



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

**MODELACIÓN NUMÉRICA DE EROSIÓN INTERNA DE SUELOS**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN  
CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**ABELARDO ANDRÉS JULIO AMDAN**

**PROFESOR GUÍA:  
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
RAMÓN VERDUGO ALVARADO  
CAROLINA VERGARA VILCHES**

**SANTIAGO DE CHILE  
SEPTIEMBRE 2011**

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR  
AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE  
LA INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA  
GEOTÉCNICA Y AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
POR: ABELARDO A. JULIO AMDAN  
FECHA: 25/11/2011  
PROF. GUÍA: SR. RICARDO MOFFAT C.

## **MODELACIÓN NUMÉRICA DE EROSIÓN INTERNA DE SUELOS**

El estudio se enmarca en un análisis numérico orientado a determinar la distribución de tensiones efectivas que se generan en un medio poroso cuando el gradiente hidráulico se aproxima al gradiente hidráulico crítico, condición que gatilla la migración de finos en medios porosos de estructura inestable. Este fenómeno ha sido crítico en los suelos de transición y núcleo pertenecientes a la presa W.A.C. Bennet, la cual presentó serias anomalías con manifestaciones de “sinkholes” en varios puntos del coronamiento, luego de 30 años de funcionamiento.

Para estos efectos, se ha desarrollado un modelo numérico que utiliza el programa computacional que resuelve las ecuaciones de un medio continuo vía diferencias finitas, para reproducir las trayectorias de esfuerzos verticales obtenidas en probetas de suelos durante la etapa de flujo, i.e., los ensayos efectuados en el permeámetro de grandes dimensiones del laboratorio de UBC. Un aspecto relevante que requiere la solución del fenómeno, se refiere a modelar la pérdida de esfuerzos verticales en el suelo, producto del roce generado en el contacto suelo – permeámetro.

Se contempla la implementación de dos alternativas que permiten evaluar por separado dicha pérdida. Éstas corresponden a una interfaz, con propiedades de fricción y rigidez y a la distribución del módulo de deformación, expresada en función del nivel de confinamiento del suelo. La primera solución establece que la interfaz es capaz de provocar la pérdida de los esfuerzos verticales, independiente del módulo de deformación del suelo utilizado. La segunda, que no usa interfaz, requiere del ajuste del parámetro que controla la expansión lateral en el modelo (Modulo de Poisson), en cuanto permite que el suelo se “cuelgue” de las paredes del permeámetro para provocar la pérdida deseada. Debido a que ambas aproximaciones corresponden a diferentes formas de modelar el mismo problema, se establece que la mejor solución corresponde a la alternativa que considera la distribución del módulo de deformación en la probeta.

El presente estudio incluye conceptos como línea de falla hidromecánica que, en definitiva, entrega el marco geotécnico requerido para generar una solución que se aproxime al problema de inestabilidad interna, por lo que el programa computacional desarrollado en esta tesis es una útil herramienta práctica en el análisis de estabilidad interna de presas de tierra.

## AGRADECIMIENTOS

Quisiera dar mis más sinceros agradecimientos a mis padres. Su apoyo incondicional en mi formación desde el colegio hasta la universidad y durante la etapa del magister fue muy importante para terminar este largo proceso. Gracias a ellos soy quien soy y me siento orgulloso que hayan sido tan buenos padres, entregándome ante todo amor y sabiduría. También, con quienes viví y fueron mis compañeros de ruta desde el comienzo: mi mejor amigo Felipe, su hermano Javier, Jota, Eduardo y finalmente mis hermanos Cristian y Vivian. A estos últimos les agradezco la tolerancia, la comprensión, la compañía y el amor de familia.

A todas las excelentes personas que se presentaron en mi camino de la Universidad. Podría nombrarlos a todos, pero cada uno sabe la importancia que tiene en mi corazón. Así conocí a quienes hoy son parte de mi vida y se convirtieron en mis amigos, Pamela, Sebastián, Cristóbal, Brigitte, Dani, Emilio, Tomás, Eloy y el noble Lalo. Tantas noches de desvelo nos permitieron cultivar el conocimiento y una que otra ojera. Gracias por haber estado presentes en toda esta etapa y seguir estándolo en el futuro. No puedo dejar de mencionar a Mariela y mis queridas amigas de la biblioteca, Sol y Mirella. Las llevo conmigo siempre.

Agradezco a Ricardo, mi profesor guía, con quién tuve la oportunidad de desarrollar el tema de tesis que presento en este documento y de trabajar en proyectos interesantes relacionados con la modelación numérica. Además, fue pieza importante en mi visita a UBC en Canadá donde conocí a Jonathan Fannin, quién me formó durante los 6 meses en el extranjero.

No quiero perder la oportunidad de agradecer a quienes considero mi segunda familia; mis colegas de CMGI Ltda., Sebastián y Guillermo y, por sobre todo, Gustavo y Ramón, con quienes sigo creciendo profesionalmente día a día para llegar a ser mejor en lo que hago y me gusta. Gracias también por entregarme los espacios para terminar de escribir y desarrollar esta tesis. De otro modo, hubiera sido imposible.

Finalmente, a mi pareja Leticia, quien hizo lo imposible por mantener mi ánimo en los tiempos más difíciles y quien me hizo entender que el amor y la confianza en uno mismo te permiten llegar lejos y alcanzar todas las metas que te propongas, aun cuando se ven más lejanas.

En memoria de José, Cristina y mi tío Juan Pablo.

## TABLA DE CONTENIDOS

1. Introducción.....	8
2. Revisión Bibliográfica .....	10
2.1. Flujo unidimensional en medios porosos.....	10
2.1.1. Factores que influyen en la filtración .....	14
2.1.2. Fuerzas existentes en el proceso de filtración.....	15
2.1.3. Esfuerzos en la masa de suelo .....	17
2.2. Erosión Interna .....	20
2.2.1. Criterios geométricos de estabilidad.....	21
2.2.1.1. Estabilidad suelo base – suelo filtro .....	21
2.2.1.2. Estabilidad interna del suelo.....	34
2.2.2. Criterios hidráulicos de estabilidad .....	56
2.3. Modelación numérica de presas.....	71
3. Proyecto W.A.C. Bennet.....	72
3.1. Ubicación.....	72
3.2. Características de la Represa .....	73
3.3. Fuentes del material y sus granulometrías.....	76
3.3.1. Áreas Investigadas .....	76
3.3.2. Granulometrías.....	79
3.3.3. Propiedades de los Materiales .....	82
3.4. Transporte, Colocación y Compactación.....	87
3.4.1. Especificaciones.....	91
3.5. Desempeño de la represa .....	93
4. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua.....	96
4.1. Introducción .....	96
4.2. Ecuaciones de Campo .....	98
4.3. Formulación numérica .....	100
4.4. Modelos constitutivos .....	103
4.4.1. Grupo de modelo null .....	103

4.4.2. Grupo de modelos elásticos .....	103
4.4.3. Grupo de modelos plásticos .....	104
4.4.4. Modelos a utilizar en esta tesis.....	104
4.4.4.1. Modelo elástico e isotrópico .....	105
4.4.4.2. Modelo Mohr – Coulomb: .....	106
4.5. Interacción hidráulica – mecánica .....	107
4.5.1. Ley de Transporte .....	107
4.5.2. Leyes de Balance .....	108
4.5.3. Leyes Constitutivas .....	109
4.5.4. Ecuación de compatibilidad.....	110
4.5.5. Flujo de Fluido y Condiciones de Borde .....	110
4.6. Interfaz .....	111
4.6.1. Flujo de fluido en la interfaz.....	114
4.6.2. Inicialización de tensiones en la interfaz .....	114
4.7. Recomendaciones.....	115
5. Parámetros del modelo numérico.....	118
5.1. Parámetros elásticos de los materiales .....	118
5.1.1. Módulo de Poisson, $\nu$ .....	119
5.1.2. Módulo de Corte, $G$ .....	120
5.1.2.1. Arenas .....	121
5.1.2.2. Gravas.....	134
5.2. Parámetros de los materiales de WAC Bennet .....	140
5.2.1. Investigación en UBC (Moffat, R. (2005)).....	140
5.2.2. Investigación en UBC (Julio, A. (2009)).....	144
5.2.3. Comparación de curvas granulométricas .....	149
5.3. Determinación de Parámetros Elásticos.....	150
5.3.1. Determinación de Parámetros de Resistencia al Corte .....	151
5.3.2. Determinación del Módulo de Poisson .....	151
5.3.3. Determinación del Módulo de Corte .....	153
5.3.4. Resumen .....	160
5.4. Interacción suelo – estructura .....	163
5.4.1. Angulo de Fricción de interfaz, $\phi$ .....	163

5.4.2. Comportamiento del contacto: Rigidez y Dilatancia .....	166
5.4.3. Distribución de esfuerzos en el contacto .....	170
5.4.4. Ejemplo Numérico: Interacción suelo – muro cantilever .....	171
5.5. Determinación de Parámetros de interfaz .....	172
5.5.1. Determinación del Ángulo de Fricción de interfaz, $\delta$ .....	173
5.5.2. Determinación de Rigidez normal y Rigidez de corte .....	174
5.5.3. Determinación del Ángulo de Dilatancia, $\psi$ .....	176
5.6. Determinación de otros Parámetros solicitados .....	177
5.6.1. Permeámetro.....	177
5.6.2. Elementos adicionales: Gravedad y Fluido .....	178
6. Estudio de estabilidad suelos de Transición y Núcleo.....	179
6.1. Aplicación de métodos de la literatura.....	179
6.1.1. Métodos analíticos de susceptibilidad de erosión interna.....	179
6.1.1.1. Istomina (1957) (ref. Kovács, 1981) .....	179
6.1.1.2. Lubochkov (1965) (ref. Kovács, 1981).....	180
6.1.1.3. Kézdi (1976) .....	184
6.1.1.4. Kovács (1981) .....	187
6.1.1.5. Kenney and Lau (1985, 1986) .....	195
6.1.2. Métodos empíricos .....	196
6.1.2.1. Burenkova (1993).....	196
6.1.2.2. Wan and Fell (2004 y 2008) .....	197
6.1.2.3. Mao (2005) .....	199
6.1.3. Interpretación de resultados de los distintos métodos.....	201
6.2. Aplicación en laboratorio (Moffat, R. (2005)) .....	203
6.2.1. Resultados experimentales .....	203
6.2.2. Análisis de resultados experimentales .....	208
6.2.3. Uso de resultados de laboratorio en el análisis numérico .....	215
7. Modelo numérico FLAC 2D .....	216
7.1. Representación de las probetas.....	216
7.1.1. Configuración del modelo.....	216

7.1.2. Malla: Definición geométrica y espacial.....	217
7.1.3. Asignación de parámetros.....	222
7.1.4. Confección de probeta .....	224
7.1.5. Aplicación de carga vertical.....	226
7.1.6. Régimen de Filtraciones.....	229
7.2. Horizontes para análisis de esfuerzos.....	230
7.3. Desacople hidráulico y mecánico .....	232
7.4. Criterios de convergencia.....	232
8. Resultados de los modelos .....	234
8.1. Modelo 1: Uso de Interfaz como elemento disipador.....	234
8.1.1. Distribución radial de esfuerzos efectivos .....	236
8.1.2. Evolución de esfuerzos y gradientes entre transductores .....	239
8.1.3. Calibración del modelo 1 .....	248
8.1.3.1. Material de Transición (T-0), C.F. = 0%.....	249
8.1.3.2. Material de Núcleo (C-30), C.F. = 30%.....	264
8.1.4. Resultados material de Transición T-0-D .....	268
8.1.5. Comentarios generales .....	281
8.2. Modelo 2: Suelo como elemento disipador.....	284
8.2.1. Distribución radial de esfuerzos efectivos .....	285
8.2.2. Evolución de esfuerzos y gradientes entre transductores .....	288
8.2.3. Calibración del modelo 2 .....	293
8.2.3.1. Material de Transición (T-0), C.F. = 0%.....	293
8.2.3.2. Material de Núcleo (C-30), C.F. = 30%.....	302
8.2.4. Resultados material de Transición T-0-D .....	307
8.2.5. Resultados material de Núcleo C-30-U .....	324
9. Análisis de Resultados y Discusiones .....	345
9.1. Modelo 1.....	345
9.1.1. Elección de nuevos parámetros de la interfaz.....	346
9.1.2. Convergencia mediante la inclusión de factores externos.....	353
9.1.2.1. Pared del permeámetro flexible.....	353
9.1.2.2. Flujo preferencial en pared del permeámetro .....	356

9.1.2.3. Abrazaderas perimetrales .....	359
9.1.2.4. Cadenas de esfuerzos.....	363
9.2. Modelo 2.....	372
9.2.1. Material de Transición, T-0.....	372
9.2.2. Material de Núcleo, C-30.....	381
9.3. Esfuerzos en la base del permeámetro .....	390
9.4. Trayectorias de Esfuerzos.....	392
9.5. Corrección de la Frontera Hidromecánica .....	393
10. Conclusiones.....	406
11. Bibliografía .....	409
ANEXOS .....	420
Anexo A: Determinación de Gs.....	421
Anexo B: Determinación de permeabilidades en cada suelo.....	423
Anexo C: Cálculo del módulo de corte para los distintos suelos.....	429
Anexo D: Resultados de Laboratorio, Moffat, R. (2005) .....	434
Anexo E: Avances en modelo W.A.C. Bennet Dam.....	447
Modelo numérico.....	447
Aspectos generales de la zona .....	448
Características de la presa.....	449
Malla de elementos finitos.....	450
Codigo FLAC: Malla W.A.C. Bennet .....	453
Anexo F: Código FLAC Modelos 1 y 2.....	465



# 1. Introducción

El desarrollo hídrico que se proyectó en la provincia de British Columbia, Canadá, a mediados del siglo pasado, permitió el diseño de una de las represas cuyas magnitudes eran comparables a las mayores obras de ingeniería que hasta la década del 60 se habían construido. La represa W.A.C. Bennet (inicialmente llamada Portage Mountain) tuvo un desempeño impecable por alrededor de 30 años. A fines de los 90, ciertas anomalías se produjeron y se manifestaron como dos cavidades cilíndricas de gran dimensión en su coronamiento (sinkholes). La migración de partículas desde la zona de Transición fue atribuida como la causa principal de este fenómeno.

En este contexto, Moffat, R. (2005) diseñó, en los laboratorios de University of British Columbia, un permeámetro de grandes dimensiones para estudiar si los suelos pertenecientes a las zonas de Transición y de Núcleo, que constituyen la represa Bennet, exhiben inestabilidad interna. El análisis contempló, de manera complementaria, la aplicabilidad de criterios analíticos y empíricos de estabilidad, que hasta esa fecha se habían desarrollado en suelos sin contenido de finos, para predecir el comportamiento de estos materiales frente a situaciones de flujo que definen, en caso de inestabilidad, fronteras hidromecánicas que son deducidas a partir de los resultados de los ensayos efectuados en laboratorio.

De esta forma, esta tesis propone desarrollar un modelo numérico en el programa de elementos finitos FLAC 2D cuya finalidad es representar el trabajo empírico desarrollado por Moffat, R. (2005) con el fin de evaluar las fronteras hidromecánicas por él propuestas, fronteras que pueden ser implementadas a futuro en el modelo numérico de una represa. El enfoque de convergencia y proximidad a los resultados se enmarca en la evaluación de los esfuerzos verticales efectivos medidos en laboratorio, de forma discreta, entre transductores distribuidos en toda la altura de las probetas, al final de la etapa de sollicitación de una carga vertical en la superficie que, para el suelo de Transición y de Núcleo, alcanzan los 175 y 100 kPa, respectivamente. El desarrollo de los esfuerzos producto de las fuerzas de filtración son los que permiten validar los resultados experimentales o definir nuevas curvas de falla hidromecánica basadas en correcciones de los esfuerzos obtenidos.

En este modelo se utilizan herramientas del software tales como la axisimetría rotacional, leyes de distribución tensional e interfaz ente suelo y permeámetro. Esta última es la que, en un caso, domina completamente los resultados del modelo, ya que los parámetros que caracterizan el contacto muestran gran sensibilidad y, en algunos casos, inestabilidad numérica.

En consecuencia, el desarrollo de esta tesis permite explorar una arista poco utilizada de la geotecnia, que es la modelación numérica de ensayos de laboratorio. Siguiendo esta misma línea, entrega además una primera aproximación de los rangos de los valores de los parámetros que intervienen en un problema, siendo así pionera en la evaluación fundada y respaldada tanto en los resultados empíricos sobre los suelos pertenecientes a las zonas de Transición y de Núcleo, como en otros estudios anteriores disponibles en la literatura.

Finalmente, se postula que la modelación numérica utilizada será de gran utilidad para la evaluación de la erosión interna en represas de tierra en términos de los esfuerzos efectivos y los gradientes hidráulicos desarrollados en ellas. En este contexto, en los anexos se entregan aspectos relacionados a la evaluación numérica de la represa W.A.C. Bennet y el código FLAC de la grilla, aspectos que entregan el puntapié inicial para un posterior estudio de inestabilidad hidromecánica de los materiales evaluados en este documento.

## 2. Revisión Bibliográfica

### 2.1. Flujo unidimensional en medios porosos

El principio de la teoría de flujo abarca diversos conceptos que definen el proceso de filtración a través de un medio poroso. Los dos elementos principales que participan en este proceso son el fluido y la matriz porosa.

Producto de la forma y empaquetamiento de partículas en un volumen determinado, se forma una matriz interconectada aleatoria de vacíos. Si posteriormente el suelo es saturado y el sistema se encuentra en total equilibrio, el fluido se mantendrá estático. No obstante, la variación de presión del fluido en cualquiera de los extremos del suelo, iniciará la filtración desde el sector de mayor carga hidráulica. La respuesta física del sistema estará caracterizada por las propiedades específicas de cada uno de los elementos antes mencionados y de la interacción entre ambos.

Cualquiera sea la dirección del flujo, el fluido puede desplazarse a través de los poros como lo muestra la Figura 2.1.1. Desde el punto A (escala microscópica), cada partícula del fluido puede tomar distintos caminos zigzagueantes para llegar al punto B<sup>†</sup>. Es más, dos partículas que avancen juntas pueden escoger diferentes senderos al llegar a una bifurcación, lo que hace de la elección del camino una variable aleatoria en el tiempo (Kovács, 1981). Dicho movimiento produce una reacción del suelo producto de la fuerza que el fluido ejerce sobre sus partículas. Es decir, la fuerza necesaria,  $F$ , requerida para mover un volumen de agua a través de los poros, a una velocidad determinada, se encuentra en equilibrio con la fuerza resistente generada por la fricción interna de la estructura,  $R$ .

Si existe equilibrio entre dichas fuerzas, es posible obtener una relación directamente proporcional entre el caudal total,  $Q$ , y el gradiente hidráulico,  $i$ . Ésta fue determinada por Darcy en su estudio de las propiedades del flujo de agua a través de un suelo arenoso (ver Figura 2.1.2): variando el largo de la muestra y la presión del agua aplicada en la parte superior e inferior del aparato obtuvo una relación para el caudal total de agua, como lo muestra la expresión (2.1), denominada *Ley de Darcy*.

---

<sup>†</sup> Para efectos prácticos, se puede considerar que el agua fluye de un extremo a otro en línea recta (escala macroscópica).

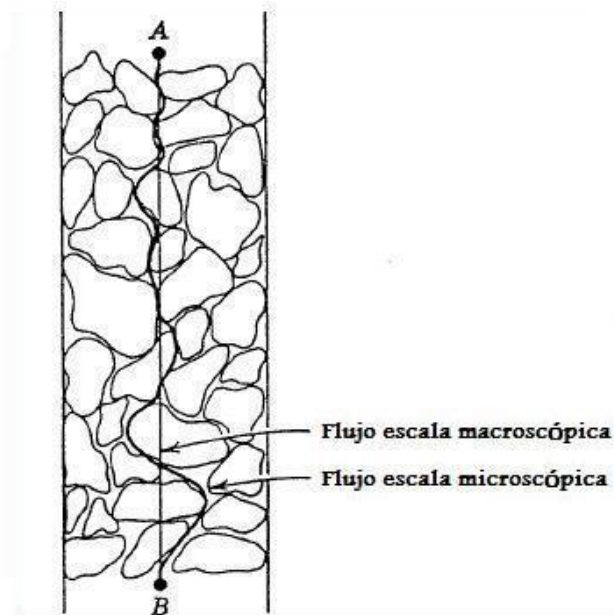


Figura 2.1.1. Movimiento de una partícula de agua a través del suelo, Lambe and Whitman (1969)

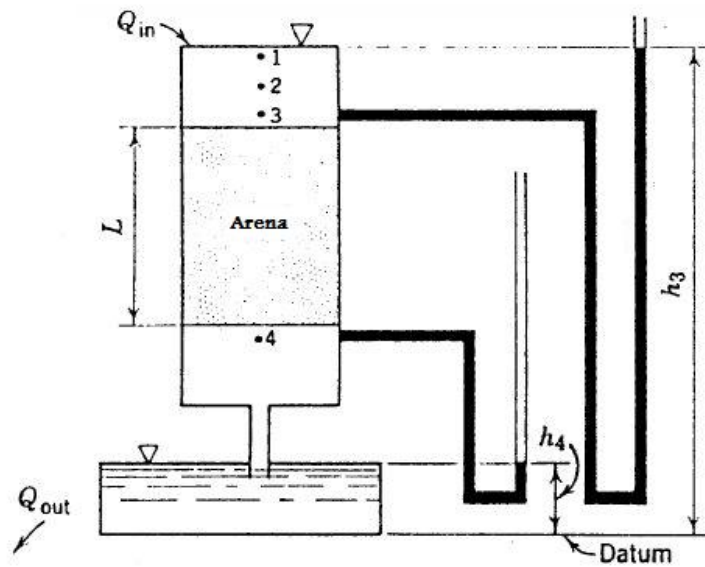


Figura 2.1.2. Experimento de Darcy, Lambe and Whitman (1969)

$$Q = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A = k \cdot i \cdot A \quad (2.1)$$

donde  $Q$  caudal total  $[L]^3/[T]$

$k$	coef. de permeabilidad de Darcy o conductividad hidráulica $[L]/[T]$
$\Delta h$	diferencia de carga hidráulica total entre extremos del aparato $[L]$
$L$	largo de la probeta de suelo $[L]$
$A$	Área transversal total de la muestra de suelo $[L]^2$
$i$	gradiente hidráulico

La velocidad de descarga, definida como la cantidad de fluido por unidad de tiempo que filtra a través de un área unitaria, normal a las líneas de flujo (Terzaghi et al., 1996), puede obtenerse reescribiendo la ecuación (2.1) de la siguiente forma:

$$q = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad (2.1)$$

Debido a que el área promedio disponible para el flujo,  $A_e$ , es menor que el área total,  $A$ , y utilizando el principio de continuidad, se pueden relacionar la velocidad de descarga con la velocidad efectiva promedio del flujo a través del suelo,  $q_s$ , de la siguiente forma:

$$Q = q \cdot A = q_s \cdot A_e \quad (2.2)$$

Esta velocidad efectiva es denominada *velocidad de filtración*. Reordenando los valores de (2.2) y substituyendo en (2.1), es posible obtener que la velocidad de filtración resulta igual a la velocidad de descarga dividida por la porosidad del suelo,  $\eta$ :

$$q_s = \frac{q}{\eta} = \frac{k \cdot i}{\eta} \quad (2.3)$$

Anteriormente se mostró que el agua no fluye en línea recta a través del suelo sino que lo hace a través de los canales disponibles formados por la interconexión entre poros. Por lo tanto, la velocidad recién obtenida en (2.3) es una velocidad ficticia. La velocidad real se encuentra cuando se considera la longitud del canal de preferencia del flujo  $l$  en vez del largo de la probeta  $L$ . El factor de corrección se denomina *Tortuosidad*, y se define como el cuadrado de la razón entre ambas longitudes (expresión (2.4)). Es fácil ver que  $T \geq 1$ .

$$T = \left(\frac{l}{L}\right)^2 \quad (2.4)$$

Cabe destacar que, como la velocidad del fluido en los poros depende del tamaño de los vacíos y de la distancia de la partícula de agua a la superficie de la partícula de suelo más cercana (Lambe and Whitman, 1969; McCarthy, 1977), las velocidades antes obtenidas corresponden al promedio de la distribución de velocidad existente en cada conducto.

La Ley de Darcy es uno de los enunciados que forma parte de la base de la teoría de flujo en suelos. Ahora bien, su validez se extiende a la mayoría de los fluidos, siempre y cuando su número de Reynolds sea suficientemente bajo, el fluido sea tratado como incompresible y de tipo Newtoniano, y el medio poroso por el que fluye se encuentre estático (Hellström and Lundström, 2006). Por lo general, como la naturaleza del fluido es conocida, la validez de la Ley queda restringida para un rango acotado del número de Reynolds (proporcional a la velocidad de descarga) que define un dominio determinado de velocidades del fluido.

$$\text{Re} = \frac{q \cdot D}{\nu} \quad (2.5)$$

donde  $D$  diámetro del conducto [ $L$ ]  
 $\nu$  viscosidad cinemática del fluido [ $L$ ]<sup>2</sup>/[ $T$ ]

Los autores han encontrado que, para valores del número de Reynolds que se encuentren por sobre un determinado valor umbral, las altas velocidades en el medio poroso provocarían turbulencia. Por otra parte, cuando las velocidades son muy bajas, el flujo se puede ver afectado por efectos moleculares, como por ejemplo capilaridad y variación de permeabilidad, mostrando anomalías en la filtración a través del medio poroso (Scheidegger, 1957 – ref. Lambe and Whitman, 1969). En ambos casos, la expresión (2.5) no es aplicable, dejando al descubierto la no linealidad del proceso de filtración (ver Figura 2.1.3). No obstante, algunos libros entregan los valores críticos del número de Reynolds que definen los distintos regímenes de flujo. Kovács (1981), por ejemplo, utiliza el diámetro efectivo de Kozeny,  $D_h$ , y el coeficiente de forma,  $\alpha$  (que se definirán posteriormente), para establecer los límites con que el número de Reynolds del modelo del medio poroso propuesto por él,  $\text{Re}_p$ , queda bien caracterizado:

- $Re_p < 10$  zona laminar (Darcy)
- $10 < Re_p < 100$  zona de primera transición (Lindquist)
- $100 < Re_p < 1000$  zona de segunda transición
- $1000 < Re_p$  zona turbulenta (Froude).

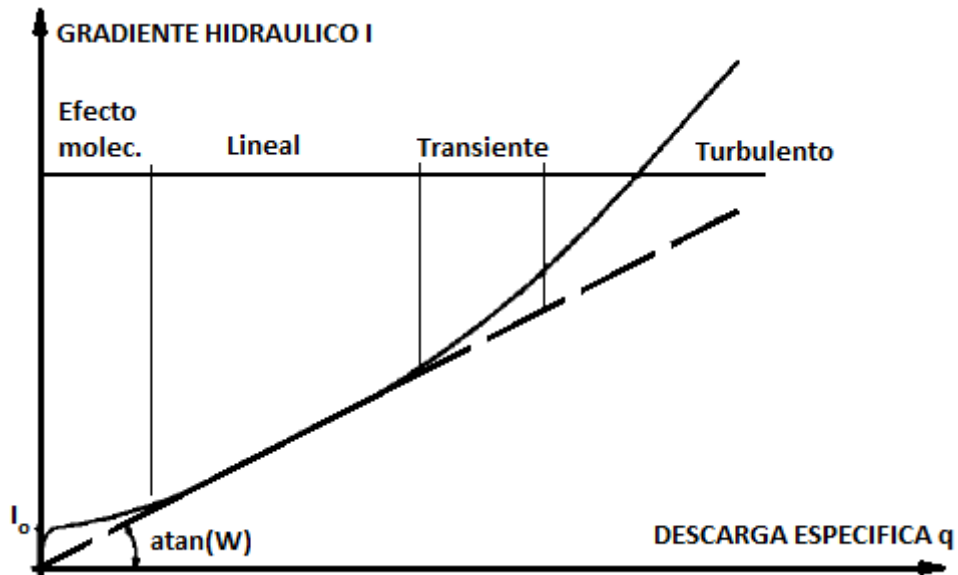


Figura 2.1.3. Esquema idealizado de la ley de flujo, modificado de Hannoura and Barends (1981)

### 2.1.1. Factores que influyen en la filtración

La respuesta global de un sistema de flujo es controlada por numerosos factores que influyen en la filtración de un fluido a través de una matriz porosa, siendo los más relevantes los que deben considerarse en un modelo. A primera vista, el parámetro que presenta una ponderación importante es la conductividad hidráulica, debido a que depende tanto de los parámetros del fluido transportado como de los del suelo. Se encontró que es inversamente proporcional a la viscosidad dinámica,  $\mu$  (o a la viscosidad cinemática,  $\nu$ ), como se muestra a continuación:

$$k = \kappa \cdot \frac{\gamma_f}{\mu} = \kappa \cdot \frac{g}{\nu} \tag{2.6}$$

donde	$\gamma_f$	densidad del fluido $[F]/[L]^3$
	$g$	aceleración de gravedad $[L]/[T]^2$
	$\kappa$	constante de proporcionalidad $[L]^2$

La constante de proporcionalidad,  $\kappa$ , depende sólo de las propiedades de la matriz sólida del medio poroso, y es llamada *permeabilidad intrínseca* del suelo (Kovács, 1981).

Consecuentemente, Cedergreen (1968) considera que el parámetro que mayormente se ve afectado en la filtración es la permeabilidad de Darcy, controlada principalmente por la viscosidad del fluido (que varía dependiendo del tipo de fluido y la temperatura a la que se encuentra), y otros factores tales como el tamaño y continuidad de los vacíos, controlado este último por el tamaño y forma de las partículas, la estructura (arreglo de partículas) y la densidad del suelo; y la posible presencia de discontinuidades.

Kovács (1981) apunta que la resistencia del sistema depende mayoritariamente del tamaño y forma de los poros que forman los canales, caracterizados por factores geométricos consistentes en el tamaño y forma de los granos, su distribución y la porosidad. Además, si el suelo es cohesivo, toman relevancia las fuerzas cohesivas que actúan entre las paredes sólidas de los canales y las moléculas de agua, afectadas por el carácter químico y mineralógico de los granos.

### **2.1.2. Fuerzas existentes en el proceso de filtración**

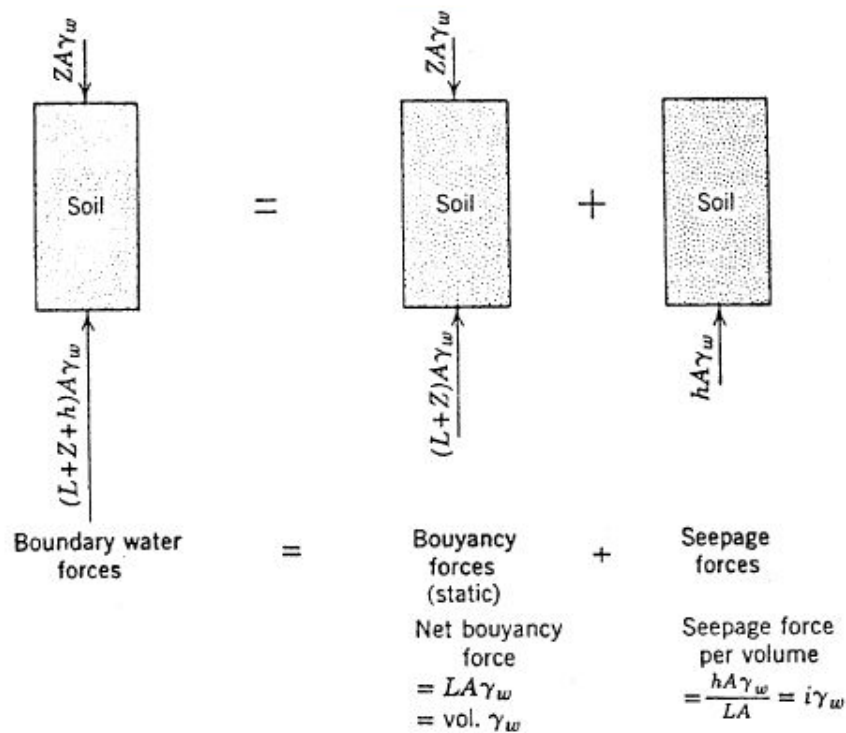
El proceso de filtración a través de un medio poroso genera esfuerzos en los granos, afectando directamente la respuesta del suelo en términos de tensiones efectivas. Las fuerzas pueden ser analizadas desde un punto de vista macroscópico y desde un punto de vista microscópico.

A nivel macroscópico, la masa de suelo sometida a filtración presenta fuerzas de acuerdo a la dirección del flujo. Las fuerzas en los bordes pueden ser descompuestas en dos tipos: La fuerza estática o boyante y la fuerza de filtración. La primera corresponde a la fuerza aplicada en caso que no existiera flujo, mientras que la segunda es la que se ocupa de producir el flujo en una dirección determinada. La Figura 2.1.4 muestra la descomposición de las fuerzas de agua en los bordes para una situación de flujo ascendente.



Como se puede apreciar, la fuerza neta boyante actúa en sentido ascendente y es igual al volumen total de la muestra por la densidad del agua, mientras que la fuerza de filtración del agua actúa como fuerza de arrastre friccional sobre el esqueleto de suelo, también en sentido ascendente. En otras palabras, la presión relacionada con la pérdida de carga total se transfiere o transforma de presión de poro en tensión efectiva.

En la Figura 2.1.4,  $h$  es la diferencia de alturas de presión de agua entre la parte inferior y superior del sistema,  $Z$  es la altura de presión de agua en la parte superior,  $L$  es el largo de la probeta y  $A$  es el área transversal total de la probeta.



**Figura 2.1.4. Descomposición de fuerzas de agua en los bordes de la probeta de suelo, Lambe and Whitman (1969)**

En consecuencia, la fuerza total de filtración se puede expresar de la siguiente manera:

$$F_f = V \cdot i \cdot \gamma_w \quad (2.7)$$

donde  $V$  volumen de suelo [ $L^3$ ]  
 $i$  gradiente hidráulico [ ]

$$\gamma_w \quad \text{densidad del agua } [F]/[L]^3$$

Es fácil ver que las tensiones efectivas del suelo en flujo ascendente son menores que las tensiones efectivas en estado de equilibrio. La fuerza de flujo provoca una disminución progresiva de las tensiones efectivas a medida que aumenta el gradiente hidráulico. Así se alcanza un valor umbral donde las tensiones efectivas en el suelo son nulas. En dicho momento se produce un fenómeno denominado *ebullición* y la matriz de suelo se mueve verticalmente hacia arriba debido a la acción de arrastre de la fuerza efectiva del fluido. Al contrario de la situación recién descrita (flujo descendente) las tensiones efectivas resultantes son mayores que las tensiones efectivas de equilibrio. La fuerza de filtración provoca un aumento progresivo de la distribución de las tensiones efectivas en la probeta con el aumento del gradiente hidráulico. El proceso puede continuar sin inconvenientes hasta alcanzar un valor umbral o crítico de gradiente hidráulico que provoque la migración de partículas desde el suelo.

Kovács (1981) postula que el movimiento del fluido dentro de un suelo totalmente saturado genera fuerzas *acelerantes*, tales como la gravedad (fuerza dominante) y la presencia de estratos superiores, diferencia de pesos específicos del agua, o la presión de vapor y gases; y fuerzas *desacelerantes*, que se generan en la interacción entre los granos del suelo y las moléculas de agua, tales como la inercia, la fricción y la adhesión. Se puede determinar una segunda clasificación de fuerzas retardantes, dependiendo del régimen de flujo en el suelo:

- Turbulento, se pueden obviar todas las fuerzas excepto la *inercia*.
- Transición, se deben considerar la *inercia* y la *fricción*.
- Laminar, se debe considerar sólo la *fricción*. (condición del flujo de Darcy).
- Micro-filtración, la fuerza dominante es la *adhesión* que actúa entre las paredes sólidas de los poros y las moléculas de agua. También se considera la *fricción* dentro del análisis.

### 2.1.3. Esfuerzos en la masa de suelo

Una masa de suelo saturado en estado estático tiene, en profundidad, una distribución de tensiones efectivas igual a su peso boyante (las cargas hidráulicas en cada uno de los extremos de la probeta son iguales):

$$\sigma'_v(z) = \gamma_b \cdot z \quad (2.8)$$

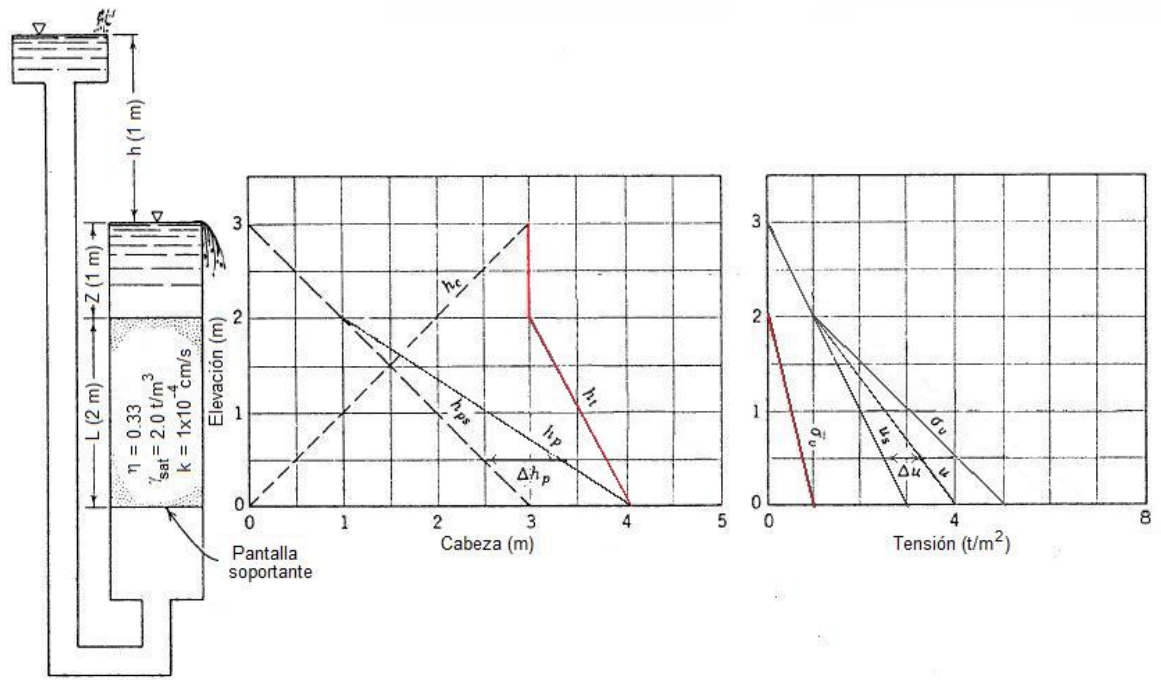
donde  $\sigma'_v$  tensión vertical efectiva  $[F]/[L]^2$   
 $\gamma_b$  densidad sumergida o boyante  $[F]/[L]^3$   
 $z$  profundidad  $[L]$

Si se varía la altura de una de las columnas de agua se inicia el flujo del fluido a través del medio: en dirección ascendente si se aumenta la columna del extremo inferior o en dirección descendente si se aumenta la columna del extremo superior. Como se mencionó anteriormente, la fuerza de filtración es la que solicita al esqueleto mediante fuerzas de arrastre por fricción (considerando régimen laminar).

Desde el punto de vista macroscópico, para un sistema cualquiera de filtración, ascendente o descendente, las tensiones efectivas corresponden a la diferencia de los valores de la distribución de las presiones de poro y tensiones totales en el suelo. Considerando una distribución de presiones de poros lineal, idealmente la forma de la distribución de los esfuerzos efectivos será la misma (expresión (2.9)). La Figura 2.1.5 muestra un ejemplo de cálculo de las tensiones efectivas según el resultado empírico encontrado por Terzaghi.

$$\sigma'_v(z) = \sigma_v(z) - u(z) \quad (2.9)$$

donde  $\sigma_v$  tensión total del suelo  $[F]/[L]^2$   
 $u$  presión de poro del fluido  $[F]/[L]^2$



**Figura 2.1.5. Obtención de las tensiones efectivas en el suelo.**

Otros autores han entregado relaciones similares a la expuesta en (2.9). Skempton (1960), considera que la tensión efectiva en el suelo depende del área de contacto entre partículas considerando la interacción entre partículas (ref. Santamarina et al., 2001):

$$\sigma'_v(z) = \sigma_v(z) - u(z) \cdot \left( 1 - a \cdot \frac{\mu}{\text{tg}(\phi')} \right) \quad (2.10)$$

donde

- $a$       área de contacto entre partículas por unidad de área del material
- $\mu$       fricción entre partículas
- $\phi'$      ángulo de fricción interna

## 2.2. Erosión Interna

La estabilidad interna de un suelo con distribución granulométrica única o cuando pertenece a un sistema suelo filtro – suelo base, es imprescindible. En el primer caso el suelo debe ser auto – filtrante, es decir, la fracción de partículas pequeñas que se encuentran en la matriz porosa no migran desde el suelo (internamente estable). En el segundo, comúnmente usado en diseño de presas de tierra, el material más grueso (filtro protector) impide o bloquea el paso de partículas finas desde el material menos permeable, permitiendo el paso del agua drenada sin generar excesos de presiones de poros.

Los diversos autores coinciden en que deben establecerse criterios adecuados para el diseño y especificación de estos suelos. Lamentablemente, no existe uno que defina de manera única el filtro ideal. No obstante, se requiere el cumplimiento de los siguientes requisitos básicos:

*Condición de estabilidad propia:* El suelo es auto – filtrante (internamente estable). De esta manera se determina si el material puede o no ser utilizado como filtro protector.

*Condición de retención del filtro:* Determina los requisitos geométricos de la fracción más fina del estrato protegido para que no migren a través del filtro. Esta entrega una relación entre el tamaño de la partícula del suelo protegido y el tamaño de los poros del filtro protector.

*Condición hidráulica:* incluye los requisitos del material filtro que aseguren una alta permeabilidad para prevenir el desarrollo de excesos de presión de poros y su resistencia estructural al flujo de agua.

Como se verá posteriormente, algunos autores se han concentrado en estos aspectos para diseñar un suelo filtro adecuado para el material que debe ser retenido, mientras que otros han determinado expresiones de los gradientes hidráulicos críticos con el que los suelos, que han sido clasificados como inestables, inician el proceso de erosión interna. A continuación se presentan en detalle los criterios que definen la estabilidad de un sistema suelo base – suelo filtro o de un suelo filtro desde puntos de vista geométrico e hidráulicos (un completo resumen de criterios de 43 autores desde el año 1923 hasta el año de su publicación, pueden ser encontrados en Schuler and Brauns, 1993).

## 2.2.1. Criterios geométricos de estabilidad

### 2.2.1.1. Estabilidad suelo base – suelo filtro

Una de las primeras aproximaciones en el diseño de filtros, desde el punto de vista teórico, fue hecha por Prinz (1923), quien idealizó el filtro como un empaquetamiento de partículas esféricas y, basado en consideraciones geométricas, postuló que las partículas del filtro (representadas por el diámetro  $D_{50}^f$  †) no debían ser mayores a las partículas de la base (representadas por el diámetro  $D_{50}^b$  ‡), es decir,  $D_{50}^f/D_{50}^b \leq 4.42$ . Sichardt (1952) extendió esta regla al incluir el efecto de la compactación, estipulando que para suelos sueltos este límite es 2.42 y para suelos densos es 6.46. Otros investigadores han realizado propuestas similares, encontrando resultados que no difieren de los anteriores (e.g. Taylor, 1948).

Muchos de los criterios que hasta hoy se desarrollan son del tipo empíricos debido a que un empaquetamiento de esferas difiere mucho del empaquetamiento real. Terzaghi and Peck (1948), basados en los ensayos realizados por Bertram (1940), propusieron un criterio de estabilidad que satisfaga los requerimientos de un filtro:

$$\frac{D_{15}^f}{D_{85}^b} < 4 < \frac{D_{15}^f}{D_{15}^b} \quad (2.11)$$

La desigualdad de la izquierda satisface el criterio de retención y la de la derecha un criterio de filtración. Con esta formulación el criterio mejora la definición del diseño en términos de las condiciones mencionadas previamente. Sin embargo, algunos autores creen que la desigualdad de la derecha no basta para cumplir totalmente con el criterio hidráulico, apelando a la capacidad de descarga y permeabilidad del filtro (e.g. Cedergreen (1967), Vaughan and Soares (1982)).

La Figura 2.2.1 muestra las fronteras de las curvas granulométricas que satisfacen la condición de la restricción (2.11).

---

† El superíndice  $f$  denota que el diámetro corresponde al suelo filtro (más grueso).

‡ El superíndice  $b$  denota que el diámetro corresponde al suelo base (más fino).

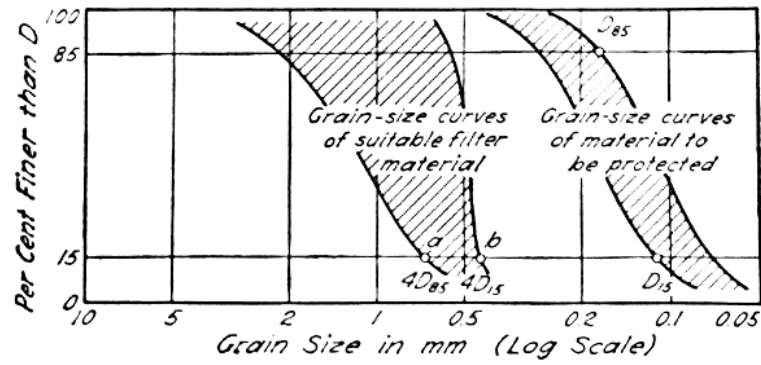


Figura 2.2.1. Curvas granulométricas de suelo base y suelo filtro, Terzaghi and Peck (1948)

Recientemente, Terzaghi et al. (1996) establecen un valor más adecuado del límite superior en el estudio de estabilidad, es decir,  $D_{15}^f / D_{85}^b = 5$ . La Figura 2.2.2 muestra las distintas fronteras que definen diversos autores, utilizando el mismo criterio de comparación antes mencionado. Como es posible apreciar, los intentos por encontrar un único criterio geométrico son muchos. A continuación se muestran en detalle algunos de los criterios postulados.

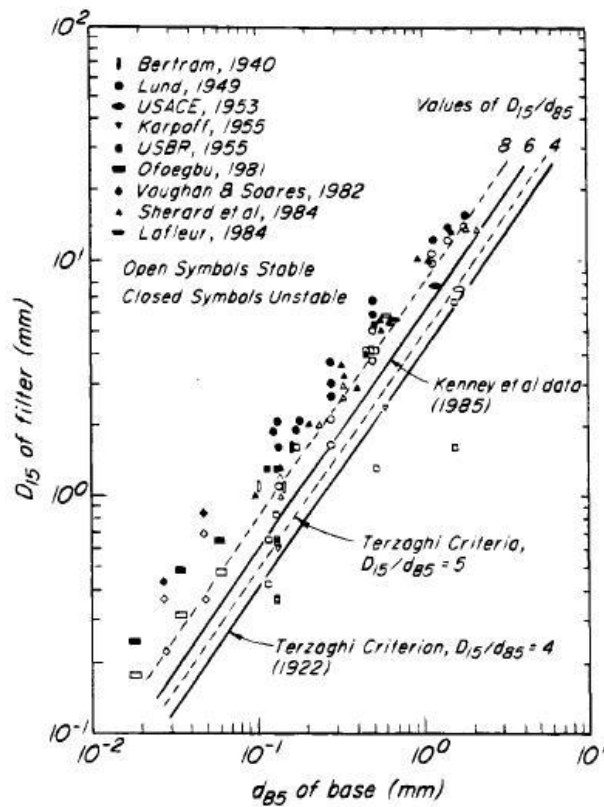


Figura 2.2.2. Criterio de estabilidad propuesto por varios autores, Terzaghi et al. (1996)

### **Sherard et al. (1984a, 1984b), Sherard and Dunnigan (1989)**

Sherard et al. (1984a) realizaron varios ensayos en un sistema de suelo base, uniforme, con un suelo filtro, uniforme, constituido principalmente de arena o grava. Un esquema de la configuración utilizada en los ensayos se puede apreciar en la Figura 2.2.3.

En ensayos de flujo descendente definieron un resultado *exitoso* cuando una pequeña o poco significativa cantidad material del suelo base migró hacia el suelo filtro, es decir, si se cumple  $D_{15}^f/D_{85}^b \leq 8.3$ . Por el contrario, para razones entre diámetros mayores a 10, el resultado arrojó *falla* del sistema. Una frontera bien definida se encuentra para  $D_{15}^f/D_{85}^b = 9$  (ver Figura 2.2.4). Concluyen que la utilización de la razón  $D_{15}^f/D_{85}^b \leq 5$  es conservadora para filtros con  $D_{15}^f > 1.0 \text{ mm}$  y que tanto las partículas angulares como las sub-redondeadas en el suelo filtro se comportaron de buena forma en este estudio.

Evaluaron, además, que el uso de los diámetros que retienen el 50% del peso,  $D_{50}^f$  y  $D_{50}^b$ , utilizados por la USBR<sup>†</sup>, no es adecuado.

---

<sup>†</sup> USBR: United States Bureau of Reclamation



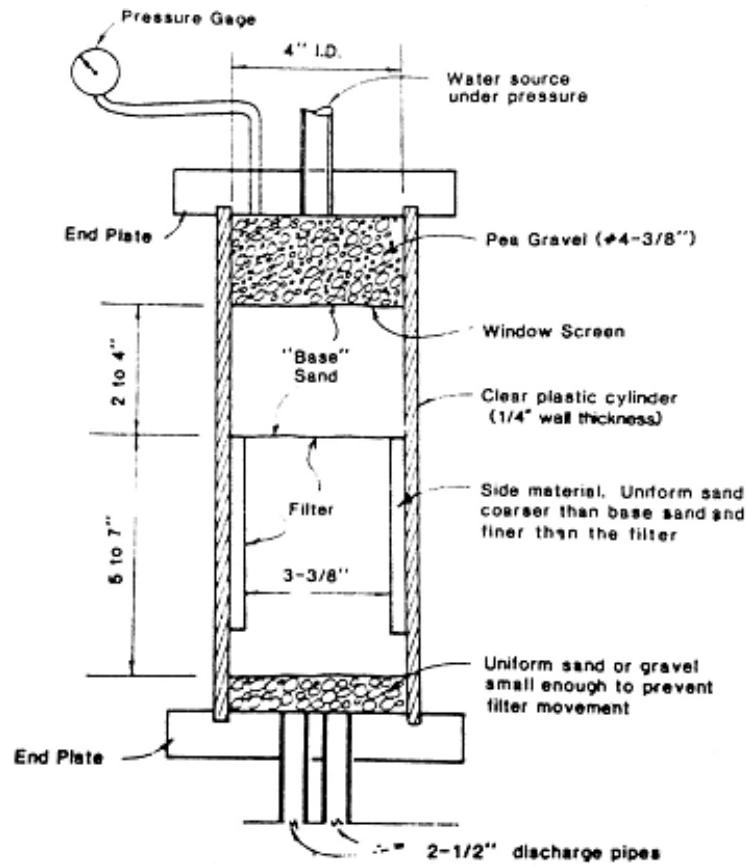


Figura 2.2.3. Configuración de las probetas ensayadas, Sherard et al. (1984a)

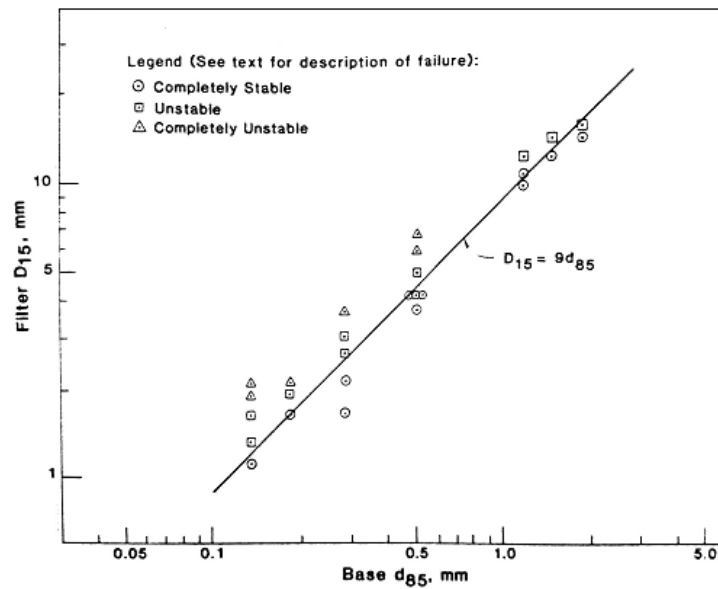


Figura 2.2.4. Criterio de estabilidad a partir de resultados de ensayos, Sherard et al. (1984a)

Sherard et al. (1984b), realizaron ensayos en suelos filtro de arena y arena gravosa que protegen suelos base limosos y arcillosos. Para cada suelo base se realizaron una serie de ensayos en filtros de diferentes graduaciones hasta encontrar la graduación del *filtro frontera* (boundary filter,  $(D_{15}^f)_B$ ). Es decir, para filtros menores a éste, los ensayos resultaron *exitosos*.

De los 36 ensayos realizados, se encontró que el menor valor de la razón entre el diámetro del 15% del suelo filtro frontera y el diámetro del 85% del suelo base, independiente del porcentaje de finos de este último, es  $(D_{15}^f)_B / D_{85}^b \geq 9$ , concluyendo lo mismo que en su publicación anterior. Con esto, la razón  $D_{15}^f / D_{85}^b \leq 5$  es una expresión conservadora y razonable para los suelos estudiados.

Finalmente, Sherard and Dunnigan (1989) utilizaron los filtros frontera establecidos anteriormente por Sherard et al. (1984) para prevenir la erosión sobre cuatro grupos de suelos base con distintos contenidos de finos. Se mantuvieron los criterios encontrados anteriormente. Sus resultados fueron los siguientes:

$$\begin{array}{ll}
 D_{15}^f \leq 9 \cdot D_{85}^b & \text{si } 85\% < C.F. \\
 D_{15}^f = 0.7 \text{ mm} & \text{si } 40\% < C.F. < 85\% \\
 D_{15}^f \leq \frac{(40 - A)}{40 - 15} \cdot (4 \cdot D_{85}^b - 0.7 \text{ mm}) + 0.7 \text{ mm} & \text{si } 15\% < C.F. < 40\% \\
 D_{15}^f \leq 4 \cdot D_{85}^b & \text{si } C.F. < 15\%
 \end{array}$$

donde  $A$  es el porcentaje de contenido de finos entre 15 y 40%.

### **Kenney et al. (1985)**

Encontraron que la condición geométrica se satisface si  $D_{15}^f / D_{85}^b \leq 6$ , bajo restricción estricta de migración nula desde el suelo base hacia el suelo filtro. El suelo filtro utilizado es un material no cohesivo y uniforme. Los ensayos se realizaron bajo régimen vertical de filtración.

Desarrollaron un análisis matemático basado en el tamaño máximo posible de una partícula, igual al tamaño de constricción de control,  $D_c^*$ , que puede migrar a través de un filtro de espesor determinado. El tamaño de la partícula depende del factor de forma de la curva granulométrica, del factor de forma de las partículas, de la porosidad, del espesor del filtro y del

tamaño representativo de las partículas. Se encontró que para suelos bases no cohesivos con  $C.U. \leq 6$ , las relaciones de diseño son  $D_5^f/D_{50}^b < 4$  y  $D_{15}^f/D_{50}^b > 5$ . El más grueso de estos dos criterios debe ser usado, siendo  $D_{50}^b > D_c^*$ . La relación entre  $D_c^*$  con  $D_5^f$  y  $D_{15}^f$  es mostrada en la Figura 2.2.5. Finalmente, para evaluar las condiciones de filtración en términos de la permeabilidad definen el número hidrodinámico de la siguiente forma:

$$R' = q \cdot \frac{D_5}{\eta \nu} \quad (2.12)$$

Encontraron que para valores de  $R'$  mayores que 10 (flujo no laminar) se produce el transporte de las partículas más grandes del suelo base a través del filtro, mientras que para valores inferiores a 10 las partículas más grandes que pueden pasar a través del filtro son menores que  $D_c^*$  (Åberg, 1993).

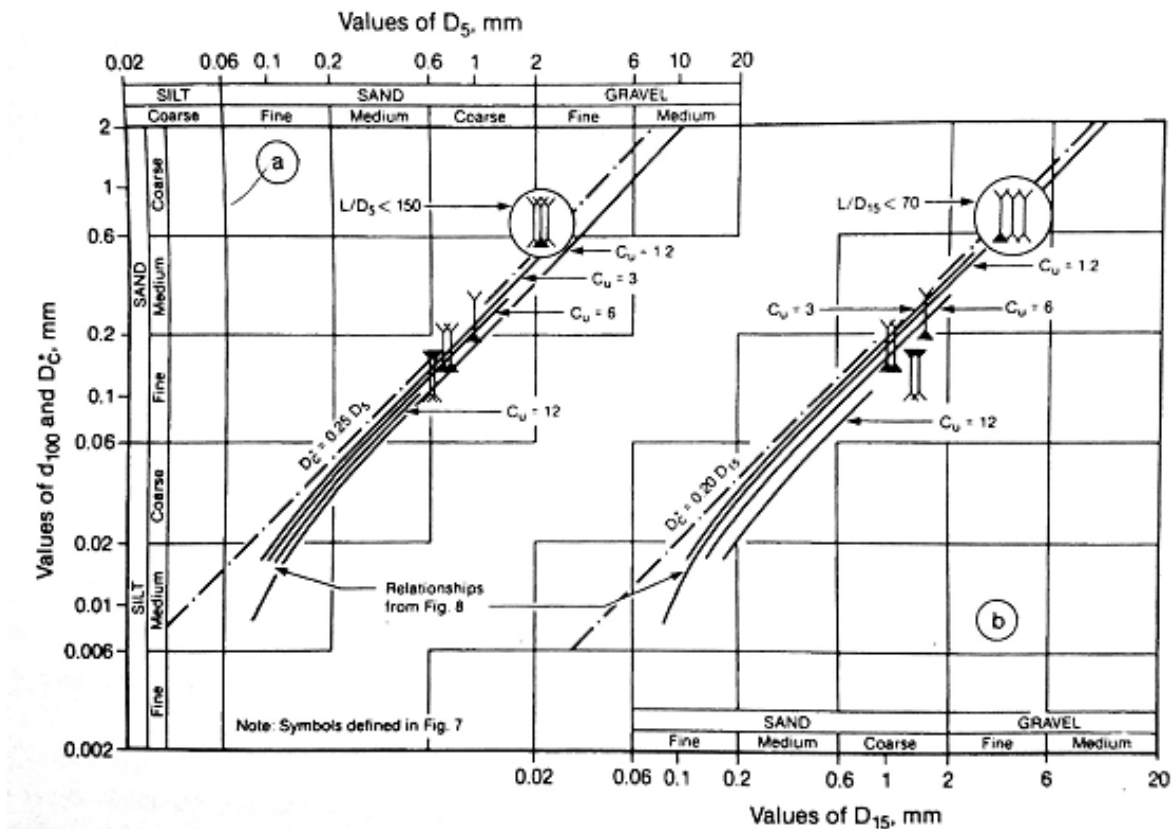


Figura 2.2.5. Relación entre el diámetro de constricción de control  $D_c^*$  con  $D_5^f$  y  $D_{15}^f$ , Kenney et al. (1985).

### Lafleur (1989), Lafleur et al. (1993)

Lafleur (1989) realiza una discusión general de diseño del filtro en base al trabajo de varios autores, estableciendo los factores que inciden en el proceso de filtración. Éstos deben ser considerados en conjunto, si no, el proceso de inestabilidad interna es probable. Los tres factores son:

- i) *Retención*: La abertura permisible del filtro,  $O^f$ , debe ser menor que el tamaño de partícula indicativa del suelo base,  $D^b$ , es decir,  $O^f < D^b$ .
- ii) *Permeabilidad*: Para prevenir la generación de exceso de presión de poros, la permeabilidad del filtro,  $k^f$ , debe ser mayor que la del suelo base,  $k^b$ , es decir,  $k^f > k^b$ .
- iii) *Condición hidrodinámica*: La intensidad y dirección del gradiente hidráulico debe ser menor que aquél que produzca migración en la interfaz del suelo filtro – suelo base, es decir,  $i < i_c$ . Para la condición de filtración utiliza el valor del número hidrodinámico  $R'$  definido por Kenney et al (1985).

Lafleur et al. (1993) estudian suelos no uniformes o de graduación abierta no cohesivos. Los criterios de retención y permeabilidad se cumplen si  $O^f/D^b = R_R < 1$  y  $k^f/k^b = R_k > 16$ , respectivamente.  $R_R$  define los cambios en la estructura porosa: si  $R_R \gg 1$ , se produce *erosión* debido a que las constricciones del filtro no son capaces de detener el avance de las partículas del suelo base; si  $R_R \approx 1$ , se produce *bridging*, equilibrio inmediato luego de la migración de partículas sólo del estrato contiguo a la interfaz suelo filtro – suelo base; si  $R_R \ll 1$ , se produce *blinding*, obstrucción de vacíos del suelo base al lado de la interfaz producto de las partículas finas del suelo base internamente inestables.

La Figura 2.2.6 clasifica los suelos filtro estudiados como de graduación lineal (linearly graded), de graduación discontinua (gap graded) y de graduación convexa (concave upward).

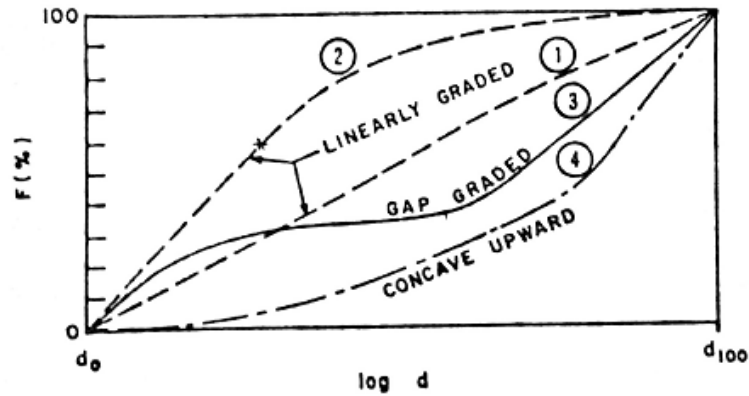


Figura 2.2.6. Tipos de suelos estables e inestables, Lafleur et al. (1993)

La Figura 2.2.7 determina un árbol de decisiones para estos suelos (letras minúsculas corresponden a los diámetros asociados al suelo base, y letras mayúsculas corresponden a los diámetros asociados al suelo filtro). La selección de filtros tiene un tratamiento especial siempre y cuando el coeficiente de uniformidad es mayor a 6. De lo contrario, el suelo se considera como uniforme.

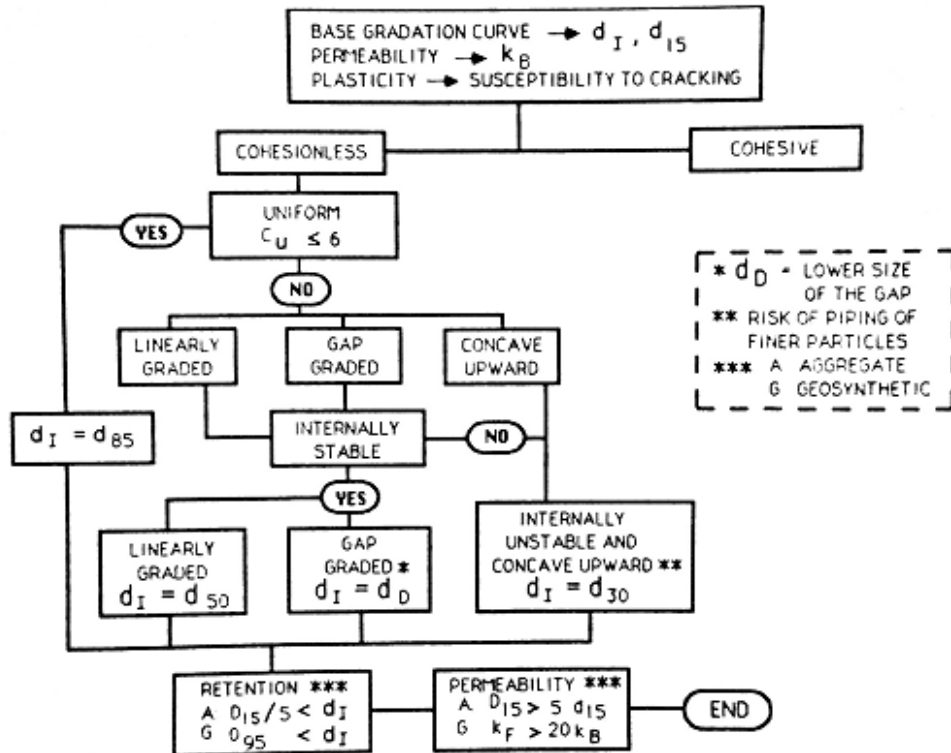


Figura 2.2.7: Criterio de selección de filtro, Lafleur et al. (1993)

## Honjo and Veneziano (1989), Honjo et al. (1996)

Honjo and Veneziano (1989) estudiaron el comportamiento de filtros para bases no cohesivas desde el punto de vista del modelamiento físico y del análisis estadístico. El modelo físico se basa en el principio de conservación de masa en problemas de transporte de partículas libres (migratorias) a través de un medio de partículas estables. Se estudian dos casos de suelos sobre una pantalla con abertura variable (que simula las constricciones del suelo filtro):

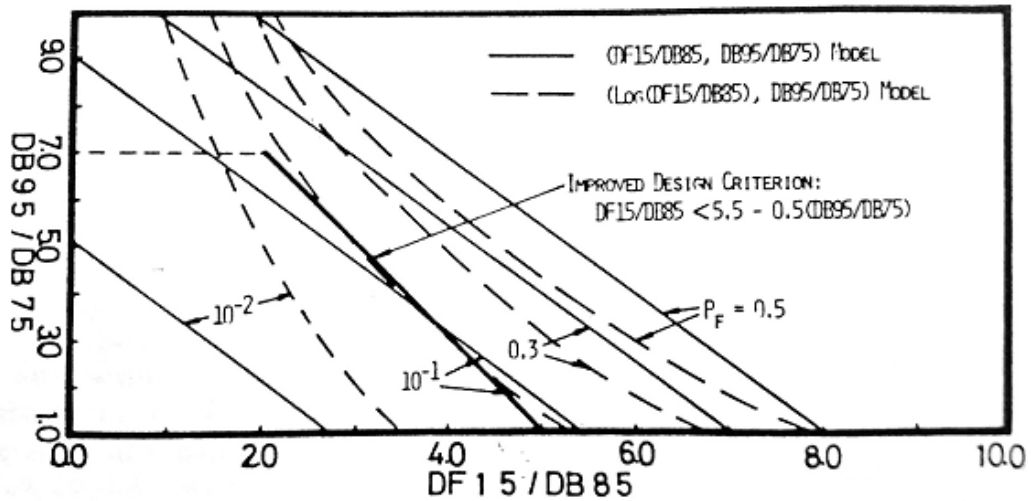
- i) en suelos base que tienen *auto – sanación* (self – healing), se encuentra que para aberturas mayores que  $D_{90}^b$  es inestable (cantidad considerable de pérdida de partículas) y, para aberturas menores que  $D_{80}^b$  es estable (se minimiza la pérdida de partículas).
- ii) en suelos base con graduación abierta o discontinua (widely – graded o gap – graded), se determina que un suelo es internamente estable si es capaz de producir auto – sanación, especialmente de su porción más gruesa.

El análisis estadístico, considerando sólo la distribución granulométrica, se realizó mediante modelos lineales de los diámetros característicos de 287 ensayos realizados previamente, con estimación de los coeficientes  $\beta_i$  mediante la *razón de probabilidad de ocurrencia* (likelihood ratio). Una expresión similar fue posteriormente definida por Wan and Fell (2004). De las correlaciones realizadas, se escogieron dos parámetros que son los que mejor representan el comportamiento del sistema suelo filtro – suelo base:

- i)  $D_{15}^f / D_{85}^b$  : razón entre el tamaño representativo de los poros del filtro y el tamaño del grano del suelo base que será capaz de auto – sanar
- ii)  $D_{95}^b / D_{75}^b$  : índice de auto – sanación que contiene un nivel significativo de las partículas del suelo base y disminuye las incertezas de medidas en suelos de graduación abierta (se basa en los tamaños de partículas con 20% de diferencia).

Finalmente, obtienen que el criterio de diseño del filtro es (ver Figura 2.2.8):

$$\frac{D_{15}^f}{D_{85}^b} \leq 5.5 - 0.5 \cdot \frac{D_{95}^b}{D_{75}^b} \quad \text{para} \quad D_{95}^b / D_{75}^b \leq 7 \quad (2.13)$$



**Figura 2.2.8. Criterio de diseño, Honjo and Veneziano (1989)**

Esto muestra que para suelos con una graduación abierta de la porción gruesa, el criterio convencional  $D_{15}^f/D_{85}^b \leq 4-5$  utilizado en suelos base más bien uniformes, no es conservador.

Honjo et al. (1996) estudiaron los factores que afectan a la estabilidad de suelos base, no cohesivos ampliamente graduados y con graduación discontinua, tales como el coeficiente de uniformidad,  $C.U.$ , el índice de auto-filtración,  $D_{95}^b/D_{75}^b$ , y el coeficiente de abertura,  $C_B$ . Para suelos con graduación discontinua, el límite superior para considerar estabilidad en el suelo de la razón de discontinuidad o *gap ratio* (razón entre el límite superior e inferior del diámetro de partículas presentes en la discontinuidad), es igual a 4.

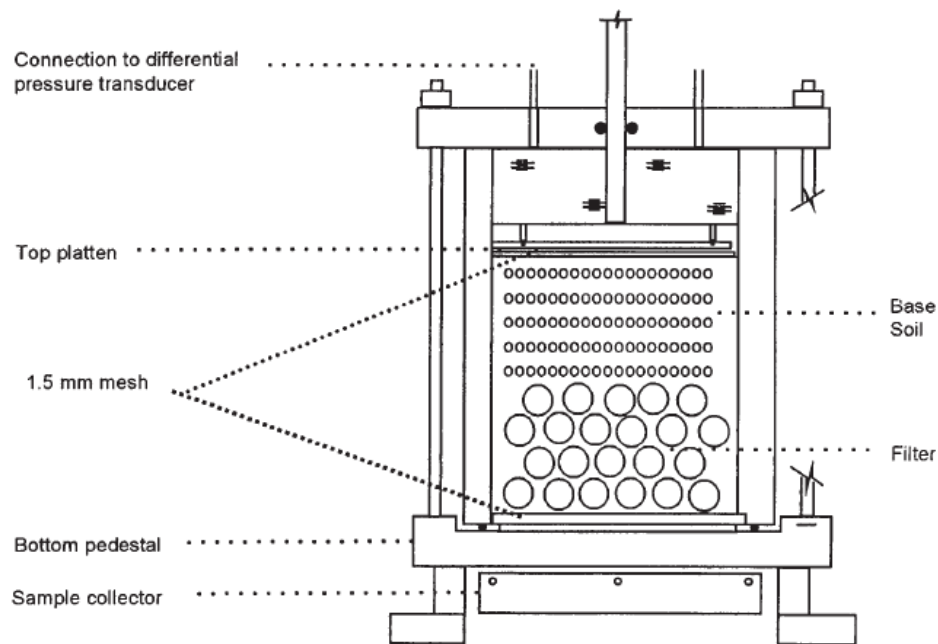
#### **U. S. Department of the Interior (1998)**

Determina que el criterio de estabilidad debe ser  $D_{15}^f/D_{85}^b \leq 5$ . De los ensayos realizados, este criterio parece ser conservador. En cuanto al criterio de permeabilidad, estipulan que debe ser al menos 25 veces mayor que la del suelo base. Esto se cumple, generalmente, si  $D_{15}^f/D_{15}^b \geq 5$ . Otros requisitos que relacionan el coeficiente de uniformidad y la graduación deben cumplirse: el suelo filtro debe ser una arena o grava no cohesiva con a lo más un 5% de finos y un  $CU = 1.5 - 8.0$ .

### Tomlinson and Vaid (2000)

Ensayaron sistemas de suelo filtro – suelo base sujetos a distintas presiones de confinamiento para determinar el gradiente hidráulico crítico que produce la migración de partículas finas a través del filtro. El esquema general utilizado es ilustrado en la Figura 2.2.9.

El suelo utilizado (glass beads) fue depositado en estado suelto y, luego, solicitado. La presión de confinamiento deseada permaneció constante durante todo el ensayo, variando entre 50 y 400 kPa. Se aplicaron gradientes hidráulicos descendentes hasta el inicio de la migración de partículas.



**Figura 2.2.9. Esquema de ensayo de sistema suelo filtro – suelo base, Tomlinson and Vaid (2000)**

Con los resultados, se estudió el efecto de la razón entre diámetros de ambos suelos, presión de confinamiento, espesor del filtro y tasa del aumento del gradiente.

Encontraron que el efecto de la razón de tamaño de partículas,  $D_{15}^f / D_{85}^b$ , es el parámetro más importante para determinar la susceptibilidad del sistema. El gradiente hidráulico crítico disminuye fuertemente con el aumento de la razón entre los diámetros de control (Figura 2.2.10). Tendencias similares fueron encontradas por Myogahara et al. (1993) en ensayos de flujo descendente en sistemas de suelo filtro – roca. Para valores de razón  $D_{15}^f / D_{85}^b < 8$  no se



percibió migración de partículas. Cuando la razón supera el valor de 12, la migración ocurre casi de forma instantánea bajo pequeños gradientes (resultado similar al de Sherard et al., 1984). Para valores intermedios, la migración dependía del gradiente hidráulico impuesto.

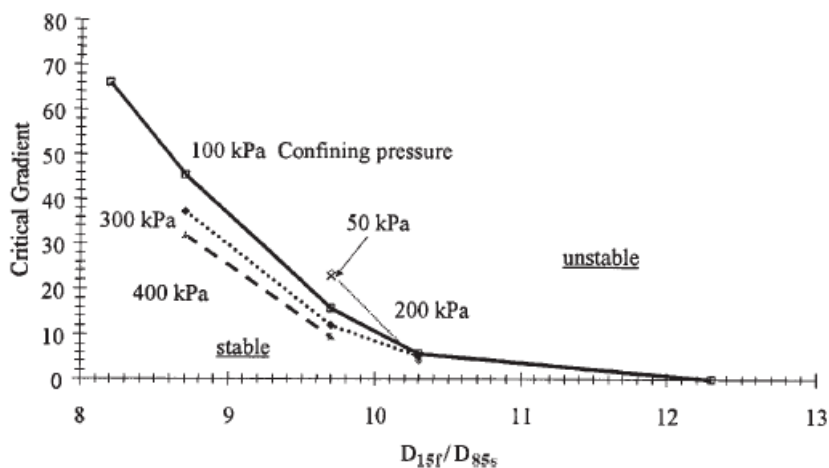


Figura 2.2.10. Efecto de la razón  $D_{15}^f/D_{85}^b$  sobre  $i_c$ , Tomlinson and Vaid (2000)

Además, encontraron que la presión de confinamiento tiene un impacto negativo menor en la estabilidad. Esto, debido al colapso de los arcos con el aumento de la tensión vertical. La tendencia muestra que para iguales razones de diámetros  $D_{15}^f/D_{85}^b$ , el gradiente hidráulico crítico disminuye con el aumento de la presión de confinamiento (ver Figura 2.2.11). Los últimos dos factores, espesor del filtro y tasa de aplicación de gradiente, mostraron tener poca importancia en la estabilidad del sistema.

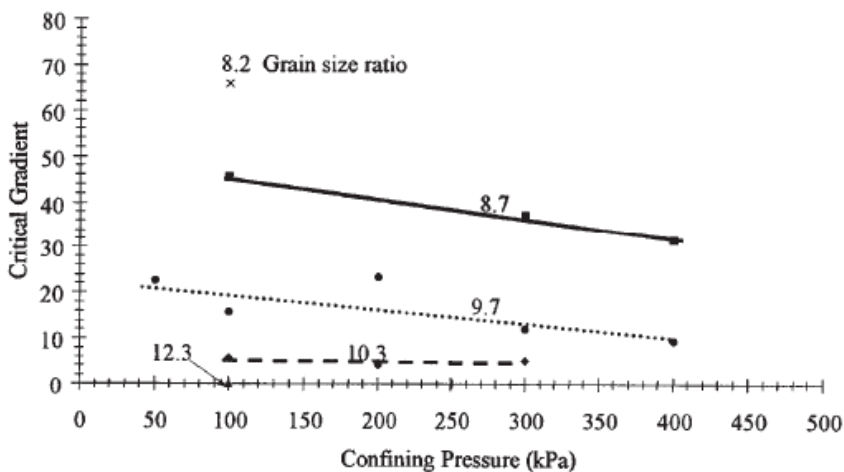
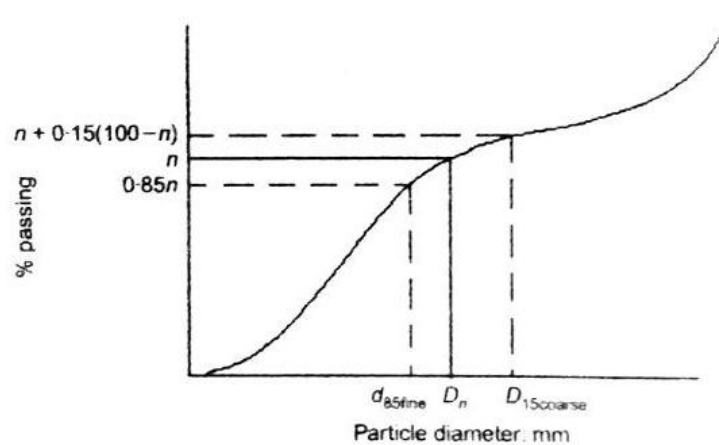


Figura 2.2.11. Efecto de  $\sigma'_v$  sobre  $i_c$ , Tomlinson and Vaid (2000)

**Locke and Indraratna (2002).**

Desarrollaron un estudio basado en la curva granulométrica llamado *Método reducido de la distribución del tamaño de partículas* (reduced PSD<sup>†</sup> method), es decir, reduce el rango de tamaños de partículas de un suelo inestable para encontrar una curva granulométrica límite estable, basados en el criterio de Terzaghi  $D_{15}^f/D_{85}^b \leq 5$ .

Inicialmente, la granulometría original es subdividida en dos ramas en un diámetro arbitrario de partícula  $D_n$ , asociado al porcentaje en peso menor a  $n\%$  (ver Figura 2.2.12). Se identifican los diámetros  $D_{15}^f$  y  $D_{15}^b$ , correspondientes a los porcentajes  $(n + 0.15 \cdot (100 - n))\%$  y  $0.85 \cdot n\%$ . Se evalúa la condición de retención y se vuelve a buscar otro diámetro hasta que satisfaga el límite inferior del criterio. A mayor valor de  $n$ , mayor es el valor del diámetro de control del filtro,  $D_{15}^f$ , y, por ende, mayor el valor de la razón. Entonces, se puede especificar la nueva granulometría (reducida), que contiene todos los diámetros menores a aquél que justo satisface la condición de Terzaghi (Figura 2.2.13).

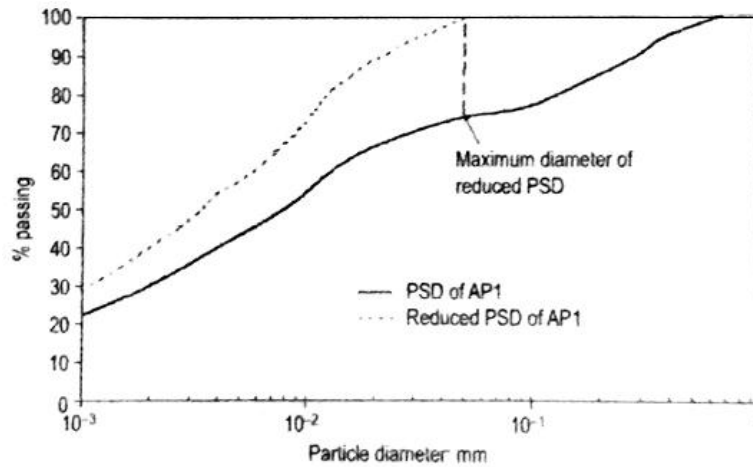


**Figura 2.2.12. División de granulometría en un diámetro arbitrario para asegurar auto – filtración del suelo, Locke and Indraratna (2002)**

Los suelos tienen un alto contenido de finos. Las fronteras adecuadas para cada uno de los suelos arcillosos y limosos (no cohesivos), se definen según  $IP > 10$  e  $IP < 10$ , respectivamente. Para los suelos no cohesivos con contenidos de finos entre 40 y 85%, el

<sup>†</sup> PSD: Particle Size Distribution

criterio de diseño resulta  $D_{15}^f / D_{85}^b \leq 4$  (donde  $D_{85}^b$  es el diámetro del 85% del peso del suelo menor al porcentaje de peso  $n^*$  bajo el cual se satisface  $D_{15}^f / D_{85}^b \leq 5$ ).



**Figura 2.2.13. Granulometría reducida a partir del método (línea punteada), Locke and Indraratna (2002).**

### 2.2.1.2. Estabilidad interna del suelo

Los criterios definidos en el acápite anterior provienen principalmente de estudios empíricos. A continuación, se detallan los casos recopilados de la literatura en que se desarrollan soluciones analíticas.

#### 2.2.1.2.1. Modelos analíticos

##### Istomina (1957) (ref. Kovács, 1981)

Define un método simple para establecer la probabilidad de inestabilidad en términos del coeficiente de uniformidad como condición geométrica de estabilidad:

No hay migración de partículas, si	$C.U. \leq 10^\dagger$
Condición de transición	$10 \leq C.U. \leq 20$
Migración de partículas es probable, si	$C.U. \geq 20$

<sup>†</sup> C.U.: Coeficiente de uniformidad

### Lubochkov (1965) (ref. Kovács, 1981)

Postula que no necesariamente la migración de partículas se produciría cuando  $C.U. \geq 20$ . Su modelo se basa en la forma de la distribución granulométrica, es decir, el estrato no es susceptible a la migración de partículas cuando la pendiente de la curva granulométrica es menor o igual que un valor umbral entre intervalos de diámetros. No obstante, en suelos ampliamente graduados se obvia el hecho que la partícula de menor tamaño de la distribución sea mayor que el diámetro del intersticio calculado de la distribución granulométrica. La subdivisión de la curva granulométrica puede ser apreciada en la parte superior de la Figura 2.2.14.

Entrega la forma matemática simplificada de la condición establecida:

$$\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{4.0} \leq 1; \quad \text{si} \quad \frac{D_{n-1}}{D_n} = \frac{D_n}{D_{n+1}} = 10 \quad (\text{factor de seguridad 1.0}) \quad (2.14)$$

$$\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{2.6} \leq 1; \quad \text{si} \quad \frac{D_{n-1}}{D_n} = \frac{D_n}{D_{n+1}} = 5 \quad (\text{factor de seguridad 1.5}) \quad (2.15)$$

$$\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{1.7} \leq 1; \quad \text{si} \quad \frac{D_{n-1}}{D_n} = \frac{D_n}{D_{n+1}} = 2.5 \quad (\text{factor de seguridad 2.3}) \quad (2.16)$$

donde

$D_n$  diámetro arbitrario de la distribución

$D_{n-1}$  y  $D_{n+1}$  se determinan multiplicando o dividiendo el valor de  $D_n$  por 10, 5 ó 2.5 de acuerdo al factor de seguridad deseado

$\Delta S_1$  y  $\Delta S_2$  porcentajes de peso entre el diámetro siguiente  $D_{n-1}$  y el diámetro arbitrario  $D_n$ , y el diámetro arbitrario  $D_n$  y el diámetro anterior  $D_{n+1}$ , respectivamente, es decir:

$$\begin{aligned} \Delta S_1 &= S_{n-1} - S_n \\ \Delta S_2 &= S_n - S_{n+1} \end{aligned} \quad (2.17)$$

El cálculo se realiza para varios diámetros arbitrarios  $D_n$  de la misma forma que se explica anteriormente. Luego, los resultados son graficados en  $\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{A}$  versus  $D_n$  ( $A$  toma valores 4.0, 2.6 y 1.7, dependiendo del factor de seguridad a la migración). El suelo será

indiscutiblemente inestable si las 3 curvas se encuentran sobre el límite horizontal igual a 1 (línea discontinua). Como lo muestra la parte inferior de la Figura 2.2.14, los diámetros críticos  $D_{cr}$  bajo los cuales las partículas se encontrarán susceptibles a la erosión por efectos de la migración de partículas, son 1.7, 1.9 y 2.1 mm, correspondientes a los factores de seguridad aplicados de 1.0, 1.5 y 2.3, respectivamente.

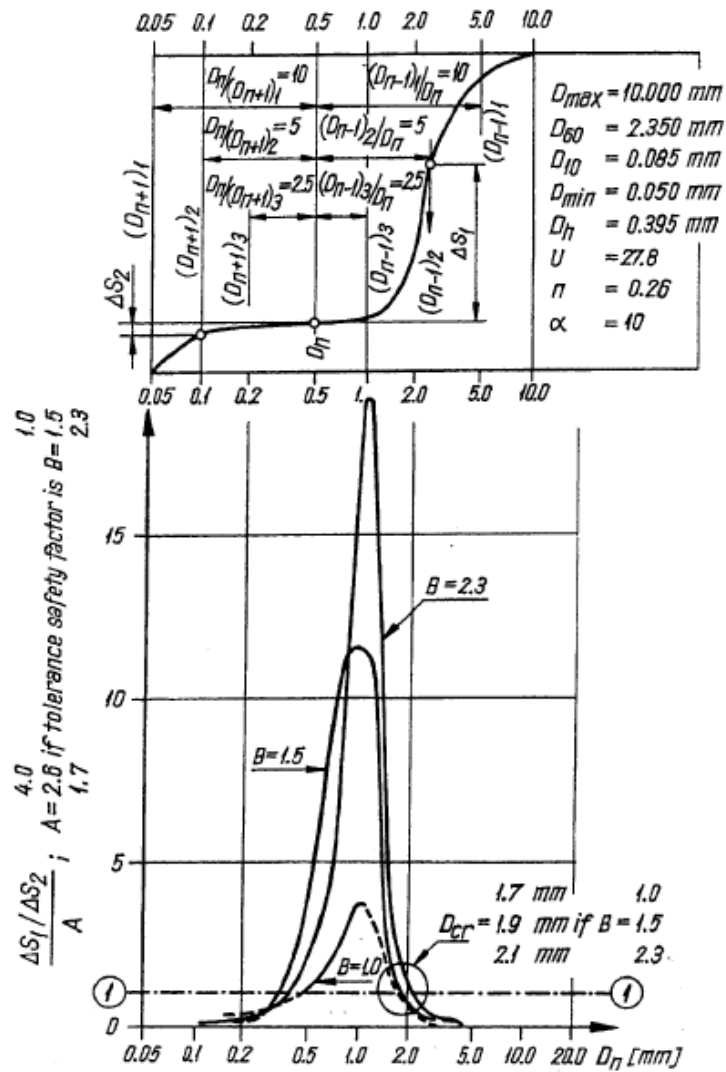


Figura 2.2.14. Aplicación del método para determinar el rango de granos susceptible a la migración, Lubochkov (1965)

## Kézdi (1976)

La *inestabilidad* ocurre aproximadamente a un mismo índice de vacíos. Por lo tanto, propone la utilización de un suelo compuesto por estratos de partículas uniformes o bien graduadas para prevenir la migración de las partículas. Si éste es bien graduado, debe satisfacer la condición de ser auto – filtrante.

El método propuesto para estudiar la estabilidad interna, se detalla a continuación:

- i) Se divide la curva granulométrica original en dos curvas independientes (una parte gruesa, curva 1, y otra fina, curva 2), a un diámetro arbitrario  $d_o$ , asociado al porcentaje de partículas que pasa,  $S_o$ , (ver Figura 2.2.15.a).
- ii) De la curva más fina se obtienen los diámetros  $d_1$  y  $d_2$ , correspondientes a los porcentajes  $S_1 = 0.15 \cdot S_o$  y  $S_2 = 0.85 \cdot S_o$ , respectivamente (Figura 2.2.15.b). Posteriormente, se encuentra el diámetro  $d$  (que será el que se utilizará para estudiar la estabilidad), correspondiente al porcentaje de partículas de diámetro menor a  $S' = 0.85 \cdot S_o + 15$ .
- iii) Se escoge, posteriormente, un nuevo valor de  $d_o$  y se repite la secuencia (i), (ii) y (iii).
- iv) Finalmente, se debe aplicar la doble desigualdad de Terzaghi a cada uno de los casos donde se dividió la granulometría original (expresión (2.18)) y verificar si se cumple el criterio de forma gráfica (ver Figura 2.2.15.c).

$$4 \cdot d_1 < d < 4 \cdot d_2 \quad (2.18)$$

Cabe destacar que, según el criterio de Terzaghi and Peck (1948), la condición de estabilidad sólo se cumple si el límite superior es satisfecho (el límite inferior sólo da cuentas de las condiciones de permeabilidad del filtro). Es por eso que si las curvas  $4d_2$  vs.  $d_o$  y  $d$  vs.  $d_o$ , de la Figura 2.2.15.c, se cruzan en un diámetro  $d_o^*$ , las partículas menores a dicho diámetro pueden ser capaces de moverse a través de los poros del esqueleto. En caso que no exista intersección de curvas, se espera que no exista migración de partículas.

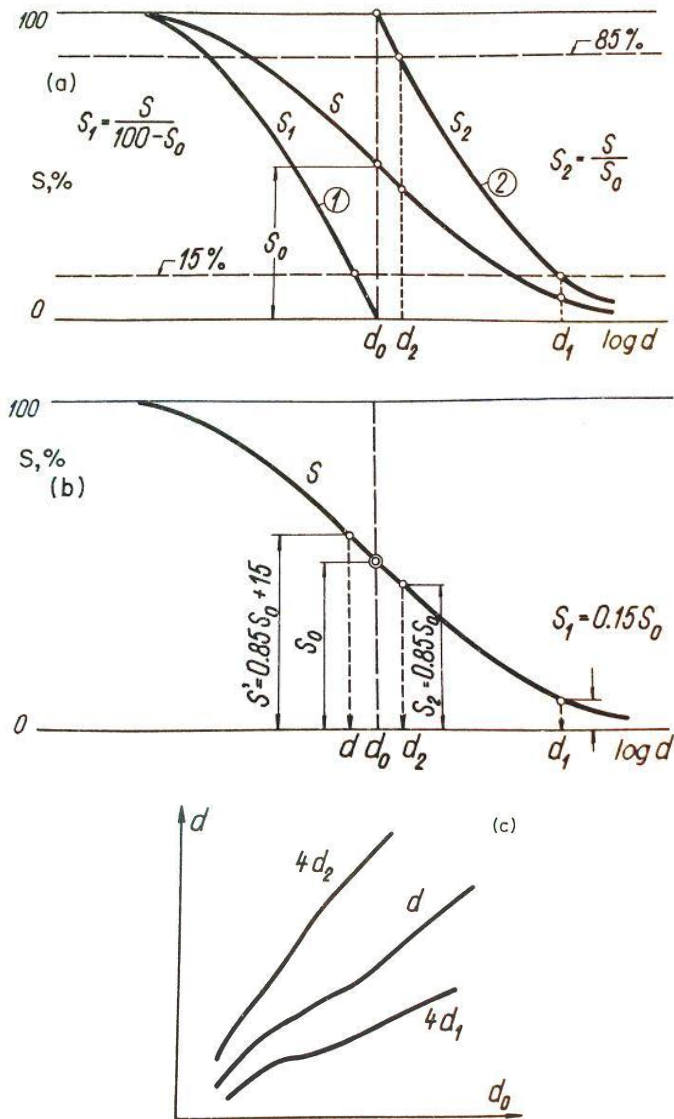


Figura 2.2.15.: Método gráfico de estabilidad interna: a) división del suelo en dos granulometrías, una fina y una gruesa; b) obtención del valor del diámetro decisivo  $d$ ; c) verificación gráfica con criterio de Terzaghi (1948). Kézdi (1976)

### Kovács (1981)

Utiliza el diámetro efectivo de Kozeny,  $D_h$  (ver expresión (2.19)), como parámetro para modelar una muestra heterodispersa de partículas esféricas (distribución equivalente formada sólo por partículas esféricas, donde la razón superficie – volumen es la misma). En la Figura 2.2.16 se muestra la subdivisión de la curva granulométrica y el cálculo del diámetro y porcentaje en peso de cada intervalo.

$$D_h = \frac{1}{\sum \frac{\Delta S_i}{D_i}} \quad (2.19)$$

donde  $\Delta S_i$  razón entre el peso del i-ésimo intervalo y el peso de la muestra total.  
 $D_i$  diámetro promedio del i-ésimo intervalo

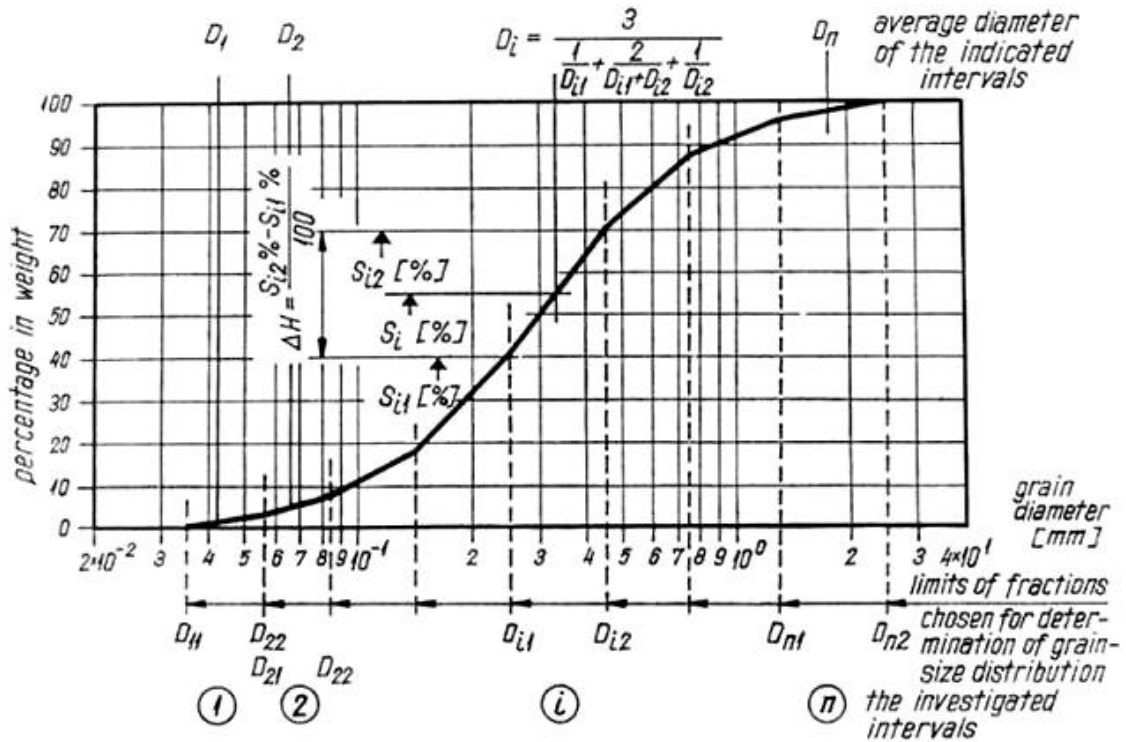


Figura 2.2.16: Forma utilizada para el cálculo del diámetro efectivo, Kovács (1981)

Si la muestra presenta una matriz de granos de forma irregular, Kovács redefine la expresión anterior en función del coeficiente de forma de cada intervalo (ver ecuación (2.20)). Valores del coeficiente de forma pueden ser encontrados en su publicación.

$$\frac{D_h}{\bar{\alpha}} = \frac{1}{\sum \Delta S_i \frac{\alpha_i}{D_i}} \quad (2.20)$$

donde  $\bar{\alpha}$  coeficiente de forma promedio de todos los intervalos.  
 $\alpha_i$  coeficiente de forma promedio del i-ésimo intervalo.

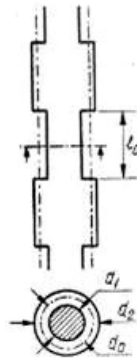


El modelo simplificado de la matriz interconectada de vacíos con tubos paralelos a la dirección del flujo (ver Figura 2.2.17), se caracteriza por sectores de distinta sección (la descarga empírica producto de la filtración es igual a la del modelo de tubos de un único diámetro, multiplicada por 0.4). Asumiendo conocido el valor  $D_h/\bar{\alpha}$ , se define un diámetro promedio,  $d_o$ , y la cantidad de tubos capilares  $N$  que cruzan el elemento de suelo, como sigue.

$$d_o = \frac{4 \cdot \eta \cdot D_h}{1 - \eta \cdot \bar{\alpha}} \quad (2.21)$$

$$N = \frac{4 \cdot \eta}{d_o^2 \cdot \pi} \quad (2.22)$$

donde  $\eta$  porosidad del suelo.



**Figura 2.2.17: Modelo que representa un sistema de canales irregulares entre granos, Kovács (1981)**

Debido a que existen poros inactivos en el sistema, es decir, no pertenecen a la red de tubos que conducen el flujo, el valor de la porosidad efectiva en las ecuaciones anteriores puede ser 0.85 – 0.95 veces el valor habitualmente deducido en mecánica de suelos.

Para establecer un criterio de selección de filtro (ver Figura 2.2.18), se debe encontrar un diámetro de partícula crítico,  $D_{crit}$ , bajo el cual se impide la migración:

- i) Se divide la muestra en un diámetro arbitrario  $D_n$ . Con este valor es posible obtener  $S_n$ , como el porcentaje de partículas de peso menor a  $D_n$ .

- ii) Se determinan la porosidad, el coeficiente de uniformidad y la porosidad máxima del esqueleto grueso de suelo, compuesto por partículas mayores a  $D_n$ . Estos parámetros se diferencian por el superíndice ( $^v$ ):

$$\eta^v = \eta + S_n \cdot (1 - \eta) \quad (2.23)$$

$$C.U.^v = \frac{D_{(0.4S_n+0.6)}}{D_{(0.9S_n+0.1)}} \quad (2.24)$$

Los valores de los diámetros de la ecuación (2.24) se determinan obteniendo los porcentajes asociados a la granulometría del esqueleto de la fracción gruesa:

$$\begin{aligned} S_{10}^v &= 0.9 \cdot S_n + 0.1 \\ S_{60}^v &= 0.4 \cdot S_n + 0.6 \end{aligned} \quad (2.25)$$

La porosidad máxima de la fracción gruesa propuesta por Kovács, correspondiente al estado más suelto del esqueleto, es el valor límite sobre el cual se evita la erosión interna ya que los esfuerzos comienzan a transmitirse por la red interconectada de partículas más finas. Es independiente del diámetro de la partícula para tamaños mayores a 0.2 mm, y se define de la siguiente forma:

$$\eta_{\max}^v = 0.3 + 0.15 \cdot e^{\frac{1 - C.U.^v}{2}} \quad (2.26)$$

- iii) Se calcula el valor del diámetro efectivo del esqueleto de la fracción gruesa  $D_h^v$ , calculado sólo para partículas mayores a  $D_n$ . Éste debe ser determinado a partir de la curva granulométrica original, tal como se mostró anteriormente en la Figura 2.2.16 y en la ecuación (2.20), es decir:

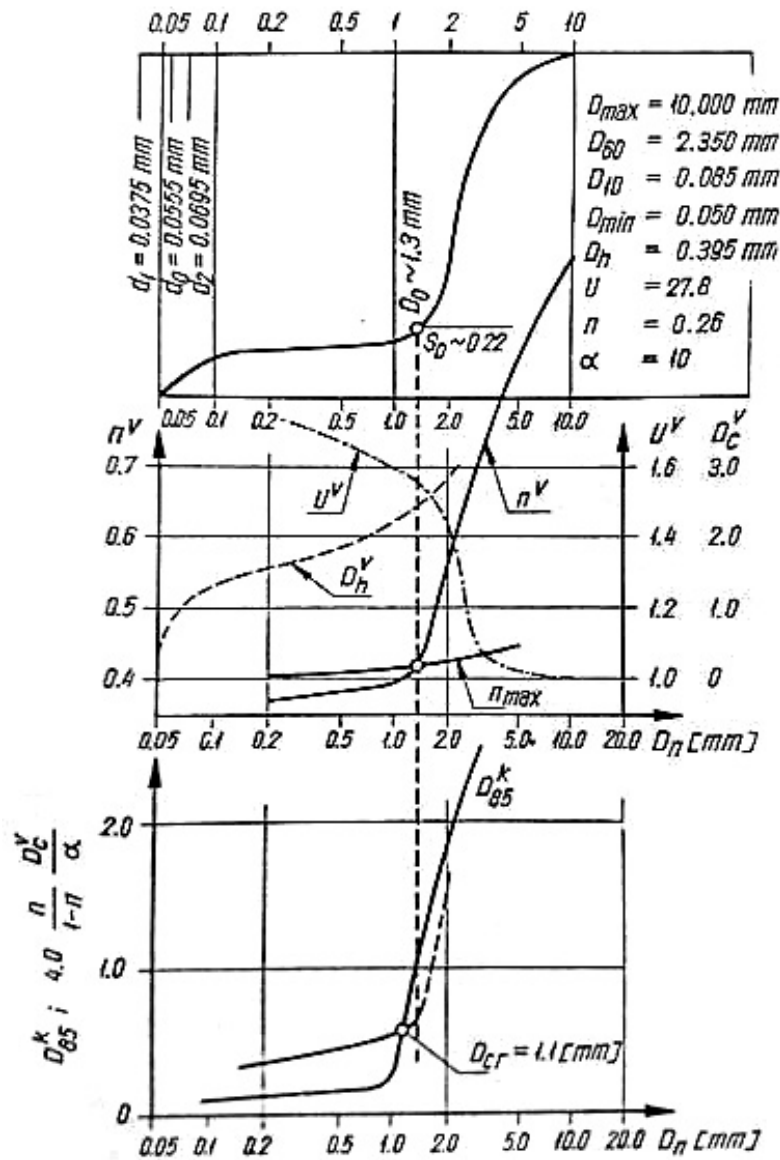
$$\frac{D_h^v}{\alpha} = \frac{1}{\sum \Delta S_i \frac{\alpha_i}{D_i}} \quad \forall D_i > D_n \quad (2.27)$$

- iv) De las partículas de diámetro menor a  $D_n$ , se calcula el valor del diámetro representativo de comparación propuesto por Cedergreen (1967), correspondiente al 85% del peso total medido de esta fracción de suelo,  $D_{85}^k$ .
- v) Se calcula finalmente el valor del diámetro característico de la fracción gruesa  $\frac{4\eta}{1-\eta} \frac{D_h^v}{\alpha}$ , con un valor del coeficiente de forma  $\alpha$  adecuado.

Tomando los diámetros  $D_n$  de los intervalos definidos de la curva granulométrica original y repitiendo i), ii) y iii) para cada uno de ellos, es posible definir las curvas que se muestran en el gráfico central de la Figura 2.2.18. De aquí, se obtiene el diámetro  $D_o$  en el punto en que  $\eta^v = \eta_{\max}^v$ .

Además, si para cada uno de los  $D_n$  considerados se calculan los puntos iv) y v), se definen las curvas correspondientes al gráfico inferior de la Figura 2.2.18. El valor del diámetro en que ambas curvas se igualan, es el diámetro crítico,  $D_{crit}$ . Esto implica que las partículas de diámetro menor a él son susceptibles a la migración. La estabilidad interna se traduce algebraicamente en:

$$\frac{4\eta}{1-\eta} \frac{D_h^v}{\alpha} \leq D_{85}^k \quad (2.28)$$



**Figura 2.2.18. Determinación del diámetro crítico del suelo bajo el cual los diámetros de las partículas más finas pueden migrar, Kovács (1981)**

Aunque la desigualdad (2.28) asegura la estabilidad interna, se debe cumplir que  $D_{crit} \leq D_o$ . De lo contrario, la inestabilidad de todo el esqueleto tiene más probabilidades de ocurrir que la migración de partículas.

No obstante, y debido a su simplicidad, Kovács sugiere el uso de la restricción original de Terzaghi para el diseño de un filtro.

### **Kenney and Lau (1985, 1986)**

Kenney and Lau (1985) realizaron ensayos en filtros no cohesivos de graduación continua y de graduación irregular (gap – graded). Los 16 ensayos se llevaron a cabo bajo régimen de filtración a carga hidráulica constante sobre probetas de suelos remoldeadas. El cambio en las distribuciones granulométricas antes y después de cada ensayo fueron las que discriminaron entre un suelo estable e inestable.

Se propuso un criterio que relaciona, en una distribución granulométrica, el porcentaje ( $F$ ) de peso correspondiente al tamaño de partícula de diámetro  $D$ , con la fracción de peso ( $H$ ) que se encuentra entre  $D$  y  $4D$ , comparando la distribución inicial con aquella que permaneció estable dentro de la probeta después del ensayo. Si no hay suficiente material entre el tamaño de partícula en el rango  $D$  y  $4D$ , el material de diámetro de partícula menor a  $D$  será probablemente lavado de la matriz porosa. De esta forma, se obtiene el porcentaje de masa perdido por lavado de finos que migraron desde la probeta y determinan si el suelo es o no inestable. Con la ayuda de la frontera  $H = 1.3 \cdot F$  (definida previamente por Loebotskiov, 1969), es posible determinar la inestabilidad: si la curva se encuentra bajo esta frontera en suelos de granulometría abierta (widely graded), con  $F < 0.2$  y en suelos con granulometría cercana (narrowly grading), con  $F < 0.3$ , el suelo es inestable (Figura 2.2.19).

Otra forma de determinar el potencial de inestabilidad en los suelos es utilizando las fronteras mostradas en la Figura 2.2.20: si la frontera superior se encuentra bajo los puntos  $H_{10}$ ,  $H_{15}$  y  $H_{20}$ , se puede concluir que el suelo es potencialmente inestable.

Posteriormente, Kenney and Lau (1986) redefinieron la frontera que relaciona  $H$  y  $F$ , quedando  $H = F$ .

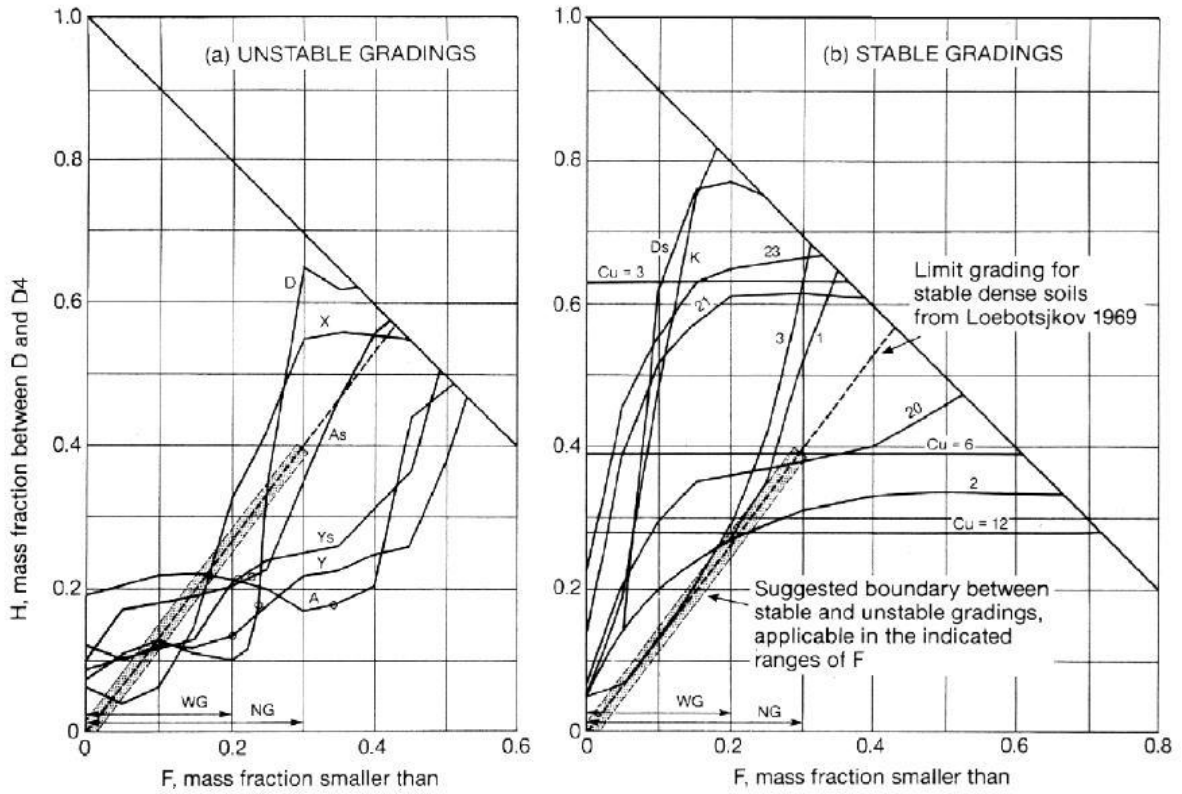


Figura 2.2.19: Forma de las curvas resultantes granulométricas inestables (a) y estables (b), Kenney and Lau (1985).

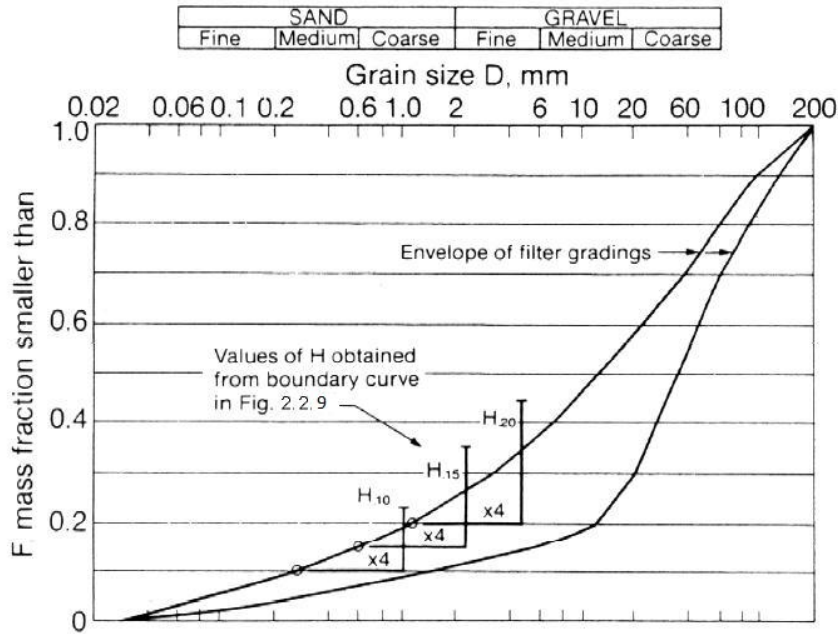


Figura 2.2.20. Criterio de inestabilidad alternativo, Kenney and Lau (1985)

## 2.2.1.2.2. Modelos empíricos

### Burenkova (1993)

Burenkova (1993) propuso un método basado en la distribución granulométrica de suelos no cohesivos para el estudio de su estabilidad interna. Se realizaron 22 ensayos sobre suelos con tamaño máximo de partículas de 100 mm. El procedimiento consiste en que el suelo se subdivide en varias fracciones:

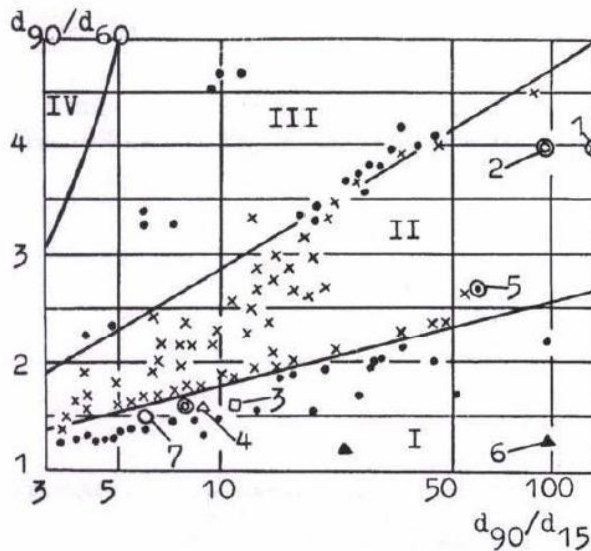
Se inicia situando la fracción más gruesa en un volumen y se mide este último. Posteriormente, se agregan las fracciones más finas y se vuelve a medir el volumen. Si éste permanece constante, las fracciones agregadas pertenecen al esqueleto de suelo. De lo contrario, las partículas excedentes son consideradas como sueltas en la matriz porosa. Basado en los diámetros característicos  $D_{15}$ ,  $D_{60}$  y  $D_{90}$ , la heterogeneidad de los suelos es descrita por dos relaciones, llamadas factores de uniformidad condicional:

$$h' = D_{90}/D_{60} \quad (2.29)$$

$$h'' = D_{90}/D_{15} \quad (2.30)$$

Graficando (2.29) en función de (2.30) (este último en escala logarítmica), y con la ayuda de las fronteras de las regiones I, II, III y IV (ver Figura 2.2.21), se puede ver si el suelo es o no internamente estable: zona II corresponde a suelos no erosionables; las zonas I y III, a suelos erosionables bajo ciertas condiciones hidráulicas; y la zona IV, a suelos compuestos artificialmente. El sector o dominio de los suelos que no son erosionables, queda expresado analíticamente por la doble inecuación:

$$0.76 \cdot \log(h'') + 1 < h' < 1.86 \cdot \log(h'') + 1 \quad (2.31)$$



**Figura 2.2.21: Criterio de estabilidad, Burenkova (1993)**

### **Wan and Fell (2004 y 2008)**

Wan and Fell (2004) realizaron un estudio sobre los factores que afectan la estabilidad interna de los suelos e investigaron la validez de los métodos existentes para suelos mixtos compuestos de limo – arena – grava o cuando a éstos se les agrega arcilla. Los ensayos fueron efectuados en configuración de flujo descendente en 14 muestras de suelos (20 probetas) con contenido de finos mayores a 10% para estudiar la inestabilidad de los suelos. Por otra parte, se efectuaron además ensayos con flujo ascendente para estudiar la validez del valor teórico del gradiente hidráulico crítico de Terzaghi. Aquí, se realizaron correlaciones entre el gradiente hidráulico al cual se inicia la migración de partículas,  $i_{start}$ , o la ebullición de la probeta,  $i_{boil}$ , con cada uno de los factores mencionados anteriormente.

Para identificar la inestabilidad interna en los suelos, proponen un método combinado entre los propuestos por Kenney and Lau (1985, 1986) y Burenkova (1993), ya que aseguran ser los más precisos en determinar la inestabilidad. Por una parte, el método de Kenney and Lau es preciso en identificar suelos estables, pero conservativo en determinar inestabilidad (esto es debido a que algunos suelos identificados como inestables por el método, tienen una buena posibilidad de ser estables). Por otra parte, el método de Burenkova es más preciso en determinar las características de inestabilidad, y es menos conservador que el método anterior en determinar estabilidad (esto es debido a que algunos suelos inestables son identificados como estables por el método).



Mediante tablas comparativas de probabilidad (ver Figura 2.2.22), clasifican 64 muestras de acuerdo a los criterios de cada autor y determinan la probabilidad de inestabilidad interna para cada mezcla de suelo (ver Figura 2.2.23).

Classification of test results for 64 soil samples			Kenney & Lau (1985, 86) method			Row total
			$H < F$	$F \leq H < 1.3F$	$H \geq 1.3F$	
			(Unstable predicted)	(Marginal)	(Stable predicted)	
Burenkova (1993) method	$h' \leq 0.76 \log(h'') + 1$ (Unstable predicted)	Unstable	16 <sup>(Note 1)</sup> (84.2%)	3 (60.0%)	0 (0%)	19
		Stable	3 <sup>(Note 1)</sup>	2	5	10
	$h' > 0.76 \log(h'') + 1$ (Stable predicted)	Unstable	4 (26.7%)	1 (20.0%)	0 (0%)	5
		Stable	11	4	15	30
Column Total :			34	10	20	64

**Figura 2.2.22. Clasificación de 64 muestras de acuerdo a los métodos de Kenney and Lau (1985, 1986) y Burenkova (1993), Wan and Fell (2004)**

Likelihood of Internal Instability		Kenney & Lau (1985, 1986) method		
		$H < F$	$F \leq H < 1.3F$	$H \geq 1.3F$
Burenkova (1993) method	$h' \leq 0.76 \log(h'') + 1$	Likely - Very likely	Neutral - Likely	Very unlikely
	$h' > 0.76 \log(h'') + 1$	Unlikely	Very unlikely - Unlikely	Very unlikely

**Figura 2.2.23. Método de inestabilidad, Wan and Fell (2004)**

Estudiando más a fondo el método de Burenkova, Wan and Fell determinan que el gráfico mostrado anteriormente en la Figura 2.2.21, sugiere el uso de un acercamiento probabilístico para predecir la inestabilidad interna. Wan and Fell (2008) denominan a este método, el *Método Modificado de Burenkova*, y está expresado en contornos probabilísticos de inestabilidad en la Figura recién mencionada, dados por la expresión:

$$P_f = \frac{e^Z}{1 + e^Z} \quad (2.32)$$

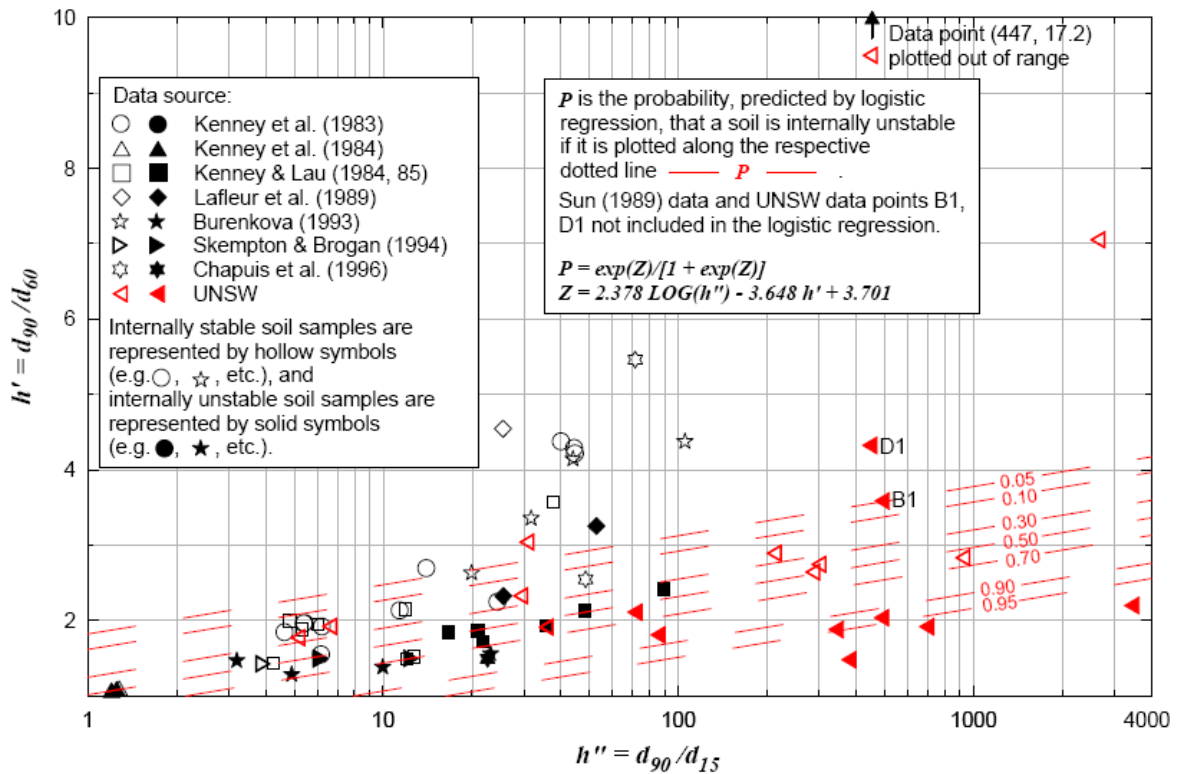
donde  $Z$  es la variable aleatoria que depende de los valores  $h' = D_{90}/D_{60}$  y  $h'' = D_{90}/D_{15}$ .  $Z$ , además, depende del tipo de suelo que se estudie (expresión (2.33) para los suelos de la

Figura 2.2.24 y expresión (2.34) para los suelos de la Figura 2.2.25) .  $P_f$  es la probabilidad con la que se predice la inestabilidad interna.

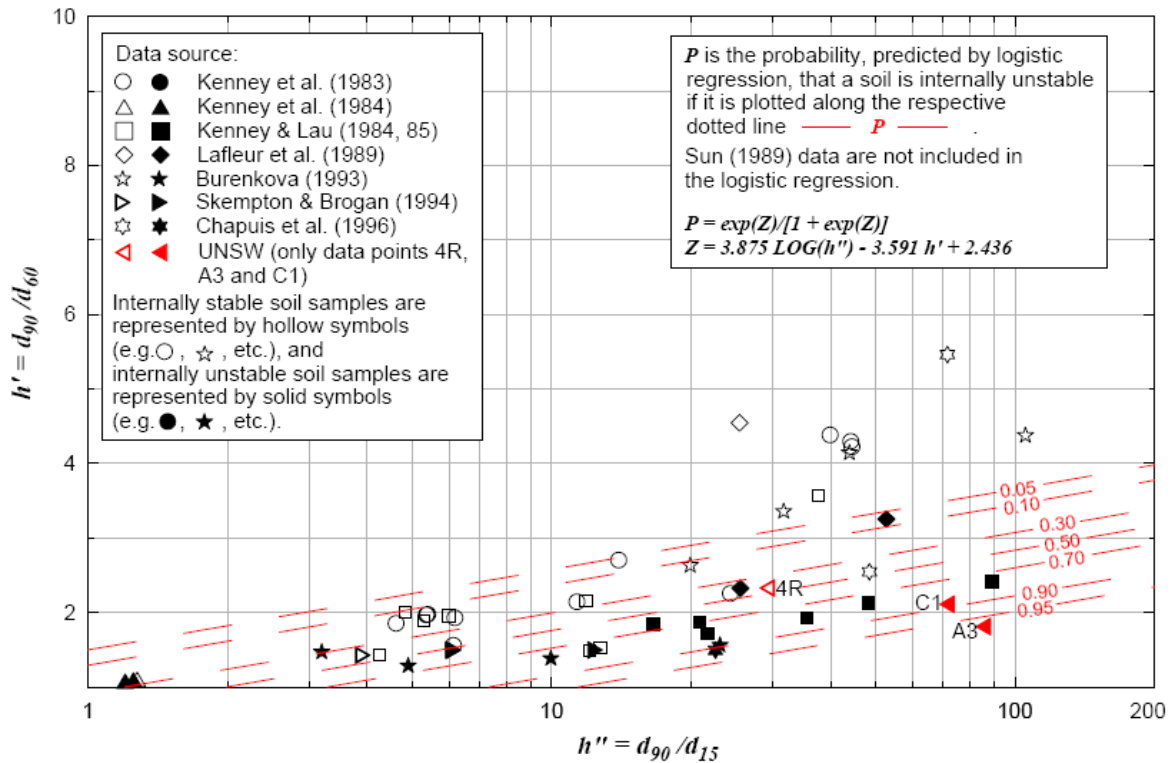
$$Z = 2.378 \cdot \log(h'') - 3.648 \cdot h' + 3.701 \quad (2.33)$$

$$Z = 3.875 \cdot \log(h'') - 3.591 \cdot h' + 2.436 \quad (2.34)$$

Así, los autores recomiendan utilizar las siguientes Figuras para determinar la inestabilidad del suelo, dependiendo del tipo de mezcla y plasticidad de los finos.



**Figura 2.2.24. Contornos de probabilidad de inestabilidad interna para suelos mixtos de limo – arena – grava y suelos mixtos de arcilla – limo – arena – grava, con contenidos limitados de arcilla (IP= 9 – 13%), Método de Burenkova Modificado, Wan and Fell (2004)**

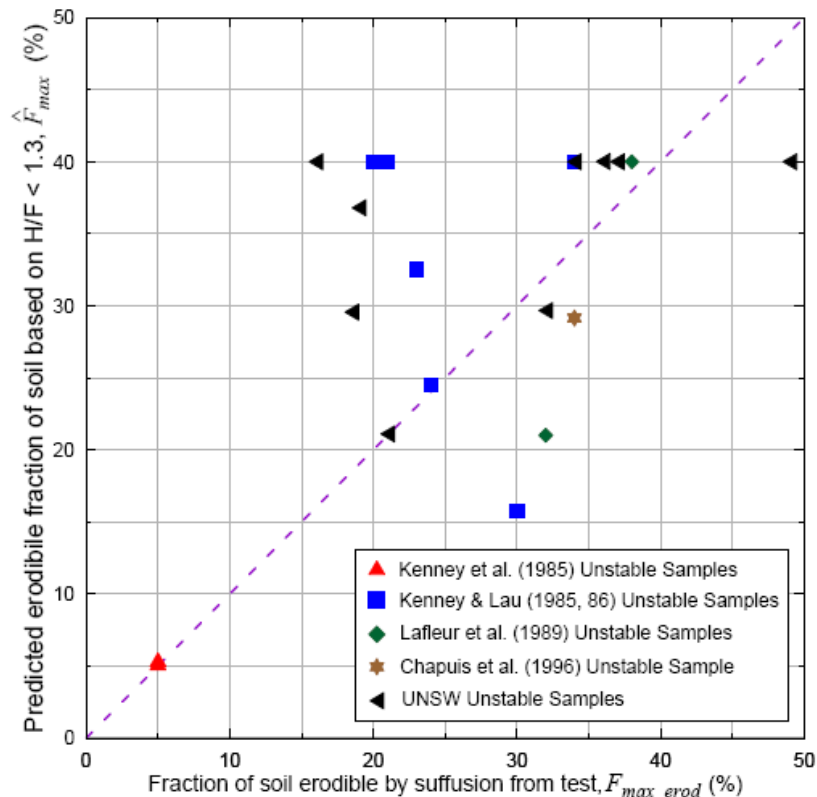


**Figura 2.2.25. Contornos de probabilidad de inestabilidad interna para suelos de mezclas de arena – grava, con porcentaje de finos no plásticos menor al 10%, Método de Burenkova Modificado, Wan and Fell (2004)**

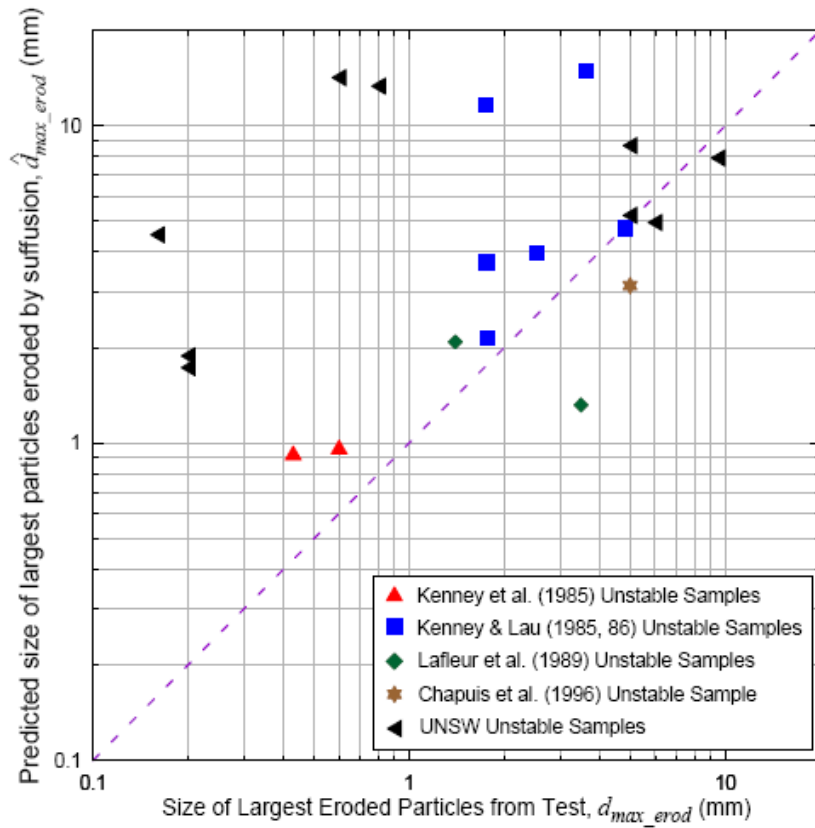
Además, proponen un método alternativo para estimar la fracción de partículas erosionables basados en el método de Kenney and Lau (1985). Mediante el análisis de partículas esféricas, encuentran que los valores propuestos por Kenney and Lau de  $F < 0.3$  para suelos más bien uniformes (narrowly graded) y  $F < 0.2$  para suelos bien graduados (well graded), no aplican para todos los tipos de suelos existentes. Estipulan que la fracción máxima de partículas finas sueltas a ser erosionables serán probablemente menores que 40%, es decir,  $F < 0.4$ . El procedimiento se detalla a continuación:

- i) Se dibuja la curva  $H$  vs  $F$ , basado en la curva granulométrica del suelo.
- ii) Se identifica el máximo valor de  $F$ , denotado por  $\hat{F}_{\max}$ , menor que 0.4, para el cual el número de estabilidad  $H/F$  es menor que 1.3.
- iii)  $\hat{F}_{\max}$  es el valor estimado de la fracción máxima de partículas erosionables, y el tamaño de partícula,  $\hat{d}_{\max\_erod}$ , correspondiente a  $\hat{F}_{\max}$ , es la estimación del tamaño más grande de partículas erosionables.

Los valores predichos de la fracción máxima erosionable,  $\hat{F}_{max}$ , deben ser graficados versus el valor real obtenido posterior a cada uno de los ensayos,  $F_{max\_erod}$ , como modo de comparación entre análisis en la curva granulométrica original y aquella resultante al final de cada ensayo (ver Figura 2.2.26). De igual forma, se hace con el tamaño de las partículas predichas,  $\hat{d}_{max\_erod}$ , con aquellas obtenidas pos – ensayo,  $d_{max\_erod}$  (Figura 2.2.26). Los autores concluyen que este método es satisfactorio en la estimación de la fracción máxima y tamaño de partícula máximo erosionable para suelos que son internamente inestables.



**Figura 2.2.26. Método para predecir la fracción máxima de suelo erosionable, Wan and Fell (2004)**



**Figura 2.2.27. Predicción del tamaño máximo de partículas erosionables versus tamaño máximo de partículas erosionables pos – ensayo, Wan and Fell (2004)**

Finalmente, Wan and Fell (2008) proponen un método alternativo para suelos graduados con coeficiente de uniformidad alto (broadly graded), basados en el método Modificado de Burenkova. Notaron que aquellos suelos que presentan una pendiente pronunciada en la fracción gruesa de la curva granulométrica y una pendiente muy pequeña en la fracción fina, son probables a sufrir inestabilidad interna. Con ensayos de prueba se determinó que las características recién explicadas en ambas partes de la curva, quedan bien representadas por las razones  $D_{90}/D_{60}$  y  $D_{20}/D_5$ , respectivamente. La Figura 2.2.28 muestra las dos fronteras que separan a un suelo estable de uno de transición, y de uno de transición con uno inestable. Los autores destacan que este método no es capaz de determinar inestabilidad en suelos de graduación discontinua (gap – graded).

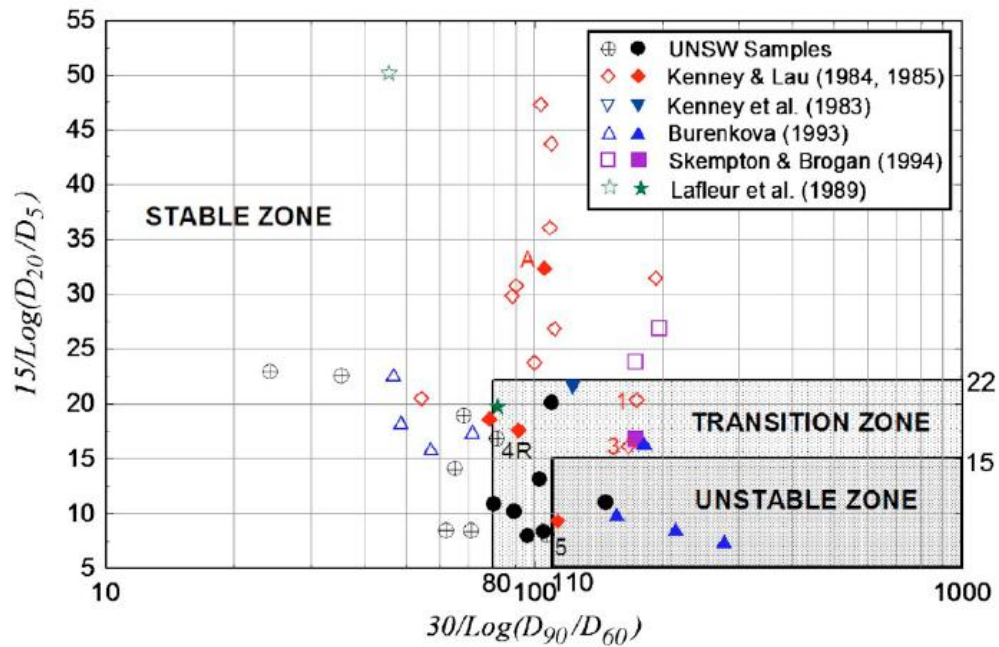


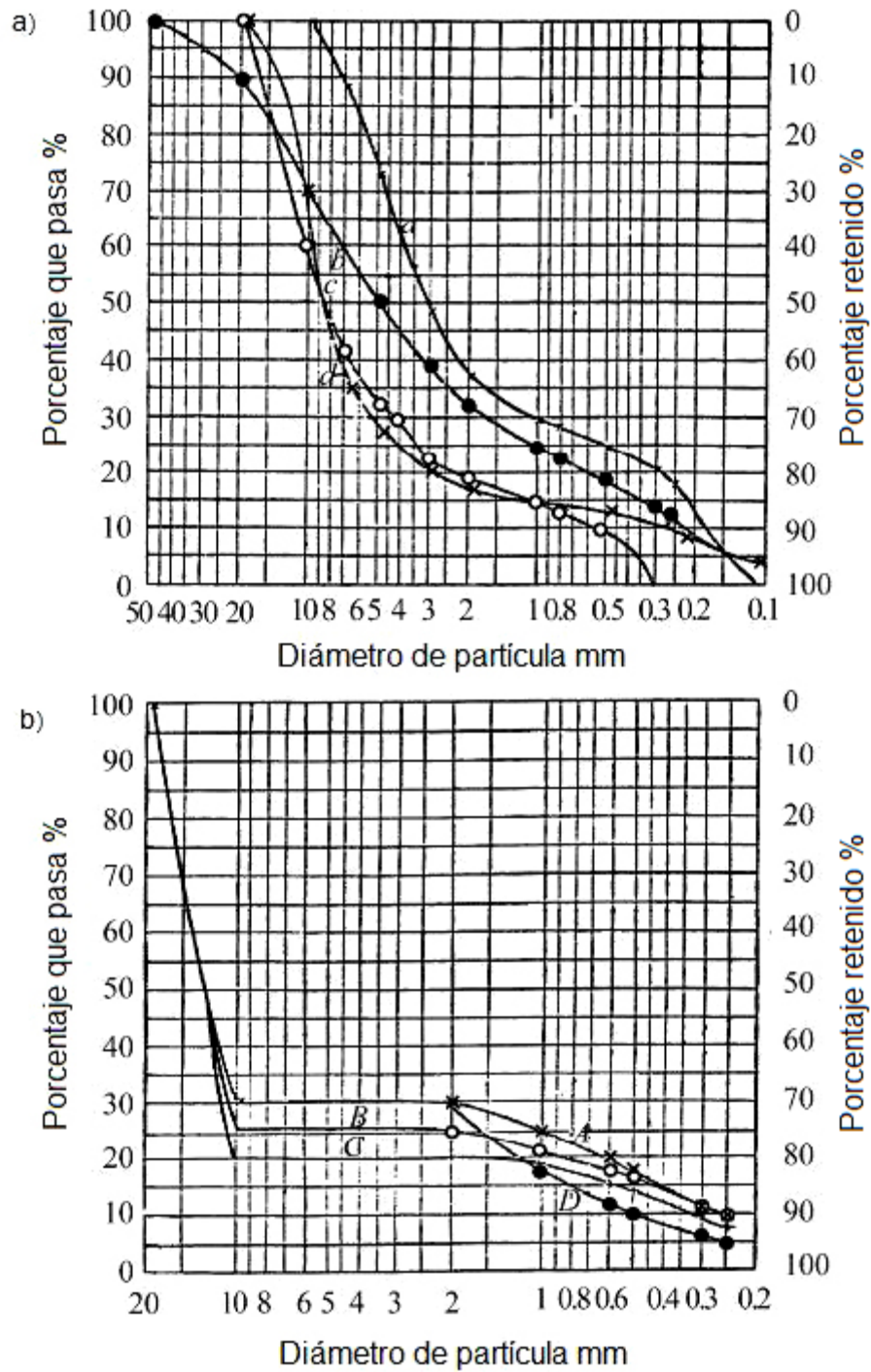
Figura 2.2.28. Método alternativo basado en el método Modificado de Burenkova, Wan and Fell (2008)

### Mao (2005)

Mao (2005) propone un criterio para definir si un suelo es susceptible o no al piping. Estudió suelos con granulometría continua (normally graded) (suelos a, b, c y d - Figura 2.2.29.a) y suelos con granulometría discontinua (gap – graded) (suelos A, B, C y D – Figura 2.2.29.b)

A partir de relaciones entre las porosidades de la fracción más gruesa y más fina, con la del suelo original, encontró que la menor fracción de suelo que pasa  $p_f$ , asociada a un diámetro de partículas  $D_f$ , es:

$$p_f = \frac{\sqrt{\eta} - \eta}{1 - \eta} \quad (2.35)$$



**Figura 2.2.29. Curvas granulométricas estudiadas para la estabilidad:**  
**a) Continuas y b) Discontinuas, modificado de Mao (2005)**

Generalmente los valores de la porosidad varían entre 0.15 – 0.40. Con ello el valor de  $\sqrt{\eta} - \eta$  alcanza valores entre 0.23 y 0.25. Así, eligiendo como valor seguro la cota superior de esta expresión, se puede obtener que:

$$4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta) < 1 \quad (2.36)$$

Si esta condición no se cumple, la probeta estaría sufriendo migración de partículas a través de conductos preferenciales. Para poder encontrar este valor de fracción de suelo, es necesario definir su diámetro asociado,  $D_f$ . Mao obtiene que la mejor forma de determinar el diámetro representativo para el análisis de inestabilidad (todos los diámetros menores a  $D_f$  son susceptibles a la migración) es mediante los diámetros característicos de las curvas,  $D_{15}$  y  $D_{85}$ :

$$D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} \quad (2.37)$$

Debido a la pequeña desviación de los datos, impone un rango de diámetros (expresión (2.38)) para el estudio de susceptibilidad. Éstos quedan definidos por líneas paralelas al valor medio, como se muestra en la Figura 2.2.30 (diámetros se encuentran en letra minúscula). Es claro ver que el coeficiente 1.5 está asociado al límite superior, mientras que el valor 1.1 está asociado al límite inferior.

$$\begin{aligned} D_f &= 1.5 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} \\ D_f &= 1.1 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} \end{aligned} \quad (2.38)$$

Existen casos en que la evaluación del diámetro  $d_f$  en los extremos entrega información no concordante. Para estos casos, el autor recomienda sólo utilizar el valor medio, es decir, la ecuación (2.37).



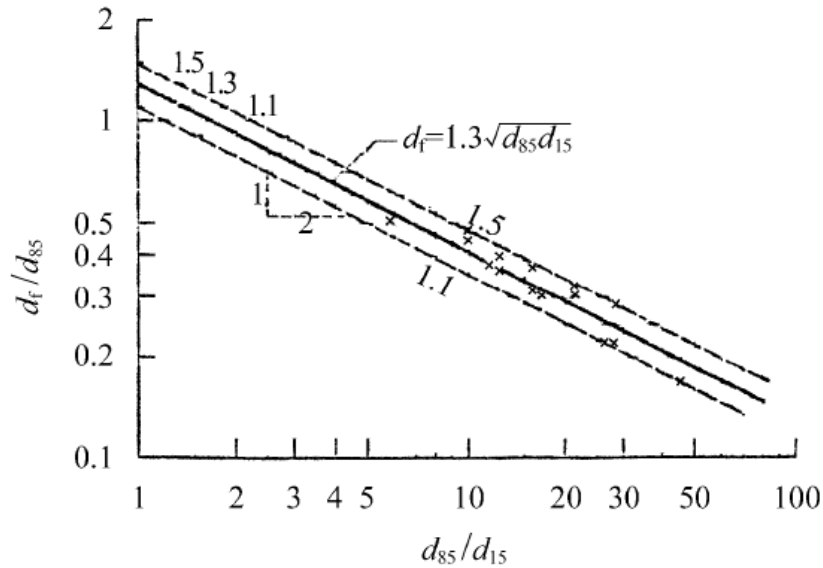


Figura 2.2.30. Obtención del diámetro de la partícula de control, Mao (2005)

## 2.2.2. Criterios hidráulicos de estabilidad

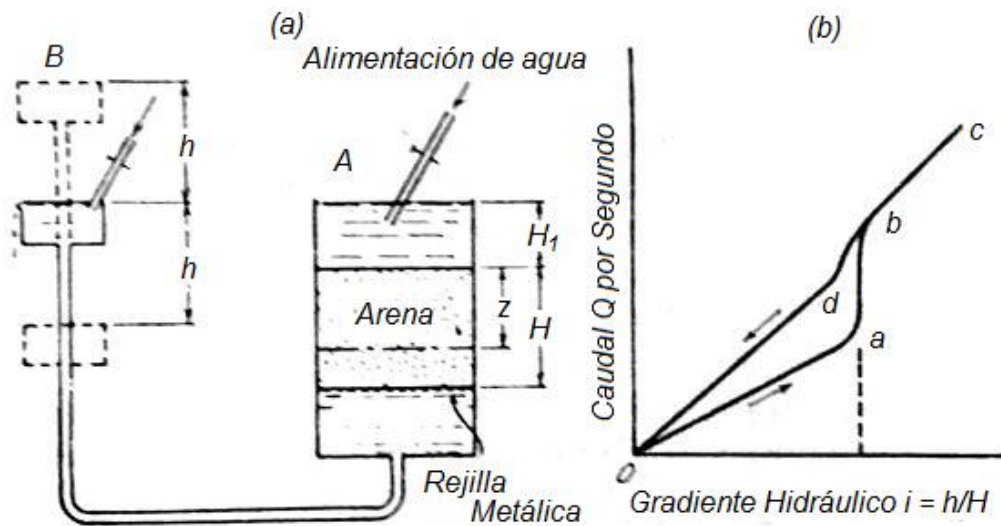
### Terzaghi and Peck (1965)

Terzaghi and Peck (1965) entregan la expresión correspondiente al gradiente hidráulico crítico que se logra alcanzar en flujo ascendente cuando las tensiones efectivas en la base de una probeta son nulas. Esto provoca una estabilidad global en la base de la probeta y, como consecuencia, su movimiento ascendente o levantamiento. El esquema del ensayo realizado se muestra en la Figura 2.2.31.

En la Figura se puede apreciar que cuando el nivel de agua en el estanque *B* es aumentado a una altura *h*, la presión neutra a una profundidad *z* en el estanque *A*, es disminuida por una cantidad  $\Delta u = i \cdot \gamma_w \cdot z$ . Así, la tensión efectiva vertical en dicho punto resulta  $p' = \gamma_b \cdot z - i \cdot \gamma_w \cdot z$ . El valor crítico (expresión (2.39)) se logra cuando  $p' = 0$ .

$$i_h = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (2.39)$$

† el subíndice h denota la palabra en inglés “heave” que significa levantamiento



**Figura 2.2.31. a) aparato que ilustra las condiciones hidráulicas asociadas a la ebullición del suelo; b) relación entre gradiente hidráulico ascendente y velocidad de descarga a través de la arena, modificado de Terzaghi and Peck (1965)**

#### **Kovács (1981)**

Kovács (1981) propone una fórmula para la determinación del gradiente hidráulico crítico para que se produzca el movimiento de partículas finas. Este criterio complementa al criterio geométrico presentado en la sección anterior.

Para una partícula en reposo sobre una superficie horizontal, el gradiente hidráulico crítico  $i_h$ , determinado a partir de la relación entre las fuerzas solicitantes y resistentes, es función del ángulo de fricción:

$$i_c = \operatorname{tg}(\phi') \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (2.40)$$

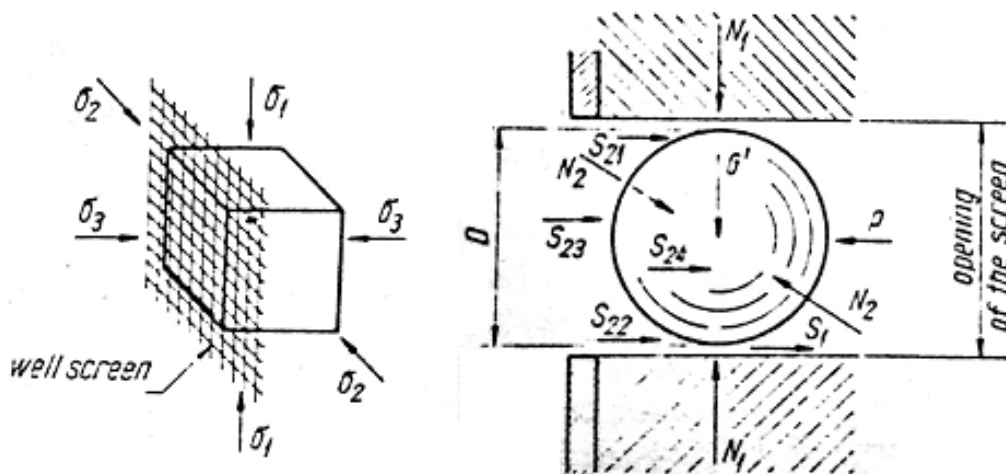
En el caso vertical, la expresión es:

$$i_c = -\frac{\gamma_b}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}(\phi')} \quad (2.41)$$

Un diseño más avanzado es propuesto para el diseño de una pantalla que funciona como filtro (ver Figura 2.2.32). La expresión es calculada a partir del balance de fuerzas que considera el peso sumergido,  $G'$ ; la fricción horizontal producto del peso de la partícula,  $S_{ij}$ ; la fuerza hidrodinámica,  $P$ ; la fricción causada por la tensión vertical que actúa en la parte superior e inferior de la partícula,  $S_1$ ; y la fricción causada por la tensión horizontal perpendicular a la dirección del movimiento que actúa en ambos lados de la partícula,  $S_2$ . El gradiente hidráulico crítico resultante, es:

$$i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \cdot \text{tg}(\phi') \cdot \left[ \frac{4}{6} + \frac{8a}{\pi} \cdot h \cdot (1 + \lambda) \right] \quad (2.42)$$

donde  $a$  es el factor ponderador que expresa la incerteza en el método de la transferencia del peso de los estratos superiores;  $h$  es la profundidad respecto a la superficie ( $h \square h_s \square h_w$ ); y  $\lambda$  es el valor aproximado del coeficiente de presión activa,  $\lambda = \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$ .



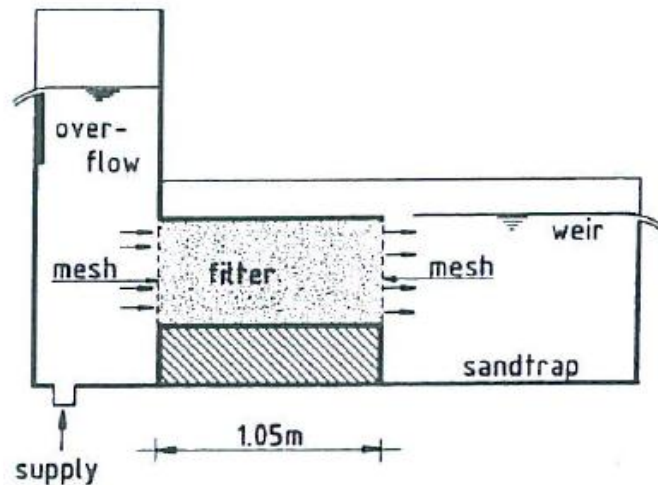
**Figura 2.2.32. Sistema de fuerzas actuando sobre una partícula a profundidad  $h$ , Kovács (1981)**

**Adel et al. (1988), de Groot et al. (1993)**

Adel et al. (1988) realizaron ensayos sobre un suelo (minestone) para estudiar su estabilidad interna. Esto, debido a que previamente se analizaron suelos desde el punto de vista

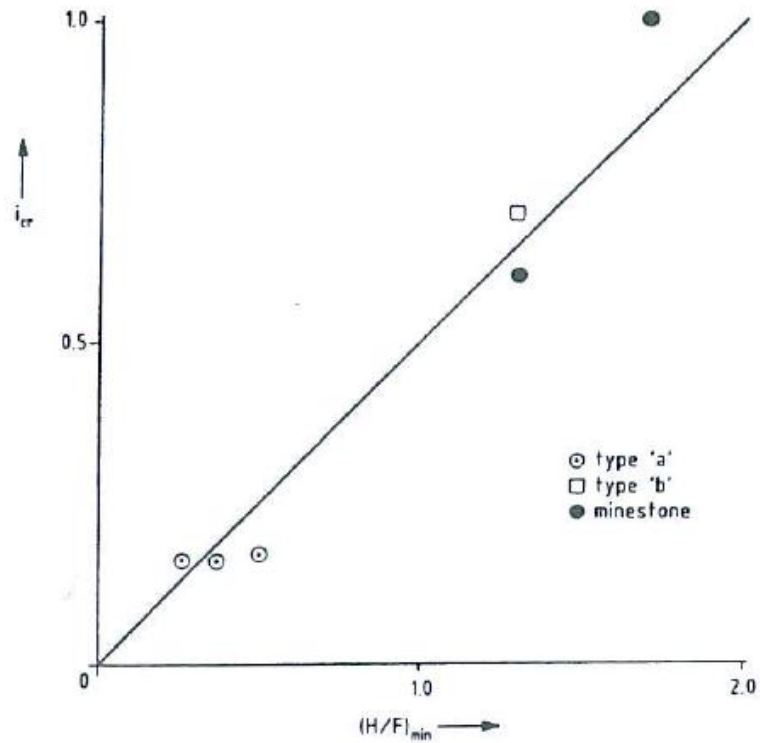
geométrico, sin incorporar el estudio de cargas hidráulicas en el problema de inestabilidad. Como propósito, intentan determinar relaciones entre la distribución granulométrica y los diámetros característicos de las partículas del suelo con el gradiente hidráulico crítico al cual se produce la migración total de finos.

Los suelos son ampliamente graduados, geoméricamente inestables, con tamaño máximo de partícula de 100 mm. El experimento fue llevado a cabo bajo flujo horizontal sobre probetas de largo 1.05 m, aproximadamente, tal como lo ilustra la Figura 2.2.33. Después de finalizada cada experiencia, se calculó el gradiente hidráulico crítico como el gradiente bajo el cual se transporta  $1 (g/m^2s)$  medido durante media hora.



**Figura 2.2.33. Experimento de flujo horizontal en aparato de Delft Hydraulics, Adel et al. (1988)**

Empíricamente, encontraron que existe una relación lineal entre el gradiente hidráulico crítico,  $i_c$ , y el índice de estabilidad de Kenney and Lau (1985),  $(H/F)_{\min}$  (Figura 2.2.34).



**Figura 2.2.34. Relación lineal entre gradiente hidráulico crítico y el índice de estabilidad, Adel et al. (1988)**

Posteriormente, de Groot et al. (1993), establece la relación algebraica de la frontera representada por la recta de la Figura 2.2.34:

$$i_c = 0.5 \cdot [F_{4D}/F_D - 1]_{\min} \quad (2.43)$$

### Skempton and Brogan (1994)

Skempton and Brogan (1994) realizaron ensayos sobre 4 suelos de granulometría discontinua (gap graded) de combinaciones de arenas y grava a distintos porcentajes para estudiar la estabilidad de cada mezcla. Se realizaron ensayos de flujo ascendente hasta alcanzar el gradiente crítico que muestre una evidente migración de partículas. Un resumen de los valores obtenidos, complementado con los datos de Adel et al. (1988), son mostrados en la Figura 2.2.35.

State	Horizontal flow (Adel <i>et al.</i> 1988)		Upward vertical flow (this Publ.)	
	$(H/F)_{min}$	$i_c$	$(H/F)_{min}$	$i_c$
Unstable	0.25	0.16	0.14	0.20
	0.36	0.17		
	0.50	0.17	0.98	0.34
Stable	1.3	0.70	1.6	1.0
			2.8	1.0

**Figura 2.2.35. Resumen resultados de flujo ascendente y flujo horizontal, Skempton and Brogan (1994)**

En los ensayos se visualizó, independiente de si el suelo era estable o no según el criterio de Kenney and Lau (1985), que la falla tomó forma de *piping* de las partículas finas, mientras que la fracción gruesa se mantuvo prácticamente inalterada. Además, en los materiales inestables, la migración de finos se iniciaba entre un quinto a un tercio del valor teórico de Terzaghi and Peck. La explicación que los autores le dan a este fenómeno es que la tensión efectiva en la probeta que debe existir a una profundidad determinada, debido al peso del suelo de las capas superiores, es acarreada mayoritariamente por el esqueleto compuesto por las partículas de grava, dejando a las partículas finas de arena con tensión nula o muy pequeña:

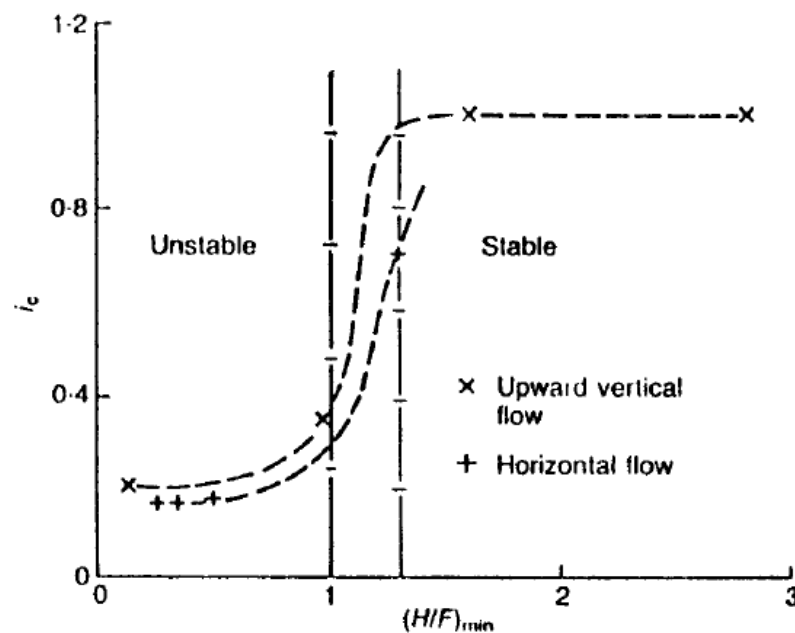
- i) La interpretación del primer caso (tensión nula en la arena), corresponde a que el gradiente hidráulico crítico observado es simplemente aquél que se requiere para causar migración de partículas finas en flujo horizontal, cuando no hay influencia de la gravedad.
- ii) El segundo caso, (pequeña tensión en la arena), las partículas pueden pasar libremente a través de los intersticios de la matriz gruesa. Si  $\alpha$  es el factor de reducción de la tensión efectiva que reciben las partículas de grava que se encuentran a la misma profundidad  $z$ , entonces el gradiente hidráulico crítico para producir *piping* en la arena, será:

$$i_c = \alpha \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (2.44)$$

Más realísticamente, escriben el gradiente hidráulico crítico en función de un valor umbral del gradiente hidráulico en flujo horizontal,  $i_{ch}$ , que se requiere para mover las partículas de arena (independencia de la gravedad):

$$i_c - i_{ch} = \alpha \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (2.45)$$

Finalmente, entregan una forma tentativa de definir la estabilidad de un suelo, relacionando el gradiente hidráulico crítico con el índice de estabilidad. En la Figura 2.2.36 se muestra la tendencia exhibida por los resultados expuestos previamente en la Figura 2.2.35. Se puede apreciar que la abrupta transición demarcada por las fronteras de Loebotskjov (1969) y Kenney and Lau (1985) definen de buena manera las zonas de estabilidad e inestabilidad de los suelos granulares.



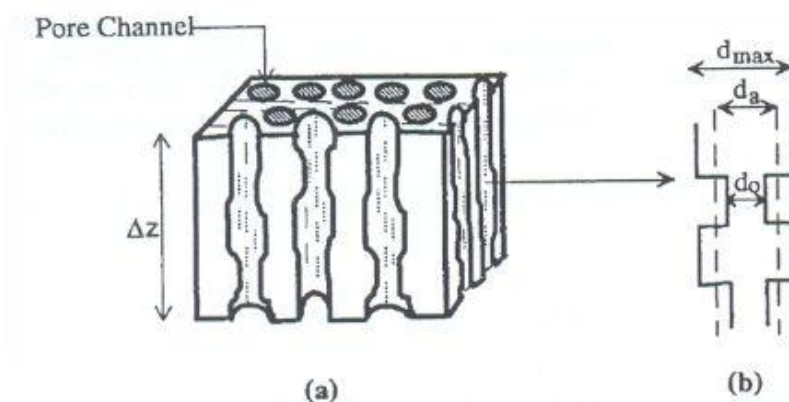
**Figura 2.2.36. Relación tentativa del gradiente hidráulico crítico con el índice de estabilidad, Skempton and Brogan (1994)**

**Indraratna and Vafai (1997), Indraratna and Radampola (2002)**

Indraratna and Vafai (1997) definen al suelo como una matriz de tubos paralelos independientes (Figura 2.2.37), caracterizados por distintos diámetros a lo largo del tubo, tomando como valor

de modelación el *diámetro mínimo*. Sólo aquellas partículas que tengan un tamaño menor al diámetro recién definido son potencialmente erosionables.

La expresión correspondiente al diámetro mínimo postulada es la correspondiente a la expresión entregada por Kovács (1981). Por medio de equilibrio de fuerzas sobre una partícula esférica de diámetro  $d$ , constreñida en un poro de diámetro  $d_o$ , es decir,  $d = d_o$ , se obtiene la expresión del gradiente hidráulico necesario para que se produzca la migración de la partícula. Para un canal que se encuentra con un ángulo respecto a la horizontal, el gradiente hidráulico es el expresado en (2.46).



**Figura 2.2.37: Ilustración de Canales: (a) dentro de un elemento típico de filtro; (b) Definición del diámetro de poro mínimo equivalente,  $d_o$ .**

**Indraratna and Vafai (1997)**

$$i_{\theta} = \frac{2}{\delta l \cdot \gamma_{\omega}} \cdot (\gamma_s \cdot h_s - \gamma_{\omega} \cdot h_{\omega}) \cdot \text{tg} \phi' \cdot \left( K + \sqrt{\cos^2 \theta + K^2 \cdot \text{sen}^2 \theta} \right) + \dots \quad (2.46)$$

$$\dots + \frac{2 \cdot d}{3 \cdot \delta l \cdot \gamma_{\omega}} \cdot (\gamma_s - \gamma_{\omega}) \cdot (\cos \theta \cdot \text{tg} \phi' - \text{sen} \theta)$$

donde	$\delta l$	largo del canal
	$\gamma_s$	densidad saturada del suelo
	$h_s$	profundidad de la partícula
	$\gamma_{\omega}$	densidad del agua
	$h_{\omega}$	altura de agua
	$\phi'$	coeficiente de fricción interna de partículas (drenado)



- $K$       coeficiente de empuje activo,  $K = \text{tg}^2(\pi/4 - \phi'/2)$   
 $d$         diámetro de partícula  
 $\theta$         ángulo de inclinación del canal respecto de la horizontal

Si  $\theta = 90^\circ$ , se obtiene la expresión para flujo vertical ascendente:

$$i_z = \frac{4 \cdot K}{\delta l \cdot \gamma_\omega} \cdot (\gamma_s \cdot h_s - \gamma_\omega \cdot h_\omega) \cdot \text{tg} \phi' - \frac{2 \cdot d}{3 \cdot \delta l \cdot \gamma_\omega} \cdot (\gamma_s - \gamma_\omega) \quad (2.47)$$

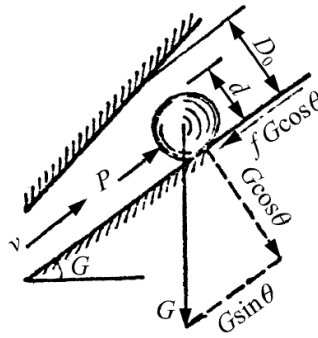
Posteriormente, Indraratna and Radampola (2002), sugieren una expresión modificada a las expuestas con anterioridad, donde incluyen la fuerza de arrastre de la partícula (drag force) a partir de la ley de Stokes (flujo laminar para Reynolds menor a 0.5). Si el valor del diámetro de la partícula  $d$  es menor que  $d_o$ , el gradiente hidráulico crítico, determinado para dicha partícula, es el necesario para que avance a través de los intersticios del filtro:

$$(i_c)_{\text{filtro}} = \frac{2 \cdot \gamma_b}{3 \cdot \gamma_\omega} \frac{d \cdot \delta z}{(d^2 + 0.375 \cdot d_o^2)} \cdot (\cos \theta \cdot f + \text{sen} \theta) \quad (2.48)$$

- donde  $\gamma_b$       densidad boyante del suelo  
 $\delta z$         espesor del filtro  
 $f$         coeficiente de fricción

### **Mao (2005)**

Mao (2005) complementa el criterio presentado anteriormente con la proposición de un gradiente hidráulico crítico necesario para provocar la migración, definido a partir del balance de fuerzas sobre una partícula. La Figura 2.2.38 muestra el equilibrio que considera las siguientes fuerzas en el diagrama de cuerpo libre: fuerza de flujo,  $P$ ; y la fuerza resistente del flujo capilar,  $R$ . Esta última es igual a la suma de las componentes del peso de la partícula,  $G$ , y a la fuerza de roce con coeficiente  $f$ .



**Figura 2.2.38. Fuerzas consideradas en el cálculo del gradiente hidráulico crítico, Mao (2005)**

La velocidad crítica se obtiene cuando estas dos fuerzas se igualan, es decir,  $P = R$  :

$$v_c = cte \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1\right) \cdot g \cdot d} \quad (2.49)$$

donde  $g$  es la fuerza de gravedad. Por definición, el gradiente hidráulico se puede escribir como:

$$i_c = \frac{\Delta h_c}{\Delta L} = cte' \cdot \frac{1}{D_o} \cdot \frac{v_c^2}{2g} \quad (2.50)$$

Reemplazando (2.49) en (2.50), considerando que el diámetro de los vacíos del esqueleto,  $D_o$ , es igual al tamaño máximo de las partículas finas,  $d_f$ , y que  $D_o$  tiene una estrecha relación

con la porosidad, es decir,  $D_o = d_f \cdot \left[ \frac{1}{4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta)} \right]^2$ , se puede escribir el gradiente hidráulico

crítico de la siguiente forma:

$$i_c = C \cdot \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1\right) \cdot \frac{d}{d_f} \cdot [4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta)]^2 \quad (2.51)$$

donde  $C$  es una constante que se relaciona con el número de Reynolds y  $d_f$  es el diámetro correspondiente a la ecuación (2.37). Finalmente, suponiendo un valor de  $\gamma_s = 2.65$ , se obtiene

que  $C \cdot \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1 \right) = 7$  y utilizando un diámetro de partícula  $d = d_5$ , el gradiente hidráulico crítico para flujo ascendente:

$$i_c = \frac{7 \cdot d_5}{d_f} \cdot [4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta)]^2 \quad (2.52)$$

La Figura 2.2.39 compara gráficamente esta frontera teórica con los datos de laboratorio. Como se mostró anteriormente, si  $4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta) < 1$ , el suelo es susceptible a erosión. Los puntos cuadrados rellenos en la Figura son suelos que, según el criterio recién mencionado, son estables. Los valores del gradiente hidráulico varían entre 0.6 y 0.9, por lo que la expresión (2.52) es válida para los suelos inestables con una cota promedio igual a 0.75.

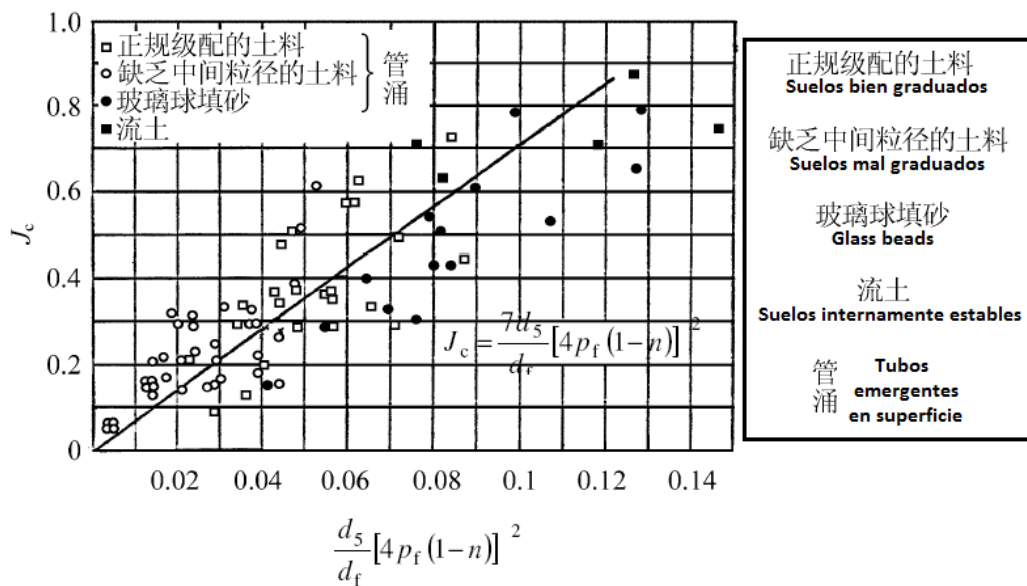
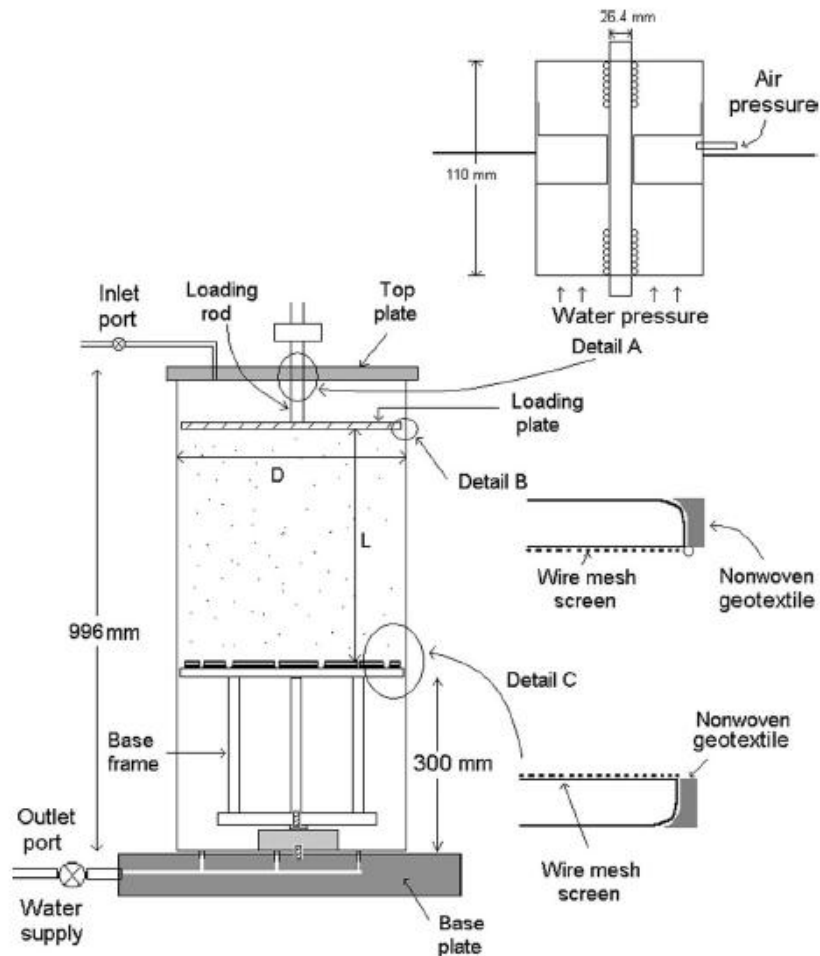


Figura 2.2.39. Frontera crítica ( $J_c$  : gradiente hidráulico crítico); Mao (2005)

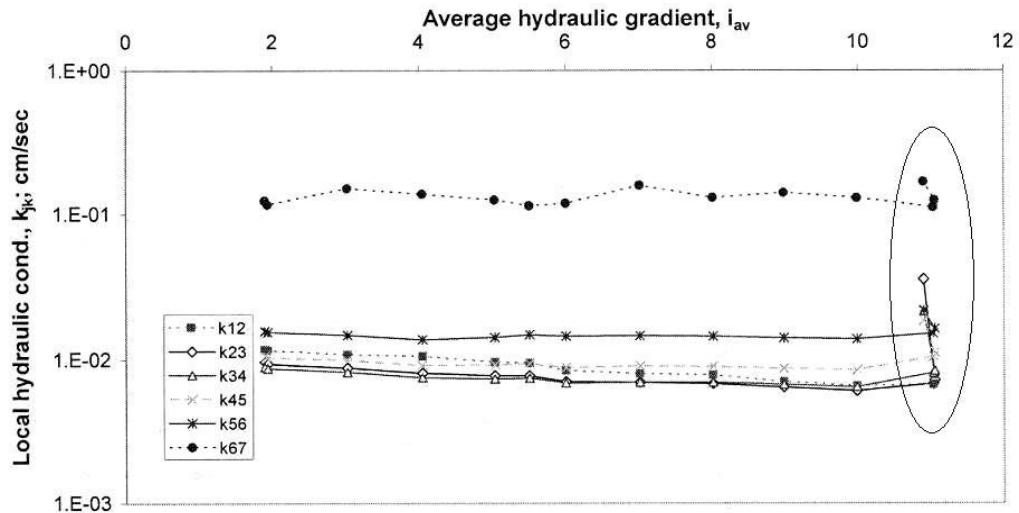
### Moffat (2005)

Moffat (2005) llevó a cabo ensayos sobre 4 suelos no cohesivos de graduación abierta (widely graded). Los suelos que pertenecen a dos sectores de la represa Bennett y que corresponden a la zona de transición (contenido de finos nulo) y a la zona de núcleo (contenido de finos variando entre 20 y 30%, no cohesivos), fueron ensayados utilizando un permeámetro de gran escala para conocer su estabilidad frente al proceso de filtración (ver Figura 2.2.40).



**Figura 2.2.40. Sistema de abastecimiento y configuración del permeámetro, Moffat (2005)**

Para evitar problemas de heterogeneidad y segregación de partículas, Moffat confeccionó las probetas mediante depositación saturada del suelo (slurry) en diferentes capas de pequeño espesor, hasta obtener la altura deseada. Las probetas se solicitaron a distintos esfuerzos verticales en la placa superior, manteniéndolas constante durante el ensayo. El rango de tensiones estudiados se encuentra entre 25 y 175 kPa. Finalizada la carga se aplicaron gradientes para inducir un flujo unidireccional vertical. Se llevó a cabo este proceso hasta el inicio de migración de partículas finas, determinado en base a observaciones visuales y el aumento de la conductividad hidráulica en algún sector de la probeta (ver Figura 2.2.41).



**Figura 2.2.41. Aumento de permeabilidad debido a la migración de partículas, Moffat (2005)**

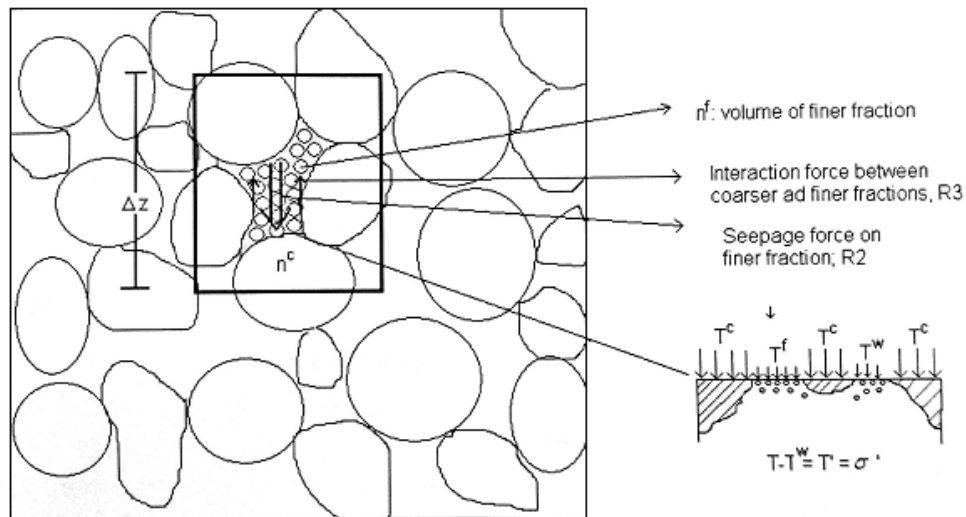
Para distintas solicitaciones existe una relación creciente entre el gradiente hidráulico crítico y la tensión vertical promedio en la probeta. Más específicamente, encontró que esta relación es posiblemente lineal, y que su determinación varía dependiendo del tipo de suelo y de la dirección de flujo aplicado en el ensayo.

Moffat postuló analíticamente expresiones para el gradiente hidráulico crítico tanto en flujo ascendente como descendente, mediante un análisis de fuerzas sobre un volumen representativo de la probeta (ver Figura 2.2.42). La expresión con signo (–) corresponde al flujo descendente y, la expresión con signo (+), al ascendente.

$$i_c = \frac{G^*}{\gamma_w \cdot \eta^f \cdot \Delta z} \cdot (\sigma'_v \cdot \text{tg}(\phi') \mp \Delta\sigma'_v) \mp \frac{\eta^f \cdot \rho_f \cdot g}{\gamma_w} \quad (2.53)$$

- donde
- $G^*$  factor geométrico que determina la cantidad de tensión en la fracción fina de las partículas
  - $\eta^f$  porosidad de la fracción fina,  $\eta^f = e/S_f$
  - $\rho_f$  densidad unitaria de la fracción fina
  - $\Delta z$  largo unitario del volumen de control
  - $\gamma_w$  densidad del agua
  - $\sigma'_v$  tensión vertical efectiva

- $\Delta\sigma'_v$  incremento de tensión vertical efectiva
- $\phi'$  ángulo de fricción interna del suelo
- $g$  aceleración de gravedad



**Figura 2.2.42. Volumen de control, Moffat (2005)**

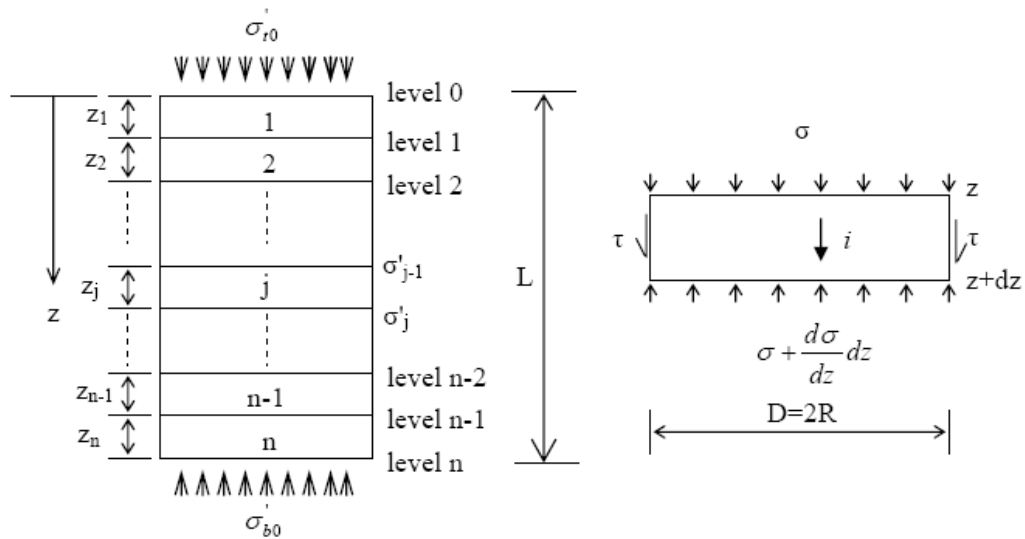
### Li (2008)

Li (2008), realizó ensayos sobre 7 suelos, 3 de los cuales son suelos artificiales (glass beads) y los restantes, pertenecen a sectores de una represa. La reconstitución de cada espécimen (slurry) es llevada a cabo por depositación en distintas capas, según la técnica modificada de Moffat (2005). Las probetas fueron confeccionadas en dos permeámetros distintos: uno pequeño y uno largo. Los procesos de consolidación de la probeta y la aplicación de gradientes corresponden a los utilizados por Moffat (2005). El inicio de la inestabilidad interna fue concebido en base a los siguientes factores: cambio de gradación del espécimen antes y después del ensayo, cambio en la pendiente de velocidad versus el gradiente hidráulico, tasa de pérdida de partículas finas, observaciones visuales y variación de la conductividad hidráulica local.

Gracias a las observaciones y resultados obtenidos por Moffat, desarrolló una expresión analítica para la evolución de las tensiones efectivas a lo largo de la probeta (expresión (2.54)), basado en el equilibrio de fuerzas sobre una capa de la probeta de espesor  $\Delta z$  y diámetro de probeta  $D$  (Figura 2.2.43).

$$-\frac{\sigma'_{t,j} - \sigma'_{b,j}}{\Delta z_j} + \frac{4 \cdot f_j}{D} \cdot \sigma'_{vm,j} + \gamma_b + i_j \cdot \gamma_w = 0 \quad (2.54)$$

- donde
- $\sigma'_{t,j}$  tensión vertical efectiva en la parte superior del estrato  $j$
  - $\sigma'_{b,j}$  tensión vertical efectiva en la parte inferior del estrato  $j$
  - $\sigma'_{vm,j}$  tensión vertical efectiva promedio del estrato  $j$
  - $f_j$  fricción entre suelo y permeámetro del estrato  $j$
  - $i_j$  gradiente hidráulico local del estrato  $j$
  - $D$  diámetro de la probeta
  - $\Delta z_j$  espesor del estrato  $j$
  - $\gamma_b$  densidad sumergida o boyante del suelo
  - $\gamma_w$  densidad del agua



**Figura 2.2.43. Subdivisión de probeta en estratos y equilibrio en estrato  $j$ , Li (2008)**

Además, debido a que la tendencia encontrada por Moffat (2005) entre la tensión efectiva y el gradiente hidráulico crítico es posiblemente lineal, postula una expresión para la envolvente de falla hidromecánica (expresión (2.55)).

$$i_c = \frac{\alpha}{1 - 0.5 \cdot \alpha / A_c} \cdot \left( \bar{\sigma}'_{vm} + 0.5 \cdot A_c \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \right) \quad (2.55)$$

donde  $\alpha$  es el factor de reducción de Skempton and Brogan (1994)

$A_c$  es el factor de influencia de la fricción suelo – permeámetro

### 2.3. Modelación numérica de presas

Este es uno de los puntos que no muestra un desarrollo considerable en la práctica geotécnica. Gran cantidad de los trabajos llevados a cabo en suelos para definir la erosión interna son del tipo empírico y/o teórico y, sólo en casos muy particulares, del tipo numérico. Como lo enuncian Richards and Reddy (2007), los métodos computacionales para la evaluación del potencial de erosión son actualmente limitados. Es más, los modelos hasta ahora desarrollados son aproximaciones que no contemplan análisis de filtraciones a través de los medios porosos.

En consecuencia, en la literatura no se encontraron publicaciones que muestren el desarrollo de presas o tranques que continúen con la línea de erosión interna mediante el uso de flujo subterráneo de aguas, donde se verifique el uso de las propiedades de los suelos o su caracterización para la predicción de inestabilidad.



### 3. Proyecto W.A.C. Bennet

#### 3.1. Ubicación

El proyecto se encuentra en el sector de la montaña Portage, a 800 km al norte de Vancouver en la provincia de British Columbia (ver figura 3.1). Los trabajos en el sector de la represa incluyen una presa de tierra de 183 m de alto, con un coronamiento de 2042 m de largo; un volumen de 44 millones de m<sup>3</sup>, una central eléctrica instalada con una capacidad de 2.27 millones de KW.

La figura 3.2 muestra la topografía y el perfil del eje central del sector de emplazamiento.

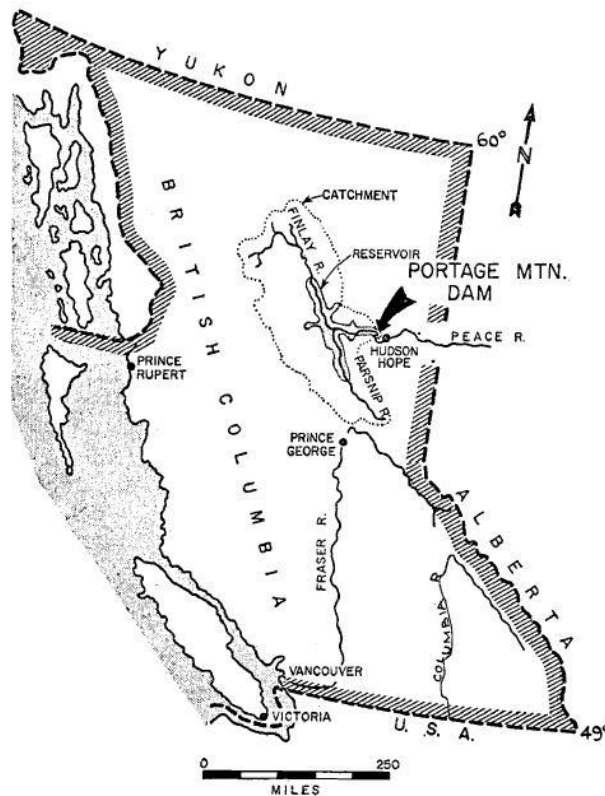


Figura 3.1. Ubicación de la Presa (Ripley, 1967)

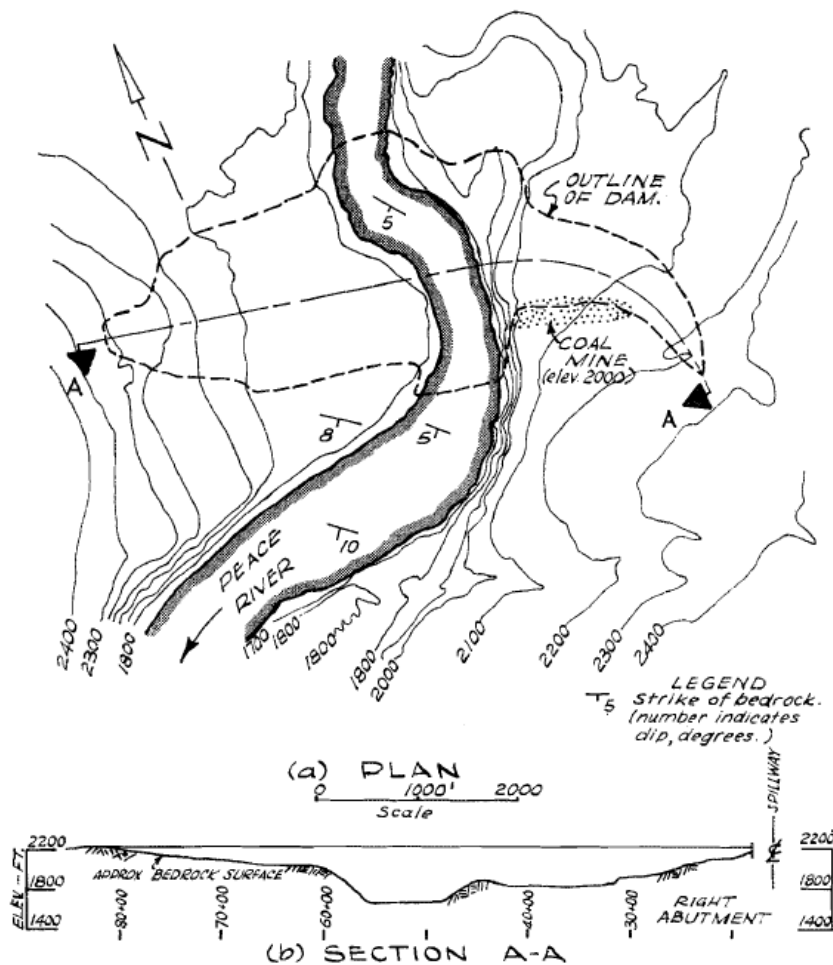


Figura 3.2: Topografía del sector de la presa y eje central proyectado (Ripley, 1967)

### 3.2. Características de la Represa

La represa es un relleno areno gravoso zonificado, con un amplio núcleo central (las otras zonas han sido diseñadas para proteger y soportar el núcleo). Las caras externas de la represa presentan pendientes (H:V) de 2.5:1 aguas arriba y 2:1 aguas abajo (comparables con las pendientes de grandes represas completadas hasta la fecha), las que aumentan su talud en los 48 m superiores, alcanzando los 2:1 y 1.7:1, respectivamente. El perfil (ver figura 3.3) se constituye de dos espaldones de arena gravosa, Zona 6; un amplio núcleo central de arena limosa procesada, Zona 1; una dren interno tipo chimenea con alfombra basal de grava procesada, Zona 4; zonas de transición de arenas y gravas procesadas que separan al dren del núcleo y del espaldón de aguas abajo, Zonas 2 y 3; una cuña de grava drenante parcialmente seleccionada en la cara de aguas arriba, Zona 5; un enrocado en la cara de aguas arriba; y una manta de protección en toda la cara de aguas abajo.

Los registros del desempeño de represas de gran tamaño han mostrado la importancia de evitar altas deformaciones diferenciales para prevenir la formación de grietas transversales peligrosas. Las características del diseño que deben ser consideradas son:

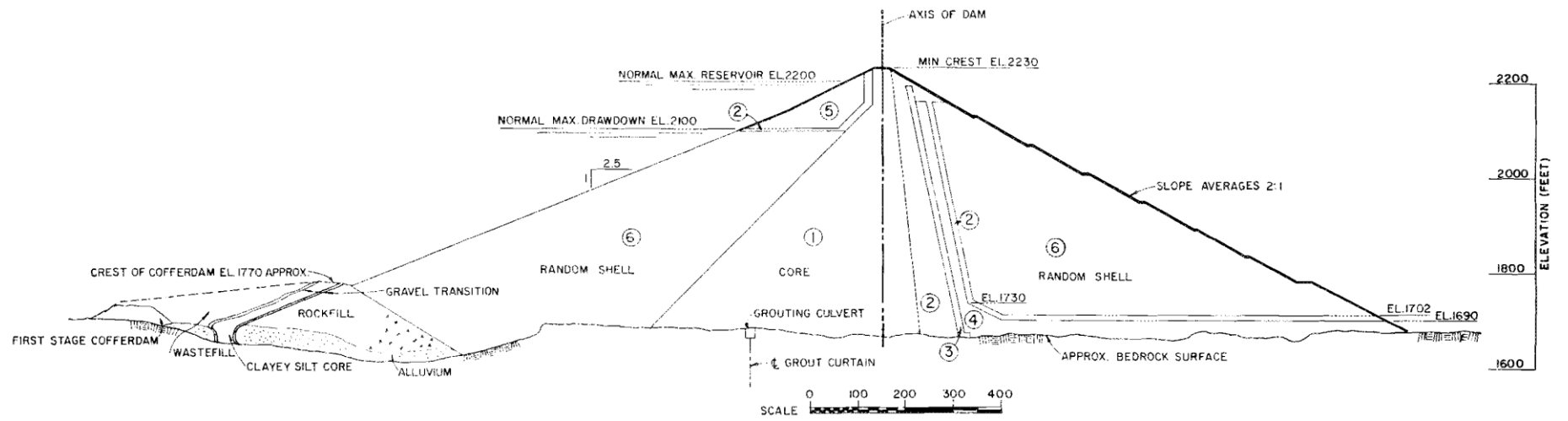
- Disminuir la pendiente de las murallas del cañón en el sector del área de contacto del núcleo y redondear discontinuidades abruptas.
- Compactar materiales de baja compresibilidad.
- Considerar características de compresibilidad similar entre las distintas zonas de la represa.

Los registros también han mostrado la importancia de evitar sectores de filtración concentrada y de gradientes hidráulicos elevados para prevenir la migración de partículas y la eventual inestabilidad interna. Las características del diseño incluyen, además:

- Amplia área de contacto entre el núcleo y la fundación
- Carpeta de grout en toda la zona de contacto del núcleo en la base hasta una profundidad promedio de 6 m
- Múltiples cortinas de grout por sobre la solución de una única cortina
- Drenaje razonable de la fundación (no excesiva)

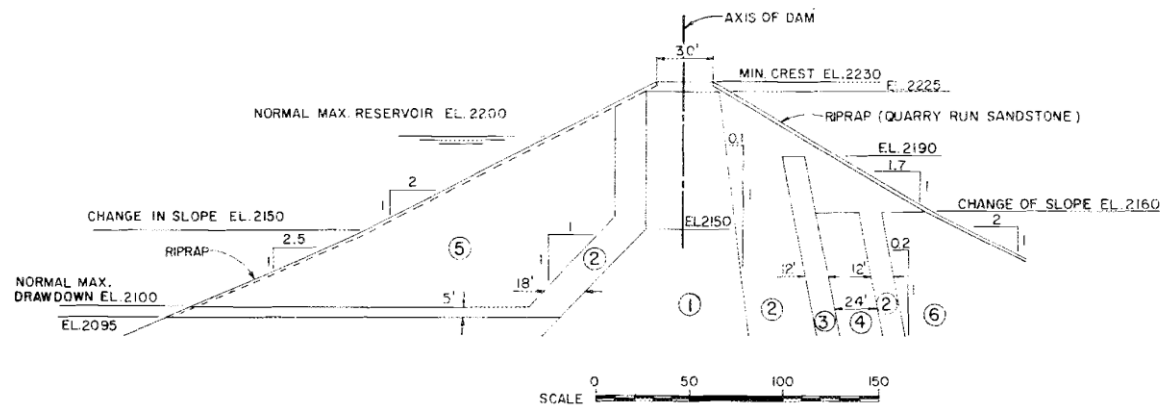
Los principios usados para crear un patrón de filtración favorable y para evitar altos gradientes hidráulicos localizados dentro de la presa, son:

- Ancho del núcleo igual a la altura de agua
- Amplia zona de transición entre el núcleo y el dren interno
- Aumento razonable de la permeabilidad de zona a zona entre el núcleo y el dren



**LEGEND**

- |              |                  |
|--------------|------------------|
| ① CORE       | ④ DRAIN          |
| ② TRANSITION | ⑤ PERVIOUS SHELL |
| ③ FILTER     | ⑥ RANDOM SHELL   |



**Figura 3.3: Sección transversal y detalles del coronamiento de la presa (Morgan and Harris, 1967)**

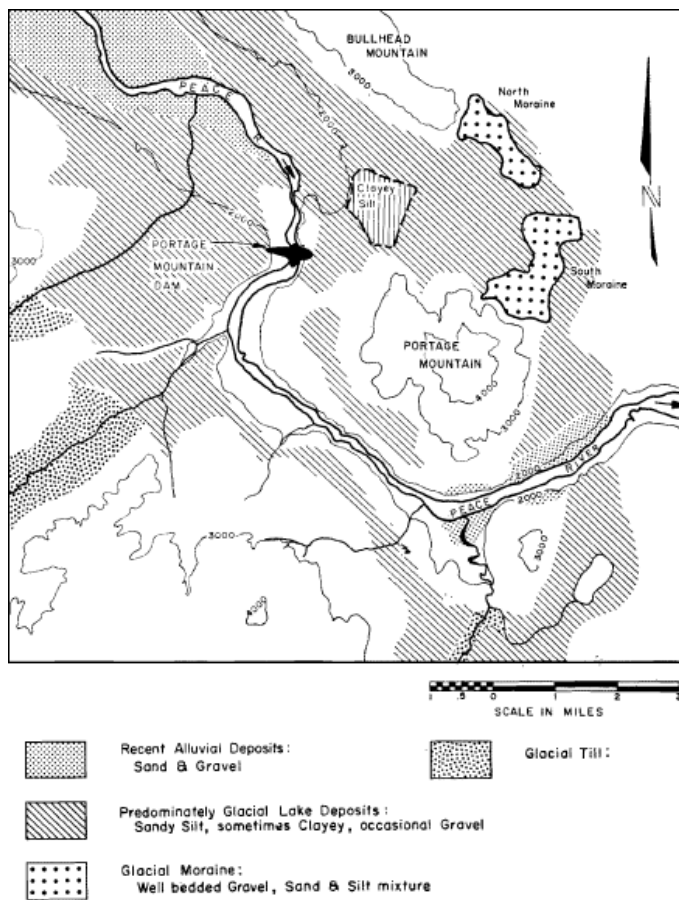
### **3.3. Fuentes del material y sus granulometrías**

#### **3.3.1. Áreas Investigadas**

Grandes depósitos de limos y arcillas lacustres, arenas y gravas aluviales, y material glacial (glacial till) se encuentran disponibles en terrazas en las murallas del valle y en el antiguo canal en el sector de Paso Portage. La distribución de materiales se muestra en la Figura 3.4. En la misma escala, la Figura 3.5 muestra la distribución de los distintos empréstitos mediante una superposición de la Figura 3.4 sobre una vista en planta. Limo de origen glacial se encuentra en abundancia y puede ser excavado cerca del sitio; generalmente es no-plástico y arenoso.

El diseño inicial de la presa contempla el uso de un limo arcilloso para para el núcleo con espaldones contruidos de material de origen morrénicos. No obstante, se encontró que las características del limo arcilloso difieren del material ideal de construcción. Su gran desventaja era que tenía un contenido de humedad de 30%, 10% por sobre el contenido óptimo de compactación. LL y LP fueron de 36 y 18%, respectivamente. Debido a que podría esperarse dificultades tanto en la manipulación como en la colocación, un núcleo de baja pendiente fue propuesto.

Exploraciones posteriores mostraron que la grava morrénica tiene un apreciable contenido de limos (Dolmage and Campbell, 1963 – ref. Morgan and Harris, 1967). Un total de 58 sondajes se efectuaron en el depósito de morrena sur (22 de los cuales alcanzaron profundidades entre aproximadamente 61 a 122 m) (ver Figura 3.6), y 25 en el depósito de morrena norte. Una vista actual de la distribución de los sondajes se muestra en la Figura 3.7. El muestreo fue satisfactorio debido a que las morrenas no se encontraban saturadas. No obstante, las gravas limosas en estado seco fueron las más difíciles de recuperar.



**Figura 3.4: Ubicación de distintos empréstitos cerca de la represa Portage Mountain (Morgan and Harris, 1967)**



**Figura 3.5: Vista en planta actual de la distribución de los potenciales empréstitos en el sector (Morgan and Harris, 1967 y Google Earth, 2008)**

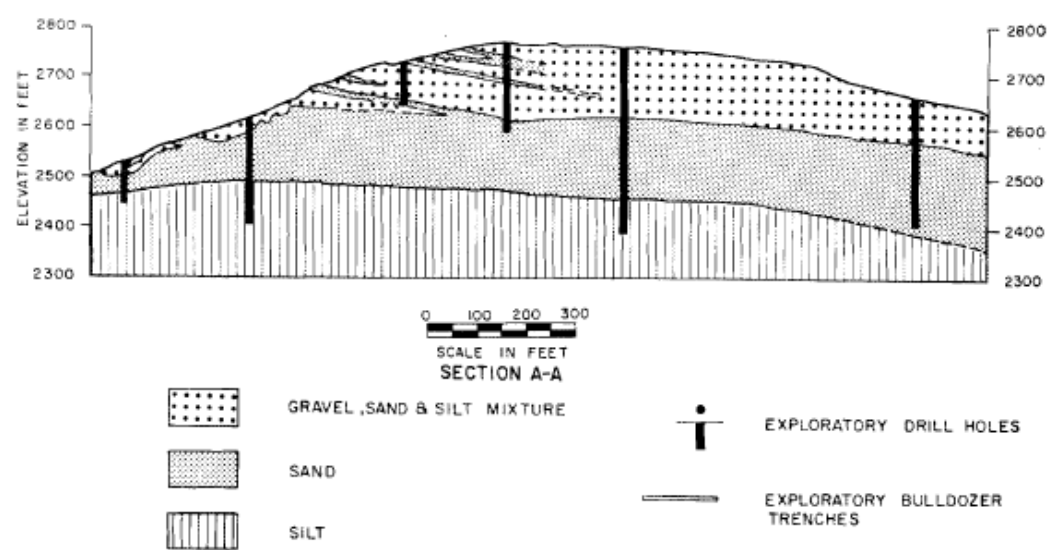
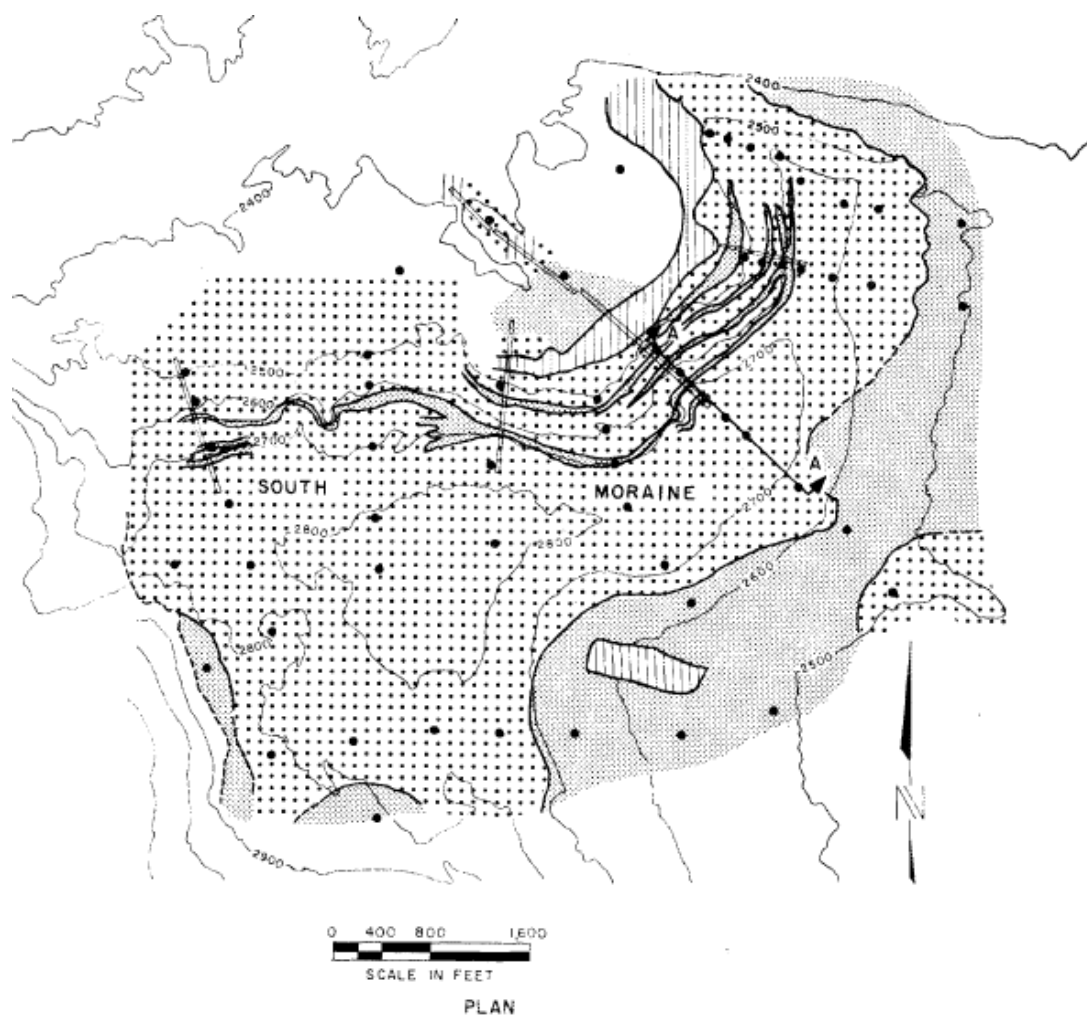
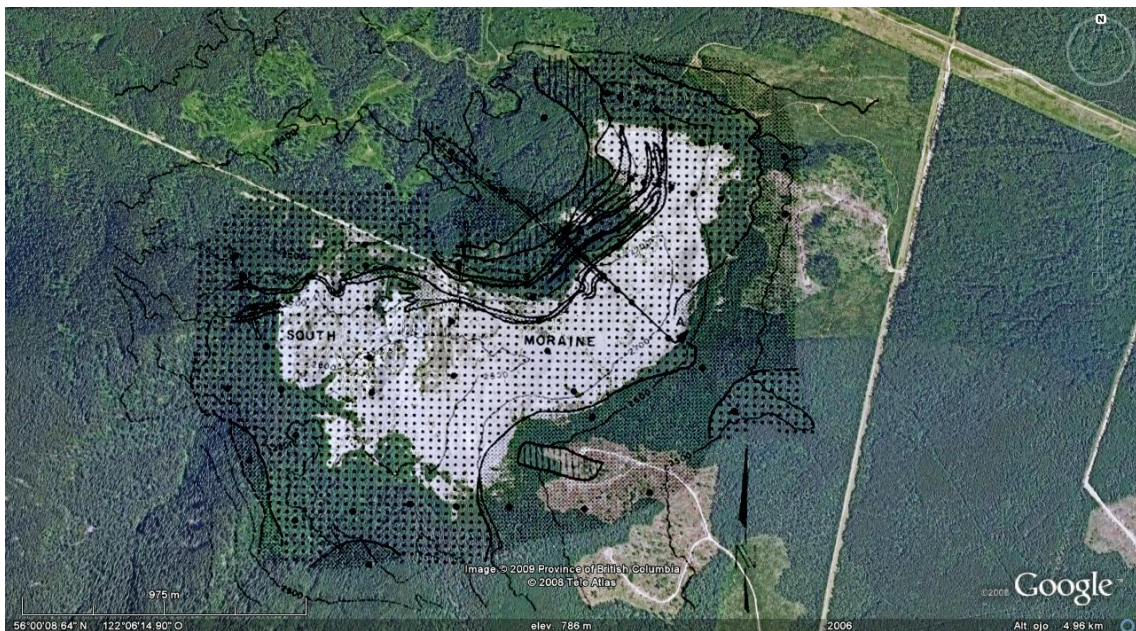


Figura 3.6: Perfil estratigráfico de la morrena sur (Morgan and Harris, 1967)



**Figura 3.7: Vista en planta actual de la distribución de los sondajes en la morrena sur (modificado de Morgan and Harris, 1967 y Google Earth, 2008)**

La naturaleza del material que compone la morrena corresponde a arenas y gravas de origen fluvio-glacial. La graduación de los estratos depositados se hacen más finos en profundidad; materiales discontinuos (gap-graded) son mas bien comunes.

La recuperación exitosa de las gravas limpias y limosas permitió reconocer los limos como materiales sedimentarios y que el contenido en las muestras era representativo del contenido in-situ.

### **3.3.2. Granulometrías**

El perfil estratigráfico de la morrena del sur fue mostrado en el corte A – A de la figura 3.6. En general, los materiales de la morrena se hacen menos gruesos en profundidad. La zona superior constituye la principal fuente de materiales de la represa. Los sondajes mostraron una predominancia de gravas limosas con contenidos de finos de hasta 20%. Se hace aparente que esta fuente cuenta con un material más adecuado para la construcción del núcleo. Finalmente, se tomó la decisión de construir todas las zonas de la presa, con excepción del enrocado, con el material de la morrena (hasta el año 1967, todos los materiales fueron tomados de allí). Los depósitos contienen arenas y gravas estratificadas en el rango de las mallas #200 y 3", con un contenido promedio de limos menor a 10%. Este rango de tamaño de partículas es capaz de proveer material adecuado para las zonas 5 y 6 sin procesar, para zonas de drenaje con un



mínimo procesamiento, y para la zona del núcleo mediante adición de un 10% tomado desde un área adyacente a la presa.

La permeabilidad de las morrenas se estimó del orden de  $1 \times 10^{-3}$  cm/s, basados en ensayos *in situ*.

Las zonas de transición y dren son anchas para proveer seguridad adicional contra el piping. La especificación no permite el uso de materiales finos granulares, particularmente aguas arriba del núcleo y en los sectores con mayor sollicitación de la represa.

Las bandas granulométricas de todas las zonas se muestran en la figura 3.8. Éstas fueron mantenidas lo más ancho posible para entregar mayor holgura a los contratistas en la extracción y procesamiento del material. La ventaja de este último es que permite especificaciones ajustadas de las curvas especificadas para la represa. También, permite el uso de contenido de limos mayores a los que se obtienen del tamizaje directo (agregando más suelo limo arenoso de la fuente cercana a la planta). Los límites superior e inferior fueron seleccionados para permitir una variación razonable de los materiales de la morrena.

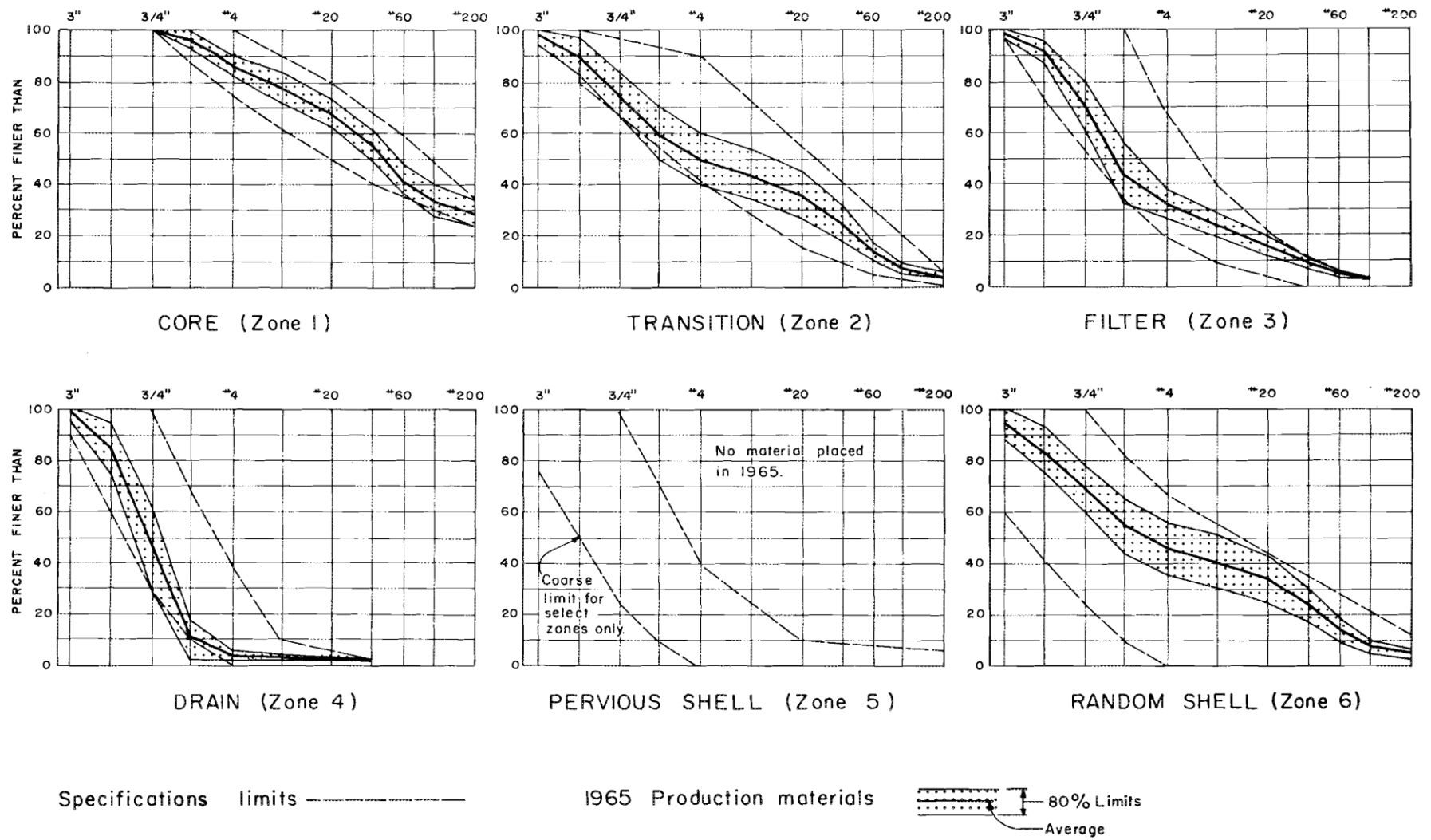


Figura 3.8: Curvas granulométricas de las distintas zonas y graduación de los suelos procesados (Morgan and Harris, 1967)

### 3.3.3. Propiedades de los Materiales

Para estudiar la conveniencia de todos los materiales, ensayos de triaxial fueron hechos en especímenes saturados del material compactado en la presa, con medición de presiones de poro y con un back pressure de 690 kPa aproximadamente. Las curvas granulométricas son mostradas en la figura 3.9. Las curvas de tensión-deformación resultantes de ensayos CIU para los 3 sets de material perteneciente al núcleo (material 1B), son mostrados en la figura 3.10 (muestras de 6" de diámetro fueron reconstituidas a distintos valores de la densidad seca y humedad; razones de esbeltez mayores o iguales a 2 fueron usadas; tamaño máximo de partículas es de 5/16"). Los círculos de Mohr de la figura 3.11 muestran el ajuste típico de una línea recta que representa la envolvente de falla de núcleo y de los espaldones.

Cabe mencionar que tanto para el núcleo como para el material del espaldón la granulometría al final de los ensayos resultó en un aumento en el contenido de finos de 1 o 2% aproximadamente para espécimenes solicitados a presiones de cámara de 2760 kPa aproximadamente.

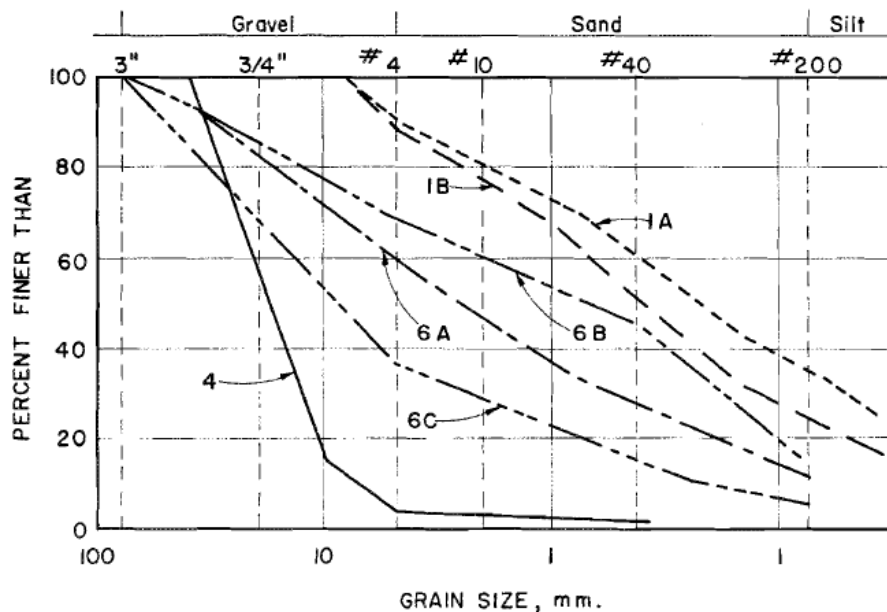


Figura 3.9: Distribución de partículas de los materiales ensayados en en triaxial; núcleo, 1A y 1B; dren, 4; espaldón, 6A, 6B y 6C. (Morgan and Harris, 1967)

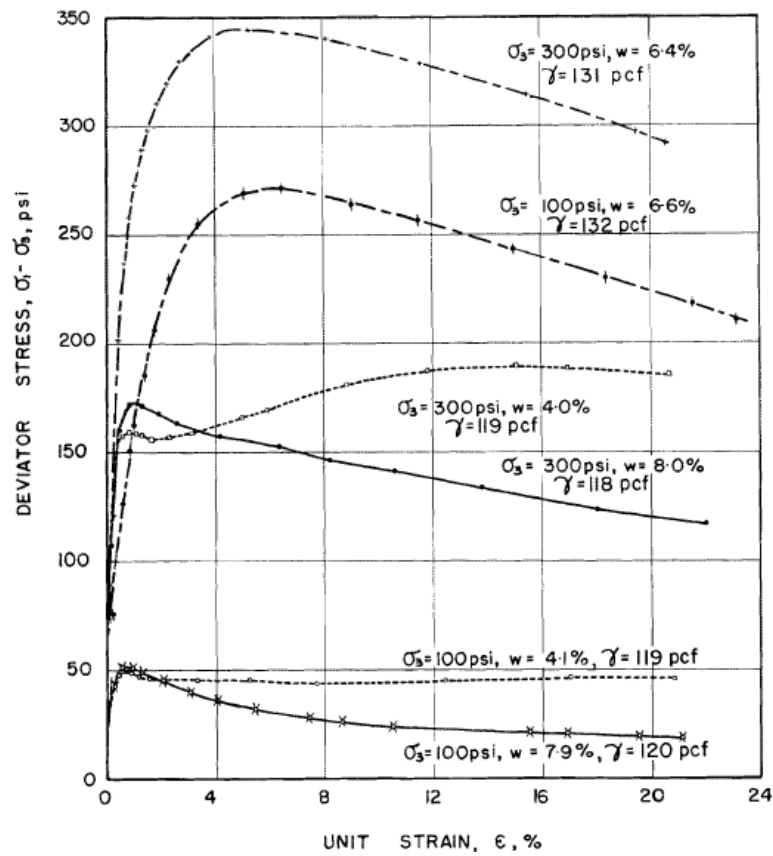


Figura 3.10: Curvas tensión-deformación para el material del núcleo 1B para densidades bajas y promedio (Morgan and Harris, 1967)

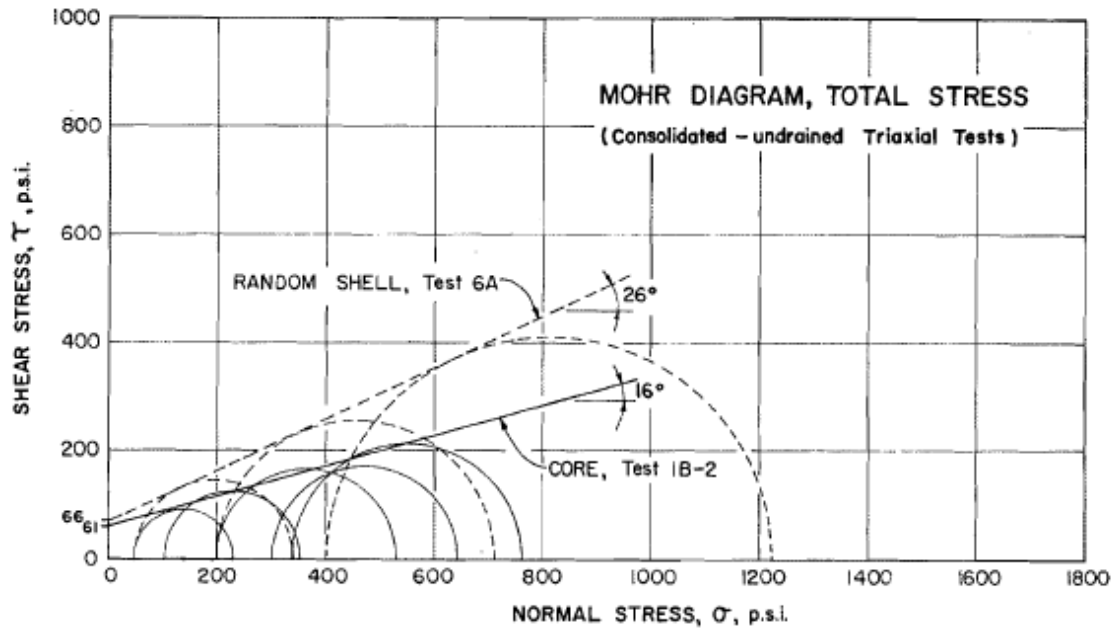


Figura 3.11: Círculos de Mohr de los ensayos triaxiales, con las respectivas envolventes de falla (Morgan and Harris, 1967)

Las permeabilidades en el núcleo fueron obtenidas del proceso de consolidación en los triaxiales en probetas de 8" de diámetro. Valores estimados para los materiales que constituyen la presa se entregan en la Tabla 3.1. Por otra parte, Moffat, R. (2005) efectuó una serie de ensayos de permeabilidad con carga variable en suelos de la represa WAC Bennett y midió las permeabilidades en cada ensayo. Los materiales del núcleo y del suelo de transición, con porcentajes de finos de 30 y 0%, respectivamente, mostraron permeabilidades muy cercanas a las reportadas en la Tabla 3.1. Los rangos de valores aproximados obtenidos fueron de  $[5 \times 10^{-5}; 5 \times 10^{-6}]$  cm/s para [25;100] kPa en el núcleo con un 30% de finos y de  $[8 \times 10^{-3}; 6 \times 10^{-3}]$  cm/s para [25;175] kPa para el suelo de transición sin contenido de finos. Las leves diferencias se deben al pequeño rango de presión de confinamiento aplicada.

Las propiedades típicas de cada suelo obtenidas de ensayos in-situ y en laboratorio también son mostradas en la Tabla 3.1. Los resultados de las compresiones triaxiales en los distintos materiales se presentan en la tabla 3.2. Cabe destacar que los parámetros de resistencia al corte de la primera tabla, corresponden a los valores resultantes de todos los ensayos efectuados tanto en terreno como en laboratorio, mientras que los de la segunda, corresponden a resultados individuales de ensayos triaxiales efectuados sobre muestras del Espaldón, Dren y Núcleo.

La compresibilidad de la morrena es muy baja. Los ensayos de consolidación hechos mediante el triaxial mostraron un coeficiente de compresibilidad desde  $0.2 \times 10^{-6}$  cm<sup>2</sup>/gm para materiales del espaldón muy densos ( $2.23$  gr/cm<sup>3</sup> de densidad seca) hasta  $7 \times 10^{-6}$  cm<sup>2</sup>/gm para material del núcleo de baja densidad ( $1.85$  gr/cm<sup>3</sup> de densidad seca). Los resultados indicaron que el módulo de compresibilidad ( $m_v$ ) de los materiales pertenecientes al núcleo varía entre  $0.2 \times 10^{-6}$  cm<sup>2</sup>/gr y  $1.0 \times 10^{-6}$  cm<sup>2</sup>/gr.

Para fines de diseño, los valores de  $\phi'$  para el núcleo variaron entre  $30^\circ$  y  $34^\circ$ . Por otra parte, los ensayos de triaxial antes mostrados exhibieron un valor del ángulo de fricción interna de  $37^\circ$  para este materia, aun cuando las presiones de confinamiento son aproximadamente de 2.8 MPa (ver Tabla 3.1). Es evidente que los excesos de presiones de poros resultantes del proceso constructivo no afectarán el desempeño de la presa debido a que para saturaciones del 65% se observó solo un incremento de menos del 5% del esfuerzo aplicado.

Las especificaciones de los materiales se enfocan en entregar las bandas superior e inferior, la humedad de colocación y los procedimientos de compactación, tales como, espesor de capas, tipo de rodillo, número de pasadas y velocidad de rodillo.

Tabla 3.1: Propiedades de los suelos de la represa Portage Mountain basados en ensayos in-situ y de laboratorio efectuados en Junio de 1966 (Morgan and Harris, 1967)

Zone	Soil type	As placed				Shear strength		
		Field dry density lb./cu. ft.	Field moisture content %	Maximum laboratory dry density lb./cu. ft.*	Estimated average permeability cm./sec.	Total stress <i>c</i> psi	$\phi$	Effective stress $\phi' \dagger$ ( $c' = 0$ )
Core (1)	Silty-sand (SM)	128	6.9	130	$2 \times 10^{-6}$	31	15°	37°
Transition (2)	Gravelly-sand (GW)	133	6.1	138	$1 \times 10^{-4}$	38	28°	38°
Filter (3)	Sandy-gravel (GP)	136	4.0	137	$1 \times 10^{-3}$	38	28°	38°
Drain (4)	Gravel (GP)	114	1.6	114.5	10 (not tested)	0	36°	36°
Pervious shell‡ (5)	Sandy-gravel to gravel (GP)	110	2	115	10	0	36°	36°
Random shell (6)	Sandy-gravel (GW-GP)	135	6.1	140	$2 \times 10^{-5}$	38	28°	38°

\*Core uses impact compaction (ASTM D 698, 6 in. mould), all other zones use vibratory compaction (USBR Method E 12 B).

†Apparent cohesion neglected.

‡Assumed properties, no material placed to date.

Notas de la Tabla 3.2 (siguiente página):

\*Assumed value.

†For gradations, see Figure 7

(1) R, consolidated-undrained triaxial compression test with pore pressure measurements, saturated before consolidation.

S, consolidated-drained triaxial compression test, saturated before consolidation.

(2)  $\bar{A}_f = \Delta u / (\sigma_1 - \sigma_3)$ .

(3) Material placed with no compaction.

(4) Vibratory compaction.

Tabla 3.2: Resumen de los ensayos de triaxiales hechos a los materiales pertenecientes al núcleo, espaldón y dren (Morgan and Harris, 1967)

Gradation type and test series†	Type of test (1)	No. of tests	Max. cell pressure lb./sq. in.	Average initial dry density lb./cu. ft.	Average moulding moisture content %	Average compactive effort ft.-lb./cu. ft.	Shearing parameters (straight-line best-fit)				Average $\bar{A}_f$ at failure (2)	
							effective stress		total stress			
							$c'$ , lb./sq.in.	$\phi'$	$c$ , lb./sq.in.	$\phi$		
Core (6 in. diameter)												
1A-1a	R	5	400	118.3	8.0	2,520	0	37°	0	14°	+1.51	
1A-1b	R	1	200	120.0	4.1	4,480	0*	35°	—	—	+1.43	
1A-2	R	5	400	131.2	6.7	17,700	5	37°	93	18°	+0.24	
1A-3	R	3	400	136.6	6.8	44,000	21	38°	147	29°	+0.12	
1B-1a	R	5	400	118.3	7.9	1,400	2	37°	0	13°	+2.54	
1B-1b	R	2	300	119.0	4.0	2,680	0	36°	0	13°	+1.54	
1B-2	R	5	337	131.9	6.6	11,200	5	38°	61	16°	+0.34	
1B-3	R	5	400	140.0	6.1	44,000	21	39°	154	30°	+0.09	
1A-1-6	S	1	400	119.0	8.0	2,500	0*	36°	0*	36°	—	
1A-2-6	S	1	400	130.1	6.6	16,500	0*	37°	0*	37°	—	
1A-3-6	S	1	400	136.1	6.9	44,100	0*	39°	0*	39°	—	
1B-1-6	S	1	400	118.6	7.9	1,400	0*	36°	0*	36°	—	
1B-2-6	S	1	400	131.8	6.6	11,200	0*	37°	0*	37°	—	
1B-3-6	S	1	400	140.0	5.9	44,100	0*	40°	0*	40°	—	
1A-2-5a	R	1	400	131.0	6.7	17,100	0*	38°	—	—	+0.44	
1A-2-5b	R	1	400	131.2	6.5	26,500	0*	38°	—	—	+0.47	
Random shell (12 in. diameter)												
6A	R	3	400	135.1	6.9	4,240	2	40°	66	26°	+0.19	
6B	R	3	400	133.6	7.1	17,700	17	37°	108	24°	+0.13	
6C	R	3	400	143.1	6.1	0 (3)	0	42°	103	37°	+0.29	
6A	S	1	400	134.4	7.3	3,180	0*	38°	0*	38°	—	
6B	S	1	400	132.4	7.6	9,600	0*	38°	0*	38°	—	
6C	S	1	400	142.3	6.3	0 (3)	0*	42°	0*	42°	—	
Drain (12 in. diameter)												
4-1	S	1	400	118.2	1.8	(4)	0*	36°	0*	36°	—	

### **3.4. Transporte, Colocación y Compactación**

Las bandas granulométricas fueron mostradas en la figura 3.8. Las curvas son el resultado de una combinación compleja del material extraído desde la morrena del Sur, modificada mediante tamizado, lavado y procesos de mezcla. Los suelos son traídos hasta el sector de la represa completamente por medio de correas transportadoras abarcando una longitud total de 4572 m (9144 m de correa) con un ancho de 168 cm; y es posteriormente llevada a la represa por una segunda correa transportadora de unos 1,220 m de largo aproximadamente. Tomando en consideración los procesos intermedios por los que el material se somete, este sistema de transporte logró alcanzar un record de colocación de 107040 m<sup>3</sup>/día, equivalente a aumentar en 30 cm la altura del relleno por día. Un esquema de la configuración del sistema de transporte se muestra en la figura 3.12. Por su parte, la figura 3.13 muestra una superposición de esta última con una foto satelital obtenida de Google Earth.

El proceso de producción comienza con la extracción del material desde la morrena. Los cargueros depositan el suelo en correas móviles que desembocan en 2 transportadoras fijas principales. La mitad del suelo requiere de un proceso previo a la colocación en las zonas del núcleo, filtro y dren; la porción restante es utilizada para compactar el material de los espaldones



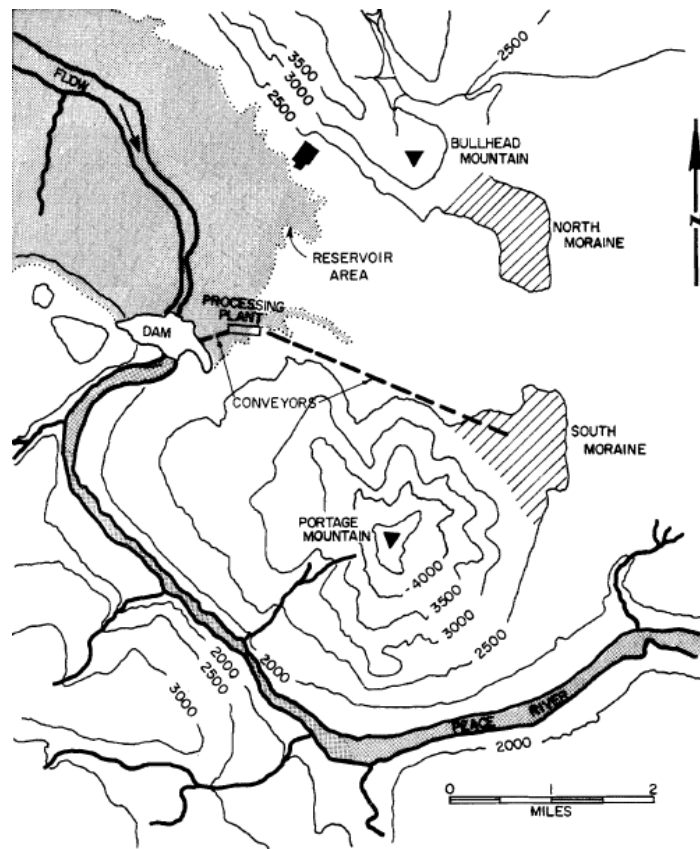


Figura 3.12: Topografía y Líneas de Transporte de material (Low and Lyell, 1967)



Figura 3.13: Sector de extracción del material, correas de transporte y ubicación de la presa (modificado de Low and Lyell, 1967 y Google Earth, 2008)

El material viaja 4572 m hasta la planta de procesamiento. El material aquí descargado se divide para suministrar material suficiente de forma directa a la presa por una correa que pasa por debajo de la planta y para ser depositado en 2 pilas. Una de ellas está destinada para proceso y la otra para abastecer en caso que el sistema de correas falle.

El material que entra a la planta es primeramente tamizado de forma seca por mallas rectangulares de 3/8 x 1½". La fracción gruesa es lavada y almacenada en 2 pilas: la primera utilizada como grava limpia para el dren y la segunda para mezclar con el suelo que será destinado como material de filtro y de transición. Por otra parte, la fracción fina (arena no lavada) es almacenada para la posterior mezcla del material que constituirá el núcleo. Una porción de esta arena es lavada para ser utilizada en la mezcla de los materiales de transición y de filtro.

Los limos que son mezclados con la arena no lavada para producir el material del núcleo es traído a través de caminos de corta longitud desde una fuente cercana a la planta. El limo, la grava no lavada y los tres tipos de arenas pueden ser combinados en las porciones deseadas para generar los materiales de la presa. Éstos deben pasar por un último mezclador antes de ser colocados en la correa que finalmente los llevará a la presa. La humedad del material del núcleo se logra en el mezclador o en el tramo final cuando se entrega el material para compactar.

Un diagrama de todo este sistema es mostrado en la figura 3.14.

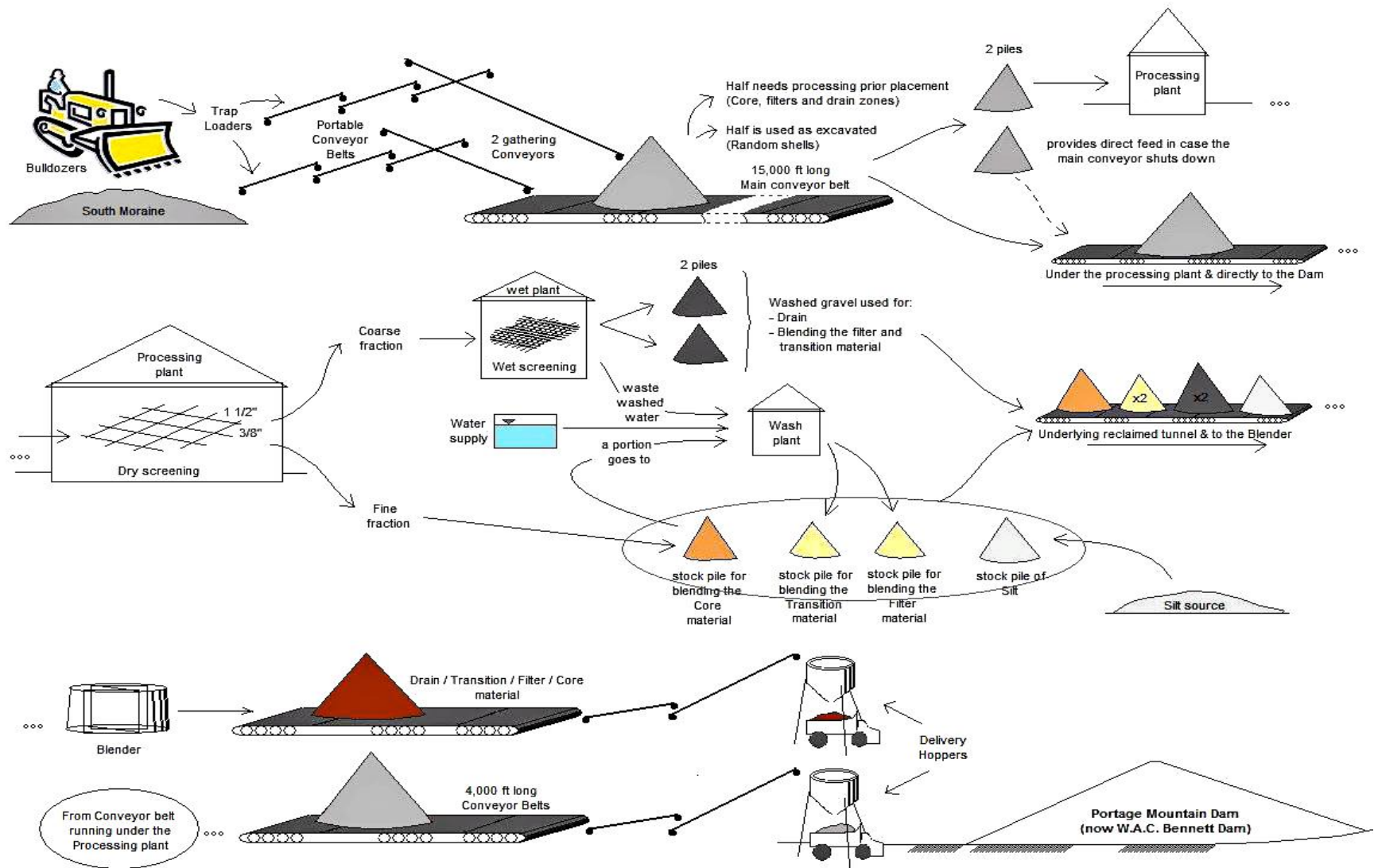


Figura 3.14: Diagrama de transporte y sistemas de procesamiento (modificado de Low and Lyell, 1967)

El material del núcleo, procesado y mezclado, presenta una muy pequeña variación en sus curvas granulométricas comparado con los otros materiales. Los controles hechos al suelo encontraron deficiencias en el contenido de finos y la heterogeneidad del material. Los problemas de mezcla fueron mejorados en el tiempo (1966).

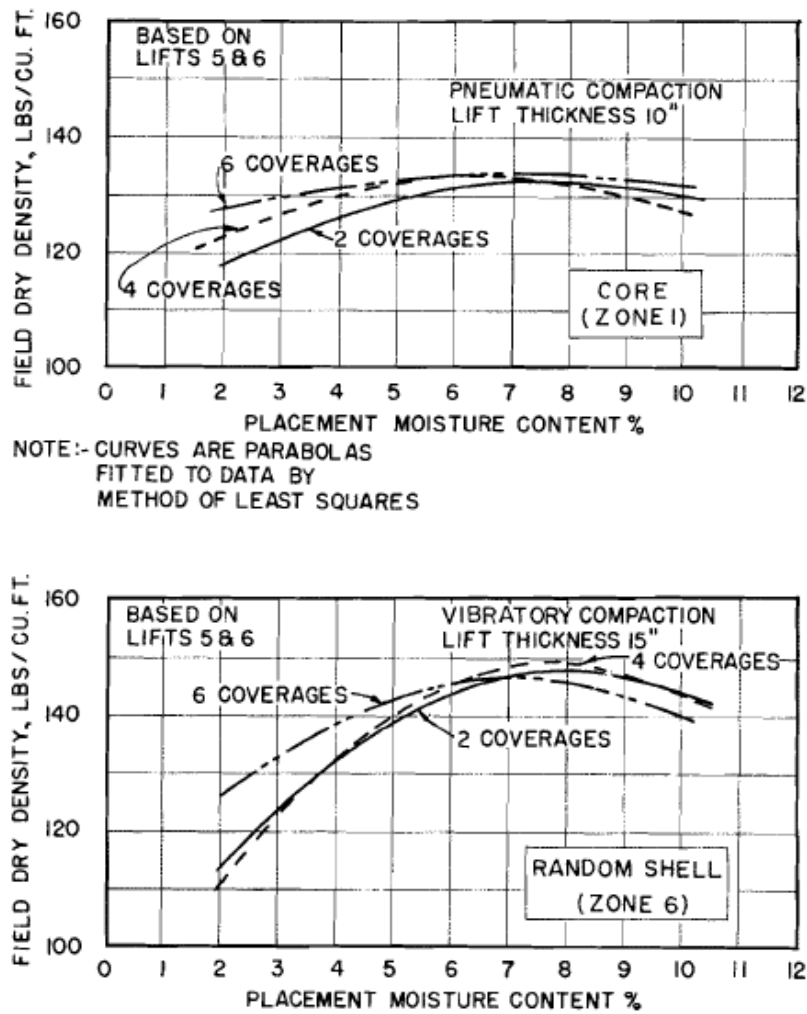
### 3.4.1. Especificaciones

La colocación y compactación para cada zona se muestra en la figura 3.15 (los números de zonas fueron mostrados previamente en la figura 3.3). Especial diferenciación fue hecha para los materiales del núcleo y de los espaldones. Como muestra la figura 3.15, un rodillo de 100 ton se especificó para el núcleo y rodillo vibratorio de doble cilindro de acero fue especificado para el resto de las zonas. Dos canchas de pruebas fueron construidas en una zona contigua a la morrena del sur, de 140 y 115 pies de alto, verificaron estas especificaciones, además de las capas de colocación y humedad óptima.

Una comparación de las curvas basadas en las capas 5 y 6 con mostradas en la figura 3.16. La humedad óptima de colocación se encuentra en el rango de 6 a 8% tanto para el material del espaldón como del núcleo.

ZONE LAYER THICKNESS AND COMPACTION			
Zone	layer thickness	Compaction	
		number coverages	roller type
1	10 inch	4	100 ton pneumatic
2	20 inch	4	6 ton vibratory
3	20 inch	2	"
4	20 inch	2	"
5	20 inch	2	"
6	15 inch	2	"

Figura 3.15: Requisitos de compactación para cada zona (Ripley, 1967)

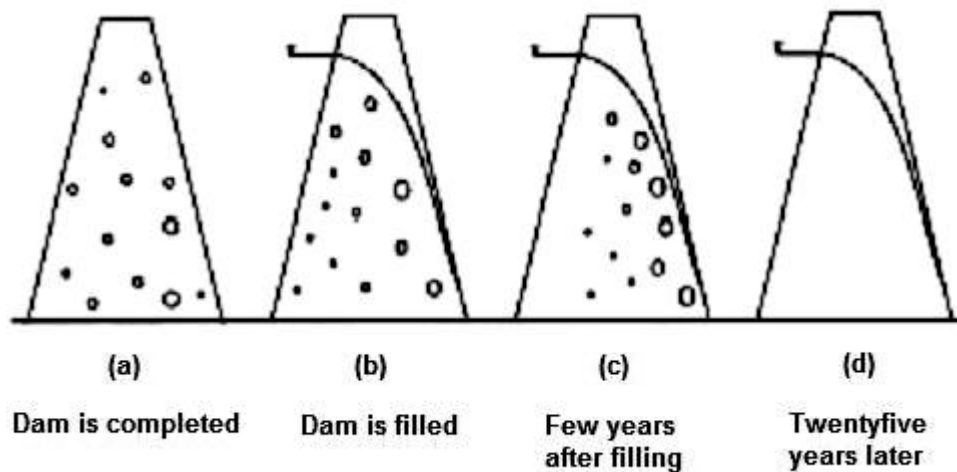


**Figure 3.16: Summary of test fill compaction curves (Morgan and Harris, 1967)**

Aún cumpliendo con las especificaciones, se encontró diferencias en los resultados, como por ejemplo en la densidad, donde los procedimientos según la ASTM entregaban mayores densidades que las de la represa in-situ. Esto se debió a que producto del minado de la morrena, el material fino producido tiene una menor densidad cuando es compactado. Los ensayos de densidad en el núcleo se efectuaron utilizando el cono de arena (ASTM D1556). Un aparato nuclear se utilizó para comprobar los resultados y además para medir la humedad. El resto de las zonas fueron sometidas a medición de densidad utilizando un método similar al de la represa Oroville en California (Gordon and Miller, 1966).

### 3.5. Desempeño de la represa

La construcción de la represa fue finalizada en 1968. Un comportamiento inusual del núcleo de la represa WAC Bennett es discutido en detalle en Stewart et al. (1990) y Stewart and Imrie (1993), donde se discuten los factores que producen excesos de presiones de poros mayores a las esperadas. Las mediciones piezométricas aumentaron por un periodo de dos años después de llenada la presa con agua, se mantuvieron por otros dos años y luego descendieron. Algunos valores peaks de esto excesos alcanzaron los 60 m. No obstante, 25 años más tarde, la presión bajó 55 m respecto del valor peak. Este tipo de comportamiento fue también notado en grandes represas en Quebec (Canadá) y Noruega, sugiriendo que éste no es un caso peculiar y es atribuible a la presencia de burbujas de aire dentro de la presa. Una figura esquemática de la “hipótesis de burbujas de aire” es mostrada en la figura 3.17.



**Figura 3.17: Esquema general del problema considerado. (a) cuando la represa es finalizada los vacíos se encuentran con agua y burbujas de aire; (b) un aumento en la presión comprimirá y aumentará la cantidad de aire que puede entrar a la solución; (c) en la parte de aguas abajo de la presa la presión decae, el aire se descomprimará y las burbujas evolucionarán nuevamente; (d) eventualmente, todo el aire es disuelto por el agua (Billstein and Svensson, 2003)**

De acuerdo a algunos autores (e.g. Warner et al. (2003); Wood, D. M. (2005)), la represa operó sin ningún incidente hasta Junio de 1996 cuando se produjo la aparición de una cavidad vertical en el coronamiento, emergiendo un segundo, unos meses después. La figura 3.18 muestra la distribución de ambas cavidades en el coronamiento.

La cavidad 1 se manifestó con una profundidad de 1.5 m (ver figura 3.19). Una máquina Becker fue ubicada en la cavidad, penetrando 30 m por peso propio en el material del núcleo. Posteriores investigaciones mostraron que un material muy blando se extendía hasta los 76 m de profundidad. Finalmente, ambas cavidades tuvieron 3 m de diámetro, con columnas de suelo blando del núcleo con profundidades de hasta 120 m por debajo de la cota de coronamiento.



**Figura 3.18: Distribución de las cavidades en la represa WAC Bennett (Wood, 2005)**

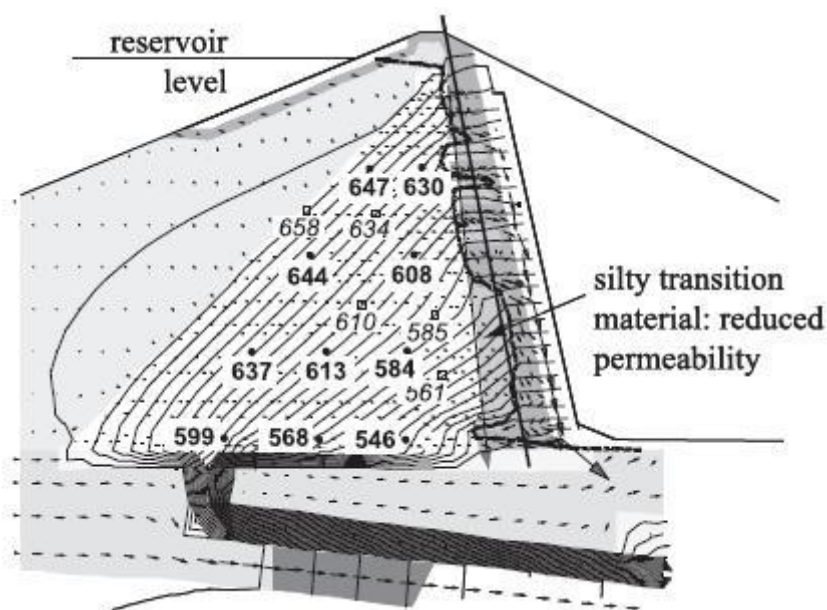


**Figura 3.19: Cavidad 1 en la represa en WAC Bennett (Wood, 2005)**

Un amplio estudio de las posibles remediaciones se detalla en Garner (2000). Se estableció que el grouting compactado fue la solución más aventajada.

La información de los sondajes efectuados durante la investigación parece ser consistente con la hipótesis que hubo migración de material fino a través de la presa, probablemente desde los inicios del llenado de la represa en 1970. Se encontró material fino en la zona de transición, que no podría haberse colocado durante la construcción, proveniente de la zona del núcleo.

Análisis de las presiones de poro hechas en el núcleo de la represa WAC Bennett se muestran en Wood (2005). La figura 3.20 muestra la situación del régimen del 2003. Ésta pertenece a una secuencia de análisis donde se ajustan las permeabilidades locales para concordar con las presiones de poro medidas en varias fechas desde la construcción de la represa (números en negrita indican la elevación de las presiones de poro (m) de acuerdo a un análisis de filtración, con curvas de contorno identificadas por los marcadores cuadrados)



**Figura 3.20: Análisis de las presiones de poros y de filtración en la sección de WAC Bennett en 2003 (Wood, 2005)**



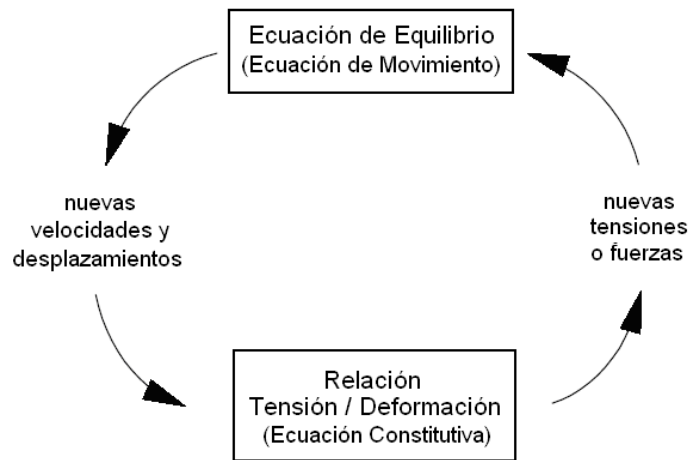
## 4. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua

### 4.1. Introducción

FLAC es un software basado en el método numérico de diferencias finitas que, de acuerdo al problema que se desee modelar y conociendo los valores iniciales y los de borde, resuelve un set de ecuaciones diferenciales para determinar principalmente esfuerzos y deformaciones en suelo, roca y otros materiales. La lógica utilizada consiste en reemplazar directamente las ecuaciones que gobiernan el problema por una expresión algebraica escrita en términos de las variables de campo en puntos discretos del espacio (como por ejemplo esfuerzos, desplazamientos). Estos puntos están controlados por la especificación de una grilla que utiliza el método de *volumen finito* expuesto por Wilkins (1964) para realizar el cálculo.

La solución corresponde a un método explícito denominado esquema de *tiempo – marcha* que resuelve las ecuaciones algebraicas en cada paso. El procedimiento consiste primero en invocar las ecuaciones de movimiento con las que se encuentran las nuevas velocidades y desplazamientos debido a los esfuerzos y a las fuerzas en el sistema. Luego, las tasas de deformación son encontradas a partir de las velocidades, y los nuevos esfuerzos son encontrados a partir de dichas tasas de deformación. Una vez finalizado lo anterior se tienen los nuevos esfuerzos y fuerzas, cerrando así el primer ciclo de cálculo. En la figura 4.1 se puede visualizar de forma correcta este proceso donde, en cada una de las estaciones, se actualizan todas las variables de la grilla a partir de valores conocidos que permanecen fijos (no varían en cada uno de estos procesos).

El método explícito, comparado a otros métodos implícitos de elementos finitos que se utilizan comúnmente, tiene como ventaja principal el que no necesita de iteración alguna en el cálculo de tensiones y deformaciones de un elemento, independiente del modelo constitutivo utilizado. Un cuadro comparativo entre los métodos señalados se muestra en la Tabla 4.1. No obstante, dado que pequeños pasos de tiempo en cada ciclo impiden el traspaso físico de información de un elemento a otro, se debe realizar una gran cantidad de pasos para lograrlo.



**Figura 4.1: Ciclo básico de cálculo, método explícito**

**Tabla 4.1: Comparación de solución de un método explícito e implícito**

<b>Explícito</b>	<b>Implícito</b>
La cantidad de pasos de tiempo debe ser menor que un valor crítico para la estabilidad	La cantidad de pasos de tiempo es arbitraria, con esquemas incondicionalmente estables
Pequeña cantidad de esfuerzo computacional por paso de tiempo	Gran cantidad de esfuerzo computacional por paso de tiempo
No hay amortiguamiento numérico significativo para solución dinámica	El amortiguamiento numérico depende del paso de tiempo actual con esquemas incondicionalmente estables
No se requiere de iteraciones para seguir una ley constitutiva no lineal	El proceso iterativo es necesario para seguir una ley constitutiva no lineal.
Con tal que los criterios de pasos de tiempo se satisfagan siempre, las leyes no lineales son siempre seguidas de manera físicamente válida.	Siempre es necesario demostrar que el procedimiento mencionado es: (a) estable; y (b) sigue el camino físicamente correcto (para problemas sensibles al camino)
Nunca se forman matrices. Los requerimientos de memoria son siempre los mínimos. No hay límites de ancho de banda.	Matrices de rigidez deben ser almacenadas. Se deben encontrar formas de sobrellevar problemas asociados, tales como el ancho de banda. Requerimientos de memoria son amplios.

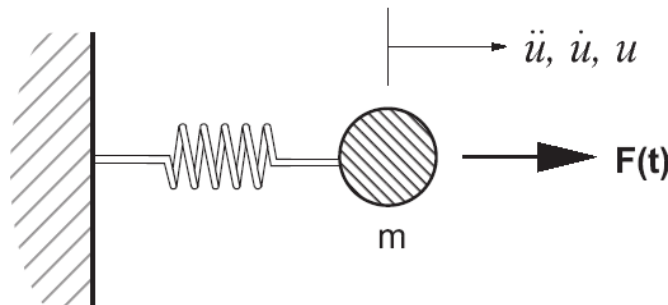
**Tabla 4.1: Comparación de solución de un método explícito e implícito (cont.)**

Explícito	Implícito
Dado que nunca se forman matrices, los desplazamientos y las deformaciones son acomodados sin realizar esfuerzos computacionales adicionales.	Esfuerzos computacionales adicionales son necesarios para seguir los grandes desplazamientos y las deformaciones.

## 4.2. Ecuaciones de Campo

La solución que FLAC utiliza invoca las ecuaciones de movimiento y relaciones constitutivas. Para transferencia de calor se utiliza la ley de Fourier y para flujo de fluidos en sólidos porosos, la ley de Darcy.

El concepto básico de la aplicación de las ecuaciones de movimiento y equilibrio es el de relacionar la aceleración de una masa con la fuerza aplicada,  $F$ , que es una función del tiempo. La figura 4.2 muestra este concepto.



**Figura 4.2: Aplicación de una fuerza variable en el tiempo a una masa, resultando en aceleración, velocidad y desplazamiento.**

Utilizando la segunda ley de Newton para el sistema masa-resorte se obtiene:

$$m \cdot \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (4.1)$$

Cuando se generaliza este problema a un sistema de muchas fuerzas, la ecuación (4.1) expresa también la condición de equilibrio estático si la aceleración tiende a cero, esto es

$\sum F = 0$ . Cabe destacar que las otras dos leyes de conservación, de momento y energía, se pueden expresar a partir de la ecuación (4.1) y de las otras dos leyes de Newton.

La generalización de la ley de Newton para un sólido continuo se expresa de la siguiente forma:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (4.2)$$

donde  $\rho$  es la densidad de masa  
 $t$  es el tiempo  
 $x_i$  es el vector de coordenadas  
 $g_i$  es la aceleración gravitacional  
 $\sigma_{ij}$  es la componente del tensor de tensiones

Los subíndices  $i, j$  indican la dirección en la componente cartesiana.

Luego, es necesaria la aplicación de otro set de ecuaciones, correspondiente a las de la relación constitutiva para realizar el cálculo tensional y de deformaciones en cada paso de tiempo. La forma de las ecuaciones que se plantean en este nivel corresponde al tipo de modelo constitutivo elegido para el material:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (4.3)$$

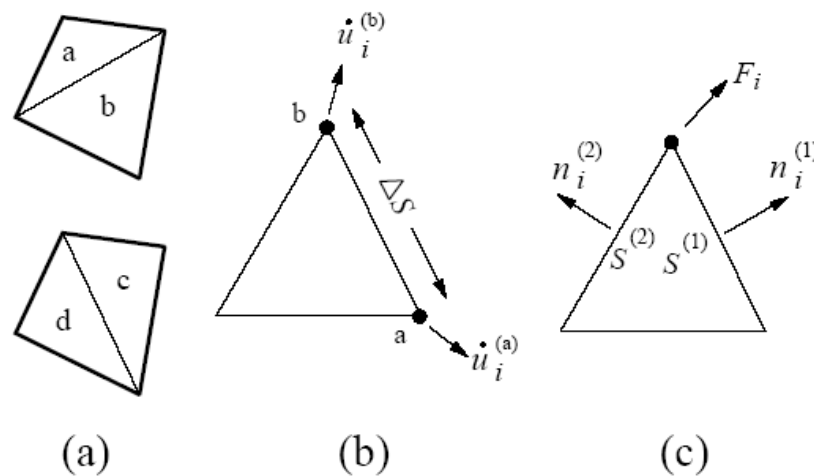
$$\sigma_{ij} := M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, \kappa) \quad (4.4)$$

donde  $\dot{e}_{ij}$  es la tasa de deformación  
 $\dot{u}_i$  es la componente de velocidad  
 $M$  es la forma de la relación constitutiva  
 $\kappa$  es un parámetro de historia que puede estar o no estar presente, dependiendo de la ley en particular.  
 $:=$  significa "reemplazado por".

Existen además expresiones que contribuyen al tensor de tensiones, en términos de la rotación finita de un elemento para un paso de tiempo cuando se realizan cálculos en el modo de grandes deformaciones (ver Manual de FLAC v5.0 (2005) – Theory and Background).

### 4.3. Formulación numérica

El cuerpo sólido es dividido a través de un entramado o *meshing* apropiado compuesto de elementos de cuatro aristas. FLAC realiza subdivisiones internas de cada elemento consistentes en dos set superpuestos conformados por elementos triangulares de deformación constante, como se muestra en la figura 4.3.



**Figura 4.3: (a) Cuadriláteros superpuestos usados en FLAC, (b) Elemento triangular típico con vectores de velocidad, (c) Vector de fuerza nodal**

Los cuatro sub-elementos triangulares son a, b, c y d. La componente del esfuerzo desviatorio de cada triángulo es mantenida de forma independiente, requiriendo así que en cada cuadrilátero se almacenen 16 componentes de tensión (4 por cada componente:  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\sigma_{xy}$ ). Finalmente, el vector de fuerza ejercido en cada nodo se toma como el promedio de los dos vectores ejercidos de cada cuadrilátero.

Sobre un único triángulo se aplican las ecuaciones de diferencia finita provenientes de la forma generalizada del teorema de la divergencia de Gauss (Malvern, 1969). La expresión de la ecuación escrita en términos finitos es la siguiente:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \cdot \sum_s \langle f \rangle \cdot n_i \cdot \Delta s \quad (4.5)$$

donde  $n_i$  es el vector unitario perpendicular a la superficie,  $\Delta s$  es la longitud de un lado del triángulo y la suma ocurre sobre los tres lados del mismo.  $f$  es un escalar, vector ó tensor y  $\langle f \rangle$  es el valor promedio sobre el lado del triángulo.

a) Tasas de deformación y deformaciones: La relación (4.5) permite que en un triángulo se pueda escribir la tasa de deformación en términos de las velocidades nodales, substituyendo el vector velocidad promedio de cada lado por  $f$ . Así resulta:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \cdot \sum_s (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) \cdot n_j \cdot \Delta s \quad (4.6)$$

donde (a) y (b) son dos nodos consecutivos sobre un lado como lo muestra la figura 4.3b. De esta forma, es posible encontrar todas las componentes del tensor de tasa de deformación basado en las velocidades nodales (ecuación (4.3)). De manera análoga se puede determinar el tensor de deformaciones reemplazando los desplazamientos en vez de las velocidades nodales.

b) Discretización mixta: Si el patrón de deformación de los elementos dentro de una grilla forma polígonos de más de tres nodos, aparecen formas de combinación de desplazamientos nodales que no producen deformación alguna y, como resultado, la inexistencia de fuerzas resistentes. Por ello, la discretización mixta se deduce de las diferentes discretizaciones de las partes isotrópicas y desviatóricas de los tensores de tensión y deformación.

La forma de hacerlo es promediando la deformación volumétrica sobre cada par de triángulos y manteniendo la deformación desviatórica constante. En el caso de deformaciones planas, las tasas de deformaciones en los triángulos a y b de la figura 4.3a se ajustan de la siguiente forma.

$$\dot{e}_m = \frac{\dot{e}_{11}^a + \dot{e}_{22}^a + \dot{e}_{11}^b + \dot{e}_{22}^b}{2} \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} \dot{e}_d^a &= \dot{e}_{11}^a - \dot{e}_{22}^a \\ \dot{e}_d^b &= \dot{e}_{11}^b - \dot{e}_{22}^b \end{aligned} \quad (4.8)$$

Para los triángulos c y d se realiza de forma análoga. La componente  $\dot{e}_{12}$  permanece constante. Para el caso de modelos axisimétricos las 3 deformaciones principales son utilizadas para encontrar el valor promedio,  $\dot{e}_m$ .

c) Tensiones a partir de tasas de deformación: La ley constitutiva (ecuación (4.4)) y el ajuste por rotación son utilizadas para encontrar el tensor de tensiones a partir del tensor de deformaciones. Se invoca a la discretización mixta en términos de tensiones para igualar las tensiones isotrópicas entre los dos pares de triángulos, debido a la contribución de áreas.

$$\sigma_0^{(a)} = \sigma_0^{(b)} := \left[ \frac{\sigma_0^{(a)} \cdot A^{(a)} + \sigma_0^{(b)} \cdot A^{(b)}}{A^{(a)} + A^{(b)}} \right] \quad (4.9)$$

donde  $\sigma_0^{(a)}$  es la tensión isotrópica en el triángulo (a)  
 $A^{(a)}$  es el área del triángulo (a).

d) Fuerzas Nodales: Una vez que las tensiones han sido calculadas, cada nodo debe tener asociado una fuerza equivalente. Existen dos aportes de fuerzas en cada uno de estos puntos correspondientes a las contribuciones de cada lado. Así (ver figura 4.3c):

$$F_i = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ij} \cdot (n_j^{(1)} \cdot S^{(1)} + n_j^{(2)} \cdot S^{(2)}) \quad (4.10)$$

La fuerza final en cada nodo resulta de la suma de los aportes de cada triángulo. Las fuerzas de cada set son finalmente promediados para entregar la contribución de la fuerza nodal del cuadrilátero.

e) Ecuaciones de Movimiento: En cada nodo se suman todas las fuerzas que contribuyen al punto, provenientes de los cuadriláteros contiguos, entregando la fuerza neta  $\sum F_i$ . Dicho vector contiene la contribución de las fuerzas debido a condiciones de borde (antes mencionadas) y de fuerzas de cuerpo debido a la gravedad. Las fuerzas gravitacionales son:

$$F_i^{(g)} = g_i \cdot m_g \quad (4.11)$$

donde  $m_g$  es la masa gravitacional en el nodo, definida como la suma de 1/3 de las masas de los triángulos conectados al nodo. Si la zona no existe (es de tipo *null*) su contribución al vector de fuerzas neta será omitido. Si se encuentra en equilibrio, la fuerza neta,  $\sum F_i$  será igual a cero. En cualquier otro caso, el nodo será acelerado de acuerdo a la ley de Newton:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \cdot \frac{\Delta t}{m} \quad (4.12)$$

Para encontrar la respuesta en grandes deformaciones, la ecuación (4.12) es integrada para determinar las nuevas coordenadas del punto:

$$x_i^{(t+\Delta t/2)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t \quad (4.13)$$

## 4.4. Modelos constitutivos

FLAC cuenta con un total de 11 modelos constitutivos básicos que se pueden agrupar en tres grandes grupos: grupo del modelo *null*, grupo de modelos *elásticos* y grupo de modelos *plásticos*. A continuación se realiza una revisión de cada uno de los modelos y una breve descripción de cada uno. Posteriormente, se ahondará en aquellos modelos que serán utilizados en esta tesis.

### 4.4.1. Grupo de modelo null

Un modelo con material null se utiliza para representar material que ha sido removido o excavado.

### 4.4.2. Grupo de modelos elásticos

En este grupo se pueden diferenciar dos modelos:

- Modelo Elástico e Isotrópico
- Modelo Elástico y Transversalmente Isotrópico



El modelo constitutivo más utilizado es el Elástico e Isotrópico. Éste entrega la representación más simple del comportamiento del material. Es válido para materiales homogéneos, isotrópicos y continuos que exhiban un comportamiento lineal sin histéresis durante la descarga.

#### **4.4.3. Grupo de modelos plásticos**

En este grupo se compone de los siguientes modelos:

- Modelo Drucker – Prager
- Modelo Mohr – Coulomb
- Modelo de diaclasas oblicuas
- Modelo de endurecimiento – ablandamiento
- Modelo bilinear de endurecimiento – ablandamiento y diaclasas oblicuas
- Modelo de doble fluencia
- Modelo Cam – Clay modificado
- Modelo Hoek – Brown

Los modelos de este grupo que son comúnmente aplicados son Mohr – Coulomb, convencionalmente utilizado para representar la evolución de la resistencia al corte en suelos y rocas (superficie de falla lineal); Cam – Clay modificado, que incluye un comportamiento no lineal con regla de flujo asociada, utilizado para modelar comportamiento de arcillas; y Hoek – Brown, que representa la evolución de esfuerzos de la roca hasta la falla (superficie no lineal).

#### **4.4.4. Modelos a utilizar en esta tesis**

Los modelos a utilizar son tres: *Null*, *Elástico e isotrópico* y *Mohr – Coulomb*. Los parámetros que FLAC requiere para efectuar análisis cuando se especifica alguno de los dos últimos modelos se detallan en la tabla 4.2.

**Tabla 4.2: Parámetros de los modelos constitutivos en FLAC.**

<b>Modelo Elástico e isotrópico</b>	<b>Modelo Mohr – Coulomb</b>
Densidad seca	Densidad seca
Módulo Volumétrico	Módulo Volumétrico
Módulo de Corte	Módulo de Corte
	Ángulo de fricción interna
	Cohesión
	Ángulo de dilatancia
	Resistencia a la Tracción

Ambos modelos utilizan la formulación elástica que relaciona esfuerzos y deformaciones de forma incremental en cada una de las direcciones para realizar el cálculo. Para cada uno de los modelos recién expuesto, las relaciones que cada uno utiliza, son las que se detallan a continuación.

#### **4.4.4.1. Modelo elástico e isotrópico**

Para una modelación axisimétrica, el cálculo del incremento de tensiones a partir de los incrementos de deformaciones, es:

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_{11} &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_{11} + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_{22} + \Delta\varepsilon_{33}) \\
 \Delta\sigma_{22} &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_{22} + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{33}) \\
 \Delta\sigma_{33} &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_{33} + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{22}) \\
 \Delta\sigma_{12} &= 2 \cdot G \cdot \Delta\varepsilon_{12} \quad (\Delta\sigma_{12} = \Delta\sigma_{21})
 \end{aligned}
 \tag{4.14}$$

con  $\alpha_1 = K + (4/3) \cdot G$  y  $\alpha_2 = K - (2/3) \cdot G$ .  $K$  corresponde al módulo volumétrico y  $G$  corresponde al módulo de corte del material.

#### 4.4.4.2. Modelo Mohr – Coulomb:

El incremento de las deformaciones principales se descompone en una parte elástica y otra plástica:

$$\Delta\varepsilon_i = \Delta\varepsilon_i^e + \Delta\varepsilon_i^p \quad i = 1, 2, 3 \quad (4.15)$$

Los superíndices  $e$  y  $p$  se refieren a las componentes elásticas y plásticas de la deformación, siendo la componente plástica no nula en la zona de deformaciones remanentes (fluencia plástica). Así, los incrementos de las tensiones principales en términos de los incrementos de deformaciones resultan similares a los de las ecuaciones (4.14), es decir:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e) \end{aligned} \quad (4.16)$$

con  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  definidos de la misma forma que en la ecuación (4.14).

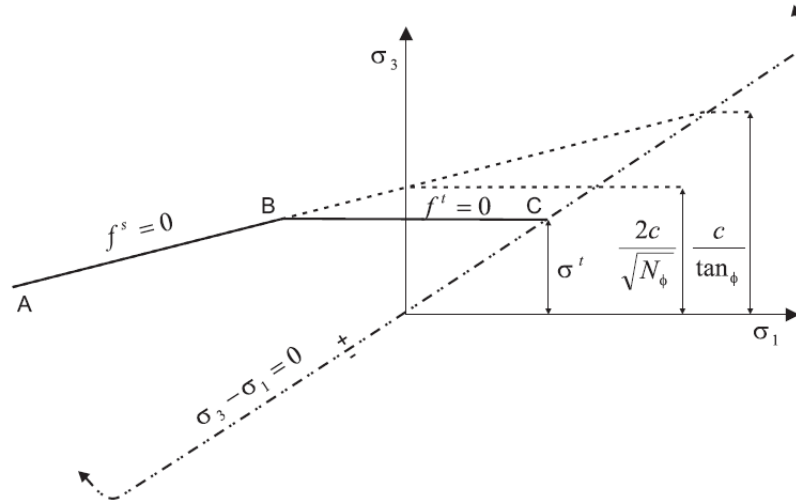
El criterio de falla puede representarse en un plano entre los ejes de tensiones principales mayor y menor como lo muestra la figura 4.4. La envolvente de falla se define entre los puntos A y B de la figura 4.4 por la función de fluencia de Mohr–Coulomb:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (4.17)$$

y además entre los puntos B y C por la función de fluencia en tracción:

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (4.18)$$

Los superíndices  $s$  y  $t$  se refieren al corte (*shear*) y tracción (*tension*);  $N_\phi$  es el coeficiente de empuje pasivo.



**Figura 4.4: Criterio de falla Mohr – Coulomb, Itasca (2005)**

El valor de la tensión por tracción no puede exceder el valor máximo dado por:

$$\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\operatorname{tg}(\phi)} \quad (4.19)$$

Cabe destacar que durante la fluencia debido al corte, sólo se encuentran activos las tensiones principales mayor y menor, mientras que la tensión principal intermedia no tiene efecto alguno.

## 4.5. Interacción hidráulica – mecánica

FLAC modela el flujo de fluidos a través de un sólido permeable como el suelo. Su modelación puede realizarse tanto de forma independiente a las iteraciones mecánicas como en conjunto con ellas pudiendo captar, con este último concepto, el efecto de la interacción fluido – medio poroso. La formulación acoplada se basa en la teoría de consolidación de Biot.

A continuación se muestran las expresiones generales que gobiernan este comportamiento.

### 4.5.1. Ley de Transporte

El transporte del fluido se describe con la ley de Darcy de forma generalizada.

$$q_i = -k_{ij} \cdot \hat{k}(s) \cdot \frac{\partial}{\partial x_j} (P - \rho_w \cdot g_k \cdot x_k) \quad (4.20)$$

donde  $q_i$  es el vector de flujo unitario,  $k_{ij}$  es el coeficiente de movilidad (tensor de permeabilidad de FLAC),  $\hat{k}(s)$  es la permeabilidad relativa que depende de la saturación  $s$ ,  $P$  es la presión del fluido,  $\rho_w$  es la densidad de masa del fluido, y  $g_i$  son los 2 componentes del vector de gravedad. Para todo tipo de cálculo, la presión del aire es considerada igual a cero.

Se define la cabeza o *head* como la cantidad  $\phi = (P - \rho_w \cdot g_j \cdot x_j) / (\rho_w \cdot g)$ , donde  $g$  es la norma del vector de gravedad y la presión de cabeza como  $P / (\rho_w \cdot g)$ .

#### 4.5.2. Leyes de Balance

La relación de balance de la masa del fluido es:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (4.21)$$

donde  $\zeta$  es la variación del contenido de fluido (variación de volumen de fluido por unidad de volumen de material), y  $q_v$  es la fuente de intensidad del fluido volumétrico.

El balance de momento tiene la forma:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (4.22)$$

donde  $\rho = (1 - \eta) \cdot \rho_s + \eta \cdot \rho_w$  es el densidad volumétrica del sólido;  $\rho_s$  y  $\rho_w$  son las densidades del sólido y del fluido respectivamente, y  $\eta$  es la porosidad.

### 4.5.3. Leyes Constitutivas

La ecuación de respuesta para el fluido en los poros depende del valor de la saturación.

Para saturación total,  $s = 1$ ,  $k_{ij}^{(a)}(s) = k_{ij}$  y el fluido puede sostener una tensión hasta un límite,  $T_f$ , descrita más adelante. Para  $s = 1$ , la ecuación será:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = M \cdot \left( \frac{\partial \zeta}{\partial t} - \alpha \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) \quad (4.23)$$

donde  $M$  es el módulo Biot,  $\alpha$  es el coeficiente Biot y  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica. La relación entre el módulo Biot y el módulo volumétrico drenado del medio poroso,  $K$ , y el módulo volumétrico del fluido,  $K_\omega$ , en función de  $\eta$  y  $\alpha$ , es de la siguiente forma:

$$M = \frac{K_\omega}{\eta + (\alpha - \eta) \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{K_\omega}{K}} \quad (4.24)$$

Si la compresibilidad de los granos es descartada en comparación a la del módulo volumétrico del material drenado ( $\alpha = 1$ ), se tiene:

$$M = \frac{K_\omega}{\eta} \quad (4.25)$$

Si se desea modelar saturación parcial del medio poroso,  $s < 1$ , la relación constitutiva expresa la saturación en función de la variación del contenido de fluido, y la presión  $P$  y la permeabilidad relativa  $\hat{k}(s)$  en función de la saturación. Las curvas de retención y permeabilidad relativa que FLAC utiliza se muestran en las figuras 4.5 y 4.6.

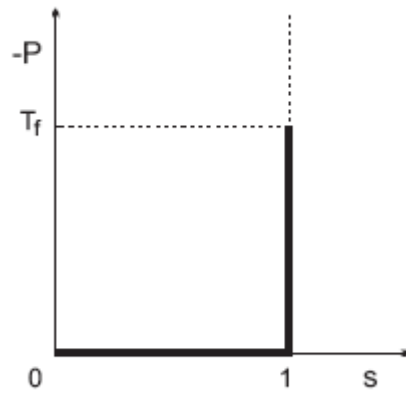


Figura 4.5: Curva de retención de FLAC

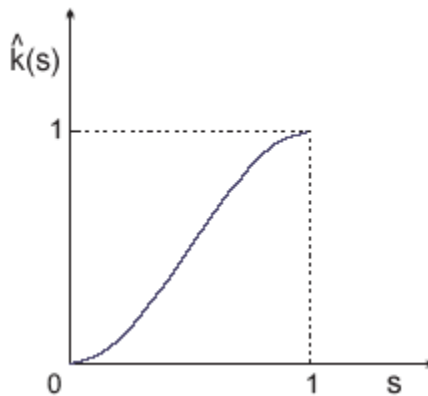


Figura 4.6: Permeabilidad relativa en función de la saturación

#### 4.5.4. Ecuación de compatibilidad

La relación entre tasa de deformación y gradiente de velocidad, es igual a la ecuación (4.3) planteada por los modelos constitutivos en FLAC.

#### 4.5.5. Flujo de Fluido y Condiciones de Borde

Existen 4 tipos de condiciones de borde que pueden ser impuestas: Presión de poros constante, flujo unitario constante, frontera de filtraciones y fronteras impermeables (condición por defecto). Otras pueden aplicarse mediante programas en FISH<sup>†</sup>.

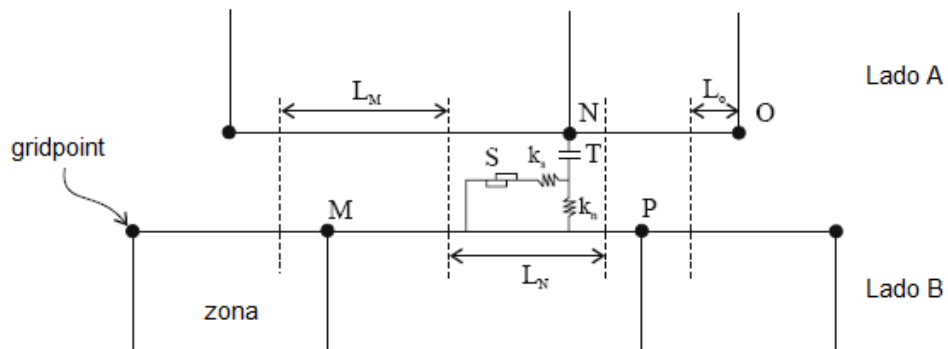
<sup>†</sup> FISH: Abreviado de 'FLAC-ISH', lenguaje utilizado para programar en FLAC

## 4.6. Interfaz

Logra materializar la unión de dos (o más) segmentos entre los cuales se representan planos de deslizamiento con un comportamiento tipo Coulomb y/o separación por tracción, dependiendo del problema en cuestión. Se caracteriza por tener las siguientes propiedades.

- Rigidez de corte
- Rigidez normal
- Ángulo de fricción interna
- Cohesión
- Ángulo de dilatancia
- Resistencia a la tracción

La Interfaz es representada en FLAC mediante rigideces normal y de corte entre dos planos que están en contacto, como lo muestra la Figura 4.7.



**Figura 4.7: Interfaz que une los lados A y B mediante resortes de rigidez, Itasca (2005)**

La figura muestra dos grillas con zonas de distintos tamaños que se desean unir. La simbología corresponde a la siguiente:

- |       |                                 |
|-------|---------------------------------|
| $S$   | Plano de deslizamiento (slider) |
| $T$   | Resistencia a la tracción       |
| $k_n$ | Rigidez normal                  |
| $k_s$ | Rigidez de corte                |



- $L_N$  Largo asociado al gridpoint N
- $L_S$  Largo asociado al gridpoint M
- ... denota el límite de los segmentos (ubicados a una distancia media entre gridpoints contiguos)

Durante la ejecución del programa la velocidad de cada nodo  $\dot{u}_i$ , en cada paso de tiempo (*timestep*), es determinada. Como las unidades de velocidad son de desplazamiento sobre paso de tiempo entonces el incremento de desplazamiento para cualquier paso de tiempo es

$$\Delta u_i \equiv \dot{u}_i \quad (4.26)$$

Las fuerzas normal y de corte se determinan relacionando el desplazamiento incremental, desacoplado en el punto de contacto en cada una de las direcciones, con las rigideces respectivas de la siguiente forma

$$\begin{aligned} F_n^{(t+\Delta t)} &= F_n^{(t)} - k_n \cdot \Delta u_n^{(t+\Delta t/2)} \cdot L \\ F_s^{(t+\Delta t)} &= F_s^{(t)} - k_s \cdot \Delta u_s^{(t+\Delta t/2)} \cdot L \end{aligned} \quad (4.27)$$

donde las rigideces tienen unidades de  $[F]/[L]^3$ .

FLAC tiene tres opciones disponibles para especificar comportamientos de interfaz. Cada una de ellas requiere del ajuste de las fuerzas de contacto antes especificadas:

1.- *Interfaz Adherida*: Si la interfaz es declarada como *adherida* no se permiten ni el deslizamiento ni la separación de un lado respecto del otro, pero pueden ocurrir desplazamientos elásticos de acuerdo a los valores de las rigideces especificadas.

2.- *Interfaz de Coulomb*: Este criterio limita la fuerza de corte con un valor máximo. La interfaz podría dilatar al inicio del deslizamiento de acuerdo a la magnitud del ángulo de dilatación,  $\psi$ .

3.- *Interfaz de tensión por cementación*: Existen dos condiciones para este tipo de interfaz.

- Interfaz cementada. Mientras los valores característicos de esta condición no sean excedidos, la interfaz se mantiene cementada. Si en cierta sección los valores son sobrepasados, la unión se rompe, comportándose de ahí en adelante como una interfaz que permita deslizamiento y separación.
- b) Interfaz deslizante mientras está cementada. Se permite el deslizamiento en un segmento cementado aunque la separación no haya ocurrido. La fluencia de corte es controlada por los parámetros de fricción y cohesión usando el valor absoluto de la tensión normal efectiva.

Se realiza posteriormente la rotación de las fuerzas corregidas al sistema global de referencia y se asocian a los nodos adyacentes de manera tal de mantener el equilibrio de momento.

El efecto de la presión de poros se incluye en el cálculo de la interfaz debido a que la tensión efectiva es la base en la que se funda el deslizamiento entre bloques. No se calculan ni la caída de tensión normal a la interfaz ni la influencia de desplazamientos normales sobre la presión de poros. Además, la conducción del fluido a lo largo de la interfaz no es modelada.

La interfaz considerada en esta tesis tiene un comportamiento del tipo Coulomb.

$$F_{s_{\max}} = c' \cdot L + \operatorname{tg}(\delta) \cdot F_n \quad (4.28)$$

donde  $c'$  es la cohesión de la interfaz (en caso de lentes arcillosos en la discontinuidad),  $L$  es la longitud efectiva de contacto y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre las superficies.

La ecuación (4.28) relaciona la fuerza de corte con los parámetros de resistencia al corte característicos de la interfaz. Si se sobrepasa el valor umbral  $(F_s)_{\max}$ , el valor de la fuerza de corte se considera igual a dicho valor, es decir,  $F_s = (F_s)_{\max}$  (comportamiento elastoplástico perfecto).

La interfaz podría dilatar al inicio del deslizamiento. Este comportamiento se rige también por el modelo de Mohr – Coulomb, con un ángulo de dilatancia igual a  $\psi$ . El valor del ángulo dependerá de la dirección del corte: aumentará si el desplazamiento incremental de corte tiene

la misma dirección que el desplazamiento total de corte, y viceversa. La expresión que incluye este efecto es la dada por la ecuación (4.29).

$$\sigma_n := \sigma_n + \frac{|F_s|_o - F_{s\max}}{L \cdot k_s} \cdot \operatorname{tg}(\psi) \cdot k_n \quad (4.29)$$

donde  $|F_s|_o$  es la magnitud de la fuerza de corte anterior a la corrección realizada en (4.29).

#### 4.6.1. Flujo de fluido en la interfaz

Como se mencionó anteriormente, la interacción completa del líquido y la interfaz no es modelada: el fluido puede escurrir sin resistencia a través de una interfaz en la dirección normal entre dos grillas en contacto pero no lo puede hacer a lo largo de ésta. La presión del líquido en los nodos de la interfaz es sólo usada para determinar las tensiones efectivas con el propósito de calcular las condiciones de deslizamiento o falla elástica. Además, el fluido no ejerce fuerza mecánica alguna sobre los lados de la interfaz.

Si se desea estudiar el comportamiento acoplado entre el movimiento relativo de la discontinuidad y los cambios volumétricos del fluido, Itasca (2005) recomienda utilizar el software UDEC que permite un acoplamiento completo entre el fluido y el sólido.

#### 4.6.2. Inicialización de tensiones en la interfaz

Si las tensiones en una grilla son inicializadas y abarcan a los elementos que se encuentran próximos a la interfaz, deben definirse *posterior* a la materialización de ésta en el modelo. Así, la interfaz adoptará los valores de tensiones en sus planos locales que se encuentren en equilibrio con las tensiones globales del sistema. Precaución debe tenerse cuando se modelan geometrías complicadas, porque los valores locales podrían presentar algún nivel de discrepancia.

Para que FLAC compute las tensiones en el sistema local se deben asignar todos los valores involucrados en el problema:  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$  y  $\sigma_{xy}$ . El software reconoce cada uno de los comandos INITIAL y combina los valores para determinar las tensiones en cada segmento de la interfaz. Si alguno de estas tensiones no es definida en el código del programa se considerará *nulo*,

pudiendo llevar al programa a resultados incoherentes. Las tensiones deben inicializarse en el modo de pequeñas deformaciones porque en el modo de largas deformaciones pueden ocurrir desplazamientos que eviten el correcto cálculo de los valores iniciales correspondientes.

## 4.7. Recomendaciones

FLAC entrega dos recomendaciones esenciales para optimizar un análisis dado. La primera tiene que ver con el uso de los parámetros elásticos  $K$  y  $G$  por sobre los parámetros  $E$  y  $\nu$  y, la segunda, con el valor máximo que se debe utilizar para el valor del resorte de rigidez normal de una interfaz,  $k_n$ .

i) El uso del par  $(K, G)$  tiene sentido para todos aquellos materiales elásticos que no violan los principios de termodinámica. Por su parte, el uso del par  $(E, \nu)$  no tiene sentido para ciertos materiales ya que, en un extremo, se tienen materiales que resisten el cambio volumétrico pero no el corte y, en el otro extremo, materiales que resisten el corte pero no el cambio volumétrico. El primer tipo de material corresponde a un valor finito de  $K$  y un valor cero de  $G$ , mientras que el segundo tipo corresponde a un valor cero de  $K$  y un valor finito de  $G$ . De una u otra forma, el par  $(E, \nu)$  no puede representar ninguna de los dos tipos de material.

Excluyendo los casos extremos, es decir,  $\nu = 0.5$  y  $\nu = -1$ , las relaciones elásticas que se muestran en la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** continua siendo válida en la vecindad de los casos límites.

$$3 \cdot K \cdot (1 - 2 \cdot \nu) = E \quad (4.30)$$

Itasca (2005), entrega un ejemplo que explica el porqué del uso de este criterio en el análisis: si se supone un material que reduce la resistencia a la distorsión progresivamente pero mantiene constante la resistencia al cambio volumétrico (e.g. ensayos de resistencia cíclica no drenada), el valor del módulo de Poisson se aproximará a 0.5. Como la ecuación (4.30) debe satisfacerse, existen dos posibilidades sustentadas desde el punto de vista algebraico (y no físico):  $E$  permanece en un valor finito distinto de cero y  $K$  tiende a un valor arbitrariamente largo o  $K$  permanece en un valor finito y  $E$  tiende a cero. Se debe descartar la primera opción porque todos los materiales tienen un límite superior conocido de compresibilidad (e.g.

aproximadamente  $2\text{ GPa}$  para el agua, que tiene un módulo de Poisson de 0.5). Esto deja la segunda opción, en el que el valor del módulo de Young varía drásticamente, aún cuando se ha supuesto que la resistencia principal del modo elástico del material no cambió. Se deduce así que el par  $(E, \nu)$  es inadecuado para expresar el comportamiento del material.

ii) Como una buena aproximación, se propone que las rigideces normal y de corte,  $k_n$  y  $k_s$ , deben ser menores o a lo más iguales que 10 veces la rigidez equivalente de la zona vecina más rígida.

$$k_n, k_s \leq 10 \cdot \max \left[ \frac{K + \frac{4}{3} \cdot G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (4.31)$$

donde  $K, G$  módulo volumétrico y módulo de corte del suelo, respect.  
 $\Delta z_{\min}$  menor ancho de una zona contigua en la dirección normal a lo largo de toda la interfaz

Si las propiedades de la interfaz son obtenidas a partir de ensayos realizados sobre interfaces reales o de publicaciones referidas a materiales similares, dicha información debe ser considerada en el cálculo, excepto si no cumple la restricción anterior. Es decir, si los valores de resorte obtenidos son mayores que 10 veces la rigidez equivalente de la zona vecina más rígida, el valor encontrado debe acotarse por la expresión (4.31). Itasca (2005) recomienda utilizar este criterio porque valores mayores pueden provocar la utilización de una gran cantidad de pasos para obtener resultados no muy distintos a los que se obtendrían considerando lo antes mencionado. Esto incurriría en una pérdida de tiempo innecesaria y, en algunos casos, podría producir inestabilidades durante el cálculo.

Si la rigidez de uno de los bloques (que serán unidos mediante la interfaz) es muy grande comparada con la del otro, la expresión (4.31) sólo se aplica al bloque de menor rigidez. De esta forma, el lado con la rigidez más “blanda” domina la deformabilidad de todo el sistema.

Generalmente, el valor del resorte normal es determinado directamente con la ecuación (4.31). Valores del resorte de corte pueden ser encontrados en la literatura para el suelo en contacto

con distintos materiales como acero, concreto, rocas, entre otros. Preferentemente, debe ser determinado en ensayos sobre el suelo que se modelará en el software.

## 5. Parámetros del modelo numérico

Como se mencionó en el capítulo anterior, si al suelo se le asigna un modelo lineal Elástico los parámetros requeridos por el software son la densidad seca y los módulos Volumétrico y de Corte. Cuando al suelo se le asigna un modelo elasto-plástico del tipo Mohr – Coulomb, además, se deben agregar el ángulo de fricción interna, la cohesión, ángulo de dilatancia y resistencia a la tracción. Además, como los ensayos a reproducir en esta tesis cuentan con la presencia de agua, los parámetros adicionales que se deben agregar a los materiales son la porosidad y la permeabilidad.

No obstante, no todos los parámetros mencionados para los suelos de Transición y Núcleo de la represa W.A.C. Bennet fueron determinados de forma directa (ensayos en laboratorio). Es por ello que se realizará inicialmente una revisión de los valores o rangos típicos disponibles en publicaciones para establecer los valores de los parámetros requeridos en la modelación que no fueron determinados para cada uno de los suelos ensayados por Moffat (2005) y, posteriormente, se darán a conocer los resultados de las clasificaciones y ensayos específicos obtenidos de manera empírica tanto in-situ como en laboratorio. Finalmente, se mostrará un resumen de los parámetros que se asignarán a cada suelo.

### 5.1. Parámetros elásticos de los materiales

Cualquier material lineal, homogéneo, isotrópico y elástico, relaciona las deformaciones unitarias con los esfuerzos en función del módulo de Young,  $E$ , y del módulo de Poisson,  $\nu$ , de la siguiente forma:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma'_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \delta_{ij} \cdot \sigma'_{kk} \quad (5.1)$$

donde	$\varepsilon_{ij}$	deformación del tensor de deformaciones
	$\sigma'_{ij}$	tensión efectiva del tensor de tensiones
	$\delta_{ij}$	delta de Kronecker. ( $\delta_{ij}=0$ si $i \neq j$ , $\delta_{ij}=1$ si $i = j$ )
	$\sigma'_{kk}$	suma de las tensiones de la diagonal del tensor de tensiones

Una serie de relaciones elásticas pueden ser determinadas a partir de ésta y otras ecuaciones. No obstante, las directrices de esta tesis obligan utilizar una única ecuación que relacione el módulo Volumetrico con el módulo de Corte y Poisson. Con un poco de álgebra, la expresión anterior puede resultar en la siguiente relación:

$$K = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot G}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (5.2)$$

### 5.1.1. Módulo de Poisson, $\nu$

En general, los suelos tienen asociados distintos rangos de valores dependiendo de sus características geométricas, mineralógicas, de empaquetamiento, tensional, entre otros. En su publicación, Bowles (1997), entrega algunos rangos de los valores del módulo de Poisson asociados a distintos materiales en la Figura 5.1.

Type of soil	$\mu$
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand commonly used	–0.1–1.00 0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

**Figura 5.1: Rango de valores del Módulo de Poisson para distintos materiales, Bowles (1997)**

Como se mencionó en el capítulo anterior, un material elástico no puede tener un módulo de Corte negativo, por lo que el valor del módulo de Poisson quedaría acotado inferiormente por  $\nu = -1$ . Por otra parte, la ecuación que relaciona la deformación volumétrica con la tensión acota superiormente el valor del módulo de Poisson en  $\nu = 0.5$  (caso de suelos en respuesta no drenada o deformación volumétrica nula). Bowles (1997) entrega una tabla corregida de valores del módulo de Poisson que comúnmente se utilizan en geotecnia (Figura 5.2).



$\mu$	Soil type
0.4–0.5	Most clay soils
0.45–0.50	Saturated clay soils
0.3–0.4	Cohesionless—medium and dense
0.2–0.35	Cohesionless—loose to medium

**Figura 5.2: Rango de valores del módulo de Poisson para distintos suelos, Bowles (1997)**

El manual de Itasca (2005), por su parte, entrega una lista de parámetros elásticos recomendados asociados para distintos tipos de suelos (ver Figura 5.3).

	Dry Density (kg/m <sup>3</sup> )	Elastic Modulus $E$ (MPa)	Poisson's Ratio
loose uniform sand	1470	10 - 26	0.2 - 0.4
dense uniform sand	1840	34 - 69	0.3 - 0.45
loose, angular-grained, silty sand	1630		
dense, angular-grained, silty sand	1940		0.2 - 0.4
stiff clay	1730	6 - 14	0.2 - 0.5
soft clay	1170 - 1490	2 - 3	0.15 - 0.25
loess	1380		
soft organic clay	610 - 820		
glacial till	2150		

**Figura 5.3: Rango de valores de parámetros elásticos para distintos suelos, Itasca (2005)**

En esta última se puede apreciar que los valores del módulo de Young no se definen para todos los suelos. Usualmente, su valor debe ser determinado a partir de las curvas de tensión – deformación de cada suelo. En literatura, generalmente, no se encuentran relaciones elásticas entre tipos de suelos y valores del módulo de Young. La mayoría de los estudios se han abocado a obtener otro de los parámetros elásticos asociado a las velocidades de ondas de corte en el suelo: el Módulo de Corte máximo,  $G_o$ .

### 5.1.2. Módulo de Corte, $G$

Para definir el módulo de Corte de los suelos que se modelan en esta tesis se hace necesario, primero, conocer cuáles son las variables que inciden en su determinación para luego asignarlo

a los materiales estudiados. Así, en conjunto con el módulo de Poisson, será posible la determinación de cualquiera de los parámetros elásticos pertenecientes a la cuaterna antes mencionada.

Se lleva a cabo una recopilación acuciosa de la literatura para conocer los valores de dicha variable en suelos arenosos y gravosos.

### **5.1.2.1. Arenas**

Muchos autores han estudiado la determinación del valor del Módulo de Corte máximo,  $G_0$ , de los suelos no cohesivos con diversas propuestas. Inicialmente, estudiando la variación de la velocidad con el índice de vacíos, Hardin and Richart (1963) realizaron ensayos de velocidad de onda de compresión en la arena de Ottawa, con índice de vacíos entre 0.50 – 0.60, y ensayos de velocidad de onda de corte en las arenas de Ottawa, cuarzo angular y limo de cuarzo angular, en estados seco y saturado, y en condiciones drenadas, con índices de vacíos variando entre 0.37 – 0.79, 0.63 – 1.27 y 0.73 – 1.40, respectivamente. Los resultados obtenidos muestran que los valores de la velocidad de la onda de corte  $V_s$  varían linealmente con el índice de vacíos y son independientes de la densidad relativa (ver Figuras 5.4 y 5.5).

A bajas presiones y a igual índice de vacíos, las velocidades encontradas en la arena de cuarzo resultaron ser mayores que las de la arena redondeada de Ottawa. No obstante, cuando las presiones aumentan y llegan a los  $6000 \text{ psf} \approx 3 \text{ kg/cm}^2$ , las velocidades de ambos materiales tienden a un mismo valor (ver Figura 5.6a).

Como resultado, el módulo de corte varía con la tensión de confinamiento aplicada, es decir, a mayor tensión de confinamiento y manteniendo un índice de vacíos fijo, mayor será el módulo del medio poroso (ver Figura 5.6b).

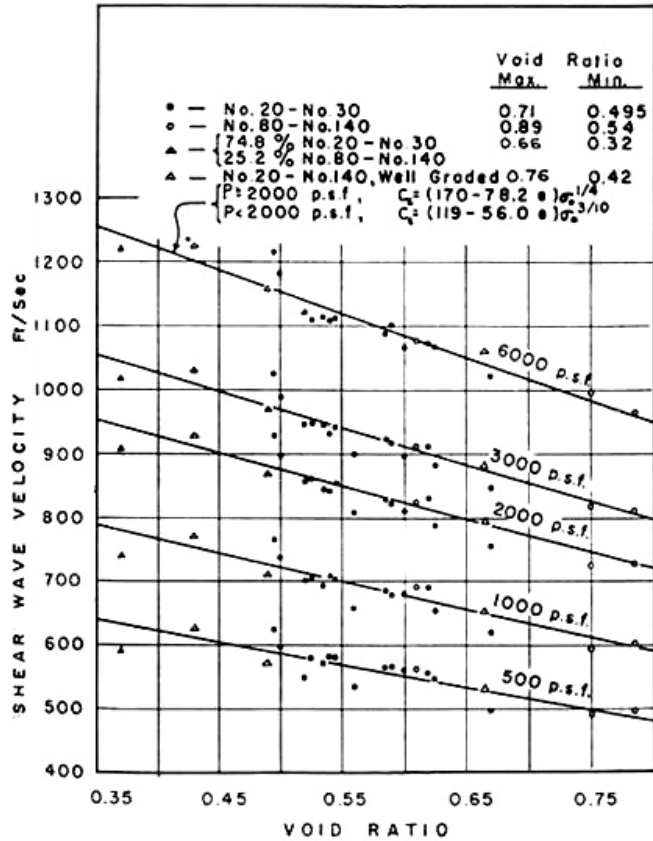


Figura 5.4: Variación de la velocidad de la onda de corte con el índice de vacíos para varios valores de presión de confinamiento  $\sigma'_v$  y tamaños de partículas en muestras secas de la arena de Ottawa redondeada (Hardin and Richart, 1963).

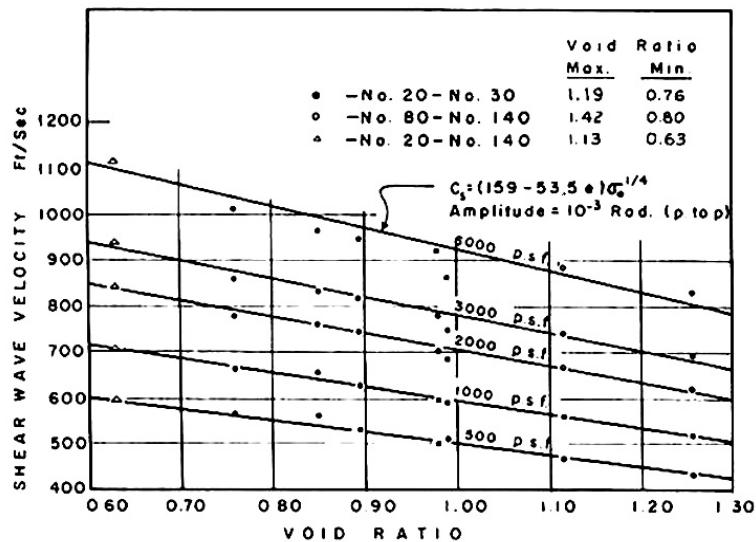
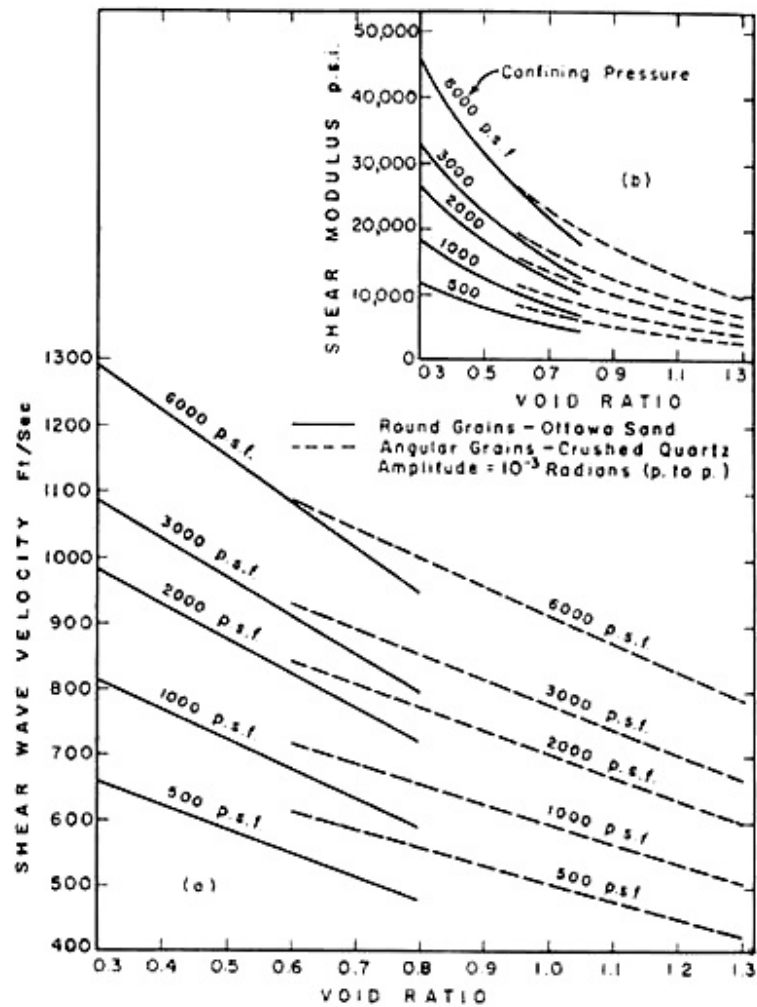


Figura 5.5: Variación de la velocidad de la onda de corte con el índice de vacíos para muestras secas de la arena de cuarzo angular (Hardin and Richart, 1963).



**Figura 5.6: Variación de la velocidad de la onda de corte (a) y del módulo de corte (b) con el índice de vacíos y la presión de confinamiento. Arena de Ottawa (línea sólida) y arena de cuarzo (línea discontinua) (Hardin and Richart, 1963)**

Al considerar suelos saturados para la determinación del módulo de corte, Hardin and Richart concluyeron que en muestras redondeadas el contenido de humedad puede disminuir el valor del módulo de corte en hasta un 15% (siendo importante este impacto entre 0% y 1.4% de humedad, rango en que se encuentra el menor valor del módulo de corte). Para valores mayores de humedad, el módulo no presentó disminuciones adicionales. Por su parte, las muestras angulares no mostraron variaciones en los valores del módulo con el porcentaje de saturación.

Estos resultados fueron utilizados por Hardin and Black (1966) en el estudio de la rigidez del suelo debido a la vibración inducida por máquinas vibratorias. Los valores del módulo de corte de las ecuaciones **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y

**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** pueden ser utilizados en la práctica cuando la tensión promedio  $\sigma'$  sea tomada como la componente isótropa del estado de tensiones inicial en estado estático. Correcciones deben aplicarse cuando las deformaciones a la que se obtienen los módulos excedan en demasía de los  $\gamma = 2.5 \times 10^{-5}$ , y también en otras condiciones como el contenido de humedad en la muestra.

Los autores reescribieron las expresiones encontradas por Hardin and Richart (1963), definiendo el módulo de corte de las arenas en función del índice de vacíos y la tensión efectiva promedio (valores de tensión de confinamiento y del módulo de corte se han transformado al sistema local y se encuentran en  $kg/cm^2$ ):

$$G_o = \frac{700 \cdot (2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{1/2} \quad \text{para arenas redondeadas} \quad (5.3)$$

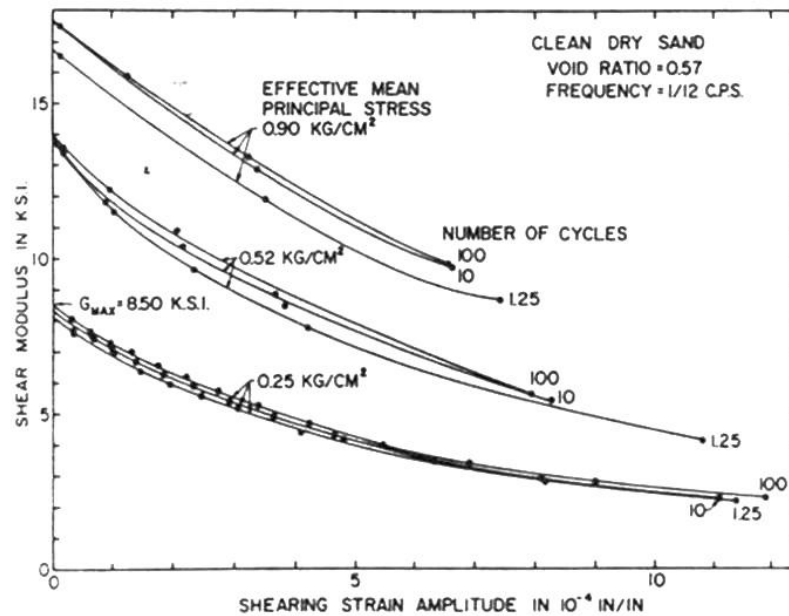
$$G_o = \frac{326 \cdot (2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{1/2} \quad \text{para arenas angulares} \quad (5.4)$$

Queda al descubierto que, independiente de la forma de la partícula de arena, el módulo de corte a pequeñas deformaciones depende de una función  $F(e)$ . Dependiendo del caso:

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad \text{o} \quad F(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \quad (5.5)$$

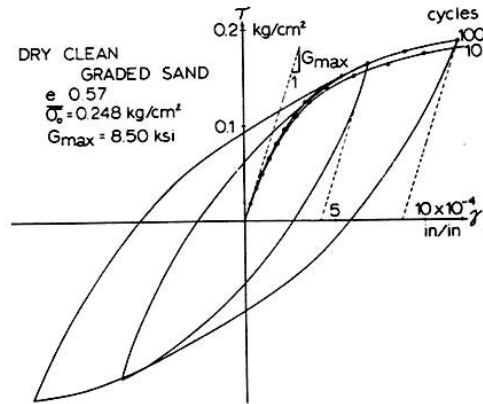
Hardin and Drnevich (1972a) realizaron estudios posteriores sobre los parámetros que inciden de mayor manera en el cálculo del Módulo de Corte. Estos son: *la amplitud de la deformación angular, la tensión efectiva promedio y el índice de vacíos*. El resto de los parámetros son de segundo orden y se descartan ya que son dependientes de los parámetros escogidos.

Se midieron en dicha oportunidad, para distintas tensiones de confinamiento, la degradación del módulo de corte con la amplitud de la deformación angular para una arena limpia sin contenido de finos (ver Figura 5.7). Nuevamente se comprueba que para un mismo valor del índice de vacíos se produce un aumento en el valor de  $G_o$  con el incremento de la tensión de confinamiento.



**Figura 5.7: Efectos de la amplitud de la deformación angular, tensión efectiva y número de ciclos de carga sobre el módulo de corte en una arena limpia en estado seco (Hardin and Drnevich, 1972a).**

Continuando con su trabajo, Hardin and Drnevich (1972b) postulan que el valor del módulo de corte máximo determinado en los loops histeréticos registrados de los ensayos realizados puede ser determinado en cualquier ciclo debido a que el valor no difiere en demasía del valor del módulo de corte medido en el primer ciclo (líneas discontinuas, Figura 5.8). No obstante se recomienda que para efectos prácticos,  $G_o$  debe ser determinado directamente de ensayos apropiados (no convencionales) para deformaciones angulares unitarias menores a  $\gamma = 0.25 \times 10^{-4}$ . Con estos supuestos, presentan ecuaciones para la modelación de una curva hiperbólica que se ajuste a las tendencias encontradas en un sinnúmero de ensayos realizados sobre arenas limpias y suelos cohesivos intactos y remoldeados, en condiciones saturadas y secas según corresponda. Resultados de los suelos no-cohesivos ensayados con distintos aparatos pueden ser encontrados en su publicación.



**Figura 5.8: Ciclos a los cuales se calcula el Módulo de Corte máximo en la arena seca (Hardin and Drnevich, 1972b).**

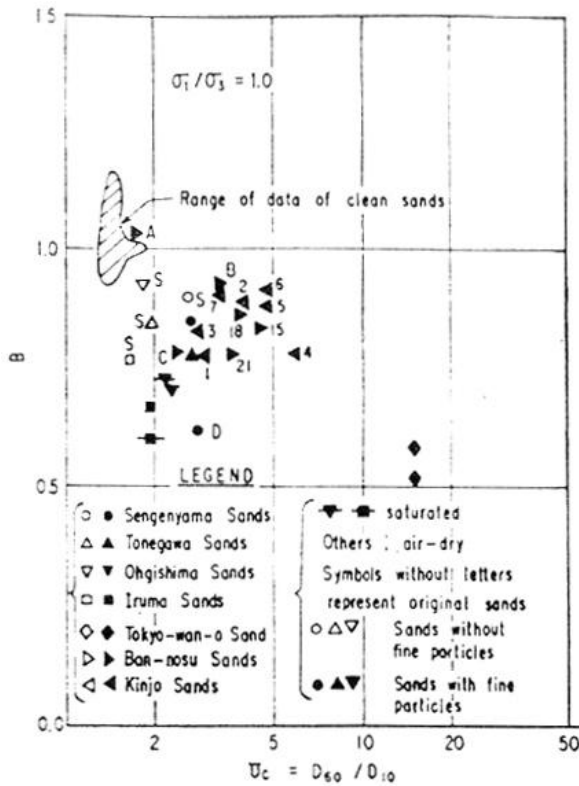
Iwasaki and Tatsuoka (1977) realizaron ensayos sobre arenas sin finos con  $C.U. < 1.8$ , arenas naturales con finos con  $C.U. > 1.8$  y arenas artificiales en un aparato de columna resonante tipo Drnevich, con tensiones efectivas de confinamiento en el rango de  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  y  $6.0 \text{ kg/cm}^2$ , para estudiar la incidencia de la distribución granulométrica sobre el módulo de corte. Al revisar detalladamente sus ensayos encontraron que existe una notoria dependencia del valor de  $G_o$  con la distribución de las partículas por tamaño. Agregan un factor  $B$  que depende de la uniformidad de la arena normalmente consolidada que pondera las ecuaciones encontradas por Hardin and Richart (1963) (ver ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

$$G_o = A(\gamma) \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma'_o{}^{m(\gamma)} \quad (5.6)$$

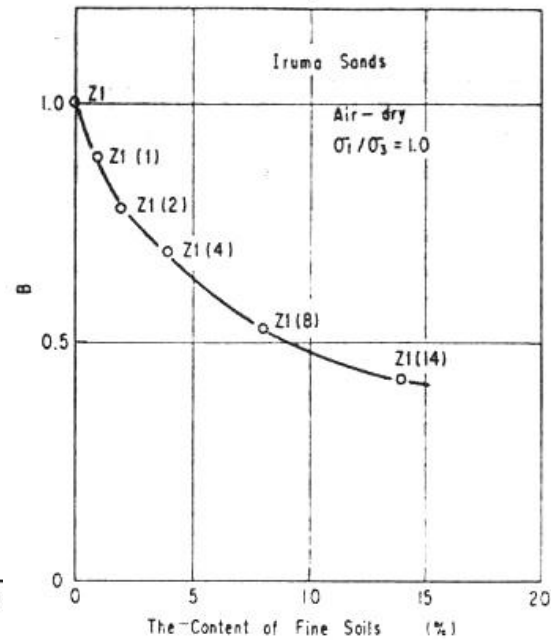
Valores del exponente  $m(\gamma)$  pueden ser encontrados en su siguiente publicación (Iwasaki, Tatsuoka and Takagi, 1978). Los valores se encuentran en un rango promedio de  $m(\gamma = 1 \times 10^{-6}) = 0.4$  y  $m(\gamma = 5 \times 10^{-3}) \approx 0.9$ .

En arenas con finos encuentran que el módulo de corte obtenido de los ensayos es menor que aquél que predice la ecuación (5.6), dejando al descubierto la incidencia del contenido de finos en el valor del módulo (Hardin and Drnevich, 1972a).

Las Figuras 5.9 y 5.10 muestran cómo varía el valor  $B$  con el coeficiente de uniformidad y con el contenido de finos de las arenas ensayadas. Se encontró que a mayor valor de  $C.U.$  y a mayor contenido de finos, menor será el valor de  $B$ . Los símbolos que contienen una numeración al costado corresponden a suelos donde se ha manipulado la granulometría original, en términos del contenido de finos.



**Figura 5.9:**  
Relación entre el valor de  $B$  y el Coef. de Uniformidad de distintas arenas ensayadas



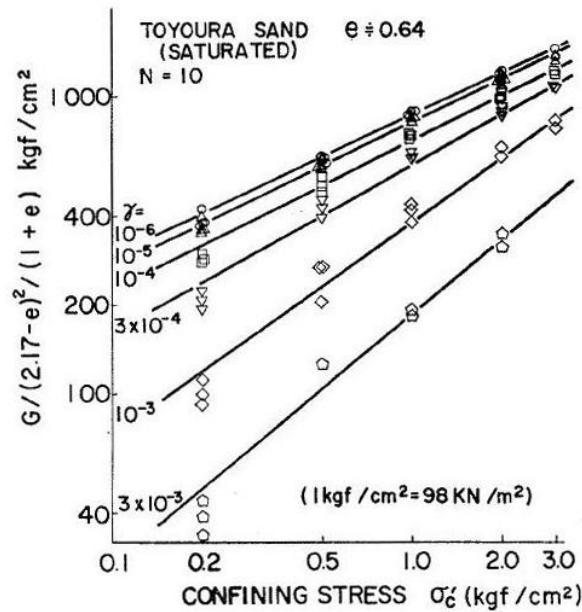
**Figura 5.10:**  
Relación entre el valor de  $B$  y el contenido de finos de la arena de Iruma

(Iwasaki and Tatsuoka, 1977)

Resultados de ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras de la arena de Toyoura fueron desarrollados por Kokusho (1980) para un amplio rango de deformaciones de  $10^{-6}$  a  $10^{-3}$  con tensiones de confinamiento que varían entre  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  y  $3.0 \text{ kg/cm}^2$ , y con valores del índice de vacíos en un rango de 0.64 y 0.80. Los valores índices y geométricos de la arena de Toyoura son: Peso específico,  $G_s$ , igual a 2.64, tamaño promedio de la partícula,  $D_{50}$ , igual a 0.19 mm. y Coeficiente de Uniformidad,  $C.U.$ , igual a 1.3.



Se determinó el módulo máximo de corte de las arenas en la curva tensión – deformación al décimo ciclo. Graficando en escala logarítmica el valor de  $G_o$  sobre  $F(e)$  a distintas deformaciones (pequeñas deformaciones) versus la tensión de confinamiento promedio, se aprecia que hay una relación lineal creciente del cociente con la tensión (ver Figura 5.11). A medida que las deformaciones aumentan, la pendiente de la recta que relaciona a ambos factores es cada vez mayor.



**Figura 5.11: Efecto de la tensión de confinamiento en el Módulo de Corte a bajas deformaciones (Kokusho, 1980)**

Se determinó además, para algunos ensayos, el valor del módulo de Poisson en la arena de Toyoura. Esto se llevó a cabo realizando un ciclo adicional sobre las arenas cuando las deformaciones angulares en el ciclo 10 eran menores a  $\gamma = 10^{-4}$ . Debido a que la diferencia de las propiedades del suelo entre ambos ciclos pueden ser ignorados para niveles de pequeñas deformaciones, el valor del módulo de Corte determinado en el décimo ciclo y el valor del módulo de Young determinado en el décimo primer ciclo son ingresados en la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** para determinar el valor del módulo de Poisson.

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (5.7)$$

Los valores obtenidos caen en una franja muy estrecha del valor de  $\nu$  en el rango de 0.2 – 0.3 para valores de presión de confinamiento de hasta  $30 \text{ kg/cm}^2$ . El aumento del índice de vacíos y la disminución de la tensión de confinamiento contribuyen a un aumento muy suave del valor del módulo de Poisson, demostrando que para rangos muy pequeños de tensiones aplicadas a la probeta, el módulo de Poisson permanece casi constante.

Yu and Richart (1984) llevaron a cabo ensayos sobre tres tipos de arenas limpias: arena de Ottawa 20-30, arena de Brasil y arena de Toyoura. Utilizaron un aparato de columna resonante tipo Hardin en los que se le aplicó a las muestras un estado inicial de tensiones anisotrópico y luego distintas trayectorias de tensiones para estudiar distintos aspectos que influyen sobre el módulo de corte. Para encontrar una ecuación que satisfaga el comportamiento de las arenas ensayadas, se recurrió a las ecuaciones postuladas por Hardin (1978) y Roesler (1979), respectivamente:

$$G_o = A \cdot F(e) \cdot P_a^{(1-m(\gamma))} \cdot \sigma_o'^{m(\gamma)} \quad (5.8)$$

$$G_o = C \cdot P_a^{(1-n-m)} \cdot \sigma_a'^n \cdot \sigma_p'^m \quad (5.9)$$

donde  $P_a$  presión atmosférica

$$\sigma_o' \text{ tensión media de confinamiento: } \sigma_o' = \left( \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \right)$$

$\sigma_a'$  tensión principal efectiva coincidente con la dirección de propagación de onda

$\sigma_p'$  tensión principal efectiva coincidente con la dirección de excitación de las partículas o dirección de la aplicación del corte.

El valor de  $m(\gamma)$  en la ecuación (5.8) es igual a 0.5. Los valores de  $C, m, n$  en la ecuación (5.9) son constantes de ajuste. Los autores realizaron una modificación a las ecuaciones propuestas porque encuentran que la tercera tensión principal, ortogonal a  $\sigma_a'$  y  $\sigma_p'$ , no influye en el cálculo del módulo de corte. Además, en este estudio se encontró que el efecto de la razón de tensiones  $\sigma_1/\sigma_3$  es importante cuando se excede un valor de 1.5 para ensayos en extensión y cuando se excede un valor de 2.5 – 3.0 para ensayos de compresión. La inclusión de la razón

de tensiones en las expresiones anteriores de Hardin y Roesler, respectivamente, resulta en lo siguiente:

$$G_o = A \cdot F(e) \cdot P_a^{0.5} \cdot \left( \frac{\sigma'_a + \sigma'_p}{2} \right)^{0.5} \cdot (1 - 0.3K_n^{1.5}) \quad (5.10)$$

$$G_o = C \cdot P_a^{0.49} \cdot \sigma_a'^{0.26} \cdot \sigma_p'^{0.25} (1 - 0.18K_n^2) \quad (5.11)$$

donde

$$K_n = \frac{\left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} - 1 \right)}{\left( \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{\max} - 1 \right)} \quad (5.12)$$

Para el caso de trayectoria de tensiones en que  $\sigma_3$  es constante,  $K_n$  se debe tomar igual a

$\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}}$ . Los errores obtenidos con estas relaciones son de un 5% para el 90% de los

puntos considerados. Ambas ecuaciones trabajan bien y, aparentemente, la ecuación (5.10) (ecuación modificada de Hardin) es la que mejor se ajusta a los datos.

Salgado et al. (2000) realizan un resumen de los modelos propuestos por los diferentes autores para el cálculo del módulo de corte en arenas. Salgado et al. diferencian las dos formas generales propuestas por Hardin (1978) y Roesler (1979) en las que se basaron muchos autores para estudiar el comportamiento del módulo de corte con la tensión y el índice de vacíos. Entre ellos, algunos autores han postulado una variante a la relación propuesta por Hardin (Jamiolkowsky et al. (1991)) (ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**)

$$G_o = A \cdot P_a^{1-m(\gamma)} \cdot e^{a_g} \cdot \sigma_o'^{m(\gamma)} \quad (5.13)$$

donde  $a_g$  es una constante de la regresión (es una variable intrínseca del suelo si la correlación es usada para modelar la respuesta del suelo ante sollicitaciones).

Además, en su documento destacan lo obtenido por Iwasaki and Tatsuoka (1977) por sobre lo que otros autores obtienen. Lo Presti (1987) encontró que el valor de  $A$  de la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** puede reducirse en un 50% cuando el contenido de finos aumenta de 0 – 25%, mientras que el valor de  $m(\gamma)$  aumenta levemente. En concordancia con esto último, Randolph et al. (1994) reconoce una reducción significativa con el aumento del contenido de finos. De acuerdo a estos dos últimos autores, el valor de  $G_o$  en arenas limosas con contenido de finos con 5 – 10, 10 – 15 ó 15 – 20% puede llegar a ser alrededor de 50, 25 ó 19% menor que el valor medido para arenas sin finos, respectivamente. Los resultados de Salgado et al. (2000), por el contrario, respaldan aquellos obtenidos por Iwasaki and Tatsuoka (1977) donde para la arena de Ottawa estudiada a una tensión de confinamiento de 100  $kPa$  y a una densidad relativa del 50%, un valor de  $G_o$  para arenas sin finos igual a 89  $MPa$  disminuye a 75, 66, 46 ó 42  $MPa$  cuando el contenido de finos se aumenta a 5, 10, 15 ó 20%, respectivamente (una reducción de mucho menor impacto que la anterior).

A modo de resumen en las Tablas 5.1 y 5.2 se muestran las relaciones encontradas por cada autor, complementando la información con la recopilación realizada en su texto por Ishihara (1996), y por Zhuo et al. (2005).

**Tabla 5.1: Resumen recopilado de distintos autores de ensayos sobre arenas sin finos**

Referencias	Tipo de material ensayado	Expresión	Unidades de $G_o$ y $\sigma'_o$	Índice de Vacíos	Método de ensaye
Hardin-Richart (1963)	Arena de Ottawa redondeada	$G_o = 700 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0.5}$	$kg/cm^2$	0.50 - 0.60	Columna resonante
	Arena de Ottawa Arena de cuarzo Limo de cuarzo	$G_o = 326 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0.5}$	$kg/cm^2$	0.37 - 0.79 0.63 - 1.27 0.73 - 1.40	Columna resonante
Shibata-Soelarno (1975)	Tres tipos de arenas	$G_o = 42000 \cdot \left(0.67 - \frac{e}{1 + e}\right) \sigma_o'^{0.5}$	$kPa$	-	Pulso ultrasónico
Iwasaki-Tatsuoka (1977)	Dieciseis tipos de arenas: Toyoura, Sengenyama, Iruma, Ottawa	$G_o = 900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0.40}$	$kg/cm^2$	0.61 - 0.86	Columna resonante
Kokusho (1980)	Arena de Toyoura y arena Gifu	$G_o = 840 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0.5}$	$kg/cm^2$	0.64 - 0.793	Triaxial cíclico
Yu-Richart (1984)	Arena de Ottawa Arena de Brasil Arena de Toyoura	$G_o = 700 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0.5}$	$kg/cm^2$	0.52 - 0.65 0.62 0.67	Columna resonante
Chung et al. (1984)	Arena de Monterrey #0	$G_o = 523 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} P_a^{0.52} \cdot \sigma_o'^{0.48}$	$kPa$	0.668 - 0.680	Columna resonante
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada	$G_o = 612 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.56} \cdot \sigma_o'^{0.44}$	$kPa$	0.57 - 0.69	Triaxial estático y Bender element
Zhou et al. (2005)	Un tipo de arena	$G_o = 2121 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0.505}$	$kPa$	-	Bender Element

**Tabla 5.2: Resumen recopilado de ensayos de Salgado et al. (2000) sobre arenas con contenido de finos (F.C.) variable**

Referencias	Tipo de material ensayado	Expresión	Unidades de $G_o$ y $\sigma'_o$	Indice de vacíos	Método de ensaye
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada 0% F.C.	$G_o = 612 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.561} \cdot \sigma'_o{}^{0.439}$	<i>kPa</i>	0.537 - 0.699	Triaxial estático y Bender element
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada 5% F.C.	$G_o = 454 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.541} \cdot \sigma'_o{}^{0.459}$	<i>kPa</i>	0.475 - 0.661	Triaxial estático y Bender element
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada 10% F.C.	$G_o = 357 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.408} \cdot \sigma'_o{}^{0.592}$	<i>kPa</i>	0.420 - 0.583	Triaxial estático y Bender element
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada 15% F.C.	$G_o = 238 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.255} \cdot \sigma'_o{}^{0.745}$	<i>kPa</i>	0.320 - 0.607	Triaxial estático y Bender element
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada 20% F.C. (D.R. > 59%)	$G_o = 270 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.314} \cdot \sigma'_o{}^{0.686}$	<i>kPa</i>	0.384 - 0.535	Triaxial estático y Bender element
Salgado et al. (2000)	Arena de Ottawa redondeada 20% F.C. (D.R. < 59%)	$G_o = 207 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot P_a^{0.191} \cdot \sigma'_o{}^{0.809}$	<i>kPa</i>	0.384 - 0.535	Triaxial estático y Bender element

### 5.1.2.2. Gravass

Debido a que el tamaño de la partícula de las gravas es superior al de las arenas y dado que la metodología para realizar experiencias en probetas de mayor tamaño es más complicado, se han realizado un menor número de ensayos en laboratorio para determinar el módulo de corte a partir de la curva tensión – deformación de la grava como se hizo con las arenas. Ensayos mayoritariamente in-situ fueron llevados a cabo por algunos autores para obtener las propiedades elásticas de los suelos gravosos, mediante correlaciones con parámetros tpicos de terreno, como los que se detallan a continuación.

En la primera década del 70, el ensayo más común dentro de la práctica geotécnica era el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Algunos autores propusieron que el módulo de corte calculado a partir de la velocidad de la onda de corte tiene una relación lineal con el valor de  $N$  si se grafican en escala logarítmica (ecuación **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Sin embargo, la determinación de  $N$  en gravas es poco utilizado e improbable de determinar debido a los tamaños de las partículas y a alta compacidad del suelo y a la energía utilizada en el ensayo convencional.

Los autores que siguieron esta línea son Japoneses, por lo que se debe corregir el valor de  $N$  si se quiere correlacionar con el estadounidense ( $N_{60}$ ):  $N = 0.833N_{60}$ .

$$G_o = a \cdot N^b \quad (5.14)$$

donde  $a$  y  $b$  son constantes de ajuste. El módulo de corte máximo  $G_o$  adopta las unidades de la constante  $a$ . Valores propuestos por algunos autores pueden ser encontrados en Ishihara (1996).

Una manera simple de relacionar el módulo de corte con la tensión de confinamiento fue propuesta por Seed and Idriss (1970). Recomiendan que en arenas gruesas, para efectos prácticos, se puede utilizar la expresión **Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

$$G = 1000 \cdot K_2 \cdot \sigma_o'^{0.5} \quad (5.15)$$

donde  $K_2$  es un coeficiente dependiente de la densidad relativa. Cuando éste alcanza el valor máximo, se obtiene el valor del módulo de corte máximo  $G_o$ . Los valores del módulo de corte y la tensión de confinamiento de esta ecuación se encuentran en unidades de  $psf$ . Según los autores,  $(K_2)_{max}$  varía desde 34 para arenas sueltas ( $D.R. = 30\%$ ) hasta 70 para arenas densas ( $D.R. = 90\%$ ).

Continuando con su investigación, Seed et al. (1986) enfocaron el estudio para determinar relaciones para el módulo de corte y el amortiguamiento de las gravas. En una primera instancia, provistos de información recopilada de mediciones in-situ de velocidad de ondas de corte en suelos de Caracas, Washington y California del Sur, encontraron que los valores del módulo de corte de los suelos gravosos es 1.25 a 2.50 veces mayor que el de las arenas densas.

Materiales provenientes de la represa Oroville, de la represa Pyramid, de la arenisca de Venado y del depósito natural de Livermore (información sobre peso específico e índices de vacíos máximos y mínimos pueden encontrarse resumidos en su publicación) fueron ensayados de forma no drenada en un aparato triaxial, consolidados inicialmente a  $2\text{ kg/cm}^2$  y luego cicleados 6 veces a pequeñas deformaciones sin cambio volumétrico. La presión de poros generada en el cicleo fue liberada después del sexto ciclo. Se esperó que la probeta alcanzara un estado de equilibrio y se volvió a repetir el cicleo no drenado. Este proceso se llevó a cabo hasta alcanzar una amplitud de la deformación axial igual a  $0.2\%$ . De la curva tensión deformación resultante se determinó el módulo de corte “equivalente” que representa el módulo de corte promedio del loop. Se encontró que el valor de  $(K_2)_{max}$ , correspondiente a la ecuación (5.15) en gravas relativamente densas, se encuentra en el rango 80 – 180 corroborando que el módulo de las gravas es superior al de las arenas.

Una combinación de las propuestas anteriores (ecuaciones (5.14) y (5.15)) hizo Tanaka et al. (1992). En vez del SPT, utilizó el LPT (Large Penetration Test), ya que encontró que el primero presentaba mucha dispersión en suelos gravosos. Esto se debe a que el tamaño del ensayo y la energía utilizada eran insuficientes para medir la resistencia a la penetración. La expresión **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** fue encontrada para distintos porcentajes de contenido de grava en la arena de Tonegawa, ensayada a deformaciones angulares desde  $1 \times 10^{-5}$  hasta  $1 \times 10^{-4}$ .

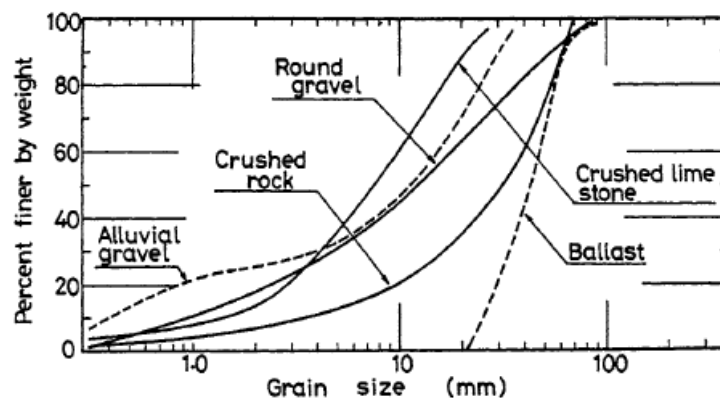


$$C_r^* \cdot G_o \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{-0.78} = 48600 \cdot \left\{ N_{LPT} \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right) \right\}^{0.5} \quad (5.16)$$

donde  $P_a$  es la presión atmosférica (98 kPa),  $\sigma'_v$  es la tensión vertical efectiva en kPa,  $N_{LPT}$  es la penetración del LPT ( $N_{SPT} = 1.5N_{LPT}$  para arenas y  $N_{SPT} = 2.0N_{LPT}$  para gravas) y  $C_r^*$  es una constante que toma valores de 2.25, 1.39, 1.18 ó 1.0 para porcentajes de grava de 0, 35, 50 ó 75%, respectivamente.

Otros autores han seguido la misma línea de Hardin and Richart (1963) (e.g. Ohsaki and Iwasaki (1973)). Han encontrado relaciones para suelos gravosos entre el módulo de corte y una función  $F(e)$  que pondera a la tensión de confinamiento. Ishihara (1996) publicó un resumen de ensayos sobre muestras remoldeadas de suelos granulares (mayoritariamente grava) en los suelos de Japón (ver Tabla 5.3). Gran parte de estos ensayos se realizaron en aparatos triaxiales con muestras saturadas y compactadas en capas.

Las distribuciones granulométricas de algunos de los suelos de la Tabla 5.3 se muestran en la Figura 5.12.

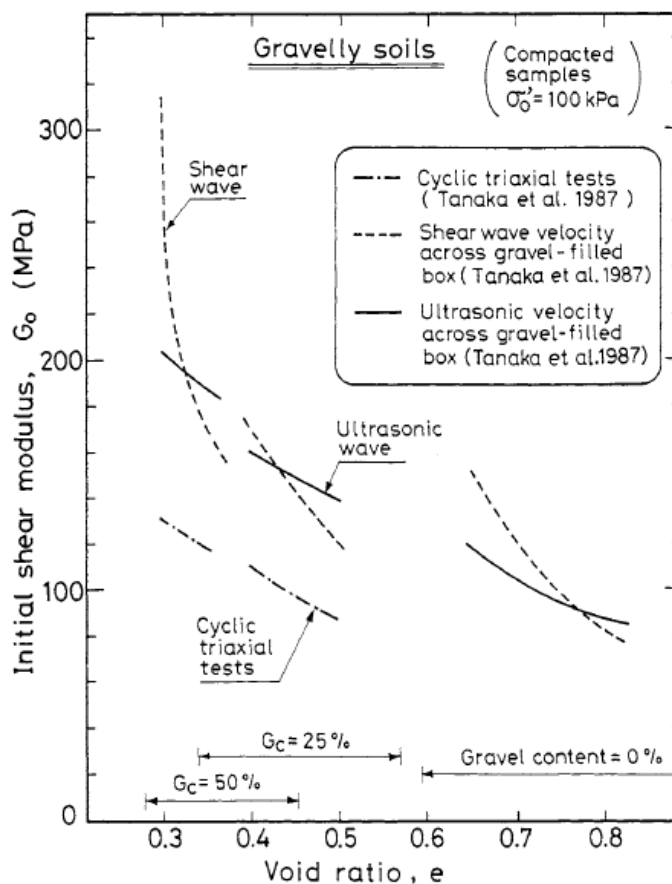


**Figura 5.12: Distribución granulométrica de suelos gravosos (líneas sólidas)**

**Tabla 5.3: Resumen de diversos autores entregado por Ishihara (1996) de acuerdo a la ecuación  $G_o = A \cdot F(e) \cdot \sigma_o'^n$ . Valores de  $G_o$  y  $\sigma_o'$  se encuentran en  $kPa$ .**

Referencia	A	$F(e)$	n	Material	Tamaño muestra	Método de ensayo
Prange (1981)	7230	$(2.97 - e)^2 / (1 + e)$	0.38	Ballasto $D_{50} = 40$ mm C.U. = 3.0	Diám.: 100 cm Largo: 60 cm	Columna resonante
Kokusho and Esashi (1981)	13000	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0.55	Crushed Rock $D_{50} = 30$ mm C.U. = 10	Diám.: 30 cm Largo: 60 cm	Triaxial
	8400	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0.60	Grava redondeada $D_{50} = 40$ mm C.U. = 20	Diám.: 30 cm Largo: 60 cm	Triaxial
Tanaka et al. (1987)	3080	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0.60	Grava $D_{50} = 10$ mm C.U. = 20	Diám.: 10 cm Largo: 20 cm	Triaxial
Goto et al. (1987)	1200	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0.85	Grava $D_{50} = 2$ mm C.U. = 10	Diám.: 300 cm Largo: 60 cm	Triaxial
Nishio et al. (1985)	9360	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0.44	Grava $D_{50} = 10.7$ mm C.U. = 13.8	Diám.: 30 cm Largo: 60 cm	Triaxial

Tanaka et al. (1987) realizaron ensayos sobre tres suelos arenosos con contenido variable de gravas de 0%, 25% y 50%. A través de distintos métodos (velocidad de onda de corte, velocidad ultrasónica y ensayos triaxiales) obtuvieron que en cada muestra el ensayo triaxial subestima el valor del módulo de corte respecto a los otros dos ensayos. Si se comparan los métodos de onda de corte con el de pulso ultrasónico, se encuentra que el primero es mucho más sensible a la variación del índice de vacíos que el segundo. Esto se vislumbra en la Figura 5.13 cuando el porcentaje de gravas en la muestra es de un 50%.

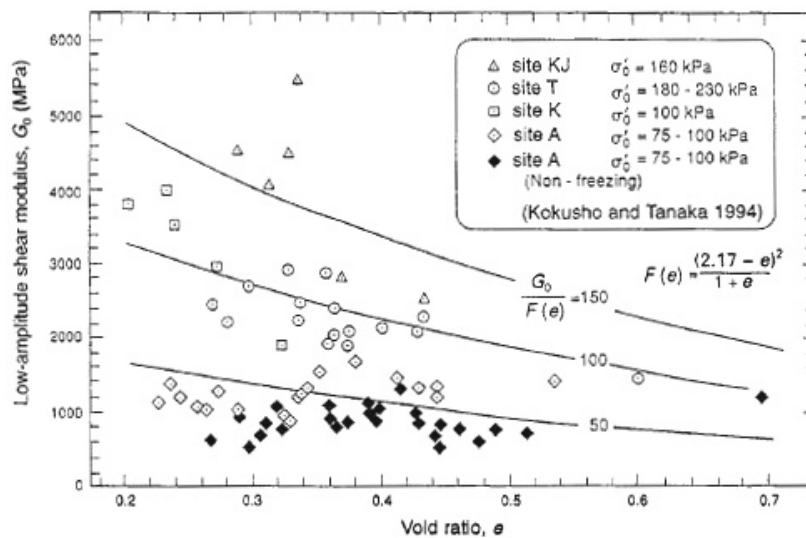


**Figura 5.13: Módulo de corte versus el índice de vacíos obtenido mediante diferentes métodos, para una tensión media de confinamiento de 100 kPa.**

Hatanaka et al. (1988) realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras inalteradas de la grava de Tokyo obtenidas mediante el método de congelamiento. Las propiedades físicas de las muestras utilizadas en el estudio se encuentran en su publicación. De acuerdo a lo que postula Tokimatsu and Hosaka (1986b), la calidad de una muestra inalterada de arenas se puede examinar a través de la obtención del módulo de corte de dos maneras: la primera es obteniéndola de la velocidad de corte medida en terreno en conjunto con la densidad de la

muestra y la segunda es obteniendo el módulo de corte solicitado a pequeños niveles de deformación en laboratorio. Se llevó a cabo este proceso sobre la grava de Tokyo y se obtuvo que la diferencia entre el valor en laboratorio y el valor real es de un 2% ( $3330 \text{ kg/cm}^2$  versus  $3260 \text{ kg/cm}^2$ ). Con esto se concluye que la calidad del muestreo por congelamiento fue excelente.

Además, Hatanaka et al realizaron ensayos sobre muestras remodeladas de la misma grava. Al compararlas con la muestra inalterada se encontró que el módulo de corte máximo era un 30% menor que el obtenido anteriormente. Goto et al. (1992) encontró que esta diferencia era de un 10 – 20%, levemente menor a la encontrada por Hatanaka et. al (1988). Kokusho and Tanaka (1994) muestran una comparación entre muestras remodeladas e inalteradas de cuatro sectores de Japón (ver Figura 5.14). Se encontraron notorias diferencias entre los valores del módulo de corte, corroborando lo expuesto.



**Figura 5.14: Diferencias entre valores del módulo de corte en muestras inalteradas (sitios KJ, T, K y A - blancos) y muestras remodeladas (sitio A – negros) (Kokusho and Tanaka (1994))**

Rollins et al. (1998) recopilaron información de autores que estudiaron las propiedades de la Grava entre los años 1984 y 1995 para establecer nuevas y mejores curvas de ajustes para el módulo de corte. Encontraron que los mejores resultados son los que se obtienen cuando se utiliza el valor del ( $N_{60}$ ) obtenido del ensayo BPT (Becker Penetration Test) para predecir la

velocidad de la onda de corte  $V_s$  con valores de dispersión de hasta un 30% en distintos depósitos de grava.

## **5.2. Parámetros de los materiales de WAC Bennet**

Previamente, en el capítulo 3, se realizó una extensa y exhaustiva recopilación relacionada al proyecto de la represa W.A.C. Bennet. Las características de los suelos que la componen se pueden encontrar en:

La Figura 3.8 entrega el rango de las curvas granulométricas especificado para los materiales compactados en la represa.

La Tabla 3.1 entrega las propiedades de los suelos obtenidos en terreno y en laboratorio. En terreno se determinaron la densidad seca y el contenido de humedad, mientras que en laboratorio se determinaron la densidad seca máxima, la permeabilidad promedio estimada y los parámetros de resistencia al corte (totales y efectivos).

La Tabla 3.2 entrega los parámetros de resistencia al corte (totales y efectivos) correspondientes a ensayos triaxiales en suelos con distintas granulometrías, que pertenecen a los sectores del Núcleo, Random Shell y Dren.

La Figura 3.16 muestra las curvas de densidad máxima obtenidas de distintos ensayos de compactación en terreno para suelos pertenecientes al Núcleo y Random Shell.

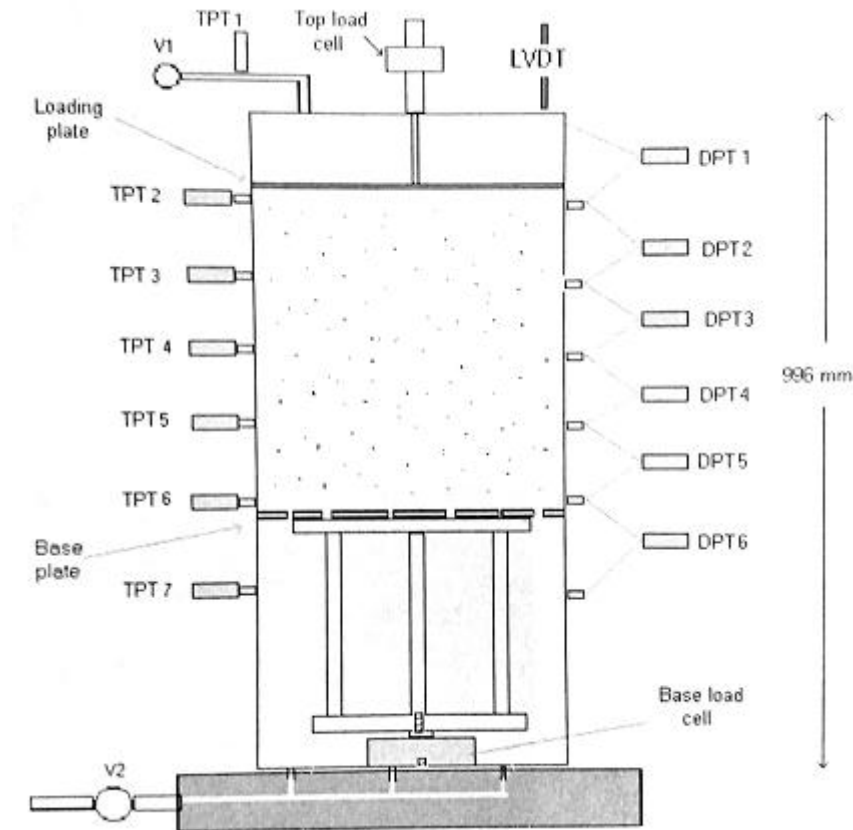
### **5.2.1. Investigación en UBC<sup>†</sup> (Moffat, R. (2005))**

Ensayos fueron llevados a cabo en laboratorio sobre distintos suelos saturados remoldeados en un permeámetro de grandes dimensiones. Éstos suelos fueron proporcionados por British Columbia Hydroelectric and Power Authority (BCHYDRO), pertenecientes a la represa W.A.C. Bennett (inicialmente llamada represa Portage Mountain), construida durante los años 1964 y 1967 en Canadá.

---

<sup>†</sup> UBC: University of British Columbia

Los suelos fueron solicitados a distintas tensiones verticales en su cara superior, y expuestos posteriormente a flujos de tipo ascendente o descendente hasta la ocurrencia de la migración de partículas. Éstos son representativos de los sectores de la represa que presentó anomalías después de 25 años de funcionamiento: material del sector de Transición (T) y material del Núcleo (C). La Figura 5.15 muestra un esquema del aparato utilizado en dicha oportunidad.



**Figura 5.15. Permeámetro largo. Moffat, R. (2005)**

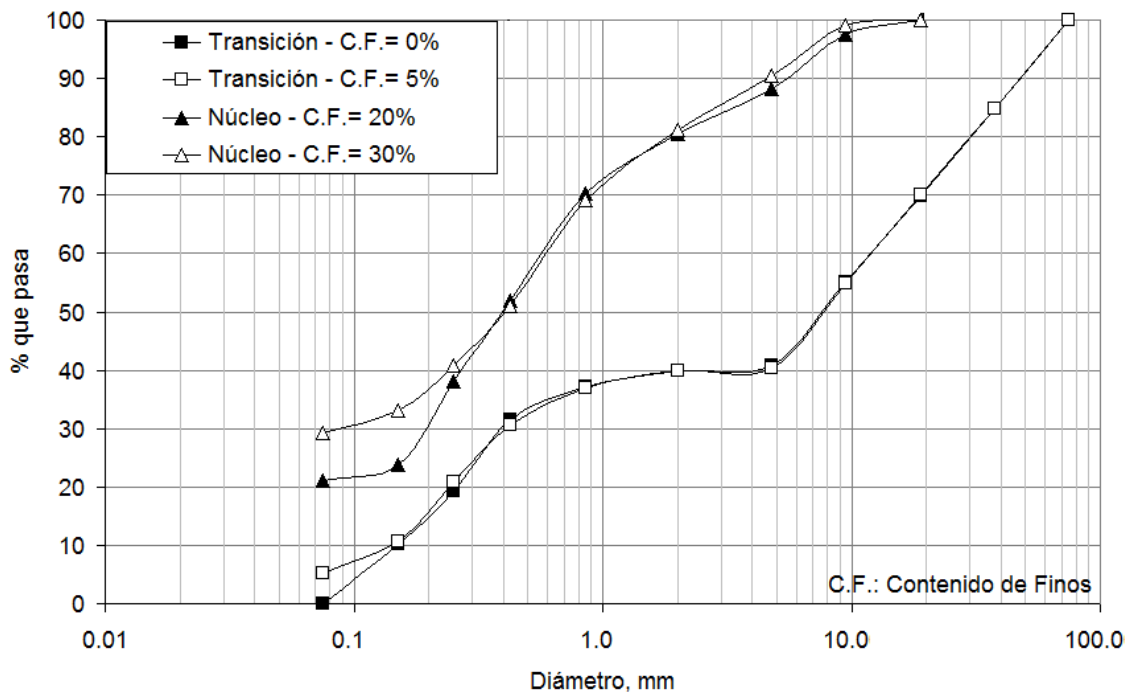
La información disponible entrega la caracterización visual, caracterización granulométrica, el peso específico de los sólidos y algunos parámetros de estado como el índice de vacíos, entre otros. Los valores determinados en dicha oportunidad, son presentados a continuación.

Como se mencionó previamente, los suelos pertenecen al sector de Transición (T), con contenido de finos no plásticos de 0 y 5%, y al material del Núcleo (C), con contenido de finos no plásticos de 20 y 30%. Visualmente, las partículas presentan una forma sub-redondeada a sub-angular. Moffat determinó que el peso específico de la fracción fina del suelo es de 2.70, y asumió el mismo valor para la fracción más gruesa. El anexo A muestra que la inferencia del

valor del peso específico de 2.70 para la fracción gruesa se acerca bastante bien a los suelos ensayados.

La distribución granulométrica de cada uno de los suelos se muestra en la Figura 5.16. De acuerdo a los porcentajes de grava y finos, y según el sistema de clasificación unificado de suelos, U.S.C.S., el suelo de Transición clasifica como una grava arenosa pobremente graduada (GP), con contenido de arenas cercano al 40%, mientras que el suelo de Núcleo clasifica como una arena limosa (SM). La Tabla 5.4 muestra los diámetros característicos de cada uno de estos suelos.

Adicionalmente, al alcanzar los valores de las tensiones verticales efectivas de consolidación aplicadas en la superficie de cada espécimen, se determinaron las densidades secas, índices de vacíos y, durante el desarrollo de cada ensayo, las permeabilidades locales a distintas alturas de cada probeta. Estas últimas fueron medidas a distintas distancias respecto de la base del permeámetro hasta el término del ensayo (en el anexo B se muestran los gráficos de las permeabilidades para cada suelo en cada etapa). En la Tabla 5.5 se muestran algunos parámetros experimentales, mientras que en la Tabla 5.6 se entrega la deducción de las permeabilidades a utilizar posteriormente en el diseño computacional.



**Figura 5.16: Granulometrías suelo de Transición (T) y Núcleo (C), modificado de Moffat (2005).**

**Tabla 5.4. Diámetros característicos y coeficientes de los suelos ensayados.**

Diámetro Característico	Transición (T)		Núcleo (C)		Unidades
	FC = 0%	FC = 5%	FC = 20%	FC = 30%	
$D_{85}$	38,5	38.5	3.4	3.0	[mm]
$D_{60}$	11.0	11.0	0.6	0.6	[mm]
$D_{50}$	7.4	7.4	0.42	0.42	[mm]
$D_{30}$	0.4	0.41	0.19	0.074	[mm]
$D_{10}$	0.15	0.13	0.021	0.018	[mm]
$C.U.$	73.3	84.6	28.6	33.3	[ ]
$C.C.$	0.1	0.1	2.8	0.5	[ ]

**Tabla 5.5. Parámetros de suelos tipo Transición (T) y Núcleo (C).**

Código del ensayo <sup>†</sup>	Largo probeta [cm]	Tensión efect. vertical [kPa]	Índice de vacíos	Densidad seca [kN/m <sup>3</sup> ]
T-0-25-D	55.2	25	0.38	19.3
T-0-100-D	55.5	100	0.33	20.0
T-0-175-D	55.6	175	0.33	20.0
T-5-25-D	44.2	25	0.28	20.8
T-5-50-D	45.0	50	0.29	20.5
T-5-50-D(R)	42.4	50	N.A.	N.A.
T-5-25-U	45.5	25	0.30	20.3
T-5-30-U	45.0	30	0.29	20.5
T-5-175-U	44.0	175	N.A.	N.A.
C-20-50-U	34.0	50	0.37	19.3
C-20-85-U	34.5	85	0.39	19.1
C-30-25-U	35.5	25	0.44	18.4
C-30-50-U	35.4	50	0.44	18.4
C-30-80-U	33.5	80	0.36	19.5
C-30-100-U	32.5	100	0.39	19.1

**Tabla 5.6. Permeabilidades de suelos tipo Transición (T) y Núcleo (C).**

Código del ensayo	Permeabilidades locales de diseño [cm/s]					
	$k_{12}$	$k_{23}$	$k_{34}$	$k_{45}$	$k_{56}$	$k_{67}$
T-0-25-D	8.91E-03	7.54E-03	7.28E-03	9.29E-03	1.44E-02	1.33E-01
T-0-100-D	1.13E-02	9.42E-03	1.11E-02	1.14E-02	1.51E-02	8.18E-02
T-0-175-D	5.89E-03	5.89E-03	6.37E-03	6.65E-03	1.26E-02	7.37E-01
T-5-25-D	-	5.65E-04	1.61E-04	4.47E-04	1.42E-03	2.53E-02

<sup>†</sup> Simbología:

**T – 5 – 50 – D (R)**

Tipo de suelo – Contenido de finos (%) – Tensión efectiva vertical (kPa) – Dirección del flujo (Repetición)



Código del ensayo (cont.)	$k_{12}$	$k_{23}$	$k_{34}$	$k_{45}$	$k_{56}$	$k_{67}$
T-5-50-D	-	3.70E-04	1.16E-03	1.57E-03	5.59E-03	7.12E-02
T-5-50-D(R)	-	1.79E-02	4.94E-03	1.07E-03	1.07E-03	2.06E-02
T-5-25-U	-	2.40E-04	1.16E-03	3.18E-04	2.46E-03	2.44E-02
T-5-30-U	-	2.25E-03	2.33E-03	1.60E-04	2.89E-03	1.97E-02
T-5-175-U	-	3.35E-03	2.38E-04	3.65E-04	2.30E-03	1.03E-02
C-20-50-U	-	-	3.38E-05	2.38E-05	1.55E-05	1.49E-03
C-20-85-U	-	-	2.72E-05	2.35E-05	3.67E-05	2.87E-04
C-30-25-U	-	-	4.93E-05	2.94E-05	3.51E-05	1.39E-03
C-30-50-U	-	-	1.88E-05	1.34E-05	1.19E-05	6.62E-05
C-30-80-U	-	-	7.17E-06	7.57E-06	5.50E-06	3.27E-04
C-30-100-U	-	-	3.88E-06	3.40E-06	7.90E-06	4.07E-05

Valores como el módulo de corte máximo,  $G_o$ , el Módulo Volumétrico,  $K$ , y el ángulo de fricción interna de los suelos,  $\phi'$ , son necesarios para el modelo numérico y no se determinaron en este estudio. Previamente se mostraron algunos valores encontrados en la literatura.

### 5.2.2. Investigación en UBC<sup>†</sup> (Julio, A. (2009))

Durante esta investigación se desarrolló en el laboratorio de suelos de University of British Columbia el análisis de materiales representativas de la represa WAC Bennett, almacenadas en tres cajas que contienen material inalterado del sector del Núcleo, entrega información complementaria a la expuesta anteriormente. Ésta comprende Identificación Visual, Propiedades Índice y Curva Granulométrica de la muestra en cuestión. La distribución granulométrica es comparada a las curvas ‘frontera’ mostradas anteriormente en la Figura 3.8 del acápite 3.2.2. Los análisis de la fracción fina de la muestra fueron realizados considerando tanto la norma ASTM como el método de análisis de partículas del aparato Sedigraph III de Micromeritics.

La muestra del suelo tipo Núcleo fue obtenida de la caja abierta, tal como se indica en la Figura 5.17. Las características del sondaje escogido se encontraban escritos en la cubierta plástica: en la parte superior se puede leer “96-16 – 14B – 106.5” y, en la parte inferior, “96-16 – 14B – 110”. Los últimos valores de cada una de las leyendas indican la profundidad en pies, encontrándose así esta muestra entre los 32.5 y 33.5 m.

<sup>†</sup> UBC: University of British Columbia



**Figura 5.17: Foto de las cajas que contienen sondajes obtenidos de la zona del Núcleo de la represa WAC Bennett Dam.**

Inicialmente, la identificación visual fue llevada a cabo en la muestra para clasificar el suelo. Los resultados se muestran a continuación.

“Arena limosa con gravas (SM) – la muestra se encuentra en estado inalterado, seca y es de color café (café oscuro cuando se moja). Es un suelo grueso, bien graduado. Tamaño máximo de partículas superior a 3 pulgadas; el porcentaje de grava, arena y finos es aproximadamente de 20, 50 y 30%, respectivamente. Las partículas más gruesas son sub-redondeadas; la mayoría de las partículas ensayadas se fracturaron con golpe de martillo. Las partículas finas no tienen plasticidad, tienen una alta resistencia seca, alta dilatancia y muy baja dureza”.

Algunas fotos fueron tomadas para entender de mejor manera la descripción entregada. La Figura 5.18 muestra el material inalterado en la caja (algunos grumos inalterados pueden ser reconocidos en la foto), la Figura 5.19 muestra la comparación entre los estados anterior y posterior al ensayo de dureza en partículas gruesas escogidas de manera aleatoria (hardness test), y la Figura 5.20 muestra el estado final de las muestras inalteradas luego de efectuar el

ensayo de resistencia seca (dry strength test). Cabe destacar que todos los ensayos aquí descritos fueron llevados a cabo según lo indica la norma ASTM.



**Figura 5.18: Muestra del Núcleo de la represa WAC Bennett**



**Figura 5.19: Ensayo de Dureza sobre partículas tomadas aleatoriamente del Núcleo de la represa WAC Bennett. Antes (izq.) y después (der.) del ensayo.**



**Figura 5.20: Ensayo de Resistencia seca en el material tipo Nucleo – Estado final**

De forma complementaria, se efectuaron cuatro ensayos para obtener el valor de Gravedad Específica, obteniendo un valor de  $G_s = 2.71$ . Este es muy cercano al definido anteriormente por Moffat, R. (2005). Adicionalmente, a partir de los ensayos de Límites de Atterberg, se encontró que el suelo no tiene Plasticidad y el Límite Plástico es de 14% aproximadamente (el Límite Líquido no pudo ser determinado).

En consecuencia, y de acuerdo a los resultados previamente expuestos y al Sistema de Clasificación Unificada del Suelo (U.S.C.S.)<sup>†</sup>, la clasificación de la muestra de suelo perteneciente al Núcleo, es:

“Arena limosa (SM) – inalterada, seca y de color café.  $C_u = 49$  y  $C_c = 0.50$ <sup>‡</sup>. Tamaño máximo de partícula superior a 3 pulgadas; 11.7% de grava sub-redondeada y de dureza media, 56.6% de arena y 31.7% de limos finos, no plásticos”.

Para determinar la curva granulométrica (según ASTM), se llevó a cabo el tamizado en estado seco del material, separándolo usando la malla # 10, seguido del lavado de la fracción retenida para separar las partículas finas adheridas. Posteriormente, se realizaron el tamizado de las partículas retenidas y tres ensayos hidrométricos de la fracción fina que pasó la malla # 10. La distribución granulométrica final se muestra en la Figura 5.21; los círculos abiertos corresponden a la curva de mejor ajuste de la fracción superior a  $75 \mu\text{m}$  y los círculos negros cerrados representan la mejor curva que ajusta los resultados de los análisis en el hidrómetro. Una muy pequeña dispersión es notada cuando se comparan los tres ensayos en el hidrómetro. Los resultados mostraron un excelente empalme entre ambas curvas de ajustes.

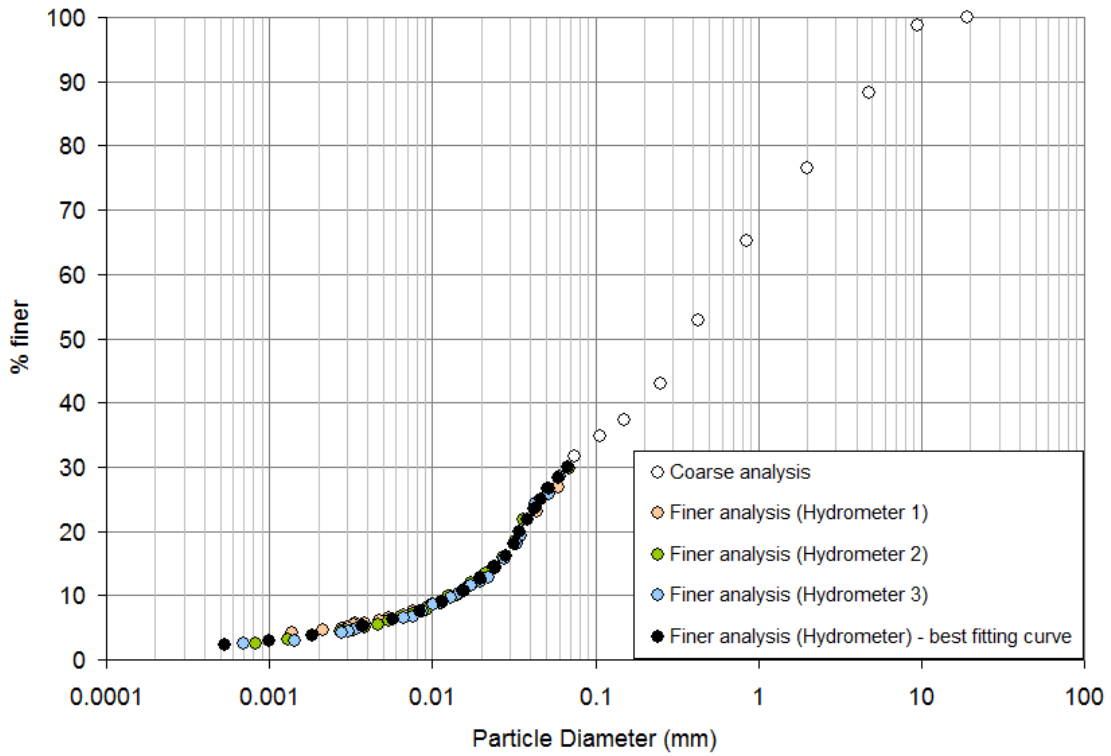
Por otra parte, y para validar el aparato adquirido por UBC de Micromeritics, Sedigraph III, se realizaron varios análisis utilizando partículas que pasan la malla No. 60 ( $250 \mu\text{m}$ ). Esto, debido a que las mangueras no permiten tamaños de partículas mayores. Los datos de entrada incluyen la opción “merge” que combina los resultados del aparato con la información disponible del análisis granulométrico de las partículas sobre  $75 \mu\text{m}$ . La curva promedio (ver curva negra en la Figura 5.22) muestra excelentes resultados cuando se compara a la curva promedio obtenida del Hidrómetro; círculos abiertos corresponden a los resultados previos de distribución.

Estos análisis validan completamente la forma de la curva granulométrica.

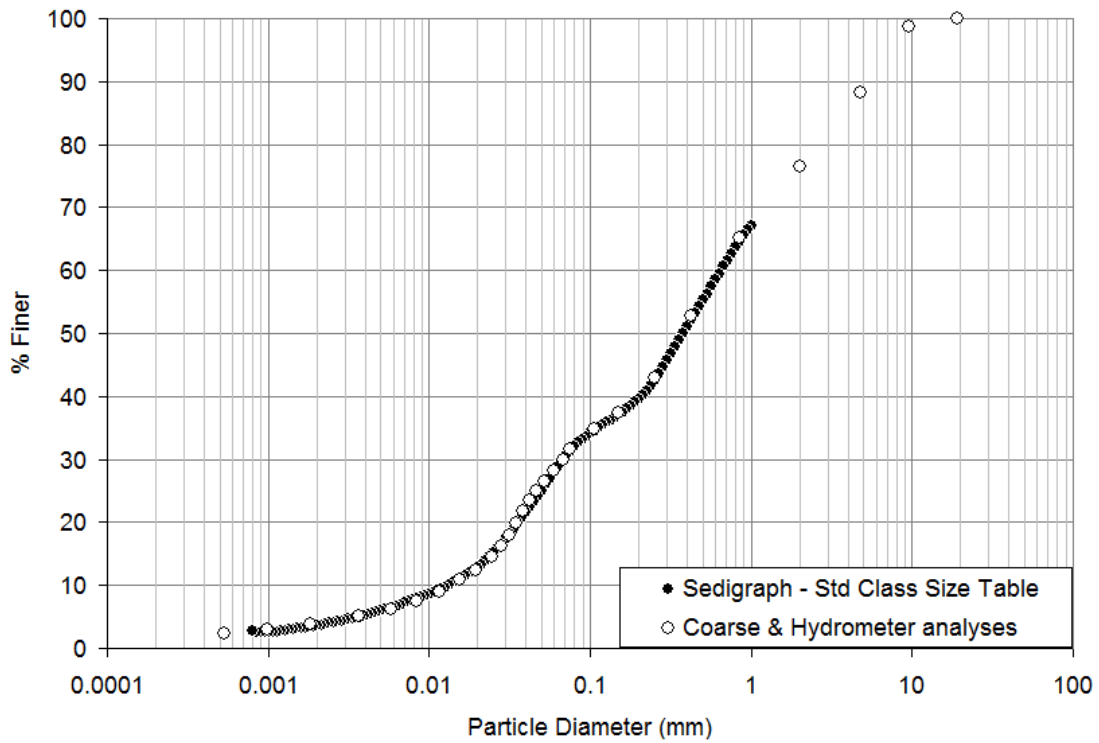
---

<sup>†</sup> U.C.S.C.: Unified Soil Classification System

<sup>‡</sup>  $C_u$ : Coeficiente de Uniformidad –  $C_c$ : Coeficiente de Concavidad



**Figura 5.21: Distribución Granulométrica del Núcleo de la represa WAC Bennett**



**Figura 5.22: Comparación entre método ASTM y los resultados del aparato Sedigraph, material tipo Nucleo de la represa WAC Bennett**

### 5.2.3. Comparación de curvas granulométricas

Moffat, R. (2005) efectuó ensayos en el permeámetro con especímenes pertenecientes al Núcleo de la represa WAC Bennett. La Figura 5.23 compara la obtenida en dicho estudio (curva azul) con aquella obtenida en esta investigación (curva roja). Es posible apreciar que existe una pequeña diferencia entre ambas que no parece importante.

Cuando se comparan las curvas mostradas en la Figura 5.23 con los límites internos y externos y con la banda del 80% de las granulometrías del suelo colocado en la represa, mostrado previamente en la Figura 3.8 del acápite 3.2.2, se puede reconocer que la muestra efectivamente se encuentra dentro de los límites (ver Figura 5.24). De forma más precisa, se puede establecer que ambas granulometrías son típicas del Núcleo de la represa.

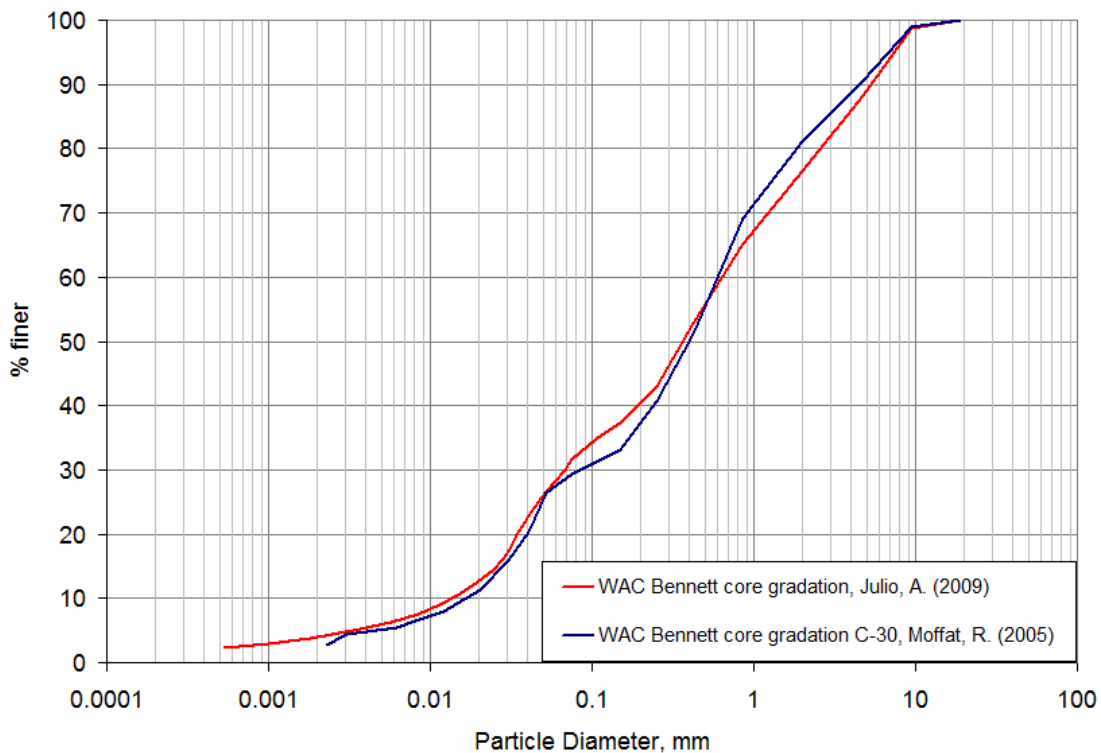
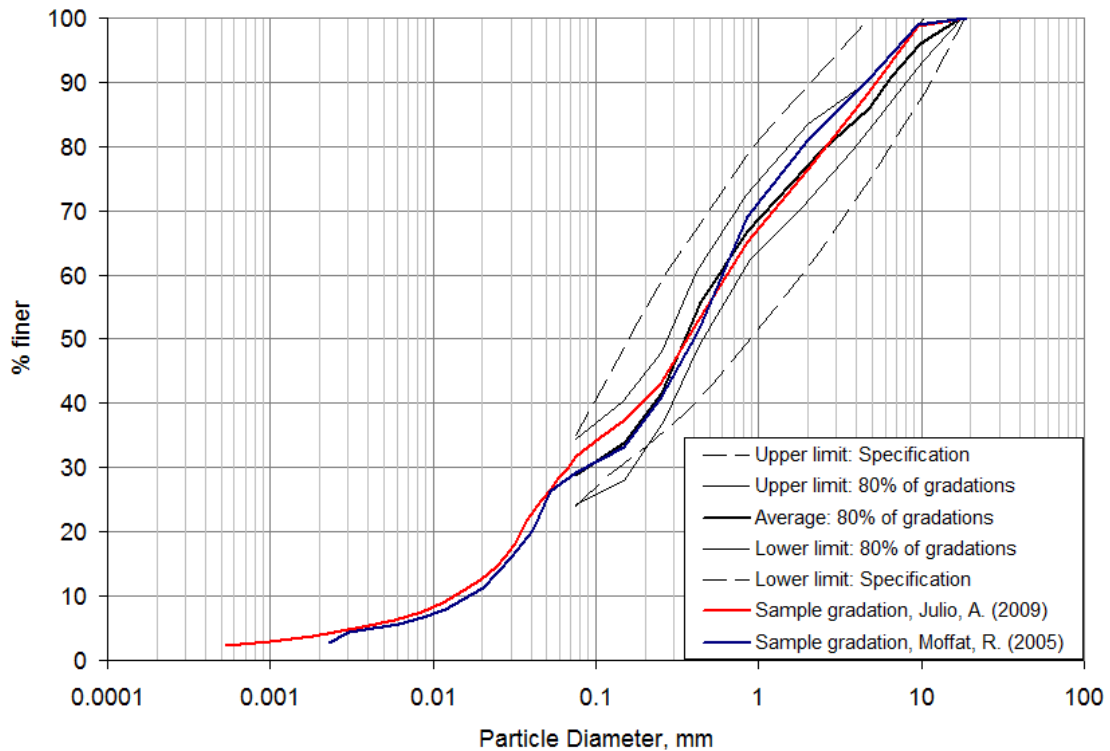


Figura 5.23: Comparación entre dos muestras del Núcleo de la represa WAC Bennett



**Figura 5.24: Comparación de ambas muestras del Núcleo de la represa WAC Bennett con los límites especificados (modificado de Morgan and Harris, 1967)**

### 5.3. Determinación de Parámetros Elásticos

Como se mencionó previamente, uno de los dos pares de parámetros elásticos que están relacionados entre sí,  $E$  y  $\nu$  o  $K$  y  $G$ , determinan el comportamiento elástico de un suelo. Directamente, ninguno de ellos fue determinado de forma experimental. Por su parte, en el acápite 5.1 se presentó un extenso resumen de lo que la literatura ofrece respecto de la obtención del módulo de corte del suelo a bajas deformaciones,  $G_o$ , e información un poco más reducida del módulo de Poisson,  $\nu$ . Por lo tanto, éstos serán los parámetros que se deducirán de acuerdo a las propiedades de cada uno de los suelos estudiados en esta tesis (suelo de Transición sin contenido de finos y suelo del Núcleo con 30% de finos) y a las condiciones de ensaye. Finalmente, y a partir de la ecuación (5.2) que relaciona los parámetros  $G$  y  $\nu$  con  $K$ , se obtendrá el valor del módulo volumétrico necesario para el análisis numérico.

### 5.3.1. Determinación de Parámetros de Resistencia al Corte

Los distintos tipos de suelos estudiados son granulares con finos entre 0 y 30%, no plásticos. Por ende, el valor de la cohesión en análisis de tensiones efectivas (ver Tabla 3.1) asociado a ellos es nulo, es decir,  $c' = 0$ .

En lo que al ángulo de fricción interna respecta, muchos ensayos se han realizado para su determinación en distintos tipos de suelos. Itasca (2005) recomienda valores para el ángulo de fricción interna dependiendo del tipo de suelo. Por lo general, para materiales granulares, especifican un ángulo residual igual a  $32^\circ$  para gravas, gravas arenosas con finos no plásticos y arenas bien graduadas, que son los casos estudiados en esta tesis. No obstante, algunos autores han determinado que los ángulos de fricción interna de los suelos que componen generalmente represas de tierra son mayores, y se encuentran en el rango de  $33 - 45^\circ$ . De la Hoz (2007) realizó ensayos triaxiales sobre distintos tipos de grava, encontrando rangos del ángulo de fricción interna entre  $37 - 45^\circ$ . Morgan and Harris (1967) realizaron ensayos triaxiales sobre los suelos de la represa W.A.C. Bennett (antiguamente represa Portage Mountain), y obtuvieron valores del ángulo de  $37^\circ$  para el suelo perteneciente al Núcleo, y  $38^\circ$  para el suelo de Transición (ver Tabla 3.1). En definitiva, los valores de los parámetros de resistencia al corte ahí mostrados son los utilizados para el desarrollo de la tesis, es decir:

Suelo de Transición:  $\phi = 38^\circ$

Material de Núcleo:  $\phi = 37^\circ$

### 5.3.2. Determinación del Módulo de Poisson

Kokusho (1980) encontró que, en la arena de Toyoura, los valores del módulo de Poisson se encuentran en un rango de 0.2 – 0.3, sin variaciones notorias cuando se estudian tensiones de hasta  $30 \text{ kg/cm}^2$ . En una publicación posterior Kokusho (2000) encontró que, para arenas o gravas, el valor del módulo de Poisson es de 0.3. Itasca (2005) adapta valores propuestos por Das, B. M. (1994) y entrega valores del módulo de Poisson en el rango de 0.2 – 0.4 para arenas uniformes sueltas, 0.3 – 0.45 para arenas uniformes densas y 0.2 – 0.4 para arenas limosas densas.

Si se hace la revisión de la teoría elástica (Poulos and Davis, 1974), es posible encontrar una expresión empírica que relaciona el módulo de Poisson con el ángulo de fricción interna del



suelo. En el permeámetro las deformaciones laterales son imperceptibles y se pueden considerar nulas si el cilindro, que contiene al medio poroso, es infinitamente rígido. Como es una probeta cilíndrica, las tensiones horizontales o radiales son iguales, es decir,  $\sigma_2 = \sigma_3$ . Si la deformación radial es nula., luego de un poco de álgebra, la ecuación (5.1) queda de la forma:

$$\sigma_3 = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_1 \quad (5.17)$$

La relación entre las tensiones vertical y horizontal entrega el coeficiente de empuje lateral  $K_o$ . Si se iguala ésta a la formulación empírica de Jâky (1944), se encuentra que:

$$\nu = \frac{1-\sin(\phi')}{2-\sin(\phi')} \quad (5.18)$$

De aquí se puede deducir, para cualquier ángulo de fricción interna, el valor del módulo de Poisson correspondiente a un estado geostático. Para suelos con ángulos de fricción interna entre 30 y 40°, los valores del módulo de Poisson se encontrarían entre 0.33 y 0.26, respectivamente, rango consistente con los valores entregados por los autores antes mencionados. Es necesario recordar que, en esta etapa, el módulo de Poisson no tiene una gran relevancia en la definición de las curvas de diseño. No obstante, será de gran relevancia en la evaluación de la pérdida de esfuerzos de uno de los modelos que se proponen en esta tesis (Modelo 2), debido a que relaciona la proporcionalidad entre el esfuerzo horizontal y el vertical, fundamental en el cálculo de la pérdida a lo largo del contacto suelo-permeámetro.

En definitiva, de acuerdo a los valores del ángulo de fricción interna de los materiales tipo Transición y Núcleo, se estima que el Módulo de Poisson,  $\nu$ , corresponde inicialmente a:

Suelo de Transición:	$\nu = 0.28$
Material de Núcleo:	$\nu = 0.28$

Estos valores se encuentran, efectivamente, en el rango sugerido para estos materiales en la literatura, es decir, entre 0.2 y 0.4.

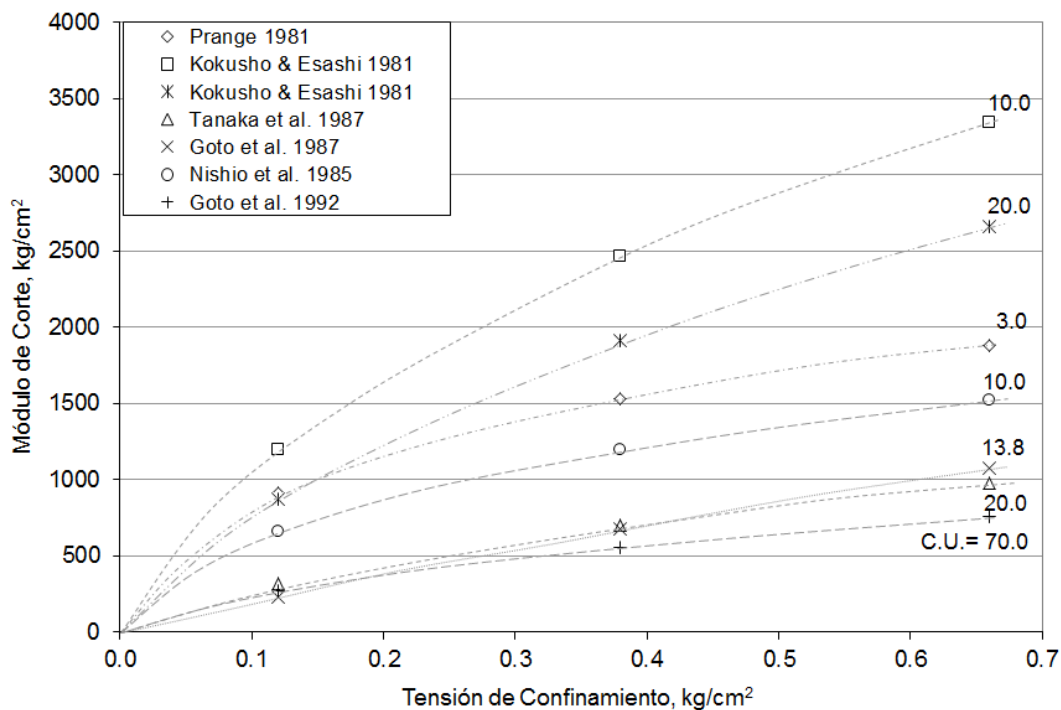
### 5.3.3. Determinación del Módulo de Corte

En el acápite 5.2, se detalló que Iwasaki and Tatsuoka (1977) encontraron que en gravas, a medida que el Coeficiente de Uniformidad aumenta, los módulos de Corte calculados van disminuyendo, pudiendo disminuir en hasta un 50% respecto de los suelos uniformes cuando se alcanzan valores del Coeficiente de Uniformidad igual a 20 (ver Figura 5.9). Además, encontraron que el valor del módulo también se reduce si existen finos en el suelo (ver Figura 5.10). Cuando se requiera, se debe castigar el valor del módulo encontrado cuando se asignan los parámetros elásticos al material de Transición que contiene un 5% de finos. El material de Transición sin contenido de finos se mantiene sin cambios respecto a este último aspecto.

El suelo perteneciente al sector de Transición, como ya se mencionó, clasifica como GP debido a que carece de un rango intermedio de diámetros de partículas (ver Figura 5.16). De acuerdo a los valores experimentales correspondientes al suelo de Transición, mostrados en la Tabla 5.5, y a las expresiones del módulo de Corte en función del índice de vacíos y la tensión de confinamiento, resumidas en la Tabla 5.3, se calculan los valores del módulo para los confinamientos con que se ensayaron las probetas con flujo descendente. Las tablas de cálculo que consideran las formulaciones de la Tabla 5.3 se exponen en el anexo C.

De acuerdo al análisis de cada uno de los autores de la Tabla 5.3, se presentan los resultados en la Figura 5.25, donde se relaciona el módulo de corte máximo en función de la tensión de confinamiento para gravas, para un rango del índice de vacíos de 0.33 a 0.38. En esta oportunidad, se grafican todas las formulaciones sólo considerando una reducción del módulo por contenido de finos.

Existe una dispersión evidente en las curvas presentadas que es acompañada de un salto entre los datos de Kokusho & Esashi (1981) y el resto de los autores. La dispersión se debe a que se grafican resultados para un rango de índice de vacíos y no un único valor, y el salto o la diferencia entre autores se debe a que el origen de los materiales usados por Kokusho & Esashi (1981) es distinto y las granulometrías muestran un alto valor del  $D_{50}$ , derivando así en valores de la constante A que supera a las calculadas por el resto.



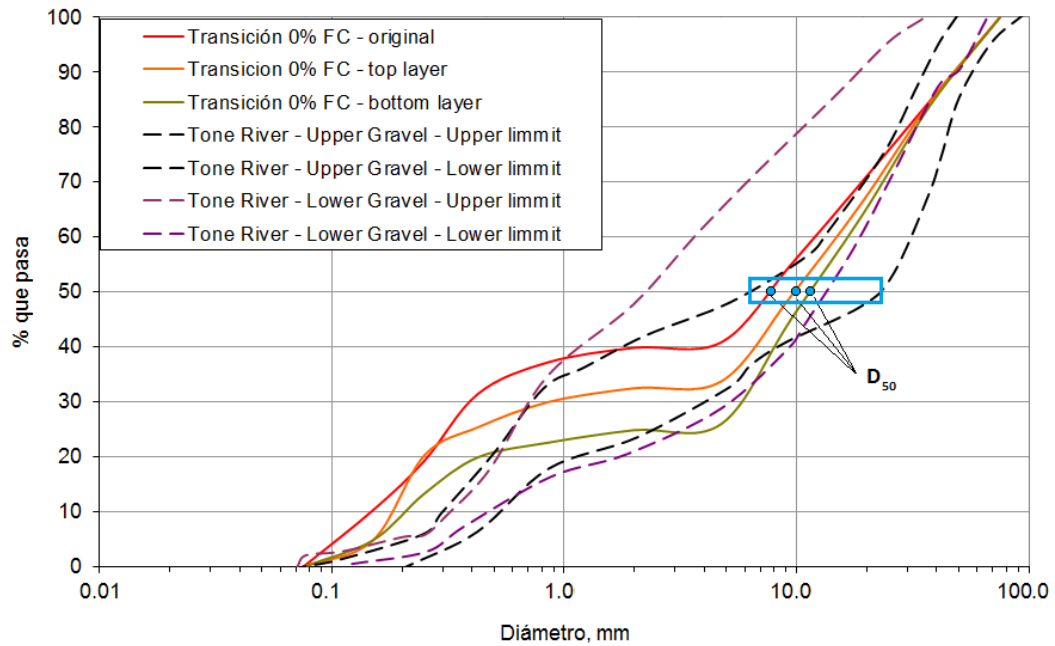
**Figura 5.25: Recopilación de información, gravas limpias.**

Dos son los caminos a los que se puede recurrir para derivar una curva representativa del suelo de Transición: La primera es efectuar el castigo por Coeficiente de Uniformidad basado en la expresión (5.6) de Hardin and Richart (1963) y la segunda es utilizar los resultados asociados a la fórmula de Goto et al. (1992), que estudiaron la grava de Tone River con un Coeficiente de Uniformidad similar al del suelo de Transición (C.U. = 70 versus C.U. = 73).

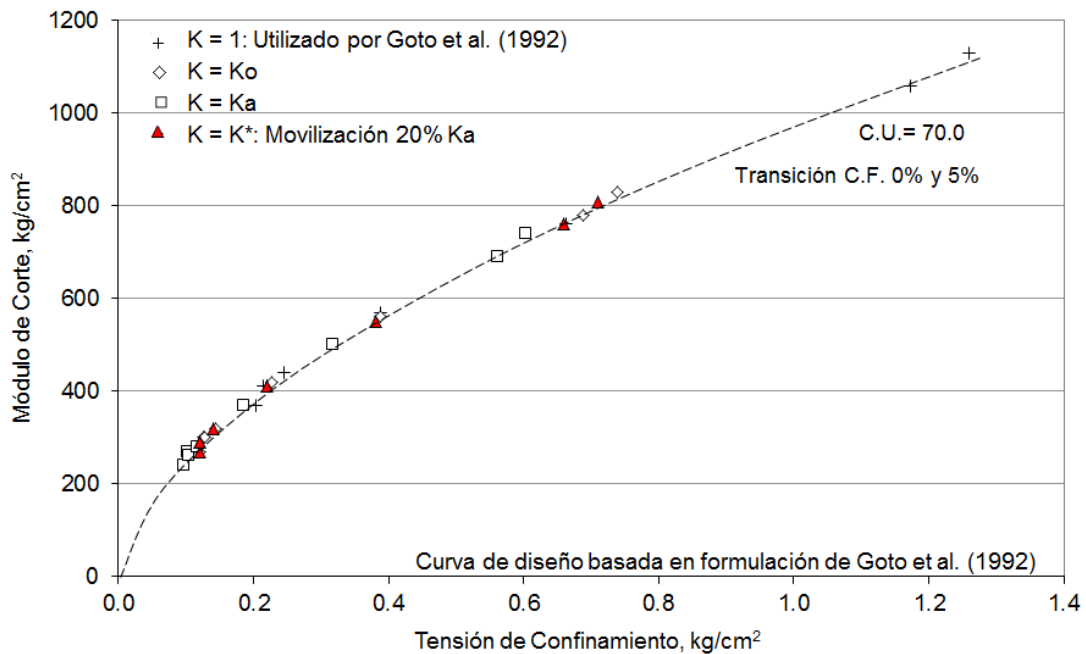
Dado que no hay información para castigar el módulo utilizando el coeficiente  $B$  en gravas, se resuelve que los valores del módulo de Corte que serán utilizados para el diseño del suelo de Transición serán los correspondientes a la fórmula de Goto et al. (1992). Se puede advertir que la distribución granulométrica del suelo de Transición se encuentra en su mayoría dentro del rango de la grava de Tone River ensayada por ellos (ver Figura 5.26). Además, el valor del D50 se encuentra dentro del rango de muestras de gravas tanto del estrato superior (Upper layer) como del inferior (Lower Layer), lo que respaldaría esta decisión.

Finalmente, se muestra la curva de diseño elegida en la Figura 5.27. Cabe destacar que en los ensayos triaxiales sobre las muestras inalteradas realizados por Goto et al. (2000) se consideró un coeficiente de empuje horizontal  $K_0 = 1$ . Si se corrigen estos datos suponiendo la expresión de empuje Jâky para los ensayos realizados por Moffat, R. (2005),  $K_0 = 1 - \text{seno}(\phi)$ , la

dispersión sigue satisfaciendo la curva estipulada para los suelos de Transición. Esto indica que, en esta etapa, el valor del módulo de Poisson no tiene mayor influencia en la determinación de la curva de diseño, independiente del valor que se le desee asignar (ver curva de diseño Figura 5.27).



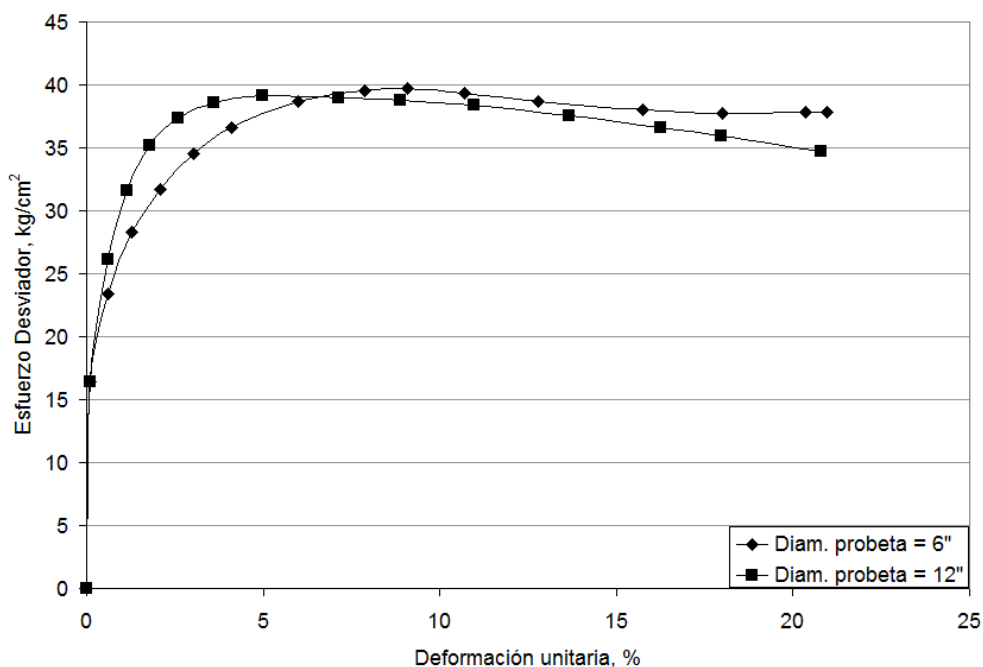
**Figura 5.26: Comparación de granulometrías de muchos suelos gravosos con suelo de Transición (T)**



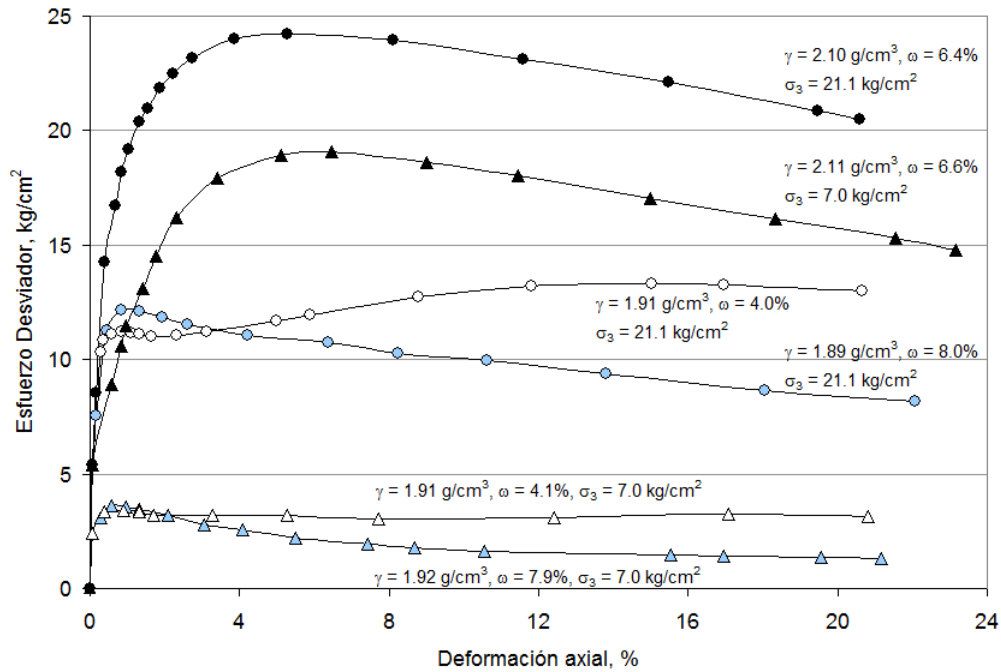
**Figura 5.27: Curva de diseño suelo de Transición (T) sin contenido de finos**

Por su parte, el suelo perteneciente al sector del Núcleo clasifica como SM, debido a la considerable cantidad de finos no plásticos en su matriz. La información recopilada para arenas es considerablemente mayor que la disponible para gravas. Adicionalmente a lo mencionado anteriormente del estudio de Iwasaki and Tatsuoka (1977), Salgado et al. (2000) encontró expresiones para el módulo sobre la arena de Ottawa con contenido de finos de hasta un 20%.

La información recopilada en la literatura y los estudios efectuados en el laboratorio de suelos de UBC no contemplaron ensayos que permitieran obtener el módulo de deformación drenado de los materiales. En su publicación, Morgan and Harris (1966) presentaron gráficas de los resultados de tensión – deformación de ensayos triaxiales CIU del suelo tipo Núcleo en los que verifican la influencia del tamaño de la probeta sobre la resistencia al corte del suelo (ver Figura 5.28) y la variación de la resistencia al corte para probetas a igual densidad confeccionadas a distintas humedades de compactación y ensayadas a distintos confinamientos (ver Figura 5.29). Si bien pueden proporcionar información necesaria para la obtención del módulo de deformación en estado no drenado, éstas no son suficientes. Lo anterior se debe a que la diferencia en las curvas en su parte inicial a distintos confinamientos es imperceptible.



**Figura 5.28: Efecto del tamaño de la probeta sobre la resistencia al corte del suelo tipo Núcleo, adaptado de Morgan and Harris (1966).**

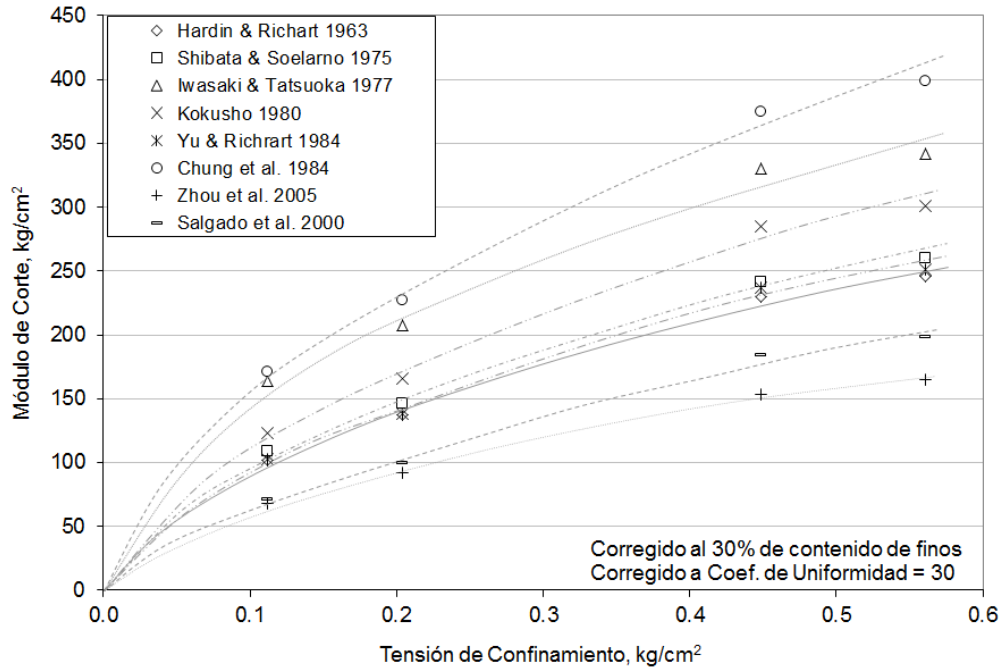


**Figura 5.29: Variación de la resistencia al corte con la variación de la tensión de confinamiento y el contenido de humedad – suelo tipo Núcleo, adaptado de Morgan and Harris (1966).**

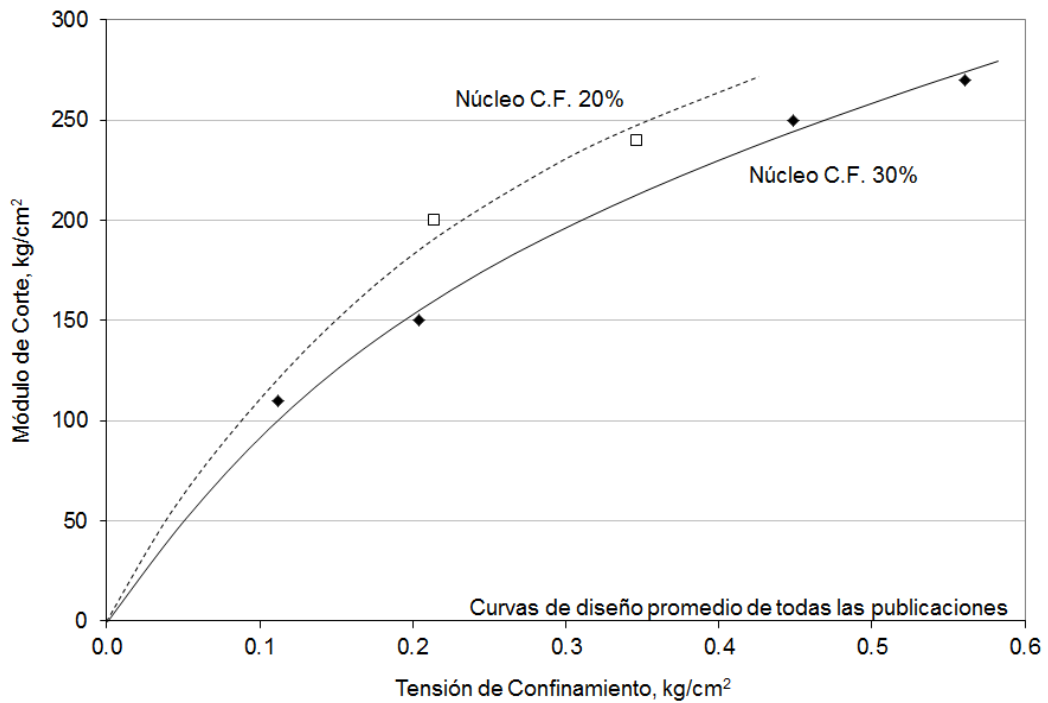
Análogamente a lo efectuado con el suelo de Transición, se grafican en la Figura 5.30 las formulaciones de los autores expuestos en la Tabla 5.1 con las que se estiman los valores del módulo de corte para el suelo perteneciente al Núcleo con un 30% de contenido de finos no plásticos, tomando en consideración las propiedades obtenidas en el laboratorio de UBC. Además, se agrega el trabajo realizado por Salgado et al. (2000) en la arena de Ottawa presentados previamente en la Tabla 5.2. Los resultados graficados muestran la variación del módulo con la tensión de confinamiento, ponderados por un factor igual a 0.6 aproximadamente para que equivalgan a un Coeficiente de Uniformidad igual a 30 de acuerdo a las estimaciones de la curva de la Figura 5.10, acápite 5.1.2.1, y castigados a un 30% del contenido de finos, según Figura 5.9 del mismo acápite. El material de Núcleo que contiene un 20% de finos, también es castigado de forma proporcional, considerando el trabajo de Salgado et al.

Al igual que para las gravas, la dispersión se debe a que se grafica un rango del índice de vacíos (entre 0.36 y 0.44), y no un valor único. Como se mencionó anteriormente, la corrección por Coeficiente de Uniformidad y contenido de finos se realizó según lo propuesto por Iwasaki and Tatsuoka (1977) en todas las arenas, excepto en la de Ottawa, donde se procedió según la publicación de Salgado et al. (2000).

Finalmente, la curva de diseño para el Núcleo con 30% de finos se muestra en la Figura 5.31.

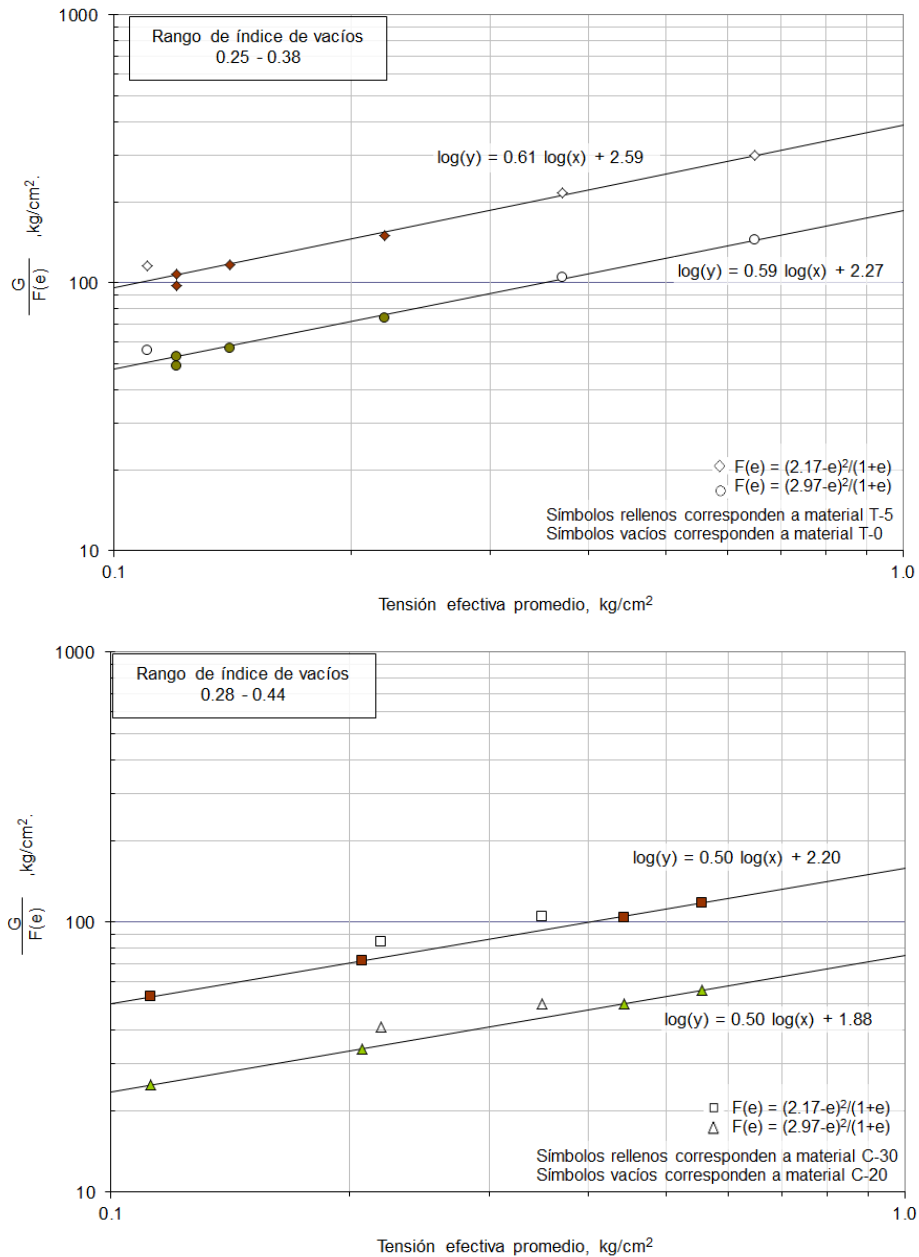


**Figura 5.30: Recopilación de información, arenas con 30% de finos y Coeficiente de Uniformidad promedio igual a 30.**



**Figura 5.31: Curva de diseño suelo de Núcleo (C) con 30% de finos**

Considerando las estimaciones de la variación del módulo de corte a partir de las curvas de diseño de ambos materiales, se puede verificar la tendencia lineal (ver Figura 5.32). Dado que las partículas de los materiales han sido clasificados como sub-redondeadas a sub-angulares, se grafican ambos casos. Es decir, las correlaciones correspondientes a las expresiones para partículas redondeadas  $F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$  y partículas angulares  $F(e) = (2.97 - e)^2 / (1 + e)$ .



**Figura 5.32: Variación lineal del Módulo de Corte con el confinamiento: Material de Transición (arriba) y material del Núcleo (abajo)**



Como resultado se encontró la misma tendencia propuesta por Kokusho (1980) quien enuncia que para iguales índices de vacíos existe una relación lineal creciente entre el módulo de corte *normalizado* y la tensión de confinamiento cuando se grafican en escala logarítmica. Cabe destacar que existe un rango de índice de vacíos para los cuales se determinó cada recta. Por ello se aprecia una banda de dispersión pequeña alrededor de las rectas propuestas en la Figura 5.32.

En definitiva, y habiendo confirmado lo anterior, es posible establecer, a partir de las curvas de diseño de ambos materiales, una ley del módulo de Young en función del esfuerzo promedio de la probeta para cada uno de los suelos, resultando lo siguiente:

<p>Suelo de Transición</p> $E = 324550 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$	<p>Material de Núcleo</p> $E = 127800 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$
---	--

Ambas expresiones están en kPa. La relación estimada para el material de Transición es válida tanto para el Suelo sin finos como para el de un 5% de finos, mientras que la del Núcleo se ha calculado solo para el material con 30% de finos ya que no hay suficiente cantidad de información (sólo 2 probetas) para determinar la curva asociada al material con 20% de finos. Se estima que estas aproximaciones no son del todo exactas, debido a la forma en que se determinan los módulos de cada material, pero permitirá efectuar el análisis numérico.

#### 5.3.4. Resumen

Se presentan, en las Tablas 5.6 y 5.7, los valores iniciales de los parámetros a utilizar en el modelamiento de los suelos de Transición y Núcleo, respectivamente, dependiendo de la tensión de confinamiento, índice de vacíos y contenido de finos con los que se efectuó cada ensayo en el laboratorio. Tal como se mencionó anteriormente, los valores del módulo de corte para cada uno de los suelos se modelan por las curvas de diseños antes expuestas y según la ecuación (5.19).

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v \cdot (1 + 2 \cdot K_o)}{3} \quad (5.19)$$

Cabe destacar que los valores determinados por la expresión anterior se encuentran en total concordancia con los determinados por la ecuación (5.18), obtenida a partir de la teoría de la elasticidad.

En las Tablas 5.7 y 5.8 no se incluyen valores del ángulo de dilatancia del suelo, debido a que se encuentra siempre en situación edométrica (restringido lateralmente y es depositado por capas en el permeámetro), ni valores de resistencia a la tracción, porque por naturaleza el suelo no resiste este tipo de sollicitaciones.

Tabla 5.7: Resumen valores a utilizar en programa FLAC – Suelo Transición (T).

Tipo de flujo	Unidad	Transición, F.C. = 0%			Transición, F.C. = 5%				
		Desc.	Desc.	Desc.	Desc.	Asc.	Asc.	Desc.	Asc.
Tensión vertical efectiva <sup>†</sup>	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.25	1.02	1.78	0.25	0.25	0.31	0.51	1.78
Largo probeta <sup>†</sup>	[cm]	55.2	55.5	55.6	44.2	45.5	45	45	44
Densidad seca <sup>†</sup>	[g/cm <sup>3</sup> ]	1.97	2.04	2.04	2.12	2.07	2.09	2.09	N.A.
Índice de vacíos <sup>†</sup>	[ ]	0.38	0.33	0.33	0.25	0.30	0.29	0.29	N.A.
Ángulo de fricción interna	[°]	38	38	38	38	38	38	38	38
Cohesión	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0	0	0
Módulo de Poisson	[ ]	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
Módulo de Deformación	[kg/cm <sup>2</sup> ]	680	1390	1920	730	730	810	1030	2040

Tabla 5.8: Resumen valores a utilizar en programa FLAC – Suelo Núcleo (C).

Tipo de flujo	Unidad	Núcleo, F.C. = 20%		Núcleo, F.C. = 30%			
		Asc.	Asc.	Asc.	Asc.	Asc.	Asc.
Tensión vertical efectiva <sup>†</sup>	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.51	0.87	0.25	0.51	0.82	1.02
Largo probeta <sup>†</sup>	[cm]	34.0	34.5	35.5	35.4	33.5	32.5
Densidad seca <sup>†</sup>	[g/cm <sup>3</sup> ]	1.97	1.95	1.88	1.88	1.99	1.95
Índice de vacíos <sup>†</sup>	[ ]	0.37	0.39	0.44	0.44	0.36	0.39
Ángulo de fricción interna	[°]	37	37	37	37	37	37
Cohesión	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0
Módulo de Poisson	[ ]	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
Módulo de Deformación	[kg/cm <sup>2</sup> ]	510	610	280	380	640	690

<sup>†</sup> Valores correspondientes al término de la etapa de consolidación

## 5.4. Interacción suelo – estructura

Este ítem es uno de los aspectos que será abordado en el modelo numérico para establecer las distribuciones de tensiones efectivas en cada una de las probetas consideradas en el análisis computacional. Como se mencionó previamente en el acápite 4.6, se requiere de la definición de varios parámetros para modelar el contacto entre el suelo y el permeámetro en que se encuentra confinado. Posteriormente se mostrará que esta solución es una de las abordadas para simular los resultados de laboratorio llevados a cabo por Moffat (2005). Los parámetros son los siguientes:

- Ángulo de fricción
- Rigidez de corte
- Rigidez normal
- Ángulo de dilatación
- Cohesión
- Resistencia a la tracción

Debido a la escasa información de los rangos de valores que dichos parámetros pueden tomar, se consultan diversas publicaciones que darán luces de la relevancia de cada uno de ellos en el problema a modelar y que, en definitiva, son los que controlarán el comportamiento del suelo en su interacción el permeámetro.

### 5.4.1. Ángulo de Fricción de interfaz, $\delta$

Potyondy (1961) enuncia que la magnitud de la fricción entre dos cuerpos depende enormemente de muchos factores como la terminación de la superficie, velocidad de deslizamiento, presión de contacto, temperatura, tamaño del grano, vibración y cargas estáticas, entre otros. Potyondy realizó ensayos a carga controlada y deformación controlada con arena, arcilla, arcilla arenosa y limo en contacto con materiales como: madera, concreto y acero. Utilizó dos tipos de rugosidades para estudiar el efecto de la terminación de las superficies. Los resultados encontrados se muestran en la Tabla 5.9.

**Tabla 5.9: Valores de la Razón ángulo de fricción interfaz – ángulo de fricción interna del suelo (Potyondy (1961))**

		Razón ángulo fricción interfaz - ángulo fricción suelo ( $\delta/\phi'$ )							
		Arena Densa				Limo Denso			
		Seca		Saturada		Seco		Saturado	
Material	Tens. Vert.	0.5 kg/cm <sup>2</sup>	1.5 kg/cm <sup>2</sup>	0.5 kg/cm <sup>2</sup>	1.5 kg/cm <sup>2</sup>	0.5 kg/cm <sup>2</sup>	1.5 kg/cm <sup>2</sup>	2.0 kg/cm <sup>2</sup>	4.0 kg/cm <sup>2</sup>
	Acero	Liso	0.54	0.55	0.64	0.64	0.79	0.79	0.68
Rugoso		0.77	0.78	-	-	1.00	0.95	-	-
Madera	Liso	0.71	0.77	0.85	0.89	0.92	0.87	0.92	
	Rugoso	0.82	0.89	0.89	0.93	0.98	0.98	0.97	0.95
Concreto	Liso	0.84	0.89	0.89	0.90	0.99	1.00	1.00	0.96
	Rugoso	0.98	0.98	-	-	1.00	1.00	-	-

Clough and Duncan (1971) realizaron estudios sobre el comportamiento de la arena proveniente del relleno Port Allen Lock solicitada por corte directo sobre concreto. El ángulo encontrado en los ensayos fue de 33° que, comparado con el ángulo de fricción de la arena utilizada, entregó una razón entre ellos igual a 0.83. Este valor es concordante con el estipulado con Potyondy (1961).

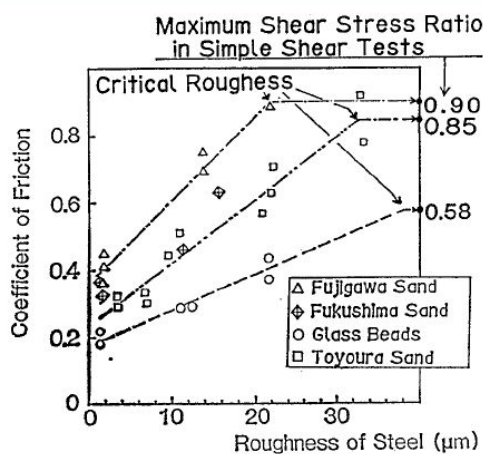
Acar et al. (1982) realizaron ensayos sobre arenas en contacto con acero, concreto y madera. Se encontró que la razón entre los ángulos  $\delta/\phi'$  no tiene dependencia alguna con el índice de vacíos. Además, dicho cociente es mayor para el concreto y la madera que para el acero obteniendo, para este último, valores en el rango de 0.40 y 0.48 cuando se estudian tensiones normales entre 100 y 300 *kPa*. En tanto, los valores para la madera y el concreto entregaron valores de 0.78 y 0.90, respectivamente. Resultados similares fueron encontrados por Potyondy (1961) (ver Tabla 5.9) y Evgin and Fakharian (1996). Estos últimos encontraron que el valor del coeficiente de fricción residual obtenido  $(\tau/\sigma_n)_r$  igual a 0.62, equivale a una relación entre los ángulos  $\delta/\phi'$  igual a 0.66, independiente de la trayectoria de tensiones impuesta.

Uesugi and Kishida (1986a) realizaron ensayos de corte simple sobre cuatro arenas uniformes (en estado seco) en contacto con acero para estudiar la influencia de múltiples factores que inciden sobre el valor del coeficiente de fricción en el contacto. Además, intentan ratificar lo postulado en un trabajo anterior (Uesugi and Kishida (1984)) donde propusieron que la resistencia de corte última del suelo corresponde al estado en que se alcanza la cota superior

del valor de dicho coeficiente. Lo mismo fue encontrado posteriormente por Bosscher and Ortiz (1987) al ensayar arena seca en corte directo sobre especímenes de concreto y roca. A dicho valor máximo le denominaron *fricción aparente*. Uesugi et al. (1988) encontraron que cuando es solicitada la arena en contacto con superficies rugosas se produce una *zona de corte* en la arena. Hryciw and Irsyam (1993) encontraron que cuando un suelo que está en contacto con una superficie dentada (podría ser irregular) es sometido a solicitaciones de corte, el deslizamiento relativo se produce en la masa de suelo por lo que la resistencia al corte se encuentra determinada por la resistencia al corte del suelo, es decir,  $\delta = \phi'$ .

El coeficiente de fricción antes mencionado está definido como una función de la rugosidad normalizada,  $R_n$ , de la superficie expuesta al corte y de la redondez modificada de la partícula,  $\bar{R}$  (Uesugi and Kishida (1986b)).

En su estudio, Uesugi et al. (1986a) encontraron que los parámetros que más influyen en la obtención del coeficiente de fricción son el *tipo de arena* y la *aspereza de la superficie*. Además, concluyen que para superficies rugosas o ásperas, hasta que no se sobrepasa un 85% del valor máximo del esfuerzo de corte, el suelo en la vecindad de la interfaz permanece quieto y, por ende, la interfaz no ha experimentado deslizamiento alguno. Por otra parte, cuando se tienen superficies lisas, el deslizamiento se produce con menor resistencia (ver Figura 5.33).



**Figura 5.33: Efecto de la aspereza del acero y el tipo de arena sobre el coeficiente de fricción, Uesugi and Kishida (1986a).**

Abdullah (2005) realizó ensayos de corte directo para investigar la influencia de la tasa de corte sobre el ángulo de fricción en la interfaz entre una arena uniforme y acero. Se encontró que a

medida que la tasa de corte disminuye, los valores del ángulo de fricción interna del suelo y de la interfaz también disminuyen pero muy levemente. Se concluye que la razón entre ángulos de fricción  $\delta/\phi'$  tiene independencia respecto de la variación de la velocidad de corte aplicada. La Tabla 5.10 muestra los resultados obtenidos.  $\delta_s$  y  $\delta_r$  corresponden a la fricción de interfaz lisa (smooth) y rugosa (rough), respectivamente.

**Tabla 5.10 Valores promedios de ensayos sobre distintas superficies, Abdullah (2005)**

Corte Directo	
Superficie	Superficie
Lisa, $\delta_s/\phi'$	Rugosa, $\delta_r/\phi'$
0.46	0.95

#### 5.4.2. Comportamiento del contacto: Rigidez y Dilatancia

Para representar la no linealidad del comportamiento del contacto, Clough and Duncan (1971) ajustan el comportamiento no lineal de la interfaz a una hipérbola:

$$\tau = \frac{\Delta s}{a + b \cdot \Delta s} \quad (5.20)$$

- donde
- $\Delta s$  desplazamiento de la interfaz
  - $a$  inverso de la rigidez de corte inicial,  $K_{so}$
  - $b$  inverso del valor del esfuerzo de corte último del ensayo,  $\tau_{ult}$

La ecuación anterior se puede modificar para expresarla de forma lineal. La recta ajustada a los valores experimentales coincide cuando se alcanza un 70 y 95% de la resistencia última al corte. De esta forma, la hipérbola se ajusta a los datos experimentales en 3 puntos (el origen, 70 y 90% de la resistencia última). Con un poco de álgebra, se puede obtener la forma de la hipérbola que se ajusta a los valores experimentales:

$$\tau = \frac{\Delta s}{\frac{1}{k_I \cdot \gamma_\omega \cdot \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^n} + \frac{R_f}{\sigma_n \cdot \text{tg}(\delta)} \cdot \Delta s} \quad (5.21)$$

donde  $k_I$  valor adimensional de rigidez  
 $n$  exponente de rigidez  
 $\gamma_w$  densidad del agua  
 $P_a$  presión atmosférica  
 $R_f$  coef. de proporcionalidad entre la resistencia última del modelo hiperbólico,  $\tau_{ult}$ , y la resistencia de corte empírica de la interfaz,  $\tau_f$ .

Si se desea encontrar el valor de la rigidez secante, basta con dividir la expresión (5.21) por el desplazamiento  $\Delta s$ . Por otro lado, si se desea encontrar el valor de la rigidez de corte durante el ensayo, basta con diferenciar la ecuación (5.21) con respecto al desplazamiento  $\Delta s$ , resultando la siguiente expresión:

$$k_s = k_I \cdot \gamma_w \cdot \left( \frac{\sigma_n}{P_a} \right)^n \cdot \left( 1 - \frac{R_f \cdot \tau}{\sigma_n \cdot \text{tg}(\delta)} \right)^2 \quad (5.22)$$

Considerando la razón entre el nivel actual de esfuerzo de corte y la resistencia última de corte, se define el nivel de tensiones (*stress level* – SL) como:

$$SL = \frac{\tau}{\sigma_n \cdot \text{tg}(\delta)} \quad (5.23)$$

Reemplazando en la ecuación (5.22), se obtiene finalmente el resorte de rigidez de corte en cada punto de la trayectoria tensión – deformación:

$$k_s = k_I \cdot \gamma_w \cdot \left( \frac{\sigma_n}{P_a} \right)^n \cdot (1 - R_f \cdot SL)^2 \quad (5.24)$$

Para efectos de cálculo, los esfuerzos en las componentes vertical y horizontal desacoplados ( $\sigma_n$  y  $\tau$ , respectivamente) se calculan ponderando el resorte de rigidez por el desplazamiento respectivo en cada una de las direcciones. En su estudio, Clough and Duncan estipulan un valor del resorte normal de rigidez de  $10^9 \text{ pcf} = 1.6 \times 10^{11} \text{ Pa/m}$  para que los elementos en contacto no se *traslapen* en la dirección normal y, además, el valor del resorte de corte lo toman igual a

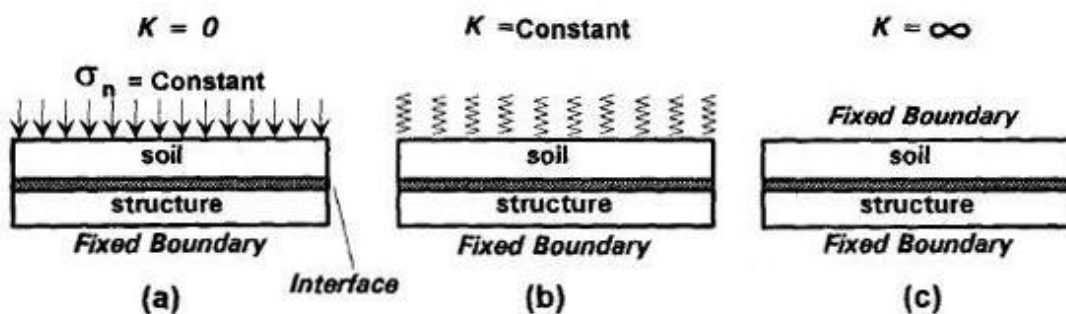


la expresión (5.24) hasta que se produce la falla. El resorte normal se mantiene constante durante todo el cálculo.

El desplazamiento en la interfaz es controlado directamente por la rugosidad del material de contacto. Uesegi et al. (1988) realizaron ensayos de corte simple sobre la arena uniforme de Seto en estado seco, analizando dos superficies de acero de distinta rugosidad para determinar los desplazamientos provocados por los cambios volumétricos que se producen en la interfaz para partículas ubicadas a distintas distancias de la interfaz. Se encontró que el desplazamiento normal de las partículas en contacto con la superficie lisa es imperceptible. Por otra parte, en las superficies rugosas sí existe desplazamiento normal evidente.

Para entender la influencia del resorte de rigidez normal del contacto en la respuesta del sistema suelo – estructura, Evgin and Fakharian (1996) realizaron ensayos de corte simple sobre una arena angular, cuyo principal mineral es cuarzo, en contacto con un acero rugoso para estudiar el comportamiento del suelo en tres condiciones distintas (ver Figura 5.34): (a) tensión normal constante ( $k_n = 0$ ), (b) resorte de rigidez constante ( $k_n = cte.$ ) y (c) volumen constante ( $k_n = \infty$ ). El ángulo de resistencia al corte residual del material es  $\phi' = 31^\circ$ .

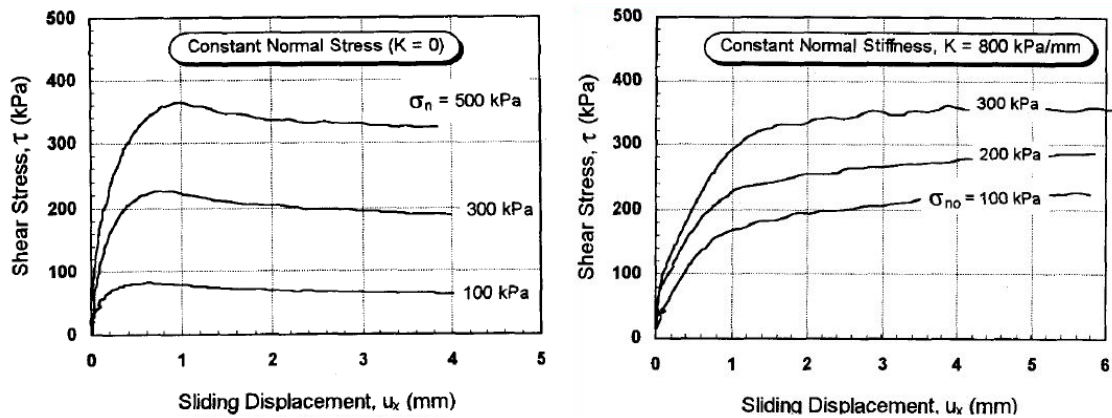
La arena ensayada tiene una densidad relativa de 84% y el acero una rugosidad de  $25 \mu m$ . El caso (a) de la Figura 5.34 corresponde a los ensayos convencionales de corte, cuyos detalles pueden obtenerse en libros de mecánica de suelos.



**Figura 5.34: Ensayos de corte con distintas condiciones de interfaz, Evgin and Fakharian (1996)**

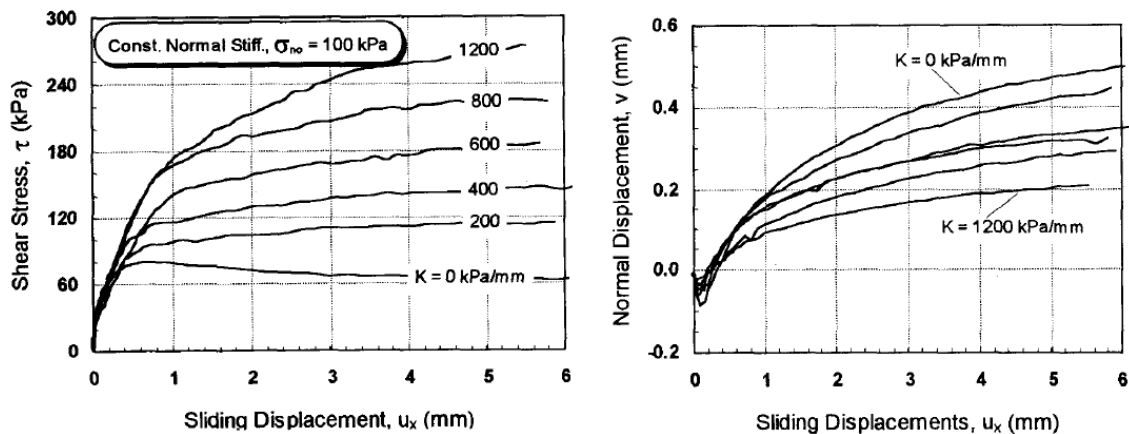
Además, efectuaron ensayos a un valor constante del resorte de rigidez normal de  $800 \text{ kPa/mm}$  bajo distintas tensiones verticales (caso (b) de Figura 5.34). Se encontró que la

trayectoria tensión – deformación se asemeja a una trayectoria hiperbólica (Clough and Duncan (1971)) que evoluciona en términos de la resistencia al corte a medida que aumenta la tensión normal inicial aplicada. Consecuentemente, la trayectoria de tensiones no mostró peak a lo largo de la trayectoria. Una comparación entre los casos (a) y (b) se presenta en la Figura 5.35.



**Figura 5.35: Evolución de la resistencia al corte de la interfaz con el aumento de la tensión normal para dos casos distintos de rigidez normal, Evgin and Fakharian (1996)**

Finalmente, el comportamiento de la interfaz fue estudiado para un amplio rango de valores del resorte normal de rigidez a una tensión normal inicial de 100 kPa para estudiar la influencia de la magnitud del resorte sobre la resistencia al corte de la interfaz (caso (b)). Los resultados se muestran en la Figura 5.36. La dilatancia disminuye cuando el valor del resorte de rigidez aumenta y tiende a cero cuando éste tiende es lo suficientemente grande.



**Figura 5.36: Influencia de la magnitud del resorte normal de rigidez sobre la resistencia al corte del suelo para una tensión normal constante de 100 kPa, Evgin and Fakharian (1996)**

### 5.4.3. Distribución de esfuerzos en el contacto

Filz and Duncan (1997) desarrollaron una teoría para determinar la distribución de fuerzas verticales y horizontales que actúan sobre un muro de contención rígido que no permite desplazamientos laterales (ver Figura 5.37). Esto permite encontrar numéricamente la pérdida de tensiones de corte en toda la altura del elemento estructural debido a la fricción existente entre ambos bloques cuando se deposita el suelo en la parte posterior del muro. En este caso, el modelo de interfaz se concibe como un modelo elastoplástico perfecto (ver Figura 5.38). Con una distribución de esfuerzos verticales lineal en profundidad postulan que la distribución del asentamiento lejos del muro (campo libre)  $S$  es de tipo parabólico y que la distribución de la tensión de corte tras el muro  $\tau$  es una función cúbica. Evaluados ambos a una altura  $h$  desde la parte inferior del muro, se obtiene:

$$S = \frac{2 \cdot C_\varepsilon}{2.3 \cdot H} \cdot h \cdot (H - h) \quad (5.25)$$

$$\tau = \frac{r \cdot \gamma \cdot k_h \cdot C_\varepsilon \cdot \text{tg}(\delta)}{2.3 \cdot H \cdot \Delta_{\text{lim}}} \cdot (h \cdot H^2 - 2 \cdot h^2 \cdot H + h^3) \quad (5.26)$$

donde	$H$	altura del muro
	$h$	altura de evaluación medida desde la parte inferior del muro
	$C_\varepsilon$	compresibilidad del suelo
	$r$	razón entre asentamientos detrás del muro $\Delta$ y asentamientos en campo libre $S$
	$k_h$	coeficiente de presión lateral del suelo
	$\delta$	ángulo de fricción entre suelo y estructura
	$\Delta_{\text{lim}}$	deformación a la cual se produce la plasticidad perfecta en la interfaz

Las variables geométricas del problema estudiado se indican en la Figura 5.37.

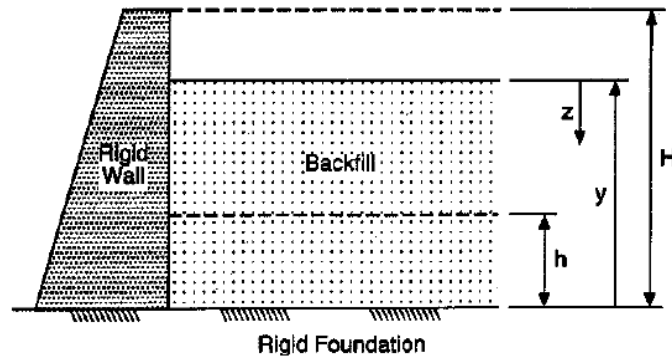


Figura 5.37: Esquema sistema estudiado (Filz and Duncan, 1997)

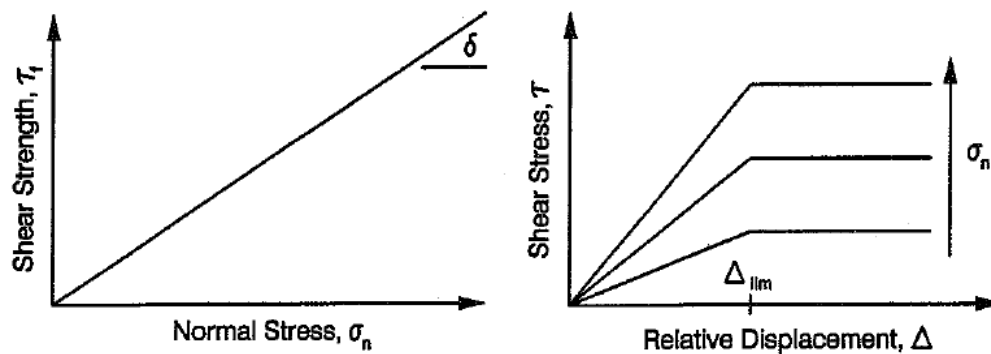


Figura 5.38: Concepción de interfaz y definición de  $\Delta_{lim}$  (Filz and Duncan, 1997)

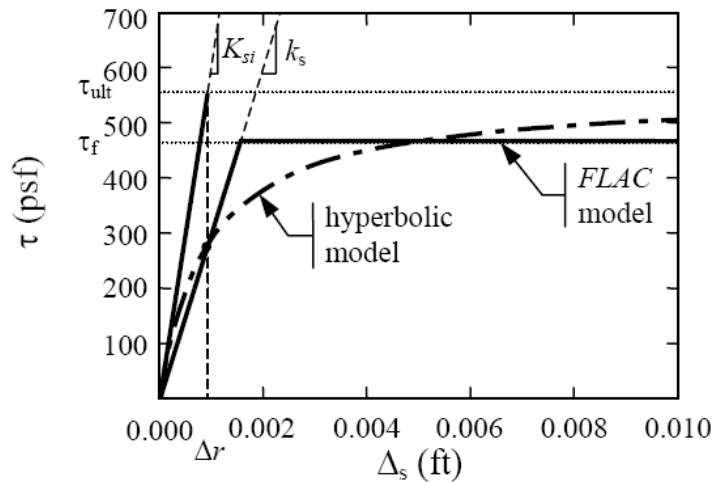
Los valores que los autores utilizan para reemplazar en las ecuaciones provienen de estudios anteriores.  $\delta = 0.8 \cdot \phi'$  (Potyondy, 1961),  $r = 0.8$  (Filz et al., 1997),  $\Delta_{lim} = 2 \text{ mm}$ . (Peterson et al., 1976). Este último fue obtenido de ensayos de suelo sobre concreto. Para interfaces lisas, se espera que este valor sea menor.

#### 5.4.4. Ejemplo Numérico: Interacción suelo – muro cantilever

Green and Ebeling (2003) utilizan FLAC para modelar el comportamiento suelo – estructura en un sistema de muro cantilever. El modelo utilizado para ajustar el comportamiento de la interfaz es el hiperbólico propuesto por Clough and Duncan (1971). Para llevar a cabo la interacción entre ambos elementos se utiliza una Interfaz, herramienta de interacción en FLAC.

En su publicación, Green and Ebeling (2003) entregan valores de los parámetros requeridos por el software: el suelo retenido tiene un módulo de Poisson de 0.3, un ángulo de fricción residual de  $35^\circ$  y un ángulo de fricción peak de  $43^\circ$ , un ángulo de fricción de la interfaz peak de

$\delta = 31^\circ$  y un ángulo de fricción de interfaz residual de  $\delta = 28^\circ$ . El modelo sigue las consideraciones de Gómez et al. (2000a) que evalúa la interfaz en los valores peak. Con ello, la razón entre ángulos peak es  $\delta_p / \phi'_p = 0.72$ , valor muy cercano al expuesto por Potyondy (1961). El valor del resorte de rigidez normal es el propuesto por Itasca como valor máximo, igual a diez veces la rigidez máxima de la zona contigua más rígida. El valor del resorte de rigidez de corte es el más complicado de determinar y se obtiene calibrando con los resultados empíricos según Clough and Duncan (1971). La calibración de la rigidez de corte se muestra en la Figura 5.39.



**Figura 5.39: Calibración de la interfaz, Green and Ebeling (2003)**

Green and Ebeling asignaron valores a los parámetros de la expresión (5.21), basados en la publicación de Gómez et al. (2000a): exponente de rigidez,  $n = 0.5$ ; razón de falla,  $R_f = 0.84$ ; valor adimensional de rigidez para carga inicial,  $k_l = 21000$ ; densidad del agua,  $\gamma_w$ , en las mismas unidades de la tensión normal,  $\sigma_n$ , dividida por el desplazamiento,  $\Delta_s$ ; y presión atmosférica,  $P_a$ , en iguales dimensiones que la tensión normal,  $\sigma_n$ . Valores pueden ser derivados de los ensayos realizados por Peterson et al. (1976). Cabe recordar que los valores son relativos al suelo estudiado y deben ser determinados según lo expuesto anteriormente.

## 5.5. Determinación de Parámetros de interfaz

Como es posible apreciar, los parámetros que influyen en la respuesta del suelo en el contacto se reducen a un total de cuatro. Estos son:

- Ángulo de fricción interna
- Rigidez de corte
- Rigidez normal
- Ángulo de dilatancia

El resto de los parámetros como cohesión y resistencia a la tracción son nulos debido a que los finos son no plásticos y la interfaz no resiste tracción (el suelo puede desprenderse o separarse de la interfaz sin resistencia). Los autores concuerdan que el valor de la rigidez de corte es uno de los parámetros que más trabajo requiere en su determinación desde el punto de vista físico (e.g. Green and Ebeling, 2003).

Como fue mencionado anteriormente, el comportamiento en la interfaz depende de algunos factores, como por ejemplo, la rugosidad de la superficie. El caso analizado en esta tesis corresponde a la materialización del contacto entre los suelos ensayados y una superficie cilíndrica de acrílico. La superficie es completamente lisa y el permeámetro es considerado infinitamente rígido para los niveles de tensiones considerados.

### **5.5.1. Determinación del Ángulo de Fricción de interfaz, $\delta$**

Extensa información respecto de este parámetro fue encontrada en la literatura. Dependiendo del tipo de interfaz, en especial de la rugosidad de la superficie de contacto, se obtienen distintos valores del ángulo de fricción.

Cuando se estudian superficies rugosas o que tienen un alto coeficiente de fricción estático, los valores se encuentran en el rango de 0.65 a 1.00 veces el ángulo de fricción interna del suelo (Potyondy, 1961; Clough and Duncan, 1971; Acar et al., 1982; Uesugi and Kishida, 1986a; Boscher and Ortiz, 1987; Uesugi et al., 1988; Hryciw and Irsyam, 1993; Evgin and Fakharian, 1996; Filz and Duncan, 1997; Gómez et al., 2000a; Green and Ebeling, 2003; Abdullah, 2005).

Cuando se estudian superficies lisas, que en la literatura son en su mayoría de acero liso, los valores son notablemente menores a los antes expuestos. Se puede definir una banda que contenga los valores encontrados del ángulo de fricción de la interfaz entre 0.40 y 0.65 veces el ángulo de fricción interna del suelo (Potyondy, 1961; Acar et al., 1982; Abdullah, 2005). Valores menores podrían ser alcanzados si las superficies se consideran perfectamente lisas.

En la Tabla 5.11 se muestra un cuadro comparativo entre superficies rugosas (concreto, madera, acero dentado, etc.) y superficies lisas (acero liso). Se muestran los rangos de valores determinados por los autores antes mencionados y, finalmente, el rango tentativo en que se mueven los valores de la razón de los ángulos de fricción para cada tipo de superficie, que será considerado en el análisis numérico de esta tesis.

La interfaz utilizada en los ensayos de laboratorio corresponde al contacto entre el suelo y el cilindro de 1.3 cm. de espesor de acrílico que lo contiene. La superficie tiene un coeficiente de fricción estático muy bajo y es muy lisa. No obstante, al momento de realizar ensayos entre este material y un suelo, y luego de la aplicación de las tensiones verticales en la placa superior, el acrílico podría sufrir daños en su superficie interna, pasando de una condición de superficie lisa a una ligeramente rugosa. Por ende, el valor de la razón de los ángulos de fricción se puede definir entre los rangos estipulados en la tabla anterior. En FLAC se utilizará el valor del ángulo de fricción de la interfaz de  $\delta = 0.80 \cdot \phi'$  (en el capítulo de sensibilidad se mostrarán las diferencias de valores obtenidos cuando se escogen distintos valores del ángulo de fricción). Valores inferiores a los mostrados en la Tabla 5.11 no son aplicables.

**Tabla 5.11: Rango de valores de la razón del ángulo de fricción de la interfaz y del ángulo de fricción interna del suelo. Recopilación bibliográfica.**

	<b>Superficies Rugosas</b>	<b>Superficies Lisas</b>
<b>Autores</b>	$\delta/\phi'$	$\delta/\phi'$
Potyondy (1961)	0.77 - 1.00	0.54 - 0.64
Clough and Duncan (1971)	0.83	-
Acar et al. (1982)	0.78 - 0.90	0.40 - 0.48
Uesugi and Kishida (1986a)	1.00	-
Hryciw and Irsyam (1993)	1.00	-
Evgin and Fakharian (1996)	0.66	-
Filz and Duncan (1997)	0.80	-
Green and Ebeling (2003)	0.72	-
Abdullah (2005)	0.95	0.41 - 0.50
<b>Rango</b>	<b>0.65 - 1.00</b>	<b>0.40 - 0.65</b>

### 5.5.2. Determinación de Rigidez normal y Rigidez de corte

Como es posible apreciar, la literatura sugiere determinar la rigidez del contacto entre el medio granular y una superficie cualquiera a partir de estimaciones de modelos analíticos que dependen sin duda de una cantidad no menor de otros parámetros. Estos son, por una parte,

poco conocidos y, por la otra, podrían entregar una incertidumbre no menor en el valor final de estos parámetros. Itasca (2005) propone como regla un valor máximo para el cálculo del resorte de rigidez igual a 10 veces la rigidez del elemento de la zona vecina más rígida. La forma de la ecuación es la expuesta en el capítulo de FLAC (ver expresión 4.31). De acuerdo a los parámetros elásticos de los suelos de Transición (T) y del Núcleo (C) obtenidos anteriormente, y de acuerdo al espesor del elemento de suelo contiguo a la interfaz, se podrá determinar para cada suelo los valores límites según esta recomendación.

De acuerdo al arreglo geométrico y espacial de las zonas en el modelo numérico, se estima que el elemento que se encontrará en contacto con el permeámetro tenga un espesor  $\Delta z_{\min}$  cercano a 1 cm. En el cálculo del valor del resorte de rigidez hay que recordar que cada tipo de suelo sometido a distintas tensiones verticales puede alcanzar distintos valores de E y  $\nu$  (ver Tablas 5.7 y 5.8). Esto generaría distintos valores del resorte de rigidez para cada situación, dificultando la modelación numérica. Para simplificar el análisis computacional se escogerá como valor máximo a utilizar en el programa, una cota inferior de los valores calculados. Esto va en total acuerdo con lo que estipula Itasca (2005) donde el valor a utilizar de rigidez debe ser menor que los valores calculados para las rigideces relativas de un suelo.

La regla sugerida por FLAC se utiliza en esta tesis para calibrar el parámetro inicial de la rigidez normal de la interfaz. En la Tabla 5.12 se muestran los valores que alcanzaría en cada situación. El valor máximo del resorte de rigidez normal escogido será igual a  $1 \times 10^3 \text{ kg/cm}^3$  (menor que aquellos mostrados en la Tabla 5.12), que equivale a  $1 \times 10^{10} \text{ Pa/m}$ . La calibración de este parámetro según el esfuerzo aplicado en la superficie de cada probeta se muestra en el acápite 6.

**Tabla 5.12: Valores de los resortes de rigidez normal para cada suelo**

	Unidad	Transición F.C. = 0%	Transición F.C. = 5%	Núcleo F.C. = 20%	Núcleo F.C. = 30%
<b>Tipo de flujo</b>	-	Desc.	Desc.	Asc.	Asc.
<b>Módulo de Corte mínimo</b>	[kg/cm <sup>2</sup> ]	240	260	230	130
<b>Módulo Volumétrico asociado</b>	[kg/cm <sup>2</sup> ]	470	500	450	250
<b>Resorte de rigidez normal máximo</b>	[kg/cm <sup>3</sup> ]	7,9E+03	8,5E+03	7,6E+03	4,2E+03

En lo que a rigidez de corte respecta, el alcance de la regla de Itasca recién enunciada, podría no ser suficiente ya que la interfaz es en este caso fundamental para considerar la pérdida de esfuerzos verticales en el modelo. Su comportamiento en el software es de tipo plástico



perfecto, siendo la pendiente de la parte elástica del gráfico tensión – deformación el valor de la rigidez de corte (ver Figura 5.38). Para calibrar este valor, Green and Ebeling (2003) utilizaron el método hiperbólico que entrega buenos resultados.

Debido a que no se tienen ensayos de corte de los suelos de W.A.C. Bennet sobre la superficie de acrílico, se realizará una calibración del parámetro por medio de ajustes tensionales en FLAC, teniendo como objetivo principal alcanzar los valores de esfuerzo medidos en la placa superior e inferior del permeámetro de grandes dimensiones (Moffat, R, 2005). Es decir, las tensiones aplicadas en superficie y la pérdida de esfuerzos debido al roce producido entre el suelo y el manto interno del permeámetro, permiten generar tensiones en la base de la probeta, las cuales se deben ajustar a los datos experimentales. Este será el criterio utilizado para la elección del valor de la constante de rigidez de corte de la interfaz.

Como consideración final, se debe recordar que los valores del resorte de rigidez en ensayos de corte dependen de la tensión normal a la que se efectúa cada ensayo. Es decir, a mayor tensión normal mayor debiera ser el valor de la rigidez esperada (ver Figura 5.38). Es razonable pensar que la tensión normal a la pared del permeámetro no es constante a lo largo de la probeta, por lo que se debieran considerar diferentes valores de rigidez de corte a lo largo del contacto que varían en cada etapa de sollicitación y en profundidad. Debido a que FLAC necesita un solo valor de la constante de rigidez al corte, definida previo a la inicialización de tensiones, la calibración entregará un valor promedio que esté de acuerdo con las tensiones medidas en los extremos de la probeta en laboratorio. En el capítulo 6 se deduce para cada suelo el valor de  $k_s$ .

### **5.5.3. Determinación del Ángulo de Dilatancia, $\psi$**

De acuerdo a los documentos consultados, la dilatancia ocurre cuando se somete el sistema a esfuerzos de corte en interfaces donde están en contacto arenas densas con concreto o acero (Peterson et al., 1976). Las deformaciones por dilatancia se producen en una banda en el suelo (*shear band*) cuando se somete al suelo a esfuerzos de corte sobre superficies rugosas, obteniendo valores del ángulo de fricción menor o igual al ángulo de fricción interna (Uesugi and Kishida, 1986a; Boscher and Ortiz, 1987; Uesugi et al., 1988; Hryciw and Irsam, 1993). Cuando se tienen en contacto suelos no cohesivos con superficies lisas, el desplazamiento normal en la superficie es casi imperceptible (Uesugi et al., 1988) y, por ende, la dilatancia no se manifiesta notoriamente en dicha situación. Por otro lado, si existen desplazamientos normales relativos notorios entre el suelo y una superficie de contacto rugosa, a medida que aumenta la magnitud

del valor del resorte de rigidez normal, disminuye la dilatancia experimentada en la interfaz (Evgin and Fakharian, 1996). Gomez et al. (2000a) no visualizaron banda de corte en el suelo cuando es solicitado sobre una superficie lisa.

De lo anterior se puede deducir que, por un lado, los suelos solicitados sobre superficies rugosas muestran generalmente dilatancia debido a la alta densidad relativa del suelo y a que el corte se produce en la masa de suelo y no en la superficie de contacto propiamente tal y, por el otro, si el suelo se encuentra en contacto sobre superficies lisas, puede o no mostrar dilatancia dependiendo de su densidad relativa, tensión normal aplicada y valor del resorte de rigidez normal. Así, para una superficie relativamente lisa, densidad relativa media y valor del resorte de rigidez alto, el valor del ángulo de dilatancia será muy pequeño comparado a los valores de la dilatancia en superficies rugosas.

Evgin and Fakharian (1996) encontraron que la variación de la dilatancia en la interfaz depende del valor del módulo de rigidez normal aplicado (ver Figura 5.36). Del gráfico de deformación vertical en función de la deformación de la interfaz, se puede deducir que, para una tensión de 100 kPa aplicados sobre el sistema, la dilatancia disminuye de 25° a 9° cuando el valor de rigidez normal de la interfaz aumenta de 0 kPa/m a  $1.2 \times 10^6$  kPa/m. Por ende, para rigideces mayores a las estudiadas en dicha ocasión, el ángulo de dilatancia no debiera exceder los 5° cuando las condiciones de densidad del suelo y tensión normal aplicada son altas.

Considerando las restricciones de borde del problema que presenta el sistema de filtraciones a modelar en esta tesis, se estudiará la variación de los resultados cuando se considera un ángulo de dilatancia lo suficientemente pequeño o nulo en la calibración de las rigideces.

## 5.6. Determinación de otros Parámetros solicitados

### 5.6.1. Permeámetro

El cilindro que contiene al suelo es un tubo de acrílico de 1 m de longitud, con un diámetro interno de 279 mm y un espesor de 13 mm. Debido a las placas superior e inferior y a la instrumentación que es necesaria colocar en él, el cilindro permite sólo ensayar muestras entre 30 y 60 cm de longitud. Los datos necesarios para el programa son el módulo Volumétrico

$K_{perm}$ , el módulo de Corte  $G_{perm}$ , y su densidad  $\gamma_{perm}$ .

El permeámetro se considerará como un elemento prácticamente indeformable debido a la existencia de brazaletes metálicos que disminuyen su deformación radial. En esta modalidad los valores requeridos no incidirían en el análisis. Sin embargo, si se quisiera modelar una pared deformable, estos valores son relevantes en el cálculo.

El valor del módulo elástico del acrílico se encuentra en el rango de 2.24 a 3.29 GPa. Se utilizará el promedio, igual a 2.77 GPa (que equivale a 28240 kg/cm<sup>2</sup>). Si se considera un módulo de Poisson de 0.25 y utilizando las relaciones elásticas, el valor del módulo Volumétrico y módulo de Corte serán:

$$K_{perm} = 1.847 \text{ GPa} = 18830 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{perm} = 1.108 \text{ GPa} = 11290 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, el valor de la densidad del acrílico se encuentra en el rango de 1.40 – 1.46 g/cm<sup>3</sup>.

Utilizando nuevamente el promedio, se obtiene que la densidad es igual a 1.43 g/cm<sup>3</sup>.

### 5.6.2. Elementos adicionales: Gravedad y Fluido

Los elementos externos que participan en el problema, además del suelo y el permeámetro, son el fluido y la gravedad.

El fluido, en este caso, corresponde a agua corriente, la cual cumple uno de los roles más importantes dentro del análisis. Los valores que FLAC requiere para efectuar el análisis son su módulo volumétrico  $K_{agua}$  y su densidad  $\gamma_{agua}$ . El módulo volumétrico del agua es muy grande ya que es un elemento no compresible, es decir, no cambia su volumen frente a sollicitaciones externas.

El módulo volumétrico del agua pura a temperatura ambiente es  $K_{agua} = 2.18 \text{ GPa} = 22210 \text{ kg/cm}^2$ . Por su parte, la densidad es igual a 1 gr/cm<sup>3</sup>.

La fuerza de gravedad tiene asignado un valor universal, igual a 9.81 m/s<sup>2</sup>.

## 6. Estudio de estabilidad suelos de Transición y Núcleo

### 6.1. Aplicación de métodos de la literatura

En la revisión bibliográfica, se presentaron un sinnúmero de autores que entregan métodos analíticos y empíricos para determinar si un suelo es o no inestable. Moffat, R (2005) efectuó análisis geométrico de estabilidad en suelos de Transición y Núcleo según dos autores: Kenney and Lau (1986) y Kezdi (1979). Para cada método encontró que ambos suelos, y para los distintos porcentajes de finos (0% y 5% para el de Transición, y 20% y 30% para el del Núcleo), son inestables. Se realizará, entonces, una actualización de los resultados obtenidos por Moffat, R. y se agregarán los análisis del resto de los autores mencionados en el capítulo 2.

#### 6.1.1. Métodos analíticos de susceptibilidad de erosión interna

##### 6.1.1.1. Istomina (1957) (ref. Kovács, 1981)

Es probable que el suelo sea susceptible a la migración de partículas si el Coeficiente de Uniformidad es mayor a 20. Esto se cumple para cada uno de los suelos estudiados en esta tesis (ver Tabla 5.4 y Clasificación Núcleo in-situ en página 146):

- Transición (C.F. = 0%):  $CU = 73 > 20$
- Transición (C.F. = 5%):  $CU = 85 > 20$
- Núcleo (C.F. = 20%):  $CU = 29 > 20$
- Núcleo (C.F. = 30%):  $CU = 33 > 20$
- Núcleo in-situ (C.F. = 31.7%):  $CU = 49 > 20$

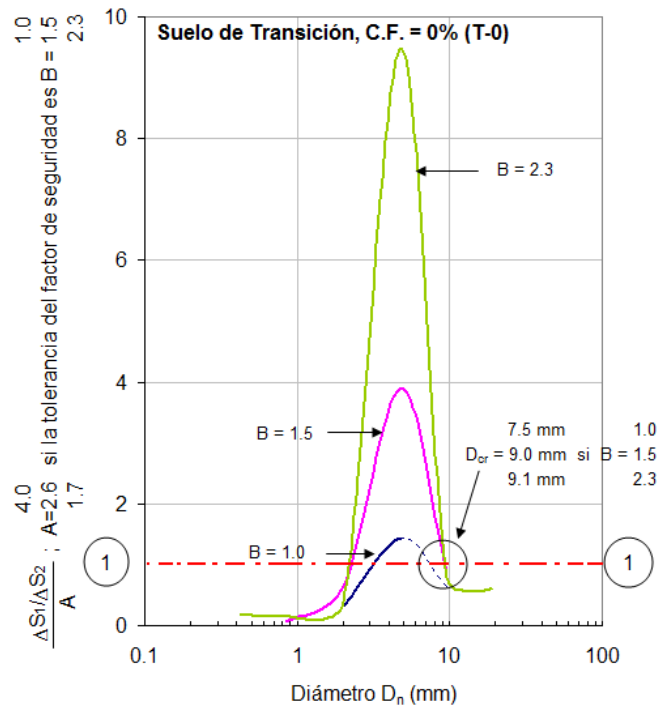
De acuerdo a esto, y considerando que el Coeficiente de Uniformidad aumenta el grado potencial de inestabilidad interna, los suelos se pueden ordenar en el siguiente ranking (de mayor a menor susceptibilidad a la erosión):

1. Transición (C.F. = 5%)
2. Transición (C.F. = 0%)
3. Núcleo in-situ (C.F. = 31.7%)
4. Núcleo (C.F. = 30%)
5. Núcleo (C.F. = 20%)

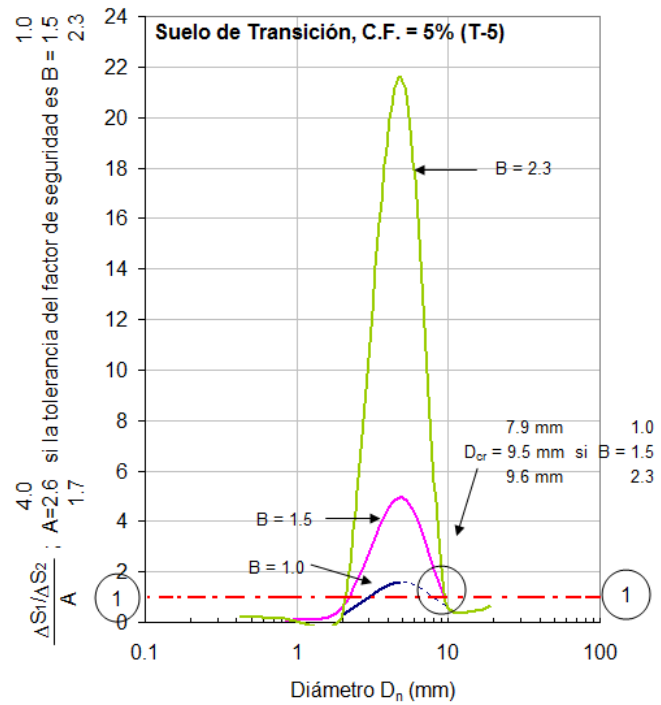
#### **6.1.1.2. Lubochkov (1965) (ref. Kovács, 1981)**

Según lo expuesto en el capítulo 2, la base teórica se basa en que las partículas finas que llenan los poros del esqueleto de un estrato de partículas gruesas pueden moverse a través de los vacíos. Esto se verifica con la forma de la curva granulométrica, específicamente apuntando al valor de la pendiente de la distribución granulométrica en cada intervalo. En particular, el rango de partículas que son susceptibles a la migración se encuentran cuando se satisface  $\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{A} > 1$ . Al analizar los suelos de Transición y Núcleo, es posible determinar que todos cuentan con rangos de valores críticos de diámetros de partículas. En este análisis, se usará una tolerancia del factor de seguridad igual a 1 (las planillas de cálculo pueden ser encontradas en la sección Anexos).

En el caso del suelo de Transición, es posible encontrar un rango de diámetro de partículas sueltos y que producirían, eventualmente, la migración de éstos desde la matriz. Para el caso del material sin contenido de finos (ver Figura 6.1), el rango de valores críticos es de 3.1 – 7.5 mm que coincide con el quiebre de la curva producto de la ausencia de material en dicho intervalo. Si se desea tener un factor de seguridad mayor, es posible determinar que el rango de partículas susceptibles aumenta, quedando entre 2.0 y 9.0 mm, aproximadamente. Por su parte, el material con un 5% de contenido de finos (ver Figura 6.2), el rango de valores crítico para un FS = 1, es igual a 3.5 – 7.9 mm, y para un FS mayor la zona susceptible se encuentra entre 2.2 – 9.6 mm.

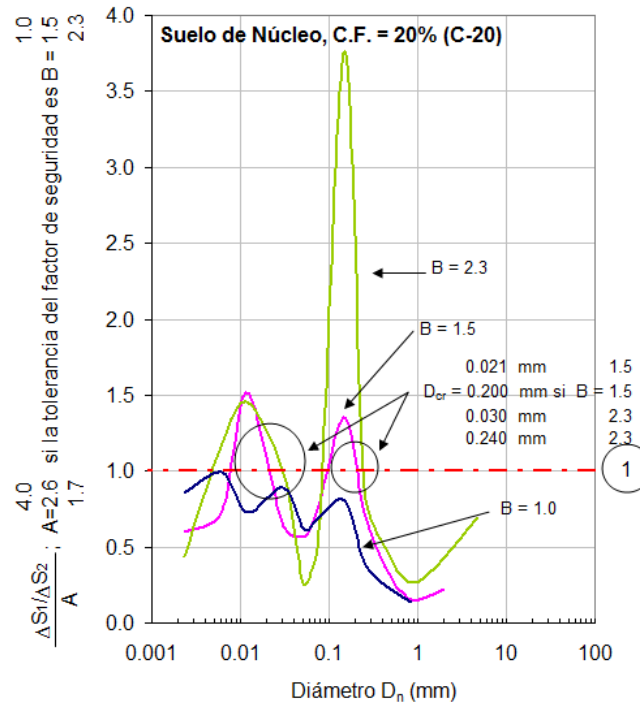


**Figura 6.1. Rango crítico de diámetros de partículas suelo de Transición sin finos (T-0), después de Lubochkov (1965)**

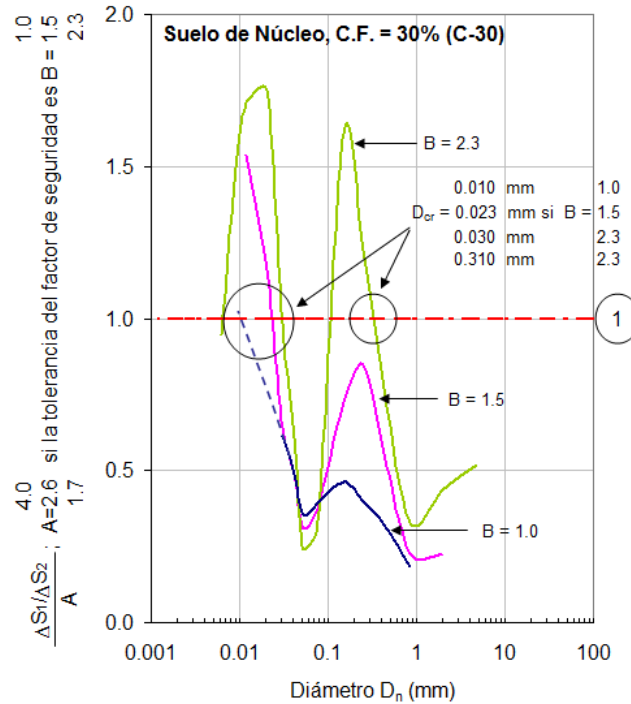


**Figura 6.2. Rango crítico de diámetros de partículas suelo de Transición con 5% de finos (T-5), después de Lubochkov (1965)**

Cuando se analiza el suelo del Núcleo con contenido de finos igual a 20% (ver Figura 6.3), se aprecia que para un factor de seguridad igual a 1, no existe un rango de partículas que cumplan  $\frac{\Delta S_1/\Delta S_2}{A} > 1$ . Sin embargo, para factores de seguridad mayores, existen rangos en los que esto queda invalidado, llegando a tener tamaños de partícula susceptibles a la migración iguales a 0.03 mm. Por otra parte, los resultados correspondientes al mismo material con un 30% de finos (ver Figura 6.4), indican una alta susceptibilidad de migración en la fracción fina, al extender esta curva (línea punteada): el rango crítico de partículas corresponde, para la tolerancia del factor de seguridad antes mencionada, a todos los diámetros menores a 0.01 mm. Si el rango se extiende a factores de seguridad mayores, toda la fracción arcillosa y los limos hasta los 0.03 mm (al igual que el material con 20% de finos) son susceptibles a ser lavados desde el medio poroso.



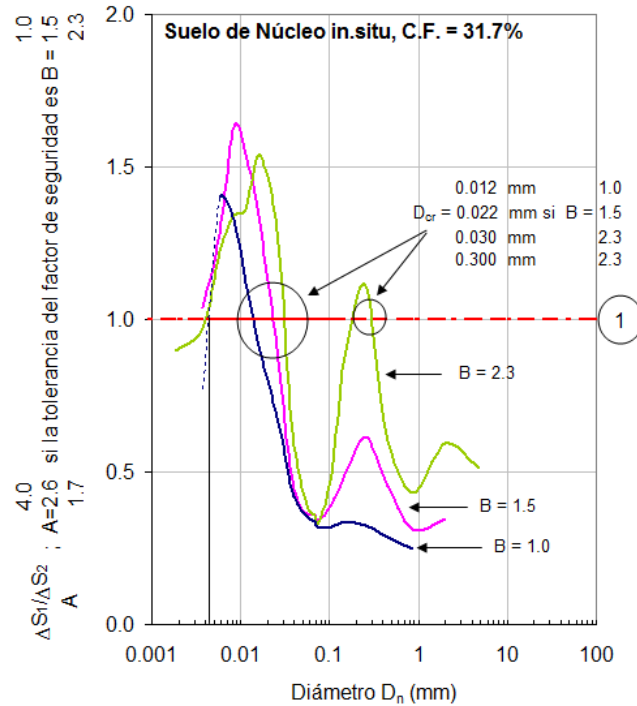
**Figura 6.3. Rango crítico de diámetros de partículas del suelo de Núcleo con 20% de finos (C-20), después de Lubochkov (1965)**



**Figura 6.4. Rango crítico de diámetros de partículas del suelo de Núcleo con 30% de finos (C-30), después de Lubochkov (1965)**

Para corroborar el resultado anterior, y debido a que hubo que extrapolar manualmente la curva correspondiente a la tolerancia del factor de seguridad igual a 1 (curva azul punteada de la Figura 6.4), se efectúa el mismo análisis a la muestra inalterada del Núcleo, rescatada del sondaje (Julio, A. (2009)). Ésta, con un contenido de finos de 31.7%, muestra exactamente que el rango de diámetro crítico de partículas tiene como cota superior un valor igual a 0.012 mm y, un límite inferior, extrapolando la tendencia de la curva, igual a un valor de 0.0042 mm. Es decir, casi la totalidad de la fracción arcillosa por debajo de 0.012 mm.





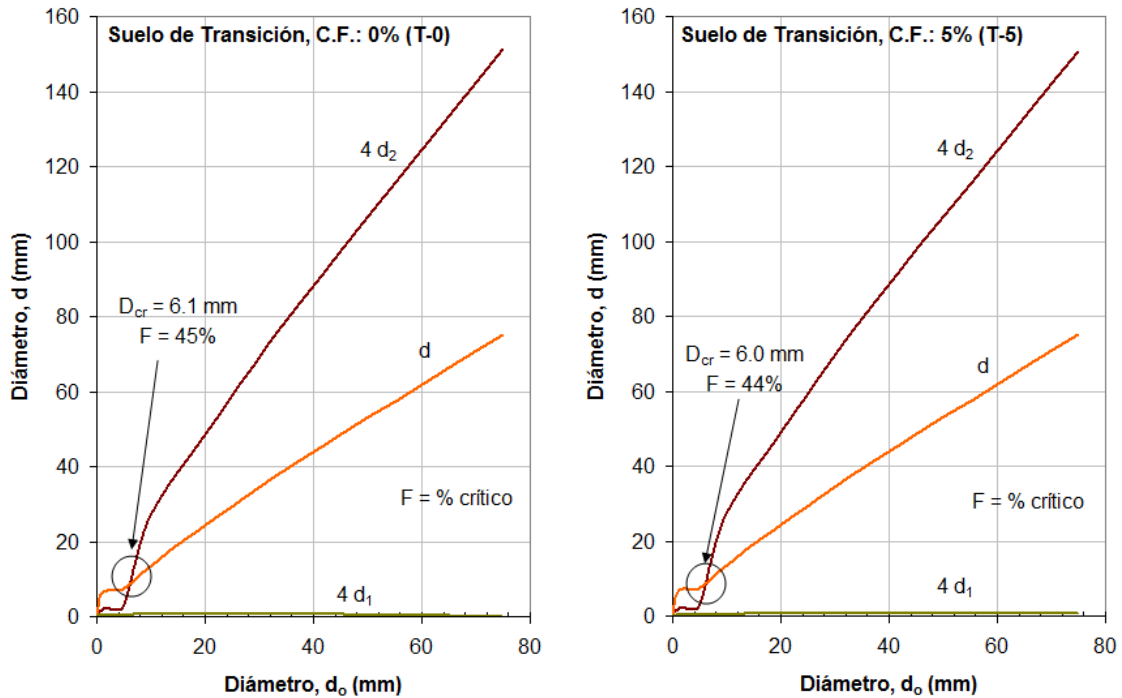
**Figura 6.5. Rango crítico de diámetros de partículas del suelo de Núcleo in-situ con 31.7% de finos, después de Lubochkov (1965)**

En definitiva, ambos suelos muestran susceptibilidad a la erosión interna. No obstante, en esta oportunidad no se puede efectuar un ranking como se hizo con el método anterior, pero se puede establecer que el suelo de Transición presenta partículas susceptibles de grandes dimensiones comparadas con la fracción arcillosa del material del Núcleo.

### 6.1.1.3. Kézdi (1976)

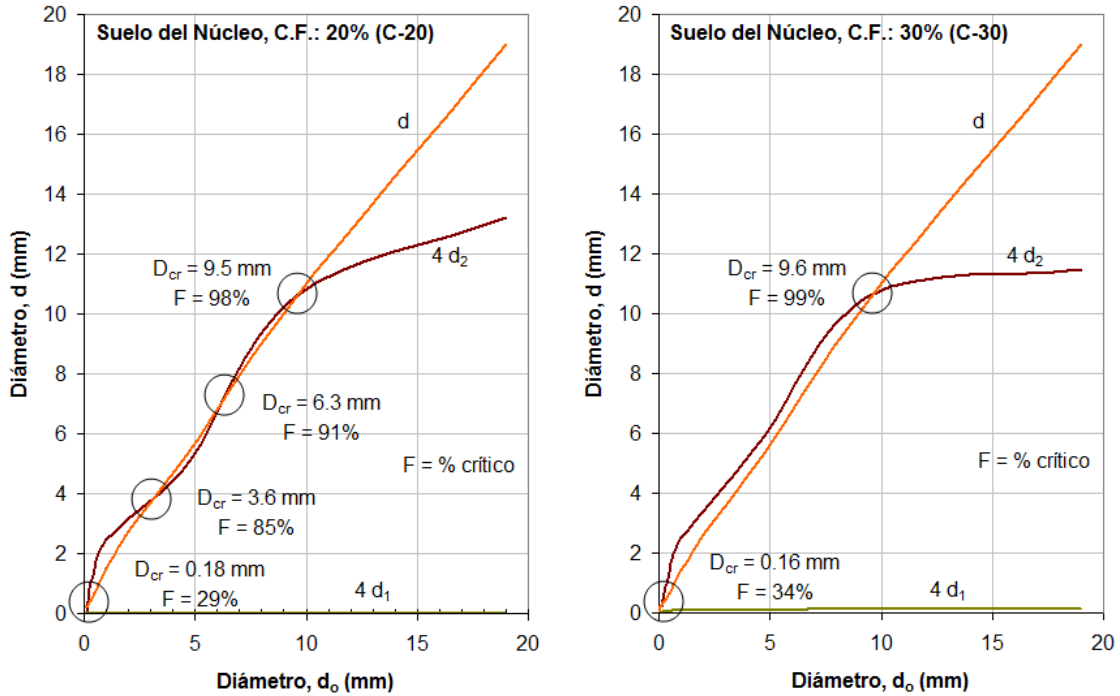
Kézdi utiliza como criterio la doble desigualdad de Terzaghi, basado en el estudio de la forma de la curva granulométrica, para determinar si el suelo presenta algún valor crítico del diámetro bajo o sobre el cual las partículas se encontrarían sueltas y podrían migrar desde la matriz. Lo anterior ocurre cuando la desigualdad no satisface el límite superior estipulado.

En el análisis de ambos suelo de Transición T-0 y T-5 (ver Figura 6.6), se determina que el valor de diámetro crítico se encuentra en los 6.0 mm. Es decir, todas las partículas bajo este valor podrían migrar a través de los intersticios de la matriz. El porcentaje que pasa asociado a dicho diámetro es un 45% del total de la muestra.



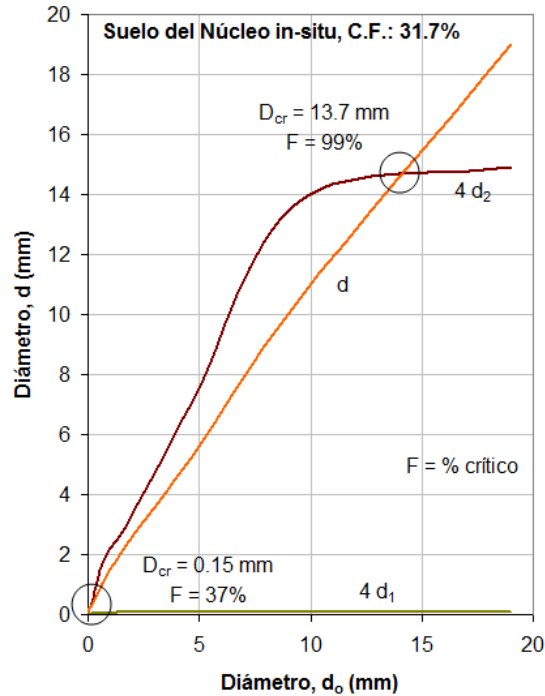
**Figura 6.6. Diámetro crítico de partículas del suelo de Transición sin contenido de finos (T-0), izquierda, y con 5% de finos (T-5), derecha, después de Kèzdi (1976)**

En el caso del suelo del Núcleo con contenido de finos igual a 20 y 30% (ver Figura 6.7), se encontraron ambigüedades que luego son descartadas por material in-situ extraído de la presa. En primera instancia, el material con 20% de finos presenta varios cruces de las curvas  $d$  y  $4d_2$ , sugiriendo 3 rangos de diámetros de partículas predominantes donde se produciría inestabilidad interna. Estos comprenden las partículas con diámetros menores a 0.18 mm, las que se encuentran entre 3.6 y 6.3%, y finalmente las que se encuentran por sobre los 9.5 mm. Al analizar el suelo con un 30% de finos (C-30), estos rangos se convierten en uno solo, no satisfaciendo así el límite superior de Terzaghi para partículas menores a 0.16 mm y para partículas mayores a 9.6 mm. Los porcentajes asociados a los diámetros críticos encontrados son mostrados en las mismas ilustraciones de la Figura 6.7.



**Figura 6.7. Diámetro crítico de partículas del suelo del Núcleo con un 20% de finos (C-20), izquierda, y con un 30% de finos (C-30), derecha, después de Kèzdi (1976)**

Finalmente, y a modo comparativo, se analiza el suelo del Núcleo con contenido de finos igual a 31.7%, muestra representativa del sondaje hecho en la represa WAC Bennett (ver Figura 6.8). Al igual que en el caso del material del Núcleo con 30% de finos, se encontraron 2 diámetros críticos. En esta oportunidad el método presenta diámetros similares, encontrando que no se satisface el límite superior de Terzaghi para partículas menores a 0.15 mm y para partículas mayores a 13.7 mm.



**Figura 6.8. Diámetro crítico de partículas del suelo del Núcleo in-situ con un 31.7% de finos, después de Kèzdi (1976)**

#### 6.1.1.4. Kovács (1981)

Este análisis muestra si el esqueleto del suelo presenta un diámetro crítico,  $D_{cr}$ , bajo el cuál las partículas son susceptibles a la migración desde la matriz porosa, dado por la intersección de las curvas  $d_0$  y  $D_{85}^k$ , y efectúa la verificación de estabilidad completa del esqueleto mediante la comparación de las curvas  $\eta^v$  y  $\eta_{máx}$ . Si el valor de intersección de estas últimas dos curvas, denominado  $D_0$ , es menor que el valor crítico determinado,  $D_{cr}$ , entonces no se espera inestabilidad interna, sino que global o completa del suelo analizado.

Los parámetros utilizados en el análisis de las curvas de los suelos de Transición, se han escogido de acuerdo a lo siguiente:

- La porosidad ha sido determinada de acuerdo al índice de vacíos del material en los ensayos de permeabilidad en el Laboratorio de UBC, igual a 0.38.

- El valor del coeficiente de forma,  $\alpha$ , es definido por Kovács (ref. págs. 40 – 42, Fig. 1.2-2) para gravas, se encuentra en un rango de 7 – 11. Se escoge  $\alpha = 9.5$ , que corresponde a materiales de origen fluvial y/o marinos.

Los resultados del material de Transición sin contenido de finos (T-0) se muestran en la Figura 6.9. A pesar de no ser visiblemente evidente, numéricamente se obtiene que los diámetros críticos son igual a 0.20 mm, correspondiente a aproximadamente un 15% en peso de la muestra total, y a 14.0 mm. Se estima que sólo las partículas menores a 0.20 mm podrían migrar desde la matriz porosa. No obstante, y de forma notoria, la curva de porosidad del esqueleto,  $\eta^v$ , es mayor que la curva de porosidad máxima,  $\eta_{máx}$ , catalogando al suelo como potencialmente inestable desde el punto de vista global.

Los resultados del material de Transición con un 5% de finos (T-5) se muestran en la Figura 6.10. Los resultados son similares a los obtenidos en el caso anterior, con diámetros críticos de 0.18 mm y 14.5 mm. En esta oportunidad se estima que sólo las partículas menores a 0.18 mm podrían migrar desde la matriz porosa. Este material también es susceptible a inestabilidad global.

Por su parte, los parámetros utilizados en el análisis de las curvas de los materiales del Núcleo, se han escogido de acuerdo a lo siguiente:

- La porosidad ha sido determinada de acuerdo al índice de vacíos del material en los ensayos de permeabilidad en el Laboratorio de UBC, igual a 0.31.
- El valor del coeficiente de forma,  $\alpha$ , es definido por Kovács (ref. págs. 40 – 42, Fig. 1.2-2) para arenas, se encuentra en un rango de 9 – 11. Se escoge el promedio, igual a 10.0, que coincide con el peak de distribución de coeficientes de forma que se entregan en su publicación para materiales fluviales.

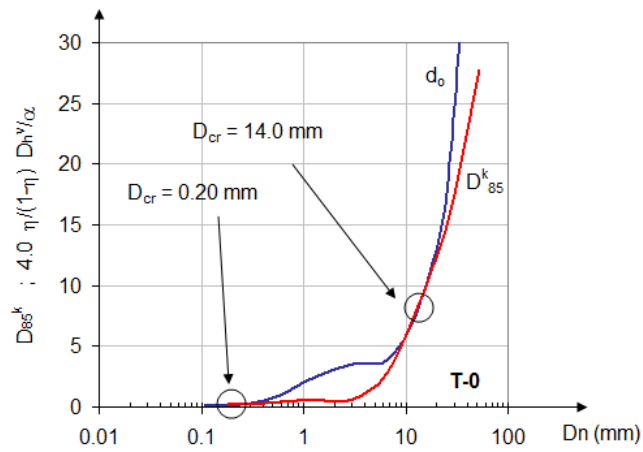
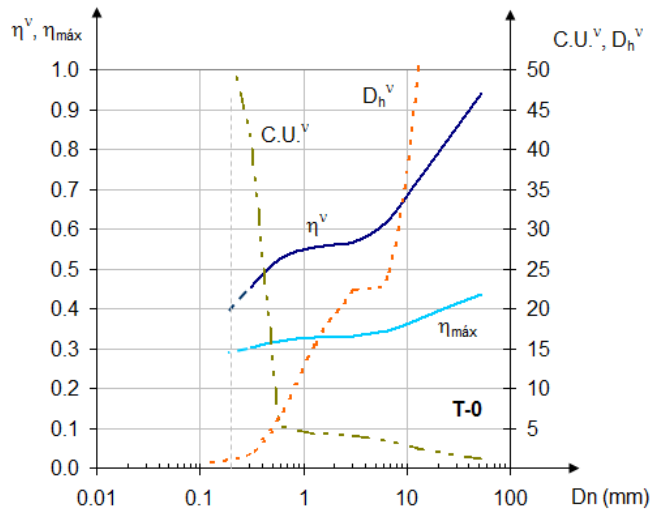
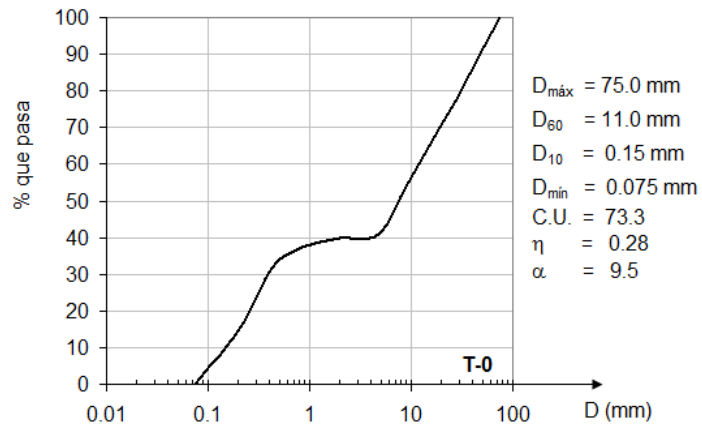
Los resultados del Núcleo con un contenido de finos de 20%, se indican en la Figura 6.11. Este material muestra un rango completo en el que las partículas son susceptibles a la migración, pudiendo causar inestabilidad interna. Este rango de tamaños de partículas varía entre 0.15 y 0.65 mm. Sin embargo, se cumple nuevamente que la curva de porosidad del esqueleto, supera excesivamente a la de porosidad máxima, es decir,  $\eta^v > \eta_{máx}$ . En consecuencia, este suelo también es potencialmente inestable desde el punto de vista global.

Los resultados del material de Núcleo con un 30% de finos, se ilustran en la Figura 6.12. A diferencia del material con 20% de finos, este muestra un diámetro crítico donde las curvas se cruzan, igual a 0.54 mm. Sin embargo, se estima que este diámetro no es crítico ya que la curva  $D_{85}^k$  se mantiene consistentemente por debajo de la curva  $d_0$ . No obstante, el material es potencialmente inestable desde el punto de vista global.

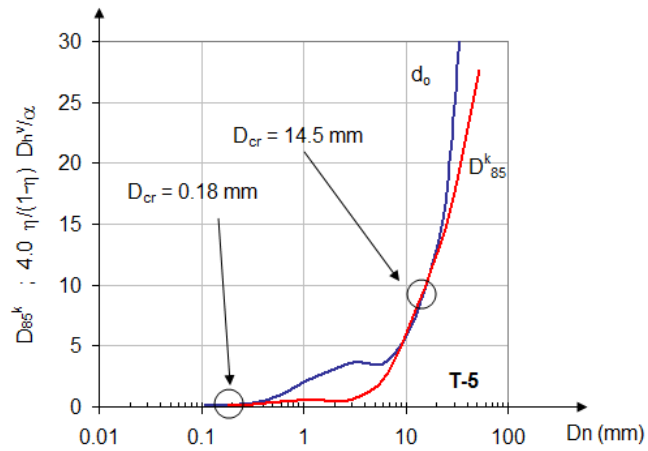
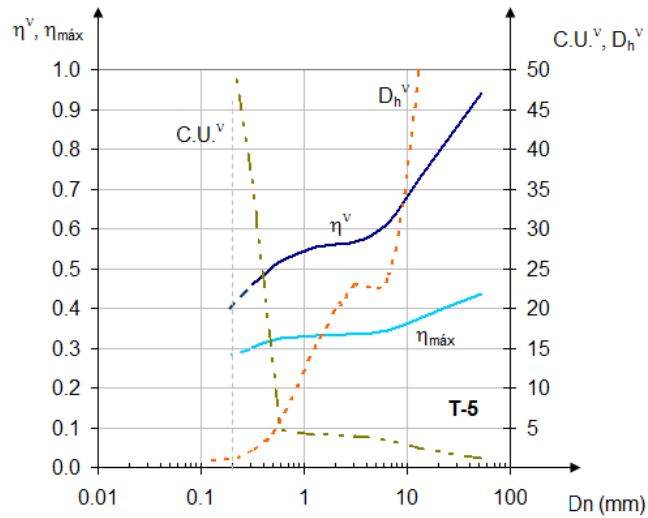
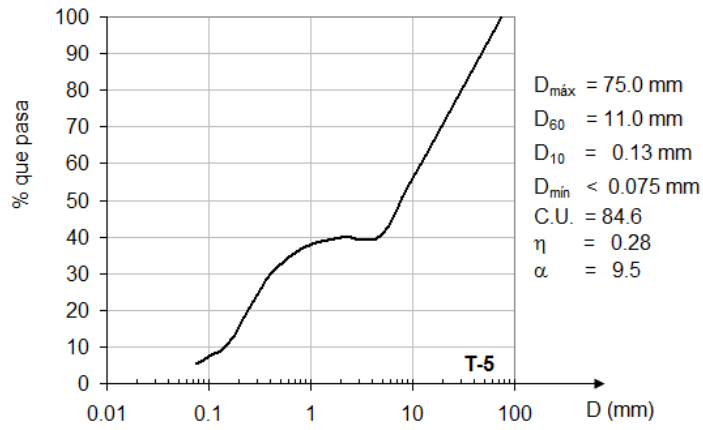
Para corroborar la inexistencia de un diámetro crítico en el material con 30% de finos, se efectúa el análisis al material inalterado de Núcleo obtenido del sondaje en UBC (ver Figura 5.17), con contenido de finos de 31.7%. La Figura 6.13 indica, en definitiva, que no existe un diámetro crítico asociado al suelo que ha sido colocado en la presa, pero nuevamente se cumple que  $\eta^v > \eta_{máx}$ . Se reafirma la conclusión anterior: el suelo tipo Núcleo tiene un potencial de inestabilidad general o global.

Como observación a las gráficas de las Figuras 6.9 a 6.13, se destaca el hecho que las comparaciones entre curvas de porosidad máxima y porosidad del esqueleto son efectuadas para todo tamaño de partículas mayores a 0.2 mm, rango para el que la expresión de la porosidad máxima,  $\eta_{máx}$ , es independiente del diámetro de partículas. En este aspecto, no se advierte en los apuntes de Kovács una expresión para  $\eta_{máx}$  en el rango inferior a 0.2 mm, lo cual se espera ayudaría a encontrar el diámetro para el cual los finos dejan de tomar carga y, por ende, quedarían libres para migrar desde la matriz.

En definitiva, no se puede efectuar un ranking de susceptibilidad ya que sólo se ha podido corroborar mediante este método que los materiales son altamente susceptibles a falla global. No obstante, el material perteneciente al Núcleo con un 30 y 31.7% de finos no mostraron un diámetro bajo el cual sea viable la migración de partículas finas.

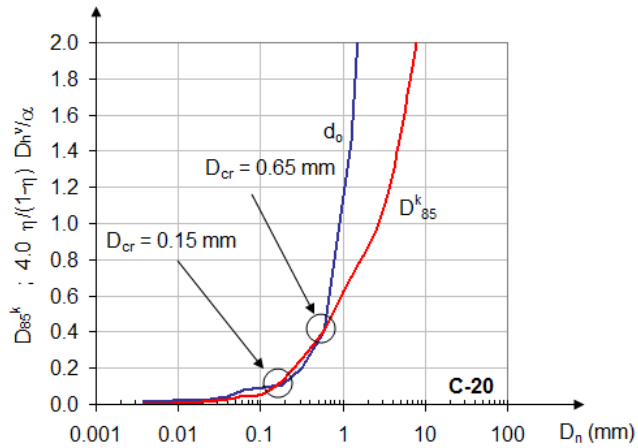
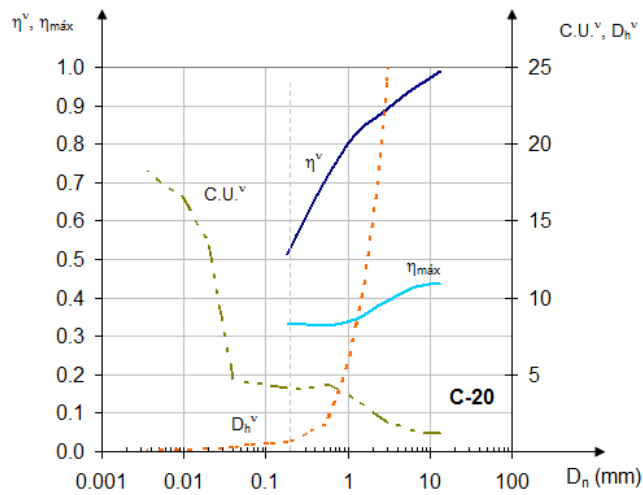
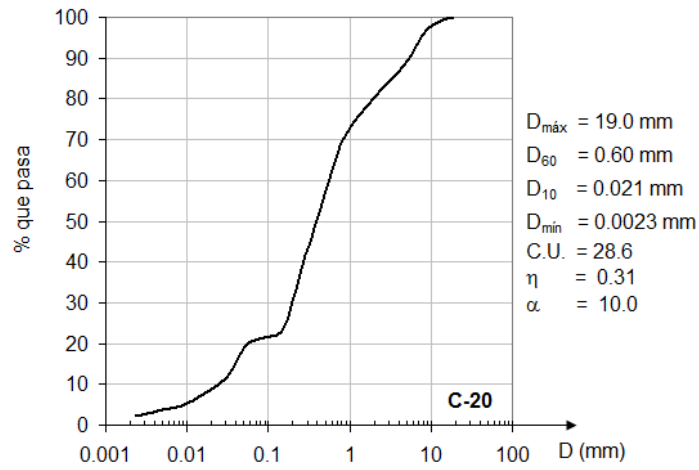


**Figura 6.9. Diámetro crítico de partículas del suelo de Transición sin contenido de finos (T-0), después de Kovács (1981)**

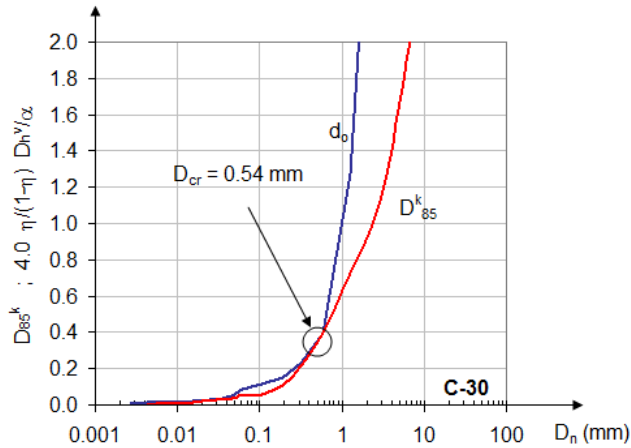
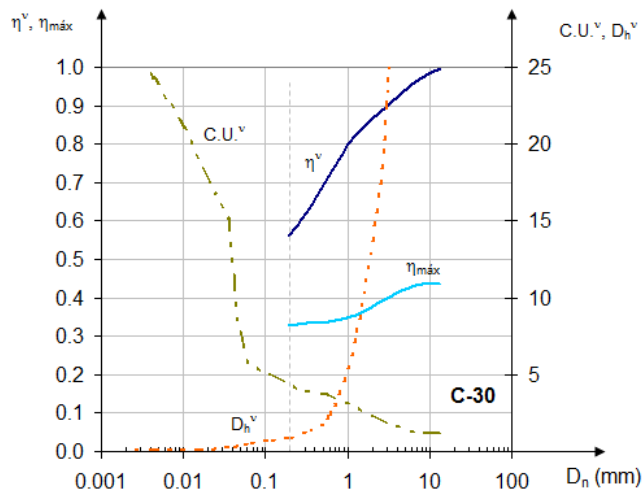
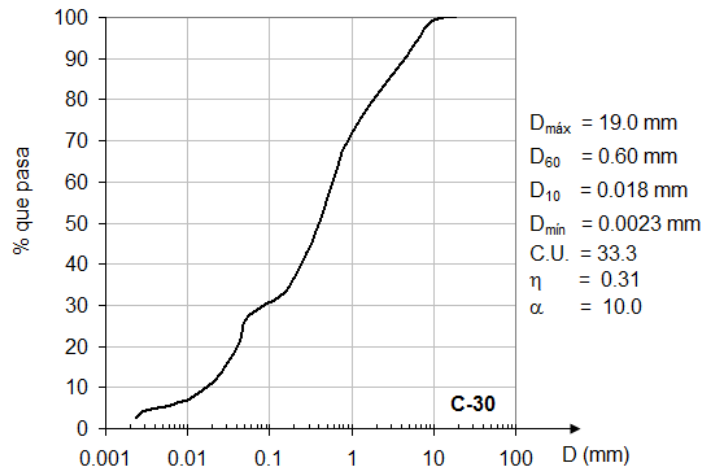


**Figura 6.10. Diámetro crítico de partículas del suelo de Transición con 5% de finos (T-5), después de Kovács (1981)**

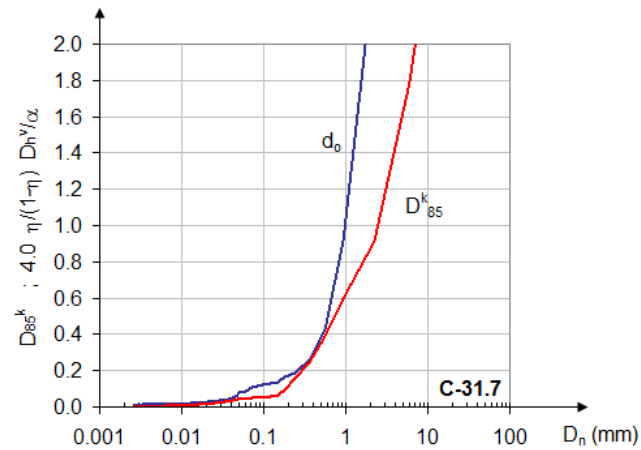
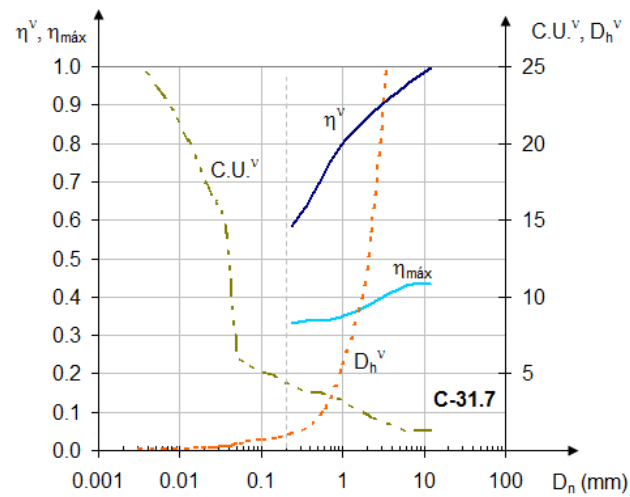
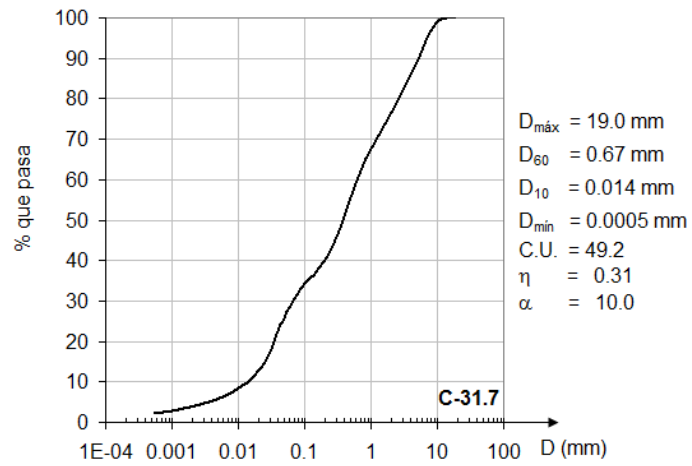




**Figura 6.11. Diámetro crítico de partículas del suelo de Núcleo con un 20% de contenido de finos (C-20), después de Kovács (1981)**



**Figura 6.12. Diámetro crítico de partículas del suelo de Núcleo con un 30% de contenido de finos (C-30), después de Kovács (1981)**



**Figura 6.13. Diámetro crítico de partículas del suelo de Núcleo in-situ con un 31.7% de contenido de finos (C-31.7), después de Kovács (1981)**

### 6.1.1.5. Kenney and Lau (1985, 1986)

Este método muestra si el suelo es inestable en su totalidad, utilizando el límite de graduación para suelos densos, donde  $H = F$ . El suelo será estable si se cumple que  $H > F$  para  $F < 0.3$ . Es posible ver gráficamente en la Figura 6.14 que ninguno de los suelos analizados cumple lo anterior. Solo el suelo perteneciente al Núcleo con 20% de finos (C-20) en su parte inicial se encuentra por sobre  $H = F$ . No obstante, tiene una caída muy brusca, asociada principalmente al porcentaje de partículas finas. En conclusión, este método establece que todos los suelos son internamente inestables.

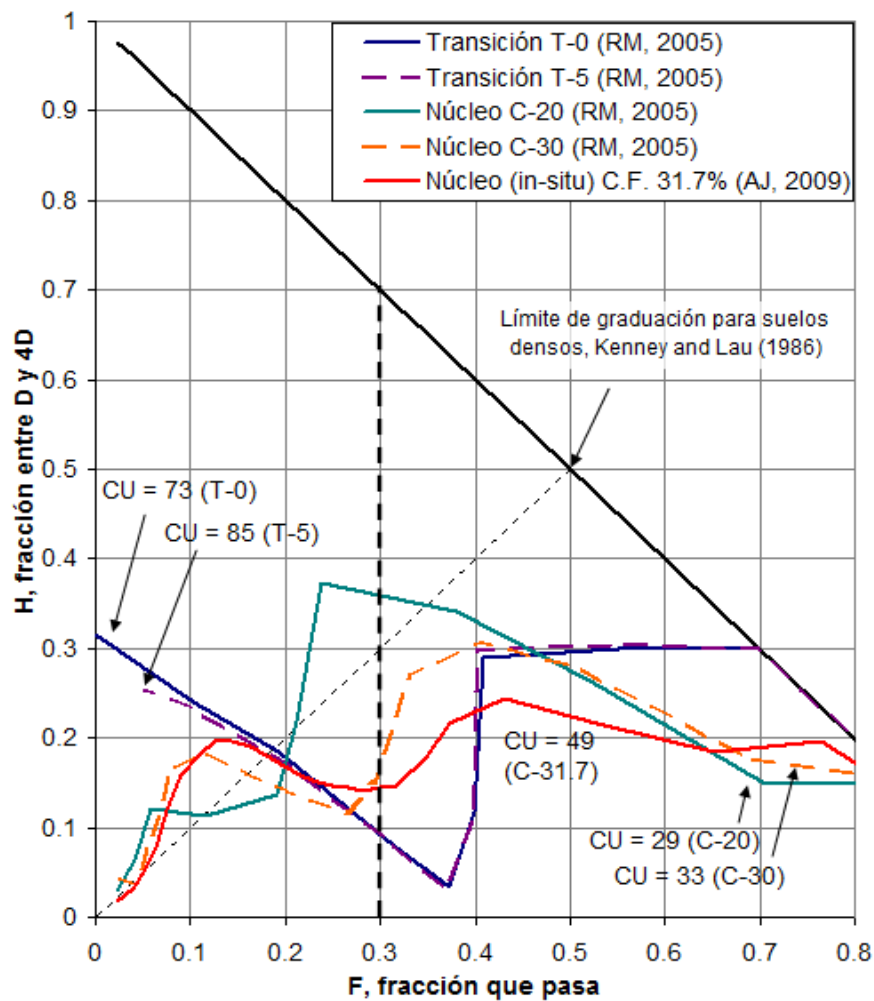
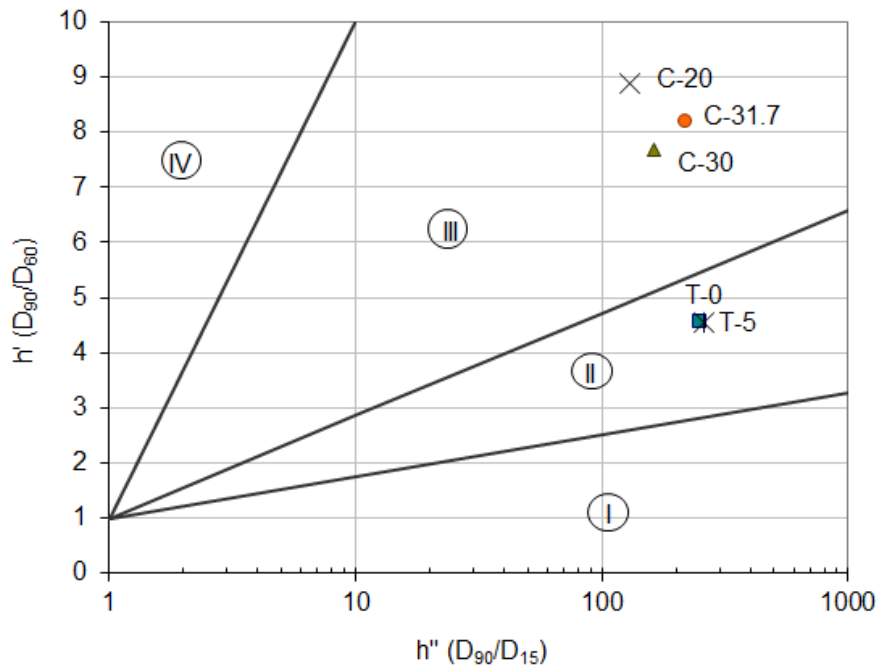


Figura 6.14. Análisis de estabilidad de muestras de suelo de Transición y Núcleo, después de Kenney and Lau (1981)

## 6.1.2. Métodos empíricos

### 6.1.2.1. Burenkova (1993)

Este método se basa en 22 ensayos sobre suelos con tamaño máximo de partículas de 100 mm. Subdividido en zonas, y dependiendo de las razones entre diámetros característicos,  $h' = D_{90}/D_{60}$  y  $h'' = D_{90}/D_{15}$ , la Figura 6.15 muestra qué suelo es internamente estable: zona II corresponde a suelos no erosionables; las zonas I y III, a suelos erosionables bajo ciertas condiciones hidráulicas; y la zona IV, a suelos compuestos artificialmente. Aquí, y a diferencia de los métodos resueltos hasta ahora, se muestra que los suelos de Transición T-0 y T-5 son internamente estables.



**Figura 6.15. Análisis de estabilidad de muestras de suelo de Transición y Núcleo, después de Burenkova (1993)**

Es posible efectuar un ranking de inestabilidad de acuerdo a la zona y a la proximidad en que se encuentran de fronteras estables (de mayor a menor susceptibilidad):

1. Núcleo (C.F. = 20%)
2. Núcleo in-situ (C.F. = 31.7%)
3. Núcleo (C.F. = 30%)
4. Transición (C.F. = 0%)
5. Transición (C.F. = 5%)

#### **6.1.2.2. Wan and Fell (2004 y 2008)**

Mediante un análisis probabilístico muestran un método modificado de Burenkova que especifica con qué probabilidad el suelo será inestable. Las fronteras dependen de una variable aleatoria  $Z$  que es función de los diámetros característicos  $h' = D_{90}/D_{60}$  y  $h'' = D_{90}/D_{15}$ . En las figuras 6.16 y 6.17 se muestran los análisis de los suelos de acuerdo al tipo y cantidad de finos que tienen los materiales. La primera, es para suelos areno – gravosos sin finos y, la segunda, para suelos con contenido de limos o arcillas con IP bajo. Según este análisis todos los suelos serían estables, con probabilidad menor al 5% de presentar inestabilidad interna.

Es posible apreciar que, a diferencia del método de Burenkova, sólo se definen fronteras probabilísticas para un material inestable que se encuentre en la zona I y no en la zona III. Es por ello que la Figura 6.17 no contempla inestabilidad en los materiales del Núcleo.

Utilizando el método alternativo evaluado para suelos con coeficiente de uniformidad altos (ver Figura 6.18), se obtiene que tanto el suelo de Transición como el del Núcleo son estables. No obstante es evidente la cercanía del material de Núcleo a las fronteras de inestabilidad (rectángulos grises), sugiriendo la existencia de fronteras probabilísticas para materiales que según el método de Burenkova clasifican en zona III, es decir, como internamente inestables.

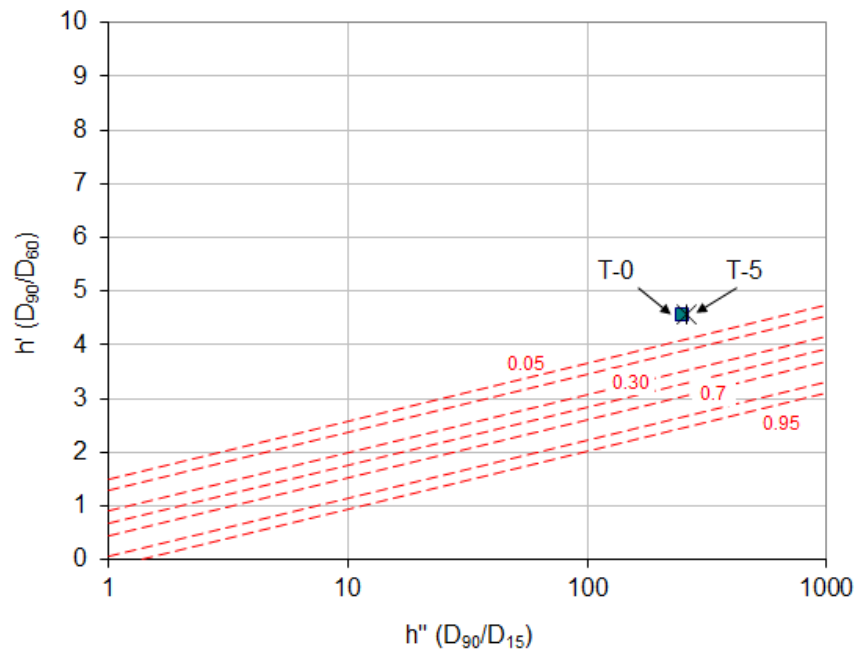


Figura 6.16. Aproximación probabilística de inestabilidad de muestras de suelo de Transición, método modificado de Burenkova, Wan and Fell (2004)

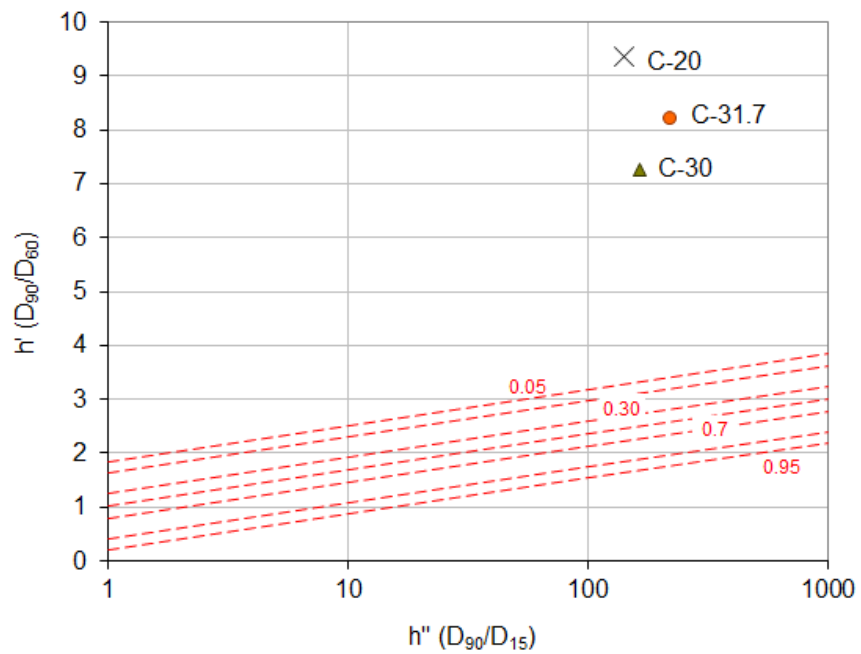
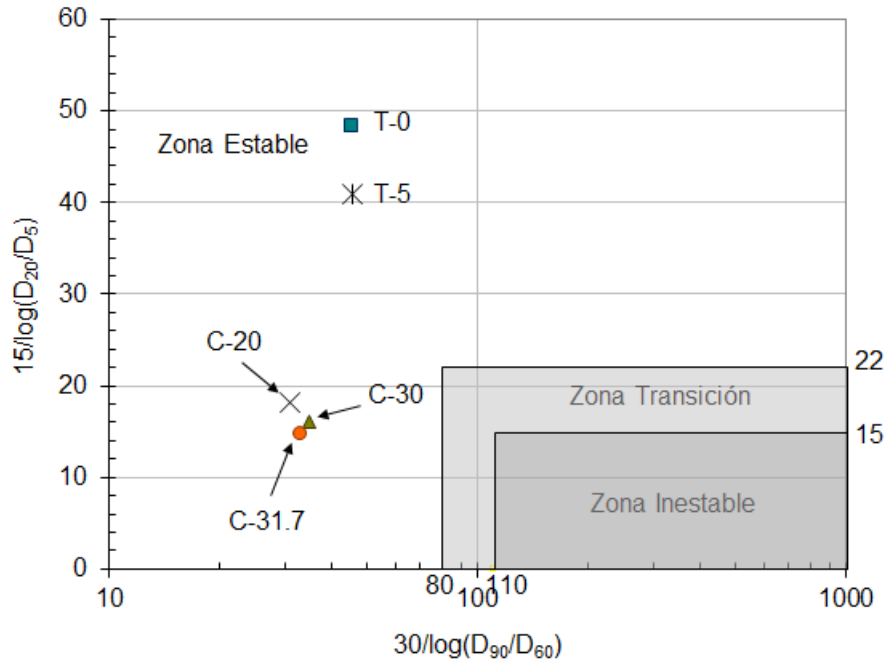


Figura 6.17. Aproximación probabilística de inestabilidad de muestras de suelo de Núcleo, método modificado de Burenkova, Wan and Fell (2004)



**Figura 6.18. Análisis de estabilidad para suelos bien graduados con coeficiente de uniformidad altos. Suelo de Transición y Núcleo, método alternativo de Wan and Fell (2008)**

### 6.1.2.3. Mao (2005)

En su estudio analiza suelos con granulometría discontinua y granulometría continua. Encontró que el diámetro bajo el cual las partículas son susceptibles a la migración es  $D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}}$ . La fracción de suelo que pasa,  $p_f$ , asociada al diámetro de control  $D_f$ , debe cumplir que  $4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta) < 1$  para que sea estable. Se efectúa el cálculo para cada uno de los suelos analizados en esta tesis. La banda definida para el diámetro de la partícula de control,  $D_f$ , se muestra gráficamente en la Figura 6.19.

El suelo de Transición sin contenido de finos, T-0, muestra los siguientes resultados:

$$D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} = 1.3 \cdot \sqrt{38.5 \cdot 0.20} = 3.6 \text{ mm}$$

$$P_f = 0.41$$

$$\eta = 0.28$$

$$4 \cdot P_f \cdot (1 - \eta) = 4 \cdot 0.41 \cdot 0.72 = 1.18 > 1$$



El suelo de Transición con 5% de finos, T-5, muestra los siguientes resultados:

$$D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} = 1.3 \cdot \sqrt{38.5 \cdot 0.13} = 3.5 \text{ mm}$$

$$P_f = 0.40$$

$$\eta = 0.28$$

$$4 \cdot P_f \cdot (1 - \eta) = 4 \cdot 0.40 \cdot 0.72 = 1.16 > 1$$

Por su parte, el suelo de Núcleo con 20% de finos, muestra los siguientes resultados:

$$D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} = 1.3 \cdot \sqrt{3.40 \cdot 0.04} = 0.36 \text{ mm}$$

$$P_f = 0.55$$

$$\eta = 0.31$$

$$4 \cdot P_f \cdot (1 - \eta) = 4 \cdot 0.55 \cdot 0.69 = 1.53 > 1$$

El suelo de Núcleo con 30% de finos, muestra los siguientes resultados:

$$D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} = 1.3 \cdot \sqrt{3.40 \cdot 0.03} = 0.36 \text{ mm}$$

$$P_f = 0.48$$

$$\eta = 0.31$$

$$4 \cdot P_f \cdot (1 - \eta) = 4 \cdot 0.48 \cdot 0.69 = 1.34 > 1$$

Para contrastar este último resultado, se efectúa el cálculo para el material del Núcleo obtenido del sondaje, que tiene un 31.7% de finos. Los resultados son:

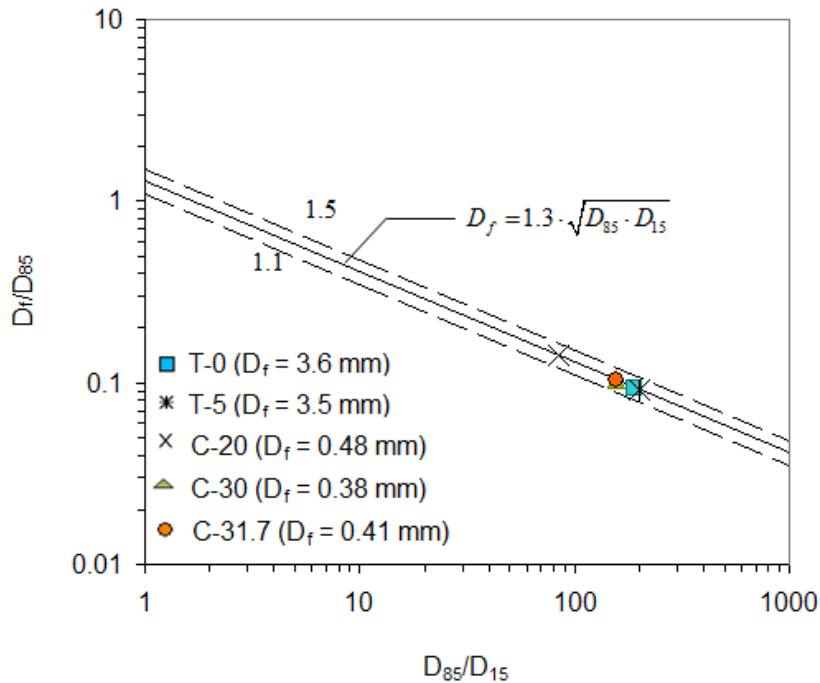
$$D_f = 1.3 \cdot \sqrt{D_{85} \cdot D_{15}} = 1.3 \cdot \sqrt{3.98 \cdot 0.03} = 0.41 \text{ mm}$$

$$P_f = 0.52$$

$$\eta = 0.31$$

$$4 \cdot P_f \cdot (1 - \eta) = 4 \cdot 0.52 \cdot 0.69 = 1.45 > 1$$

En todos los casos, no se cumple la condición de estabilidad  $4 \cdot p_f \cdot (1 - \eta) < 1$ . En consecuencia, todos los suelos son inestables y susceptibles a la migración de partículas para diámetros menores a  $D_f$ .



**Figura 6.19. Diámetro de la partícula de control para materiales de Transición y del Núcleo, modificado de Mao (2005)**

### 6.1.3. Interpretación de resultados de los distintos métodos

Los métodos clásicos de análisis de estabilidad que utilizan el estudio de la forma de la curva granulométrica han sido contrastados con otros procedimientos disponibles en la literatura. Tanto Kézdi (1976) como Kenney and Lau (1985 y 1986) sentencian como *inestables* las distribuciones granulométricas de los suelos de Transición y del Núcleo. El primero evidencia la existencia de algún diámetro en la distribución bajo o a partir del cual no se cumple la desigualdad superior de Terzaghi. Por su parte, el segundo indica que ambas distribuciones granulométricas contemplan tramos de baja pendiente que impiden que  $H$  exceda a  $F$  cuando este último es menor al 30%.

Lo anterior queda respaldado por el resto de los métodos analíticos consultados (Istomina, 1965 y Lubochkov, 1965). No obstante, cuando se evalúan métodos que han sido desarrollados en base a resultados experimentales en varios tipos de suelos, la conclusión anterior no es absoluta. Si bien el método de Burenkova (1993) determina que el material del Núcleo es internamente inestable (zona III) y que el suelo de Transición es no erosionable, Wan and Fell (2004 y 2008), quienes utilizan una modificación probabilística del método de Burenkova, contradicen dicho resultado. No obstante, la evidente cercanía del material de Núcleo a las

fronteras de inestabilidad (ver Figura 6.16), sugiere la existencia de fronteras probabilísticas para materiales que según el método de Burenkova clasifican en zona III, es decir, como internamente inestables.

Por otra parte, Mao (2005) respalda la afirmación hecha inicialmente, y considera también que ambos suelos son internamente inestables.

Es necesario destacar que, a diferencia del resto de los métodos, Kovács (1981) determina que todos los materiales son globalmente inestables con una alta probabilidad de ocurrencia, debido a que la curva de porosidad del esqueleto se encuentra por encima de la curva de porosidad máxima. Esto último indicaría que las cadenas de esfuerzos son también transmitidas a través de partículas más finas que los diámetros críticos encontrados, impidiendo su migración. No obstante, en el caso que fuerzas de flujo o arrastre logren desprender desde la matriz porosa dichas partículas, se estima que el colapso de las cadenas de esfuerzos podría, efectivamente, situar al material en una instancia de inestabilidad general.

Debido a lo obtenido en el análisis, concerniente a la estabilidad de los suelos, se puede decir lo siguiente.

- Los métodos que utilizan la distribución completa de la curva granulométrica como parámetro de análisis muestran que todos los materiales son internamente inestables.
- Los métodos que difieren de dicho resultado son aquellos que basan su análisis en razones de diámetros característicos. Esta puede ser la causa que el suelo de Transición sea estable con una alta probabilidad (ver Figuras 6.15, 6.16 y 6.18) y que existan contradicciones en la interpretación de los resultados del suelo de Núcleo (ver Figuras 6.15, 6.17 y 6.18). En este último caso, el contenido de finos puede afectar la interpretación gráfica en el modelo original de Burenkova (1993) pudiendo existir, para suelos con contenido de finos importante, fronteras distintas a las mostradas en la Figura 6.15.

Corrección de las fronteras de estabilidad, propuestas por Burenkova (1993), y de probabilidad, propuestas por Wan and Fell (2008), deben ser estimadas a partir de una mayor cantidad de análisis sobre suelos similares.

## **6.2. Aplicación en laboratorio (Moffat, R. (2005))**

De acuerdo a lo detallado en el capítulo 5.2.1, se efectuaron ensayos en muestras de suelos de Transición y de Núcleo. A diferencia de la gran mayoría de los criterios hidráulicos de estabilidad expuestos en el capítulo 2, esta experiencia en laboratorio considera un método de confección de probeta que asegura la saturación del estrato (tipo slurry), la aplicación de un esfuerzo efectivo mecánico en la superficie de la probeta antes de provocar cualquier condición de flujo a través de ella y la aplicación de gradientes hasta alcanzar un gradiente umbral para el cual la inestabilidad interna de los suelos era inevitable.

### **6.2.1. Resultados experimentales**

Los resultados de las muestras ensayadas en laboratorio a distintos esfuerzos verticales y bajo un régimen variable de carga total, confluyen en la determinación de la relación que existe entre el gradiente hidráulico local y el esfuerzo efectivo desarrollados en las distintas experiencias. Los ensayos se efectuaron aplicando incrementos de carga total de forma discreta, continuando en caso de no existir variaciones en los desplazamientos o inestabilidad del suelo en general. Como se mencionó, éstos se extendieron hasta que la ocurrencia de la migración de partículas se evidenció visualmente.

Se midieron el desplazamiento de la superficie de la probeta, la carga total, la permeabilidad, el gradiente hidráulico local y los esfuerzos efectivos entre transductores en distintas etapas de los ensayos. Éstos últimos, deducidos a partir de los esfuerzos medidos en cada uno de las rejillas en la parte superior e inferior de las probetas. El detalle de los resultados obtenidos en laboratorio para los suelos de Transición sin contenido de finos y suelo de Núcleo con 30% de contenido de finos, se muestra en el Anexo D.

La Figura 6.20 detalla los gradientes hidráulicos promedios inducidos en cada una de las probetas antes de provocar la inestabilidad interna. Es necesario destacar en este punto que el análisis de datos se enfocará únicamente en los suelos T-0 y C-30. El primero, enfocado a modelar el régimen de flujo descendente y, el segundo, a modelar el régimen de flujo ascendente. Respecto del resto de los materiales, T-5 y C-20, se hacen las siguientes observaciones:

- El material de Transición con 5% de finos, T-5, en régimen de flujo descendente presenta un ensaye sin falla y una repetición, quedando sin una elección clara de los materiales donde se produjo inestabilidad interna. Por otro lado, presentan resultados de 3 ensayos en régimen ascendente, 1 menos que en el material C-30.
- El material de Núcleo con 20% de finos, C-20, aporta sólo con 2 ensayos en régimen ascendente, número inferior a los que presenta el material C-30.

Se estima pues que un análisis que incluya los resultados de los materiales T-5 y C-20 sería redundante para efectos de esta tesis. Es por esta razón que han sido descartados.

Las Figuras 6.21 a 6.24 muestran los resultados de los esfuerzos efectivos generados durante los ensayos en función de la altura de las probetas y del gradiente hidráulico local de los materiales T-0 y C-30. La Figura 6.25 resume los resultados en tres fronteras hidromecánicas, de acuerdo a la dirección del flujo en el ensayo.

Finalmente, las Figuras 6.26 y 6.27 muestran comparativamente los resultados obtenidos en laboratorio con aquellos predichos por la relación analítica de inestabilidad hidromecánica formulada previamente en el capítulo 2 (expresión 2.54).

Test code	$i_{av}$	Failure zone	$i_{cr}$	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	Axial disp. ( $\delta/L_c$ )	Duration of seepage flow
T-0-25-D	11	56	7.0	38.1	0.070	13 h 47 m
T-0-100-D	8	45	12.2	62.1	0.022	7 h 26 m
T-0-175-D	45	56	25.4	182.6	0.042	28 h 59 m
T-5-25-D		No failure			0.011	67 h 10 m
T-5-175-U	31	34	58.4	101.1	0.052	32 h 5 m
T-5-50-D	11	45	18.2	57.7	0.058	10 h 7 m
T-5-50-D(R)	36	56	57.0	105.6	0.020	15 h 1 m
T-5-25-U	6	23	13.3	22.9	0.000	5 h 45 m
T-5-30-U	13	35	23.0	41.2	0.020	12 h 36 m
C-20-50-U	27	56	35.2	24.6	0.010	112 h 22 m
C-20-85-U	37	56	25.4	21.3	0.040	126 h 52 m
C-30-25-U	13	45	14.7	15.9	0.010	0 h 3 m
C-30-50-U	14	56	15.8	20.9	0.002	139 h 0 m
C-30-80-U	29	45	39.2	41.4	0.002	192 h 55 m
C-30-100-U	28	56	18.2	19.3	0.057	198 h 20 m

**Figura 6.20. Valores de gradientes hidráulicos promedios al momento de iniciar la migración de partículas en las probetas en laboratorio, Moffat, R. (2005).**

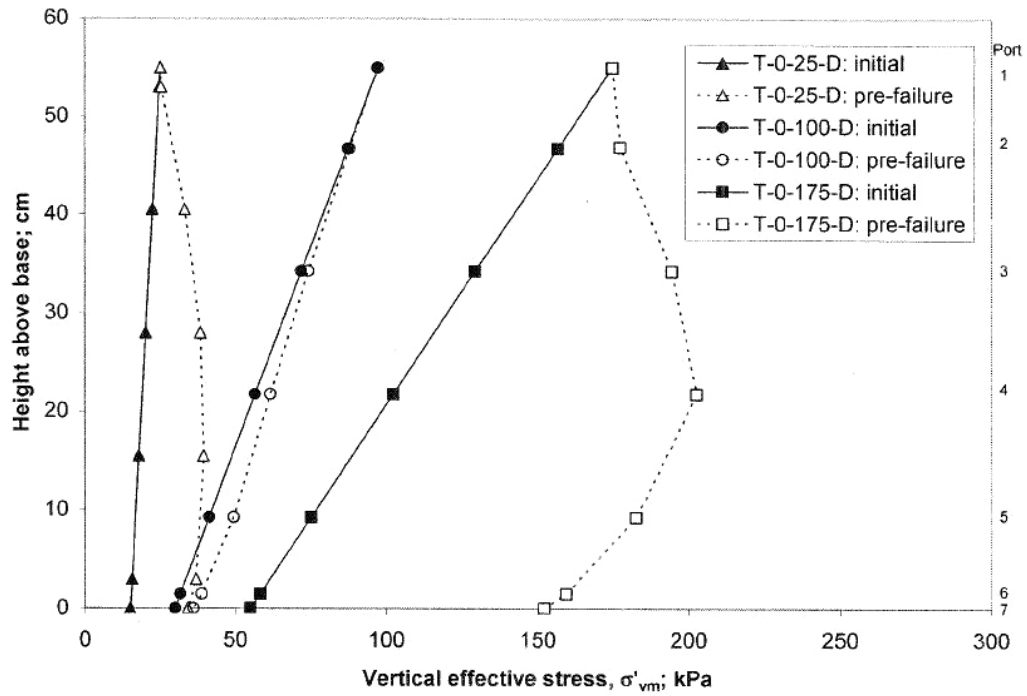


Figura 6.21. Distribución de los esfuerzos efectivos al final de la consolidación y antes de la falla del suelo de Transición (T-0) en altura, Moffat, R. (2005)

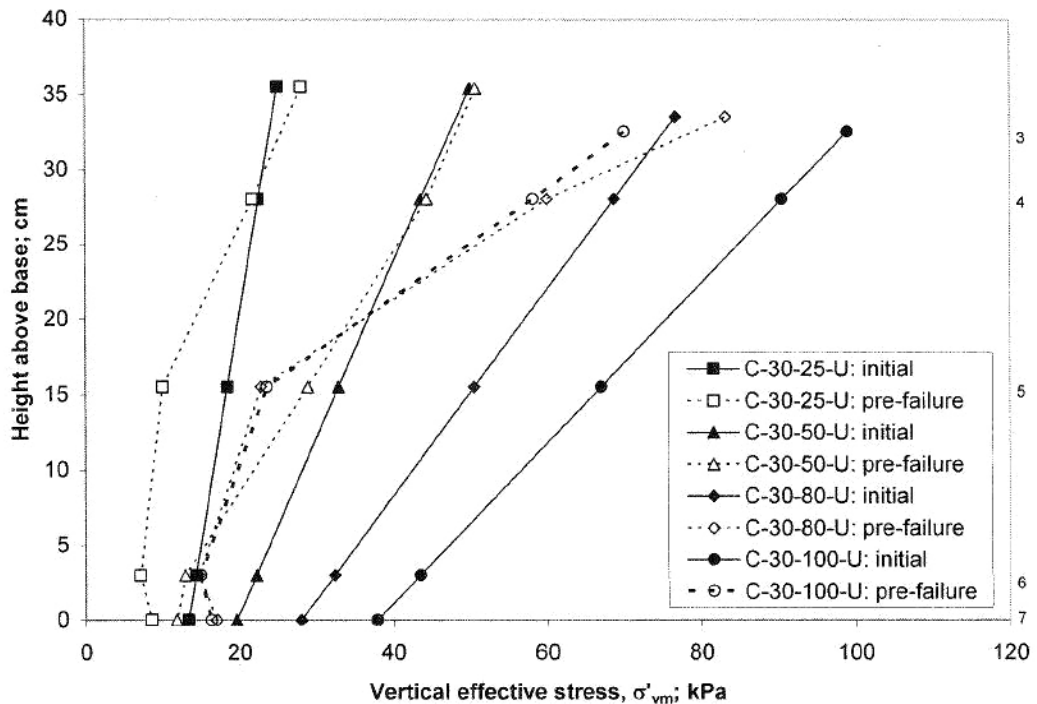


Figura 6.22. Distribución de los esfuerzos efectivos al final de la consolidación y antes de la falla del suelo del Núcleo (C-30) en altura, Moffat, R. (2005)

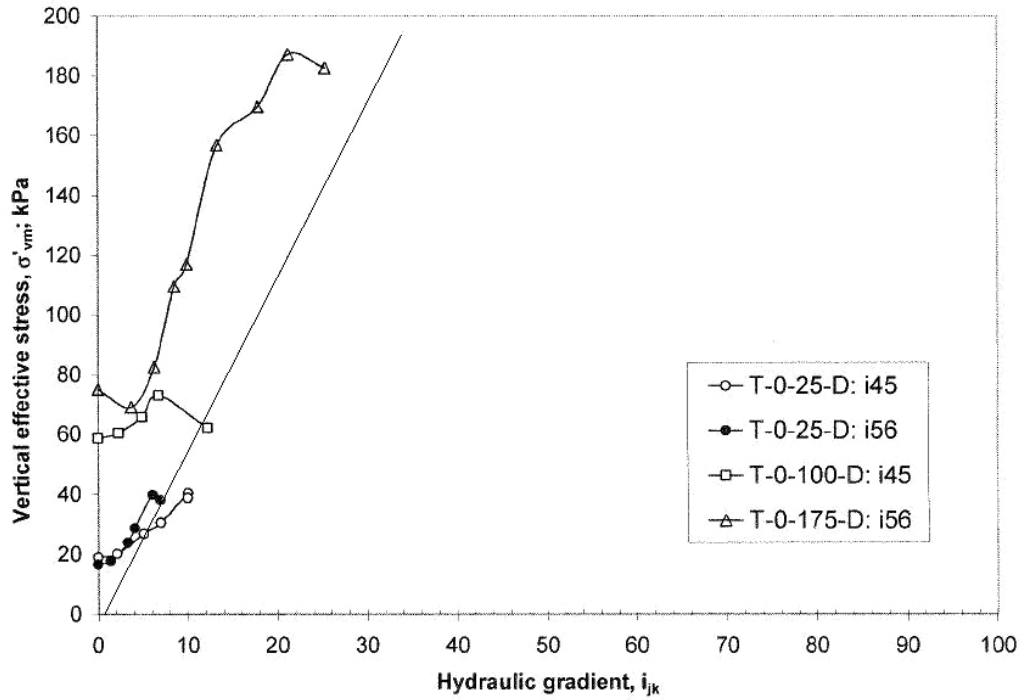


Figura 6.23. Evolución de los esfuerzos efectivos en función del gradiente hidráulico local del suelo de Transición (T-0) , Moffat, R. (2005)

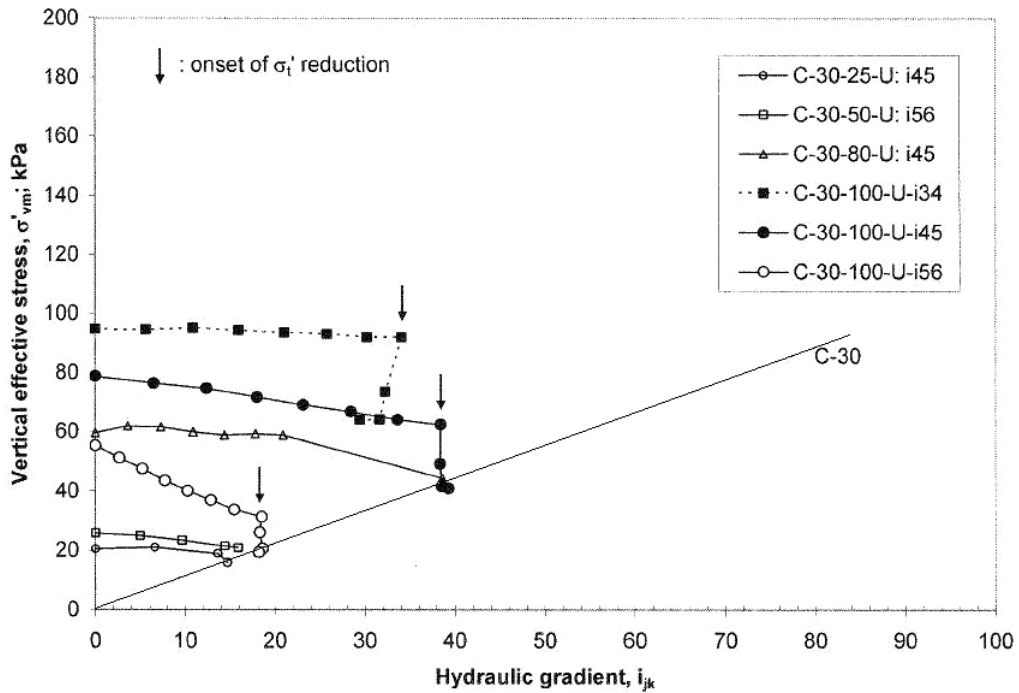


Figura 6.24. Evolución de los esfuerzos efectivos en función del gradiente hidráulico local del suelo del Núcleo (C-30), Moffat, R. (2005)

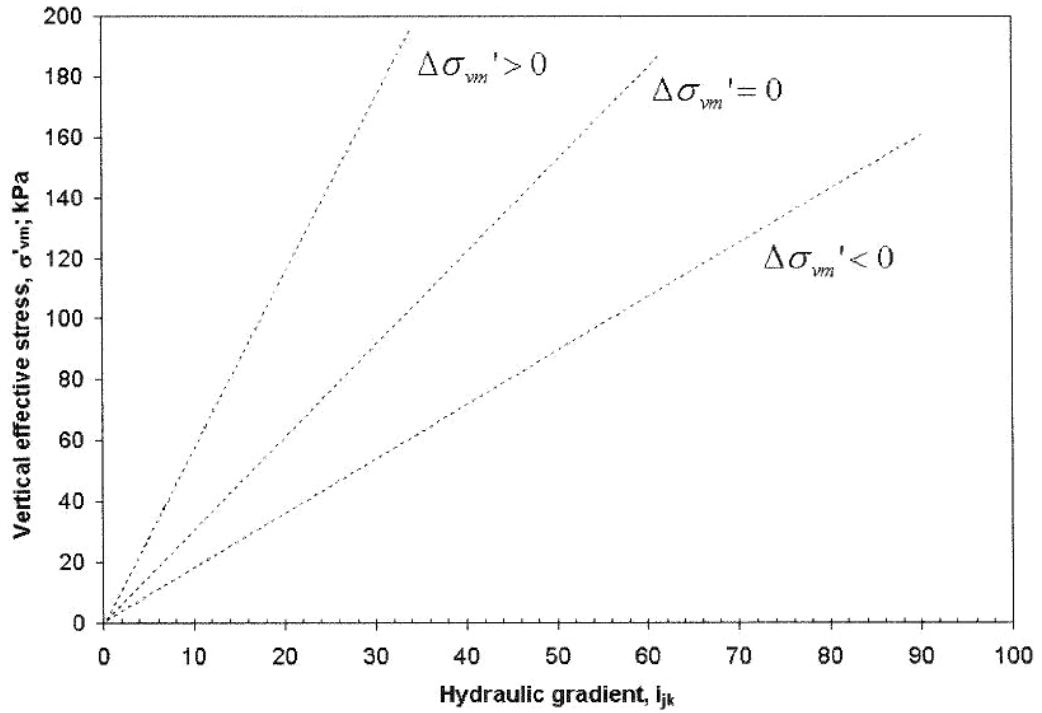


Figura 6.25. Efectos de la variación de la tensión efectiva promedio medida en las fronteras hidromecánicas en función del gradiente hidráulico local, Moffat, R. (2005)

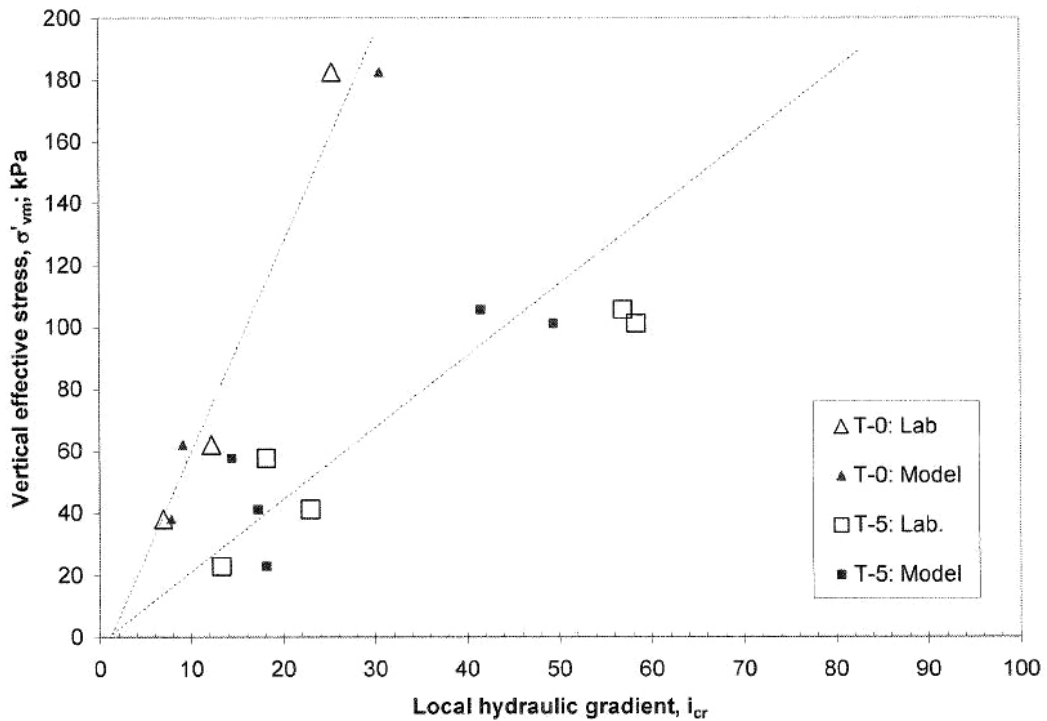
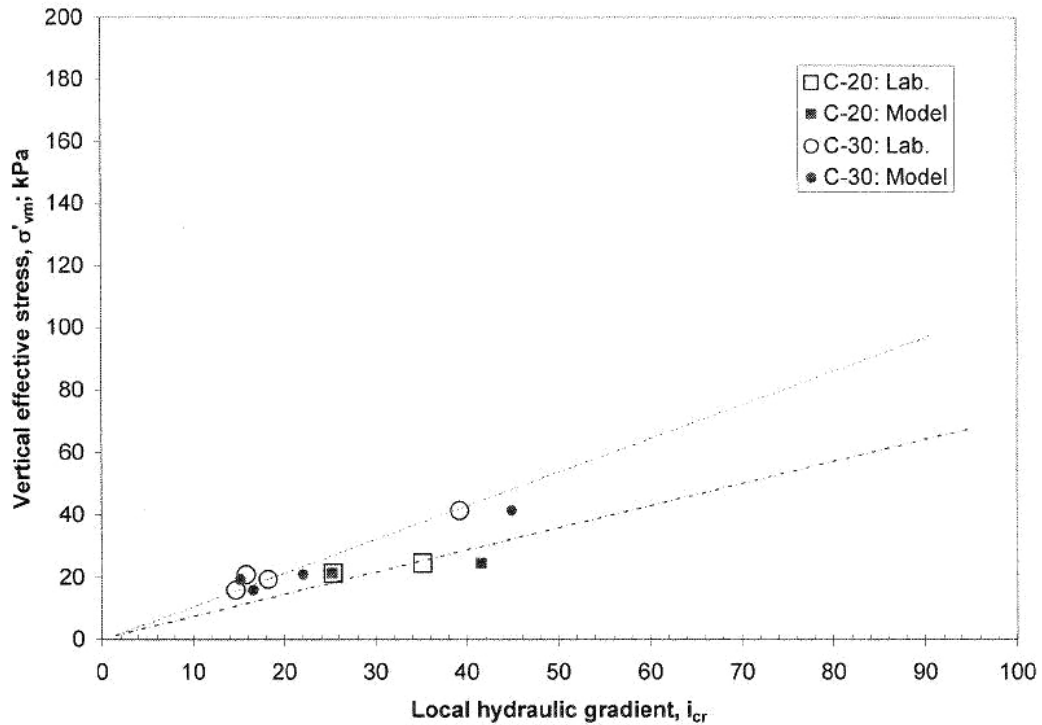


Figura 6.26. Comparación de los esfuerzos efectivos del laboratorio con los del modelo propuesto del suelo de Transición (T-0 y T-5), Moffat, R. (2005)





**Figura 6.27. Comparación de los esfuerzos efectivos del laboratorio con los del modelo propuesto del suelo del Núcleo (C-20 y C-30), Moffat, R. (2005)**

### 6.2.2. Análisis de resultados experimentales

Un aspecto importante a considerar, previo al análisis de las figuras mostradas en el punto anterior, es el de la confección de las probetas. Si bien el método de depositación por capas tipo slurry asegura la saturación de la probeta, tiene dificultades en la homogeneidad en altura. Debido a la naturaleza del aparato, se produce inevitablemente pérdida de partículas de los horizontes inferiores de la probeta producto de los orificios de la rejilla o placa inferior que sostiene el espécimen. Aquí la permeabilidad puede aumentar en hasta 1 ó 2 órdenes de magnitud respecto de las permeabilidades medidas en los horizontes superiores (ver Tabla 5.8). Como se discute más adelante, a causa de ello se generarán diferencias entre los gradientes hidráulicos locales entre horizontes de la probeta.

Previamente, en las Figuras 6.23 y 6.24 se indicaron las fronteras hidromecánicas propuestas para cada uno de los suelos de Transición sin contenido de finos, T-0, y de Núcleo con 30% de finos, C-30, respectivamente. No obstante, su definición se enfocó en aquellos horizontes de la probeta donde se evidenció en laboratorio la migración de partículas y, con ello, la inestabilidad de los materiales. Inspeccionando la información de la Figura 6.20, en ambos materiales, y para

distintas direcciones de flujo, la inestabilidad se produjo entre los transductores 4 – 5 y 5 – 6, correspondientes a alturas medias aproximadas de 21 y 9 cm medidos desde a la base, respectivamente. Es decir, la inestabilidad se desarrolla en la mitad inferior de las probetas. Esto queda respaldado porque sólo 2 muestras fallaron por sobre el transductor No. 4 (T-5-25-U y T-5-175-U), lo que equivale sólo a un 13% del total de ensayos.

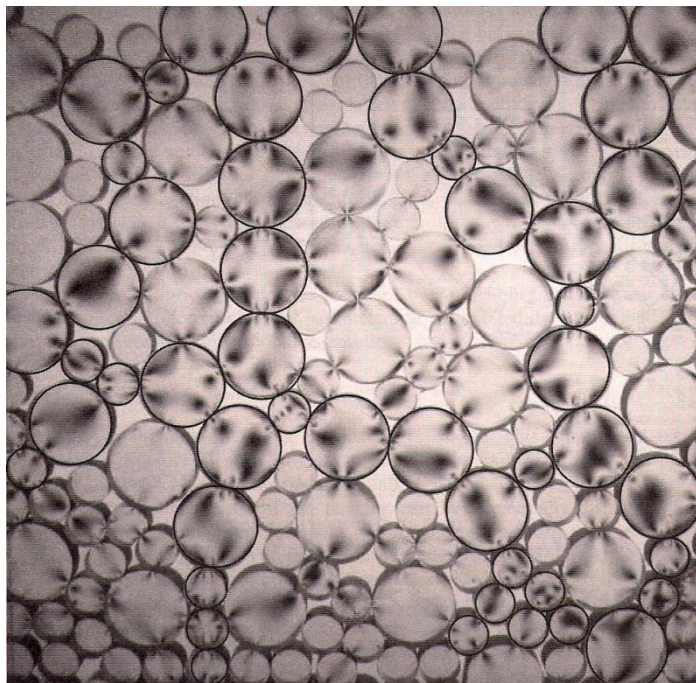
De acuerdo a lo anterior, los horizontes críticos son los que debieran tener la mayor razón de esfuerzo efectivo y gradiente hidráulico local antes de la falla. Al menos así lo sugiere la definición de una frontera hidromecánica en las Figuras 6.23 y 6.24. Resulta atractivo en este punto efectuar un análisis sobre las trayectorias que cada uno de los horizontes experimentó durante el ensayo de forma de estudiar el comportamiento global de los materiales durante el régimen de filtraciones. Los valores medidos en laboratorio de esfuerzo vertical y gradiente hidráulico local entre transductores para cada gradiente hidráulico promedio aplicado fueron proporcionados por R. Moffat.

Las distintas trayectorias se presentan en las Figuras 6.29, 6.30 y 6.31, en materiales de Transición T-0 ensayados a cargas verticales medias de 25 kPa (T-0-25-D), 100 kPa (T-0-100-D) y 175 kPa (T-0-175-D), respectivamente (sólo se efectúa análisis gráfico para el suelo de Transición T-0). En dichas Figuras, las ilustraciones de la izquierda grafican las comparaciones entre gradiente hidráulico promedio y gradiente hidráulico local durante todo el ensayo y hasta el estado justo antes de gatillarse la erosión interna, es decir, hasta gradientes promedios críticos de 11, 8 y 45 para solicitaciones de 25, 100 y 175 kPa, respectivamente. Por su parte, las ilustraciones de la derecha grafican un estado de carga hidráulica anterior al estado crítico en cada caso, es decir, gradientes promedios de 10, 7 y 40 para solicitaciones de 25, 100 y 175 kPa, respectivamente.

Se aprecia que la frontera hidromecánica propuesta **no corresponde al par esfuerzo – gradiente local máximo movilizado en la probeta**. Es fácil ver, por un lado, que puede haber una gran diferencia en el valor del gradiente hidráulico local entre distintos horizontes (por ejemplo, entre estratos 1 – 2 y 6 – 7) y, por el otro, que existen sectores que se mantienen estables y que superan la frontera hidromecánica propuesta (horizontes 1 – 2, 2 – 3 y 3 – 4 en material ensayado a 25 kPa, y horizontes 2 – 3 y 3 – 4 en material ensayado a 175 kPa). Con estos antecedentes, no es posible definir un único par esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local en probetas de este tamaño que represente una condición crítica global (consideración macroscópica). De acuerdo a este razonamiento, la “frontera” propuesta podría no estar bien definida y sufrir cambios en su pendiente. No obstante, muestra una relación lineal apropiada

entre probetas consolidadas a distintos esfuerzos si se consideran sólo los estratos susceptibles a la migración de partículas.

Según lo manifestado, pareciera que la pérdida de algunas partículas de los horizontes inferiores guarda una estricta relación con el sector donde la probeta es inestable. Bien lo enuncia Santamarina, J. C. (2001) quien, a partir de un modelo fotoelástico de empaquetamiento de esferas (ver Figura 6.28), muestra cómo el esfuerzo se traspasa a través de cadenas preferenciales de partícula en partícula. El rol importante en la estabilidad de estas cadenas de esfuerzos lo juegan las partículas vecinas que no participan de ellas, ya que actúan como soporte y previenen el colapso. Tomando lo anterior en cuenta, la pérdida de algunas partículas en los horizontes inferiores durante la fábrica de las probetas que no forman parte del esqueleto o de las cadenas de esfuerzos, puede ser considerado como uno de los aspectos que gatille la inestabilidad. Es más, si eventualmente la pérdida de partículas durante la fábrica no se produjese, cada una de las probetas podría mostrar inestabilidad a valores de esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local en etapas posteriores a las medidas en laboratorio. De esta forma, las fronteras definidas en las Figuras 6.23 y 6.24 cambiarían también de pendiente.



**6.28. Cadenas de esfuerzos en empaquetamiento de esferas, Santamarina, J.C. (2005)**

Como análisis adicional, y también en base a las Figuras 6.29 a 6.31, se puede decir que un aumento en el gradiente hidráulico promedio aplicado en la probeta genera aproximadamente incrementos lineales proporcionales a la permeabilidad del estrato que se inspecciona. Los

horizontes 1 – 2, 2 – 3 y 3 – 4 (mitad superior de la probeta), generan gradientes hidráulicos locales que exceden al aplicado globalmente (línea punteada indica  $i_{prom} = i_{local}$ ), mientras que el resto de los horizontes generan gradientes hidráulicos locales inferiores. A modo de comparación, idealmente si la probeta tuviera una única permeabilidad en todo el estrato (probeta completamente homogénea y sin pérdida de partículas debido a la fábrica), el gradiente hidráulico local generado en cada horizonte sería igual al gradiente hidráulico promedio aplicado a la probeta.

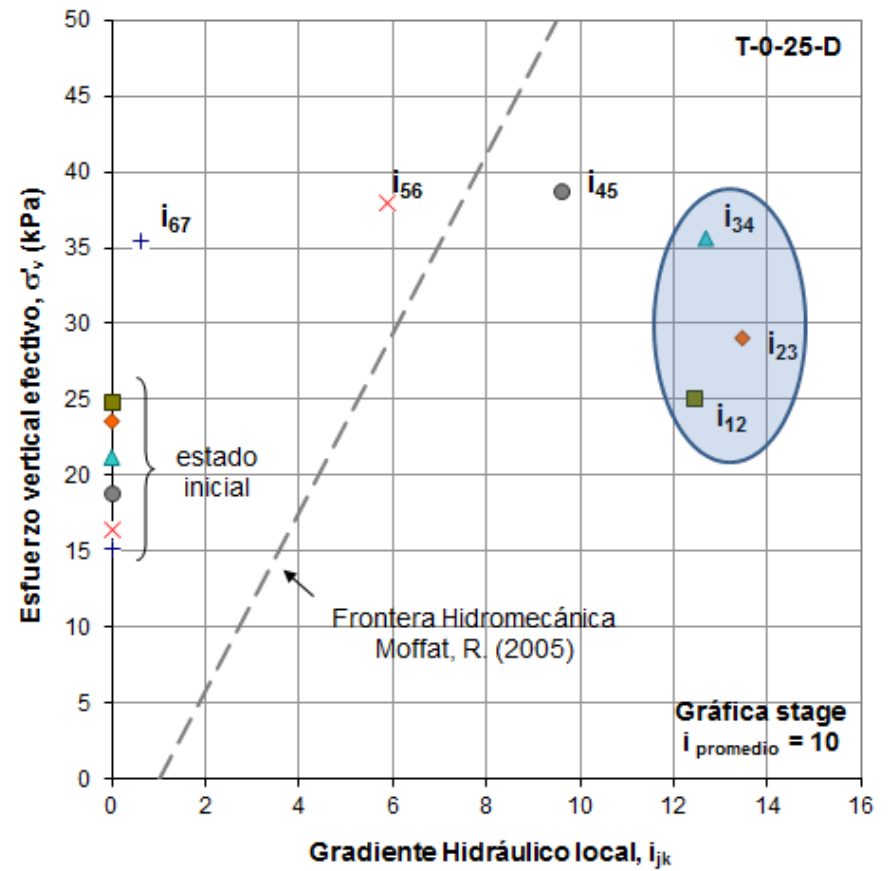
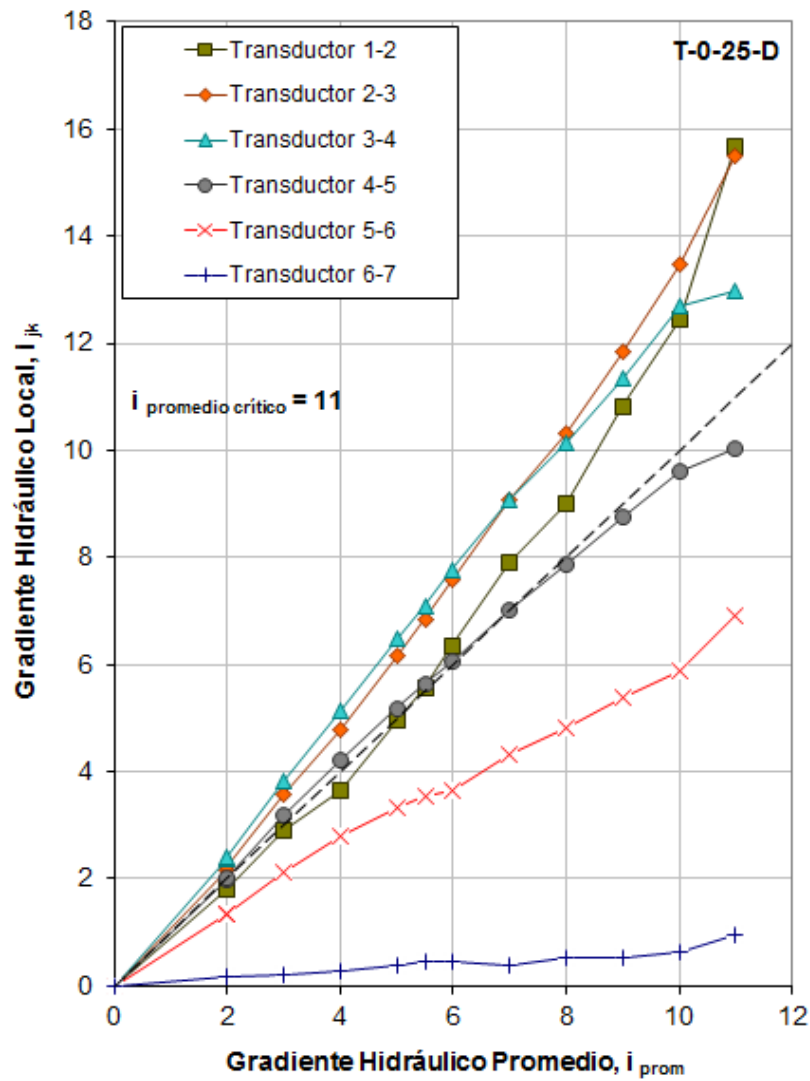


Figura 6.29. Resultados al inicio de la migración de partículas, suelo Transición a 25 (kPa)

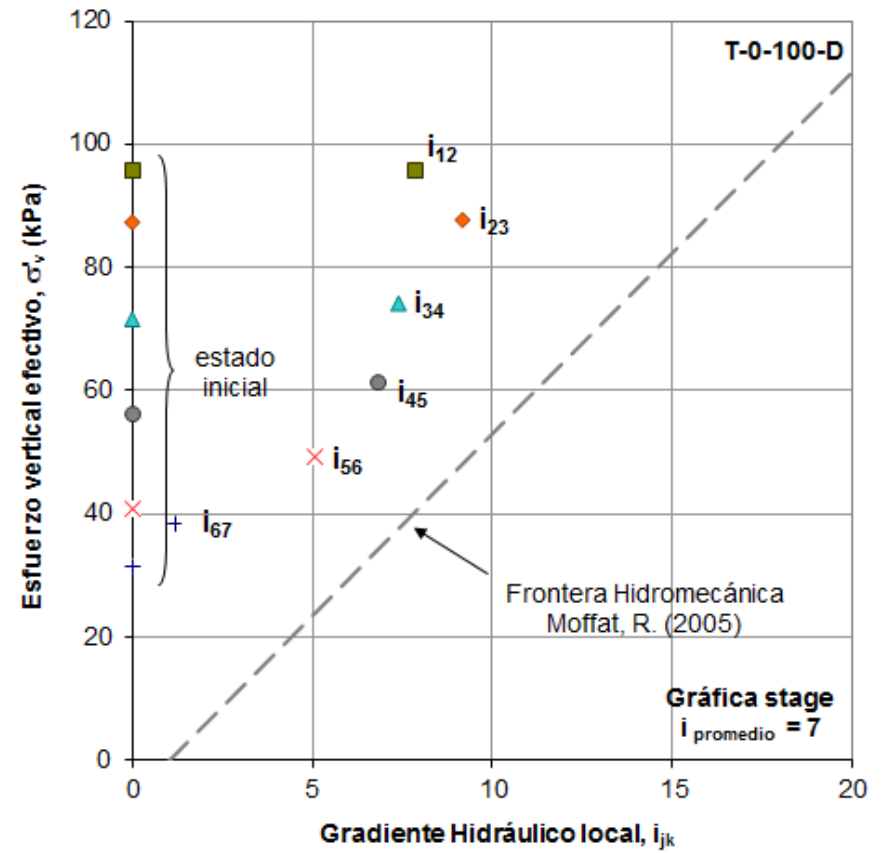
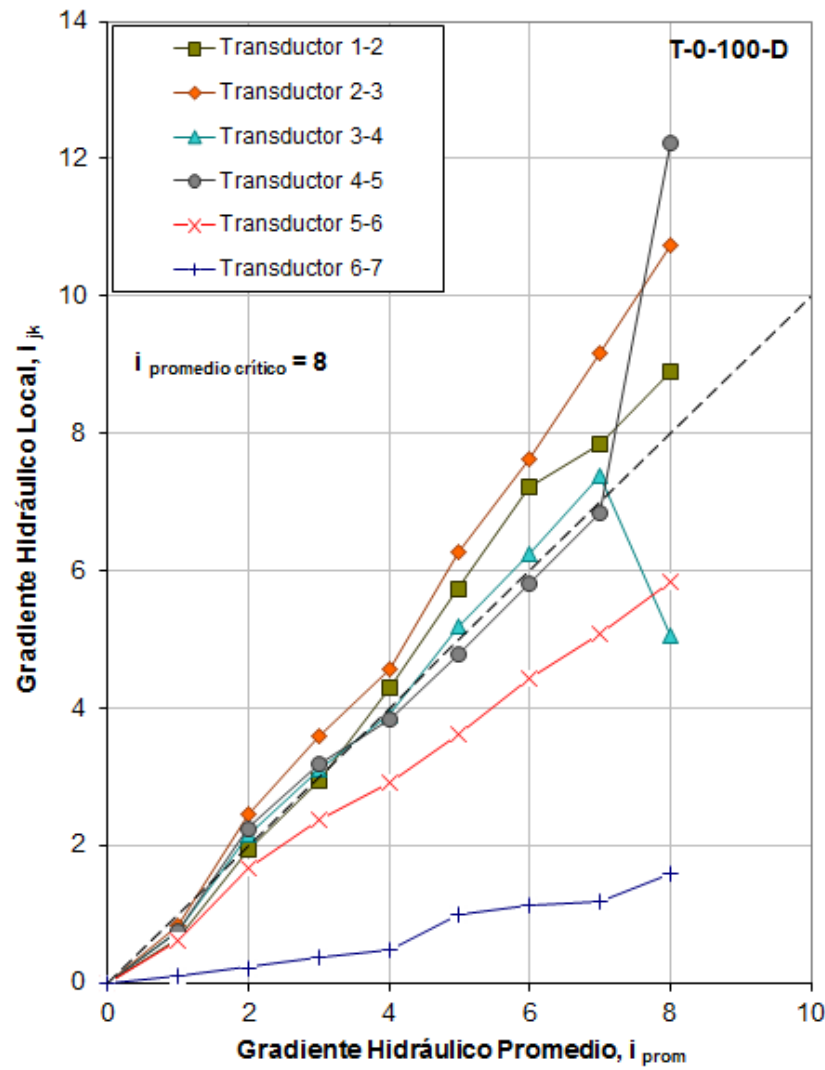


Figura 6.30. Resultados al inicio de la migración de partículas, suelo Transición a 100 (kPa)

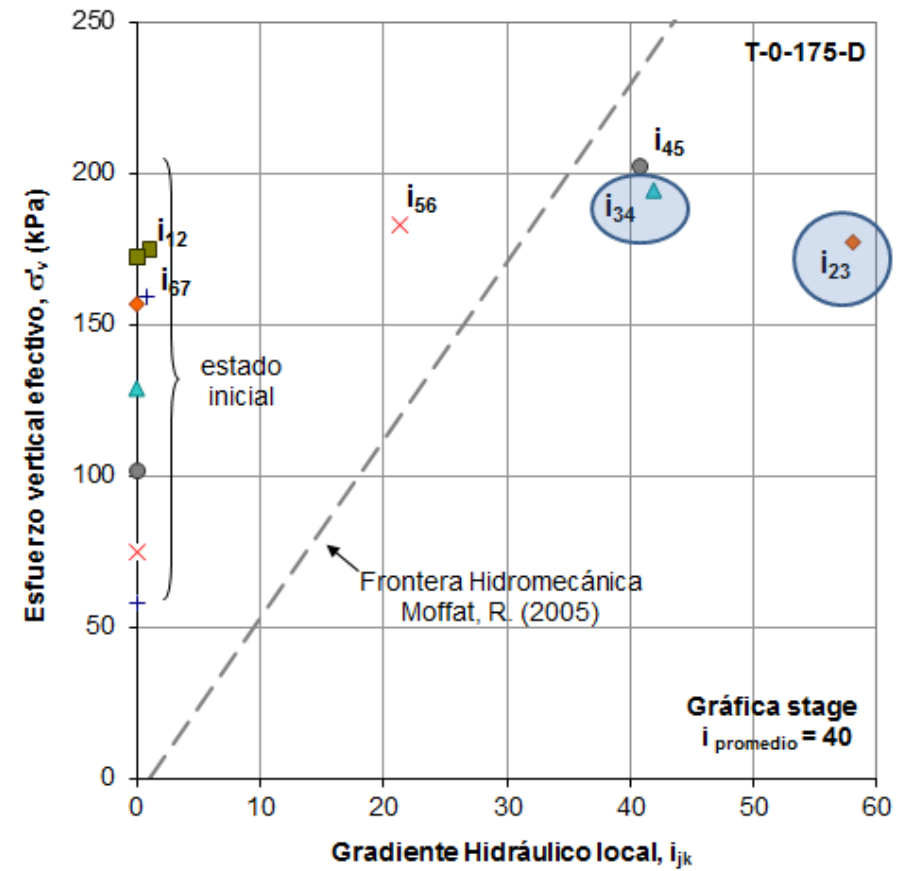
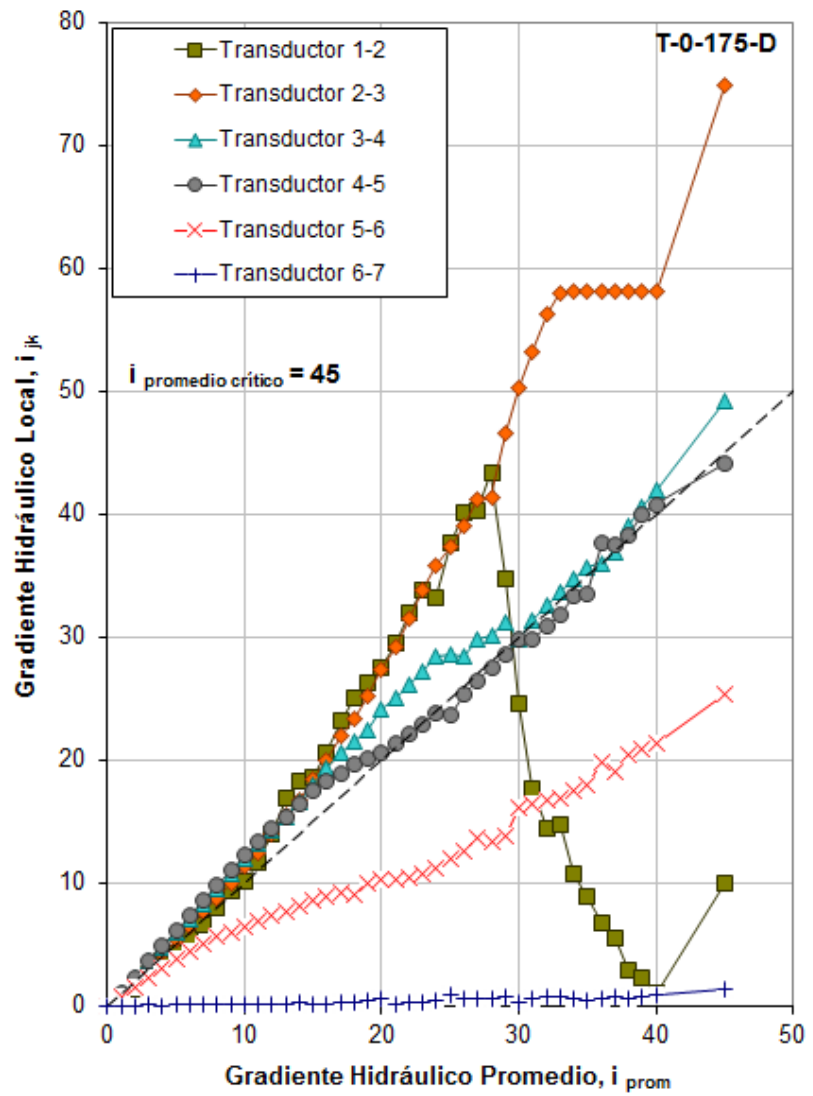


Figura 6.31. Resultados al inicio de la migración de partículas, suelo Transición a 175 (kPa)

### **6.2.3. Uso de resultados de laboratorio en el análisis numérico**

Los resultados mostrados previamente en las Figuras 6.20 a 6.27 son utilizados como referencia para el análisis numérico de esta tesis. El esfuerzo efectivo, denominador común de las figuras antes mencionadas, será el considerado para efectuar tanto la calibración como el modelo en FLAC. Esto se debe a que es imposible modelar la migración de partículas debido a las restricciones de movimiento de los elementos finitos. En el capítulo 5 se determinaron los valores de los parámetros de los suelos a utilizar de acuerdo a la información recopilada tanto de la literatura y de los resultados de laboratorio, así como la inferida por medio de correlaciones. Los procedimientos de calibración y sus resultados serán detallados en el siguiente capítulo.

Dado que la cantidad de ensayos en laboratorio es numerosa (16 probetas exitosamente ensayadas), se modelarán en FLAC sólo aquellos correspondientes a los suelos de Transición sin contenido de finos y de Núcleo con un 30% de contenido de finos (7 resultados en total). Las condiciones y consideraciones para la elección de estos materiales fueron expuestas y discutidas con anterioridad. Los procedimientos empíricos utilizados en el laboratorio de UBC por Moffat, R. (2005) serán incluidos en el modelo numérico para generar una réplica que sea adecuada a lo obtenido en esa oportunidad. La evidente heterogeneidad entre estratos durante la fábrica (pérdida de partículas en horizontes inferiores, diferencia de granulometría entre horizontes), será implementada con el uso de distintas permeabilidades en altura; la consolidación considerará el aumento gradual de los esfuerzos promedios hasta el esfuerzo de ensaye; y el flujo se efectuará de acuerdo a los incrementos de carga total utilizados en laboratorio.

Finalmente, un análisis centrado en los esfuerzos efectivos intentará rescatar las fronteras hidromecánicas propuestas en las figuras 6.23 y 6.24. Esto, suponiendo que la frontera se encuentra definida por los horizontes susceptibles a la migración, según lo argumentado en el punto anterior. Dependiendo del éxito del modelo se corregirán curvas y fronteras y se implementarán finalmente al modelo en 2D de la represa Bennett. Los resultados permitirán concluir si son o no adecuadas para interpretar la anomalía que la represa experimentó después de 30 años de perfecto funcionamiento.



## 7. Modelo numérico FLAC 2D

Se realizan dos modelos distintos que requieren de calibraciones para reproducir los ensayos efectuados en el laboratorio de geotecnia de UBC. La diferencia entre ambos corresponde a la forma de concebir en el software el contacto entre el material confinado y la cara interna del permeámetro para lograr generar la pérdida de esfuerzos verticales en profundidad. En definitiva, en el primero modelo (Modelo 1) el contacto corresponde a una interfaz de FLAC, mientras que en el segundo (Modelo 2) se utiliza una columna de elementos finitos de pequeño espesor como elemento disipador de esfuerzos. Los parámetros a utilizar dependerán del caso analizado.

Como ya se ha mencionado, en el código se reproducen los mismos pasos seguidos que en el laboratorio. De acuerdo a ellos se genera la malla, se asignan las variables y se aplican las condiciones de borde en cada etapa de modo tal que los comandos ingresados concuerden con los procedimientos experimentales.

### 7.1. Representación de las probetas

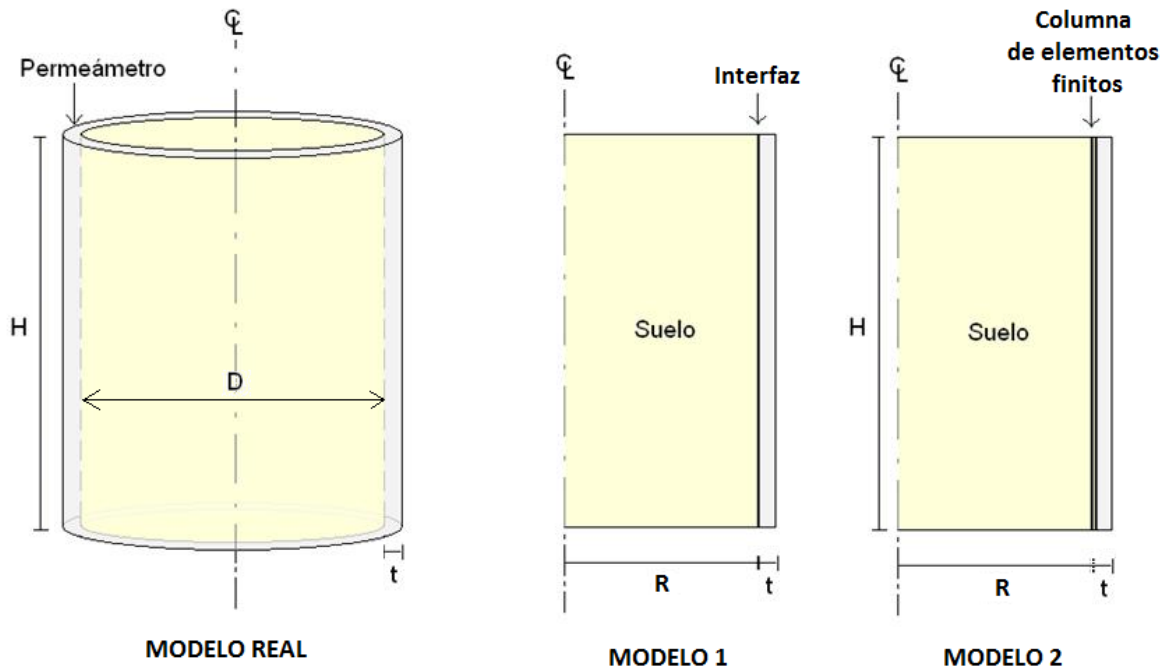
A continuación se realiza una revisión detallada de cada etapa considerada para la reproducción de los modelos. El detalle jerárquico de la secuencia utilizada en FLAC, es el siguiente:

1. *Configuración global*
2. *Malla: Definición geométrica y espacial*
3. *Asignación de parámetros*
4. *Confección de probeta*
5. *Aplicación de carga vertical*
6. *Régimen de Filtraciones*

#### 7.1.1. Configuración del modelo

Para realizar un análisis mucho más rápido se utilizará la herramienta axisimétrica de FLAC, tal como se muestra de forma esquemática en la Figura 7.1. Esta herramienta tiene un doble propósito: por una parte ayuda a resolver rápidamente el problema debido a una disminución

del número de elementos de la grilla y, por la otra, permite un análisis más detallado del suelo en sectores específicos.



**Figura 7.1. Reproducción del problema en FLAC.**

Entonces, el sistema utilizará la configuración axisimétrica (*axisymmetry*), para un problema simplificado de rápido análisis, una configuración de flujo (*gwflow on*), para el análisis acoplado entre agua y suelo, y una configuración de ajuste de tensiones totales (*ats*), debido a cambios en las condiciones de presiones en los bordes de la probeta durante el ensayo (incremento de la presión debido al aumento de la columna de agua en alguno de los extremos). Estas herramientas deben ser asignadas al inicio, por medio del comando *config*.

### 7.1.2. Malla: Definición geométrica y espacial

De acuerdo a la geometría del ensayo, se definen en la grilla los dos materiales: el suelo y el permeámetro. Para el caso del Modelo 1, en que se requiere definir una interfaz, es necesario incluir una columna tipo *null* que permitirá unir de forma conceptual los dos bloques restantes. Esto se puede apreciar en la Figura 7.2. En el caso del Modelo 2, a la columna tipo *null* se le asignan parámetros del material a ensayar, tal como lo indica la Figura 7.3.

Como es posible apreciar, el material tiene una cantidad de columnas (espaciamiento en la horizontal) de acuerdo a las dimensiones del radio interno del permeámetro que es igual a

13.95 cm (diámetro igual a 27.9 cm). El Modelo 1 presenta una distribución equiespaciada de manera tal que cada zona modele aproximadamente 1 cm de suelo, mientras que el Modelo 2 presenta una distribución radial de elementos de distintos tamaños, con uso del comando *ratio*, de modo que las zonas cercanas a las paredes del permeámetro sean las de menor espesor.

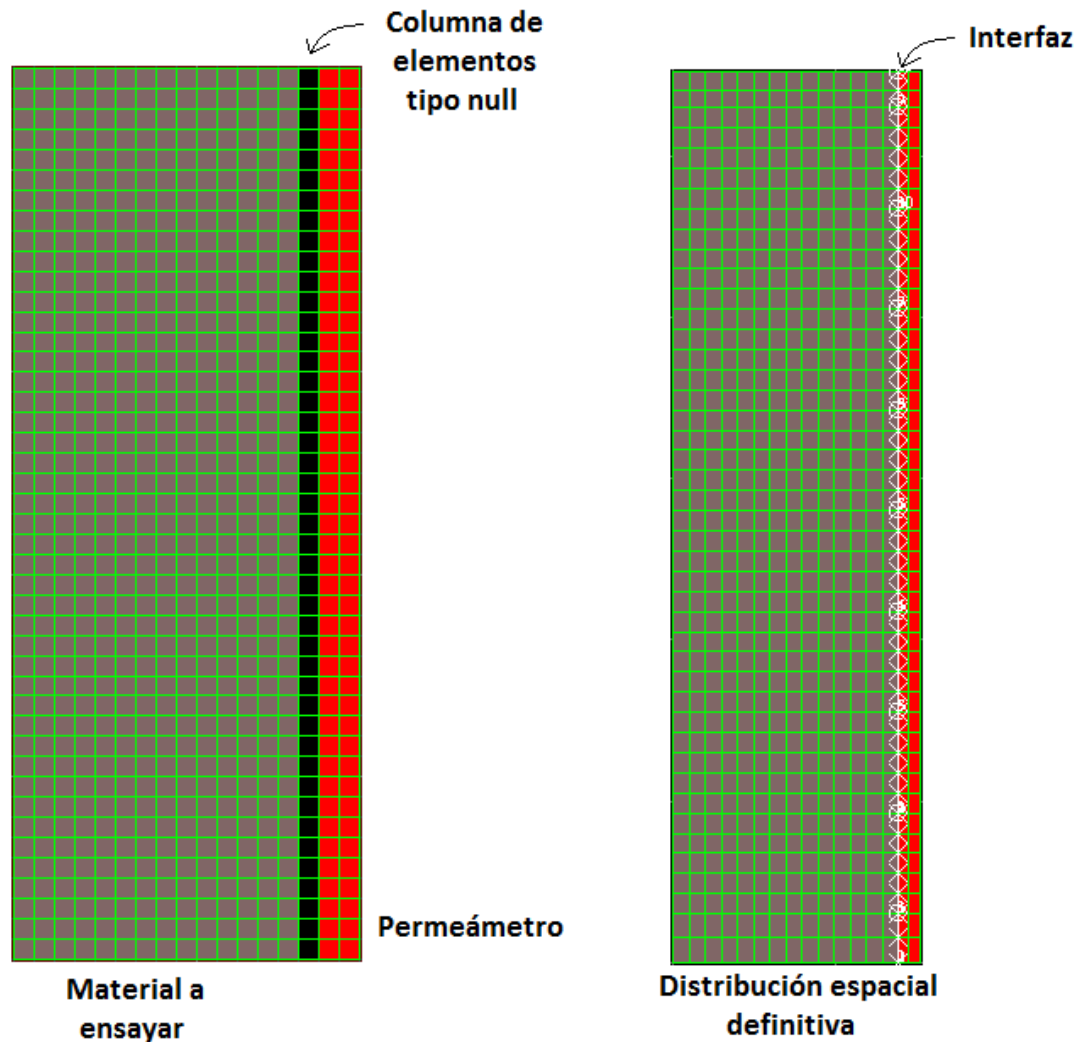
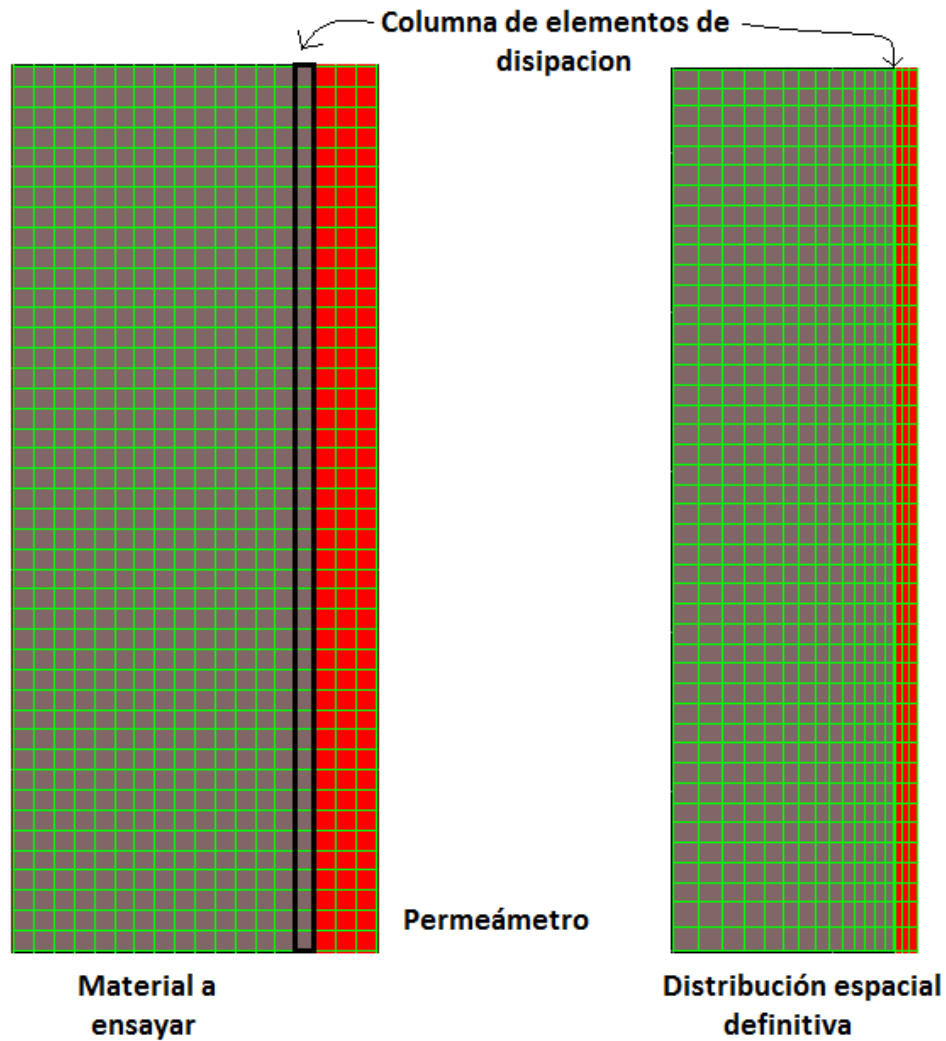


Figura 7.2. Modelo 1: Uso de interfaz como elemento disipador.



**Figura 7.3. Modelo 2: Uso de columna de zonas como elemento disipador.**

Las consideraciones antes hechas se fundan en que la interfaz del Modelo 1 es insensible al cambio de rigidez del suelo (esto se analizará detalladamente en el próximo acápite), mientras que la columna de elementos del Modelo 2 requiere de cambios de rigidez de manera que provoque la pérdida de esfuerzos verticales en profundidad. En este último caso, la concentración de elementos cercanos al permeámetro permite acotar radialmente el ancho de influencia y mejorar el cálculo del corte en el contacto

Respecto de los bordes del modelo, se puede decir que el Modelo 1 acota los bordes superior e inferior del permeámetro al tamaño de la probeta a ensayar (ver Figura 7.4). Esto debido a que la interfaz trabaja por si sola y no requiere de extensión del elemento estructural para que los esfuerzos y desplazamientos que en ella se generen se desarrollen correctamente. No obstante, el Modelo 2 requiere que los extremos superior e inferior del permeámetro sean

extendidos. Esto se debe a que, como se verá posteriormente, la interacción entre ambos materiales (suelo y permeámetro) necesita de una longitud mayor (ver Figura 7.5). Como se aprecia, en este Modelo los bordes del permeámetro se han extendido en 25 cm.

Respecto de la distribución vertical de zonas, la subdivisión depende del alto de la probeta a estudiar, es decir, si el material es de Transición o Núcleo. Por lo general, se intenta que cada elemento tenga una dimensión de 1.0 a 1.5 cm en esta dirección. Independiente del caso, en ambos modelos se ha utilizado igual espaciamiento.

La ubicación de los bloques en el espacio se lleva a cabo con la función *generate*, ubicando los cuatro vértices de cada bloque (bloque suelo y bloque permeámetro) donde corresponda, asignándolos ordenadamente en sentido horario.

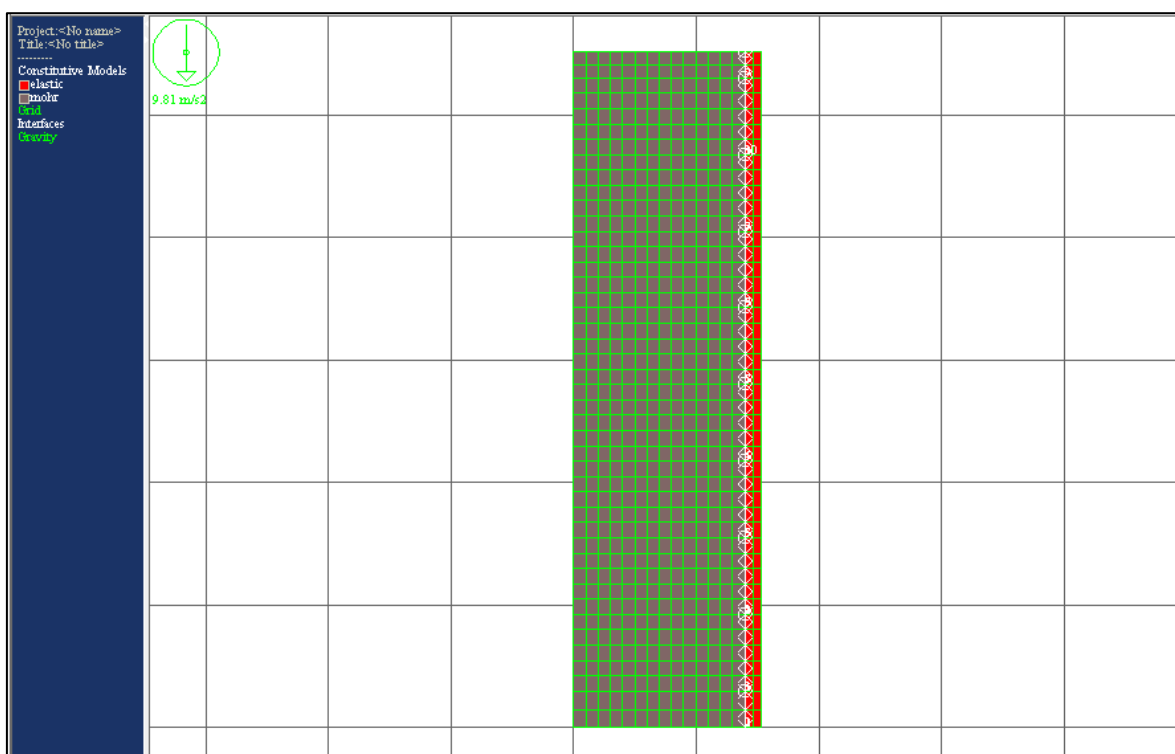
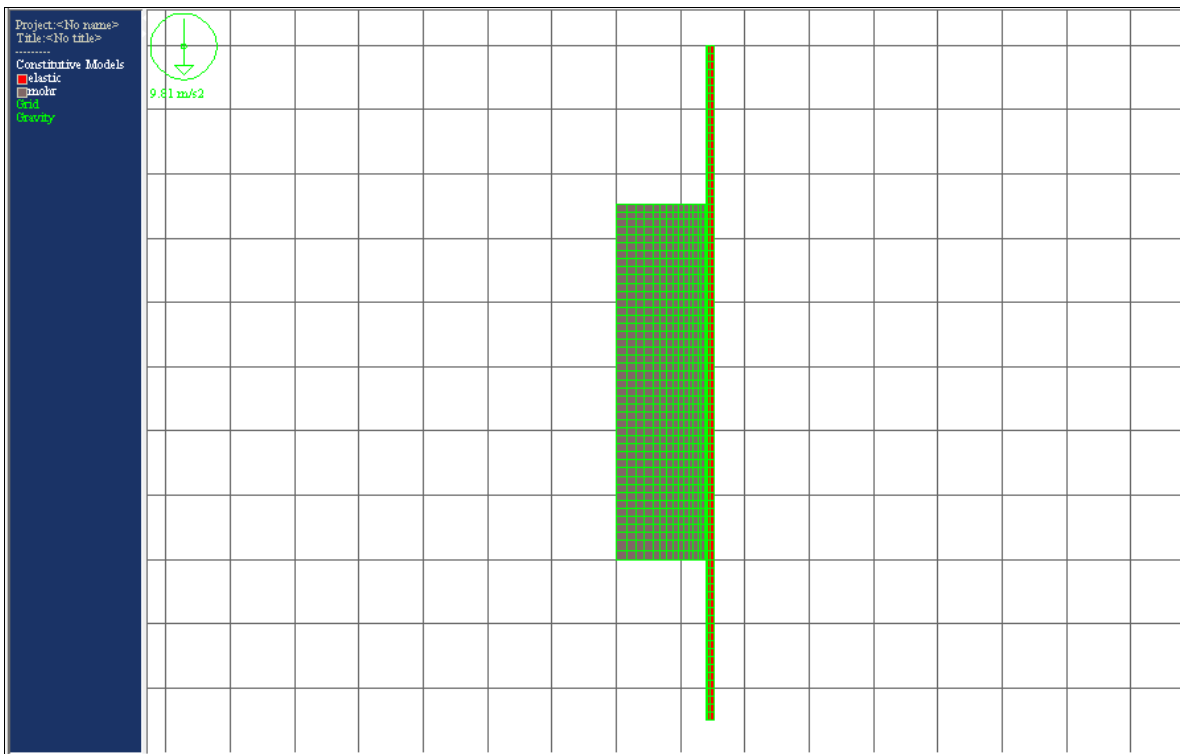


Figura 7.4. Vista general Modelo 1



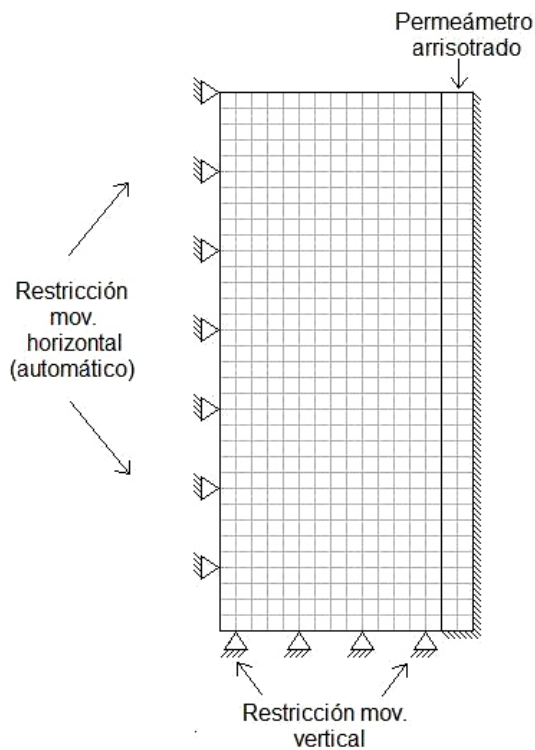
**Figura 7.5. Vista general Modelo 2**

Finalmente, las condiciones de borde se definen mediante el comando *fix* que restringe la velocidad de los nodos en los bordes. Un esquema de las restricciones consideradas se esquematiza en la Figura 7.6. Estas son consistentes con el problema real y contemplan los siguientes aspectos:

- El tipo de análisis es axisimétrico: FLAC restringe automáticamente el movimiento horizontal de todos los *gridpoints* que se ubican sobre la recta  $x = 0$  (en este caso, es el lado izquierdo del modelo que coincide con el centro de la probeta).
- El permeámetro es un elemento rígido en comparación al suelo: Es por esto que se considera inicialmente arriostrado. Es decir, todos los elementos que conforman las columnas del permeámetro tienen restricciones de movimiento lateral y vertical. Esto concuerda con lo mencionado en el capítulo 5, en el que se explica que las deformaciones laterales son muy pequeñas debido a la existencia de abrazaderas metálicas en el perímetro del cilindro.
- La placa base no se mueve verticalmente: Los nodos del material se pueden considerar como elementos simplemente apoyados, es decir, restringen el movimiento de la malla en la dirección vertical.

- Los elementos en la superficie no tienen restricción alguna. La excepción la constituye el régimen de flujo ascendente donde se fijan los nodos superiores para evitar movimiento relativo del material y para mantener el esfuerzo vertical aplicado en laboratorio.

Es necesario mencionar que la ubicación espacial de ambos bloques no significa que el análisis se inicie en este estado. Más adelante se mostrará el procedimiento de la inicialización de tensiones en cada capa, de acuerdo a la metodología tipo slurry de reconstitución de probetas implementadas por Moffat, R. en el laboratorio.



**Figura 7.6. Esquema de las condiciones de borde**

### 7.1.3. Asignación de parámetros

Se ingresan al programa los datos correspondientes a los modelos constitutivos de los materiales, la interfaz con sus parámetros (en el caso del Modelo 1), los parámetros del permeámetro, los parámetros del suelo, los parámetros globales y los parámetros hidráulicos, en el orden mencionado. Cabe destacar que todos los valores a utilizar en los distintos análisis ya han sido deducidos y expuestos anteriormente.

Los modelos constitutivos asignados al suelo y al permeámetro, corresponden a los modelos *plástico Mohr-Coulomb* y un modelo *elástico e isotrópico*, respectivamente. Ambos deben ser asignados con el comando *model*.

Para el Modelo 1 se define la interfaz entre ambos bloques de la grilla. FLAC especifica que la interfaz debe generarse de forma obligatoria previo a la inicialización de tensiones en la grilla. Tal como se mostró en el capítulo de FLAC (ver Figura 4.7), la interfaz está comprendida por dos lados, lado A y lado B, que deben asignarse a los *gridpoints* extremos de cada una de los bloques a unir, correspondientes al suelo y al permeámetro. Esto se realiza con el comando *from ... to ....* El resto de las asignaciones de los *gridpoints* intermedios son establecidas automáticamente por el programa (nodos esclavos). La unión de ambos bloques se lleva a cabo con el comando *interface*. Luego, se asignan consecutivamente los valores de los parámetros de la interfaz. Como se mencionó en el capítulo 5, los únicos valores que se declararán en esta oportunidad son el ángulo de fricción (*friction*), el resorte de rigidez normal (*kn*), el resorte de rigidez de corte (*ks*) y el ángulo de dilatación (*dilation*), ya que el resto de los valores son nulos. Cabe destacar que si más de una interfaz va a ser declarada en el programa y existe interacción entre un conjunto de interfaces, las zonas de posibles futuros contactos entre distintos bloques deben tomarse en consideración. De lo contrario, el exceso de deformaciones relativas entre los materiales impide el cómputo de esfuerzos y, por ende, conduce a una pérdida de resistencia debido a la menor área de contacto entre bloques.

El siguiente paso, común para los Modelos 1 y 2, consiste en asignar los parámetros de entrada correspondientes a las propiedades de cada uno de los materiales. Los parámetros del permeámetro y del suelo ingresados en el programa son los definidos en la Tabla 4.2 del capítulo de FLAC. El comando que permite asignar las propiedades de ambos modelos, Elástico e isotrópico y Mohr-Coulomb, es el comando *property*. El primero, asignado a las columnas de elementos que componen el permeámetro, requiere de la densidad, el módulo volumétrico y el módulo de corte del material. El segundo, asignado al suelo, requiere además del ángulo de fricción interna y la cohesión. El resto de los parámetros son nulos en el problema que se está analizando.

Como se realiza un análisis en una configuración de flujo de agua (*gflow on*), se deben definir de la porosidad y la permeabilidad del suelo (si se deseara utilizar anisotropía de la permeabilidad del medio poroso en cada dirección, FLAC ofrece la herramienta con los parámetros *k11*, *k12* y *k22*, correspondientes a las permeabilidades en  $x - x$ ,  $x - y$  e  $y - y$ , respectivamente). La porosidad se determina a partir de los índices de vacíos presentados en la



Tablas 5.5, mientras que los valores de permeabilidad corresponden a los indicados en la Tabla 5.6.

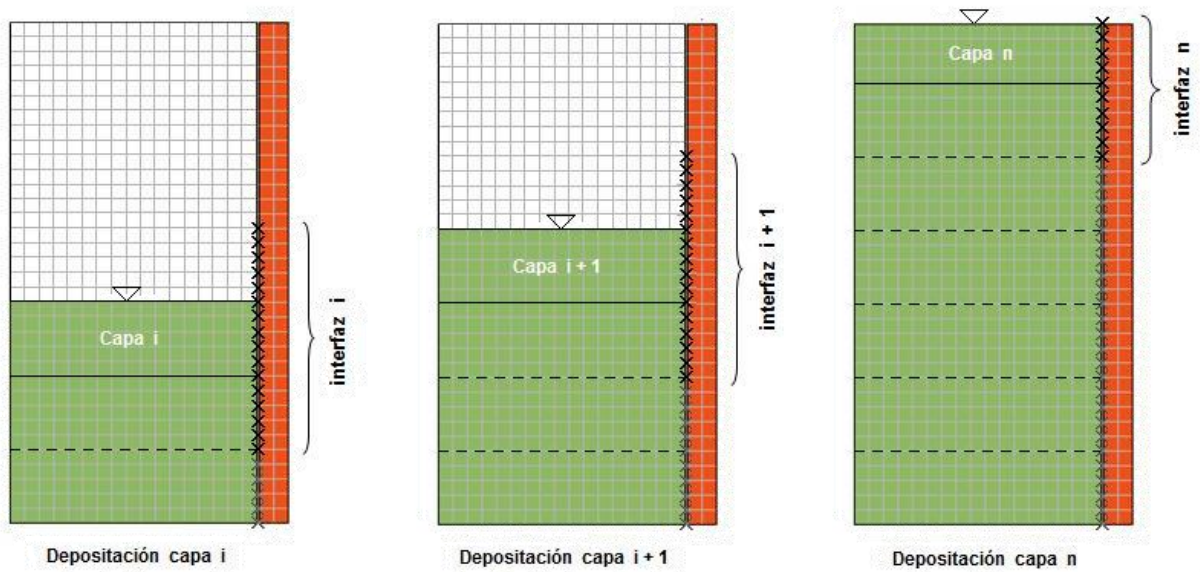
Posteriormente se definen los parámetros del agua. A diferencia de las propiedades de los materiales, el comando que se utiliza es el comando *water*. Con él se asignan la densidad y el módulo volumétrico del agua. Finalmente, se asigna el valor de la aceleración de gravedad con el comando *set*. Estos valores fueron determinados en el acápite 5.6.2.

Así, y de forma organizada, es posible realizar el equilibrio inicial de la probeta en estado estático con el comando *solve* hasta alcanzar un valor de la razón de tensiones menor a un valor estipulado por el usuario.

#### **7.1.4. Confección de probeta**

El equilibrio de la probeta se realiza de acuerdo a la reconstitución de muestra realizada en laboratorio, es decir, mediante depositación de capas saturadas de suelo hasta alcanzar la altura deseada. De esta forma se asegura la saturación total del medio poroso que se deposita y se evita la segregación. En FLAC este proceso se lleva a cabo de la siguiente forma: cada capa se inicializa con una distribución triangular de esfuerzos verticales a lo largo de la capa, correspondiente al peso propio de dicha capa. Esto evita que exista plastificación de la capa de suelo cuando se efectúa el cálculo de las tensiones efectivas producto de la gravedad. Una vez alcanzado el punto de equilibrio, se agrega la capa superior siguiente. El espesor de cada capa es de aproximadamente 6 elementos que, dependiendo de la situación, varía entre 6 y 8 cm. En la Figura 7.7 se muestra un esquema particular del avance del programa en la etapa de confección de probeta para el Modelo 1. Se omite el esquema para el caso del Modelo 2 ya que es análogo, con la diferencia que no se efectúa la definición de interfaces en este proceso.

Es necesario destacar que, en el caso del Modelo 1 mostrado en la Figura 7.7, la inicialización de cada uno de los estratos involucra una extensión de la interfaz en la cara del permeámetro hacia ambos lados de la capa depositada con el propósito de asegurar que el suelo esté siempre en contacto con la pared. Así, la pérdida friccional producto del desplazamiento relativo se mantiene, aún en el caso que las deformaciones verticales en el contacto desfasen la capa  $i$ -ésima de la  $i$ -ésima interfaz definida.



**Figura 7.7. Esquema de la evolución de la deposición del suelo en capas en FLAC.**

Una vez finalizado el llenado por capas, se puede verificar que la distribución de tensiones resultantes en FLAC es aproximadamente triangular en la probeta, siendo consistente con lo que indica la práctica (esto será discutido más adelante en el capítulo de resultados). Las Figuras 7.8 y 7.9, correspondientes a los Modelos 1 y 2, respectivamente, ilustran las distribuciones de esfuerzos verticales efectivos al final de la confección de cada probeta de altura igual a 55.0 cm. El valor teórico del esfuerzo vertical efectivo en condiciones ideales (distribución de un estrato sin roce) es de  $0.55 \text{ t/m}^3$  aproximadamente. Sin embargo, en el modelo se obtienen esfuerzos verticales efectivos en la base del permeámetro levemente menores que alcanzan, en promedio, los  $4.5 \times 10^3 \text{ Pa} = 0.45 \text{ t/m}^3$ . No obstante, se estima que esta leve diferencia se debe a la forma de deposición de las capas de material y a las restricciones de borde del permeámetro.

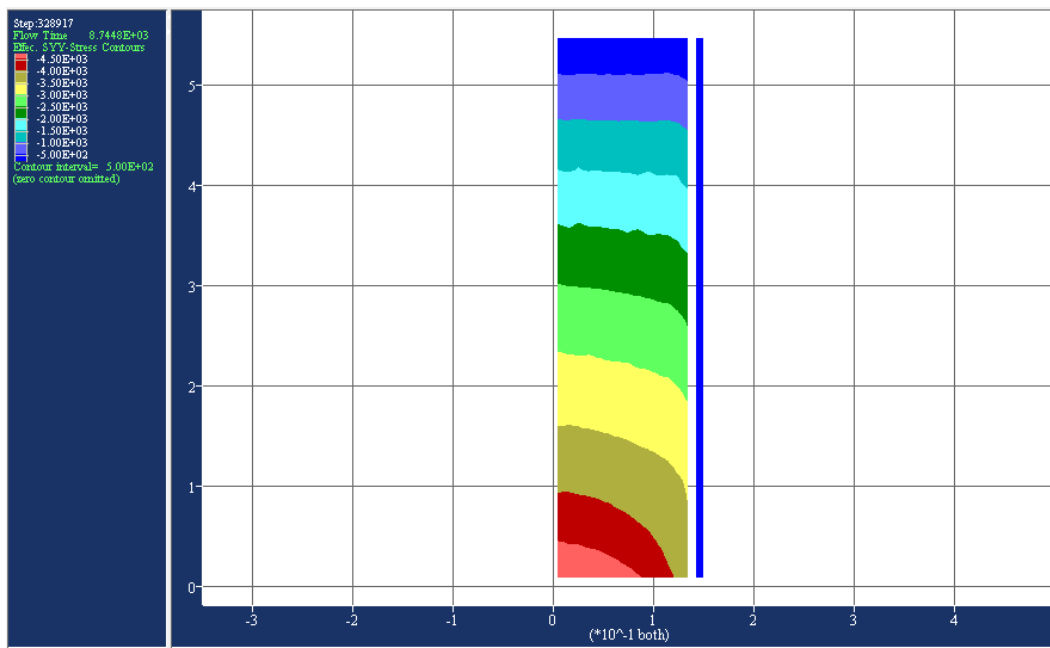


Figura 7.8. Distribución de esfuerzos verticales posterior a la confección de probeta en FLAC, Modelo 1

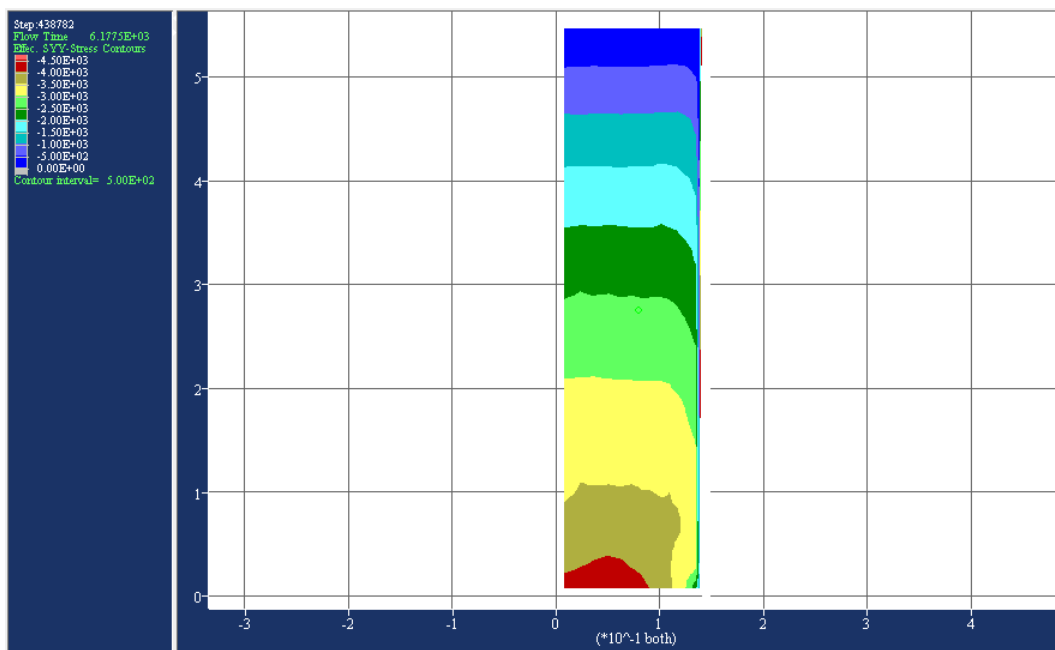


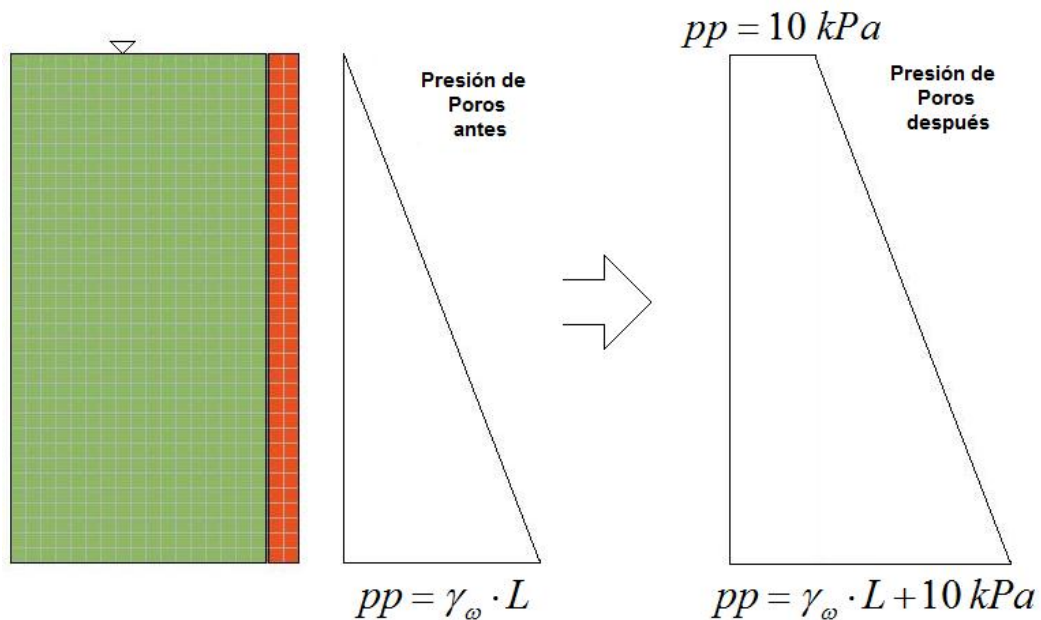
Figura 7.9. Distribución de esfuerzos verticales posterior a la confección de probeta en FLAC, Modelo 2

### 7.1.5. Aplicación de carga vertical

Esta etapa considera inicialmente el leve aumento de la altura de la columna de agua en ambos extremos de modo de evitar una eventual generación de presiones de poros negativa en las

vecindades de los extremos superior e inferior de la probeta durante el análisis numérico. En FLAC se concreta con un incremento progresivo de las presiones de poros hasta generar un exceso de 5 ó 10  $kPa$  en cada extremo hasta alcanzar una distribución lineal a lo largo de toda la probeta. En la Figura 7.10 se indica este proceso.

Posteriormente se generan los esfuerzos aplicados en la cara superior de acuerdo a lo expuesto en la Tabla 5.5. Similarmente a lo realizado en laboratorio, la sollicitación vertical se alcanza efectuando mediante pequeños incrementos de carga (en el caso del Modelo 1) o pequeños incrementos de deformación (en el caso del Modelo 2), asegurando en cada uno de ellos la disipación total de presiones de poros. Este proceso evita que se generen gradientes hidráulicos que pudieran causar erosión durante este proceso y, también, los cambios bruscos de esfuerzos efectivos en la masa de suelo debido a una aplicación repentina de cargas que pudieran conducir a la generación errónea del campo de esfuerzos. Se considera que el modelo se encuentra bien calibrado cuando las tensiones en la placa inferior de la probeta corresponden a las medidas en laboratorio, las cuales son determinadas a partir de las gráficas de las Figuras 6.21 y 6.22. Estos valores se resumen en la Tabla 7.1. Debido a la esbeltez de las probetas (razón Altura – Diámetro mayor a 1), resulta evidente que la tensión promedio medida en la base es menor que la que está aplicada en superficie. La Figura 7.11 indica de forma esquemática la distribución al final de esta etapa.



**Figura 7.10. Aumento de presiones neutras en los extremos para evitar desarrollo de presiones de poro negativas en FLAC.**

Tabla 7.1. Esfuerzos en las placas superior e inferior en cada ensayo en laboratorio

Ensayo	Esfuerzos en Superficie (kPa)	Esfuerzos en placa basal (kPa)
T-0-25-D	25.0	15.0
T-0-100-D	100.0	29.6
T-0-175-D	175.0	54.5
C-30-25-U	25.0	8.5
C-30-50-U	50.0	11.8
C-30-80-U	80.0	17.1
C-30-100-U	100.0	16.2

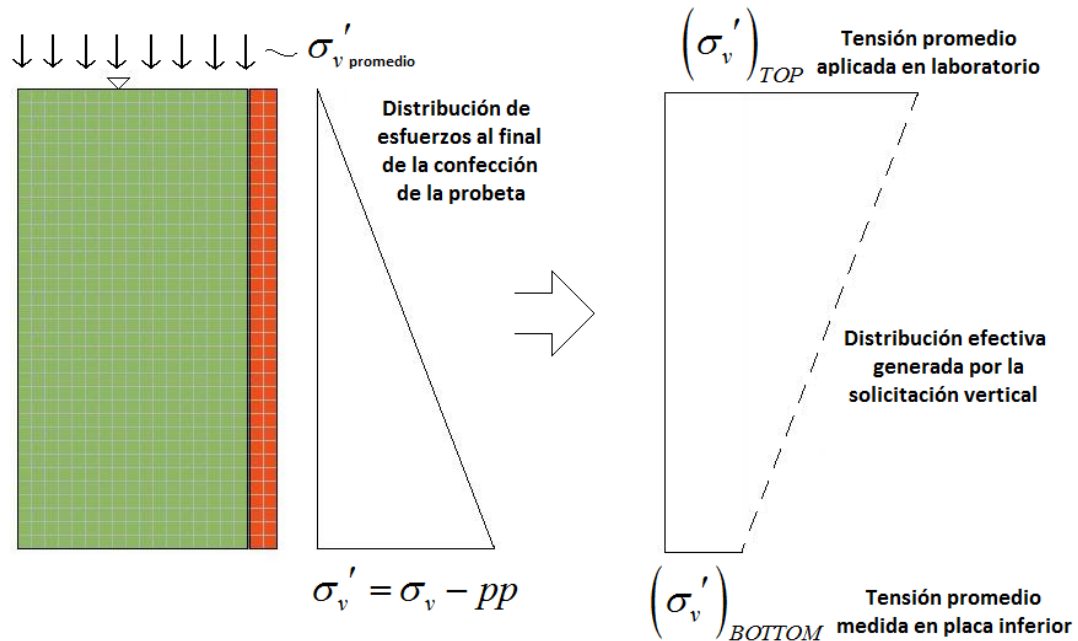


Figura 7.11. Distribución simplificada de las tensiones efectivas en los extremos de la probeta

Moffat, R. (2005) propuso en forma simplificada que la distribución inicial de tensiones efectivas en la probeta (antes de iniciar el flujo de agua) es lineal, tal como lo indica la línea punteada de la Figura 7.11. No obstante, posteriormente se podrá ver que la distribución deducida en FLAC no necesariamente tendrá esta forma.

En FLAC, el aumento de las presiones en los extremos se lleva a cabo con el comando `app pp` (apply pore pressure). La generación de esfuerzos verticales en la placa superior dependerá del caso:

- Caso Modelo 1: el aumento de las tensiones se hace con *app nstress* (apply normal stress). Cabe destacar que la inicialización de cada tensión efectiva vertical en la superficie sólo aplica un esfuerzo mecánico. Como la aplicación de presiones que existe en dicho borde borra el historial de tensiones anteriores, se deben asignar nuevamente las presiones de poros para mantener la carga hidráulica efectiva en los extremos.
- Caso Modelo 2: el aumento de las tensiones es automático y se debe, como ya fue mencionado, al desplazamiento impuesto. No obstante, el comando *ini disp <desplazamiento>* (initial displacement) en FLAC sólo permite la ubicación espacial de los nodos y no genera una condición mecánica en el borde. Para hacer entonces efectivo un incremento de desplazamiento, se debe utilizar el comando *app xvel 0.0 yvel <velocidad>* (apply velocity) en un único paso, y luego permitir la redistribución tensional en conjunto con la disipación de presiones de poros, proceso que en todo momento puede ser llevado a cabo de manera desacoplada.

### 7.1.6. Régimen de Filtraciones

Dependiendo de la dirección del flujo durante el ensayo se efectúa el aumento de las presiones de poros en el extremo superior (en caso de flujo descendente) o en el extremo inferior (en caso de flujo ascendente). Al igual que en laboratorio, el proceso se realiza de forma gradual hasta el gradiente deseado, evitando nuevamente incrementos bruscos de la presión en cualquiera de los extremos. El cambio manual de las presiones de poros obliga a efectuar un cambio en los esfuerzos mecánicos que se aplicaron al final de la etapa de consolidación para mantener constante el esfuerzo en la superficie superior (los comandos utilizados se mostraron previamente).

En todos los casos, se hace efectiva la disipación de presiones de poros midiendo en los extremos de la probeta el caudal de agua que entra o sale, llegando a un equilibrio en el flujo a través de la probeta. Este punto indica un régimen permanente de filtración al cual se le asocia una disipación completa de las presiones. El comando que permite medir las filtraciones en los bordes es la variable fish *gflow(nodo\_x,nodo\_y)*.

Cabe destacar que cuando se realiza un ensayo ascendente, se remueven las constricciones de desplazamiento vertical en la base y se aplican en la parte superior. Se utiliza una restricción de velocidad de los nodos de la base que impide el movimiento vertical.

## 7.2. Horizontes para análisis de esfuerzos

Las probetas que se fabricaron para cada material (Transición y Núcleo) son de distintas alturas, debido al tamaño máximo de partícula y al contenido de finos que definen la matriz porosa (si aplica). En laboratorio se utilizaron alturas promedios aproximadas de 55 cm y 33 cm para el suelo de Transición y Núcleo, respectivamente. En la Figura 7.12 se muestra un esquema que representa el permeámetro mostrado previamente en la Figura 5.15. El aparato construido para efectuar los ensayos en laboratorio de cada suelo tiene transductores distribuidos de la siguiente manera:

*Material de Transición (ver ilustración izquierda de Figura 7.12):*

- Transductor 1: sobre la placa superior
- Transductores 2 a 6: separados cada 12.5 cm
- Transductor 6: a 3 cm por sobre la placa inferior
- Transductor 7: bajo la placa inferior

*Material de Núcleo (ver ilustración derecha de Figura 7.12):*

- Transductor 3: sobre la placa superior
- Transductores 4 a 6: separados cada 12.5 cm
- Transductor 6: a 3 cm por sobre la placa inferior
- Transductor 7: bajo la placa inferior

Como fue posible apreciar en las Figuras 6.23 y 6.24, los resultados de laboratorio se entregaron como valor promedio medido entre transductores. En este contexto, el modelo considera la ubicación de puntos de medición en las mismas líneas en que se encuentran definidas las posiciones de los transductores en el permeámetro de UBC. Los valores característicos en el modelo numérico corresponden entonces al promedio de los esfuerzos promedios de las 14 zonas que se encuentran sobre esta altura con los esfuerzos promedios de las 14 zonas que se encuentran bajo ella, tal como lo indica la Figura 7.13. Debido a que el esquema axisimétrico entrega el análisis sobre 1 radian de suelo modelado, el esfuerzo promedio de una fila de zonas corresponde a la suma de las fuerzas en cada zona, dividida por el área total. Cada fuerza corresponde al esfuerzo calculado por FLAC ( $\sigma'_{yy}$ ) multiplicado por el ancho del elemento,  $b_i$ , y por  $2\pi$ , es decir:

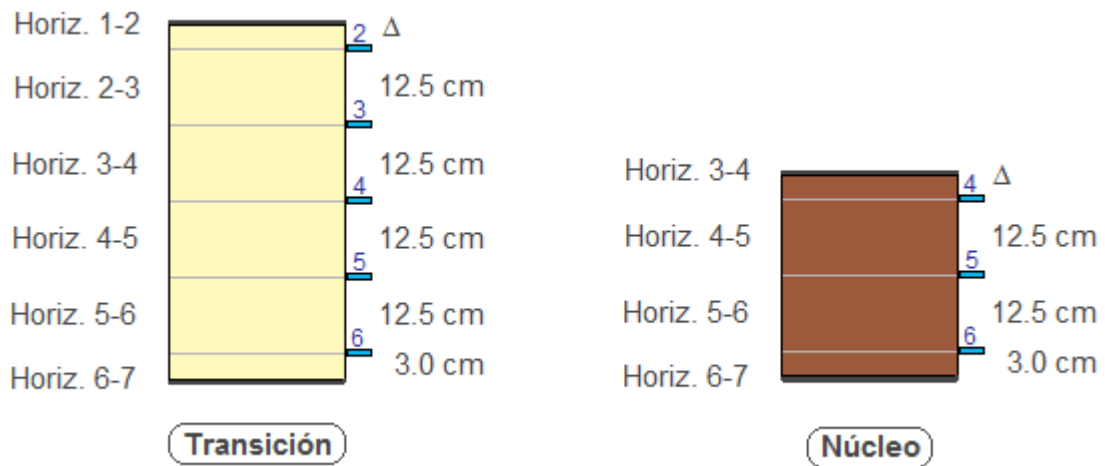
$$F_i = \sigma'_{yy} * b_i * 2\pi$$

$$\sigma_{prom} = \Sigma F_i / Area_{probeta}$$

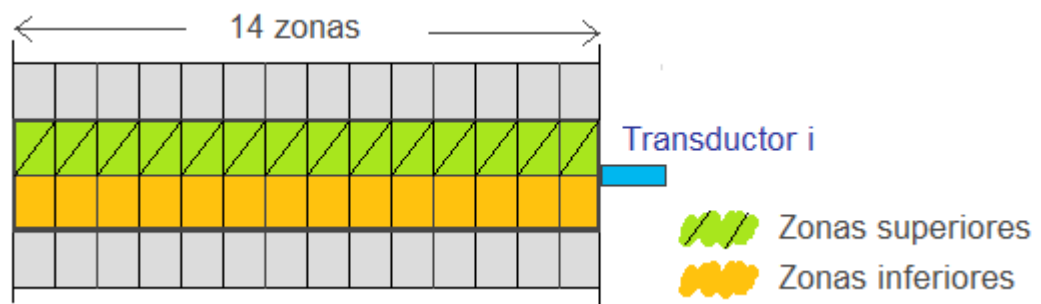
Por su parte, el cálculo de los gradients hidráulicos se efectúa entre transductores como la diferencia de carga hidráulica, dividido por la distancia, es decir:

$$i_{jk} = \Delta h_{jk} / \Delta z_{jk}$$

donde  $\Delta h_{jk}$  es la diferencia de carga hidráulica entre transductores j – k, y  $\Delta z_{jk}$  es la distancia entre ellos.



**Figura 7.12. Definición de Horizontes de acuerdo a la ubicación de transductores en el permeámetro en laboratorio UBC**



**Figura 7.13. Zonas que promedian a la altura del transductor i-ésimo.**



### 7.3. Desacople hidráulico y mecánico

Una mayor velocidad de convergencia en este problema se alcanza utilizando la herramienta que FLAC otorga para independizar los cálculos mecánicos e hidráulicos. El cálculo acoplado es más bien lento y, dependiendo de las propiedades elegidas del fluido, puede demorarse varias veces más que un análisis desacoplado. Esto se lleva a cabo con la herramienta Fast Unsaturated Flow (*set funsat on*) cuando se desea conocer el estado final y no el transiente producto de ajustes en las condiciones de borde.

Es importante recalcar que siempre se utiliza primero la convergencia en fase de flujo (*set flow on – set mech off*), suponiendo el valor real del módulo volumétrico del agua,  $K_w = 2 \text{ GPa}$ , para ajustar las presiones de poro generadas por el aumento de la carga hidráulica. Luego, se efectúa la convergencia mecánica de los esfuerzos efectivos producto de las fuerzas de flujo (*set flow off – set mech on*), suponiendo un valor nulo del módulo volumétrico del agua,  $K_w = 0$ . El significado físico de este último cambio provoca que el programa vea el agua como un fluido totalmente compresible, por lo que cualquier variación de esfuerzos en la masa de suelo no genere excesos de presiones en este ajuste. Es necesario destacar que, y tal como se verá en el capítulo de resultados, la magnitud de los esfuerzos efectivos generados guarda directa relación con el gasto producido por la permeabilidad de cada horizonte de la probeta.

Una vez que ambas fases han alcanzado estados de convergencia, se termina el proceso con una corrida en configuración acoplada (*set flow on – set mech on*), aumentando paulatinamente el módulo volumétrico del agua desde un valor razonable hasta el valor real.

En esta tesis, este método se aplicó en cada uno de los aumentos de carga hidráulica en alguno de los extremos.

### 7.4. Criterios de convergencia

Los criterios utilizados en esta tesis son dos correspondientes a la convergencia mecánica y a la convergencia hidráulica. Los valores para los cuales se considera que el modelo alcanza valores de convergencia, se detallan en cada una de las siguientes situaciones:

*Convergencia mecánica:*

Verifica las fuerzas no balanceadas del sistema entre un ciclo y el siguiente mediante el comando *set sratio value*. El valor límite *value* asignado establece la razón bajo la cual las fuerzas no balanceadas se suponen han alcanzado la convergencia. Una vez ocurrido esto, el programa automáticamente continúa ejecutando las líneas de comandos siguientes. Se ha escogido un valor del *sratio* igual a  $1 \times 10^{-6}$ .

*Convergencia hidráulica:*

Como ya se mencionó previamente, aquí se calculan los caudales de entrada y salida de la probeta. Esto se efectúa mediante el uso del comando *gflow* que evalúa la dirección y magnitud del flujo en todos aquellos nodos donde se han fijado las presiones de poro. Se ha escogido como valor de convergencia una diferencia entre el flujo de la cara de entrada y de salida del permeámetro igual a  $1 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{step}$ , ya que se requiere asegurar la completa disipación de presiones de poros en cada iteración.

## **8. Resultados de los modelos**

Si en el permeámetro no existiera resistencia al roce en la pared, se desarrollarían tanto en la etapa de sollicitación como en la etapa de flujo, esfuerzos efectivos constantes en todo el radio de la probeta. En nuestro caso la superficie vertical de contacto no es perfectamente lisa por lo que se estima que el traspaso de los esfuerzos a través de las partículas, no sólo se produce en dirección descendente, sino también hacia el contacto suelo – permeámetro. En consecuencia, se desarrolla un cambio radial de esfuerzos en cualquier horizonte que se analice.

Lo anterior ha permitido desarrollar dos modelos que utilizan distintos métodos de disipación y que permiten de cierta manera reproducir similares resultados a los obtenidos en los ensayos llevados a cabo en laboratorio. Estos se exponen a continuación.

### **8.1. Modelo 1: Uso de Interfaz como elemento disipador**

El programa de modelación propuesto para el Modelo 1 contempla las corridas que se efectuaron para modelar los ensayos de laboratorio correspondientes a los materiales de Transición (T-0) y Núcleo (C-30). Este considera principalmente la evaluación numérica de parámetros de la interfaz que juegan un rol importante en cada etapa en cuestión. En caso de no converger a un resultado adecuado, se recurre a justificar la no convergencia por medio de consideraciones adicionales a las ya hechas por el modelo.

El árbol jerárquico del Modelo 1 se indica en la Figura 8.1. En este caso, sólo se muestra el caso particular del suelo de Transición sin contenido de finos (T-0), ya que es análogo al del suelo del Núcleo con 30% de contenido de finos (C-30).

Como es posible apreciar en la Figura 8.1, la evaluación de las condiciones hidromecánicas críticas en las probetas de los suelos de Transición y de Núcleo se basarán en la determinación de los esfuerzos efectivos entre transductores distribuidos en altura. Es necesario, entonces, evaluar inicialmente los esfuerzos y gradientes en cada uno de los transductores para luego poder efectuar una correcta interpretación de los resultados de cada horizonte. En consecuencia, se requiere de un exhaustivo análisis de sensibilidad de los parámetros que presentan un grado de incertidumbre en este modelo.

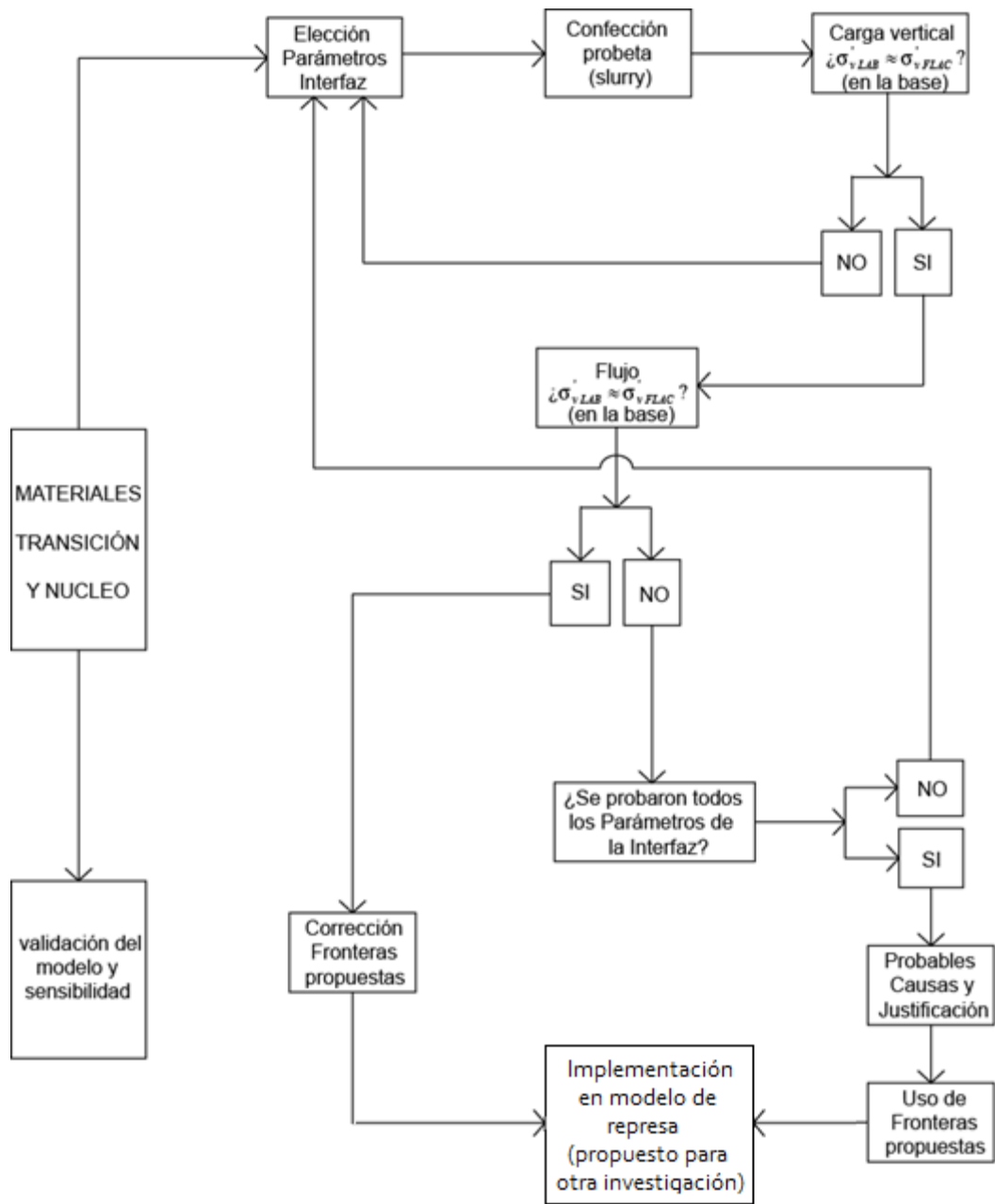


Figura 8.1. Árbol de decisiones para la convergencia al resultado en el modelo, suelo de Transición sin contenido de finos.

### 8.1.1. Distribución radial de esfuerzos efectivos

Un ejemplo de distribución de esfuerzos para el final de la etapa de confección de cada espécimen fue mostrado en el acápite anterior (ver Figura 7.8). Analizando algunos horizontes en la probeta (a alturas de  $0$ ,  $0.50L$  y  $L$ ) luego de la etapa de sollicitación vertical, se escogen los parámetros del ensayo sobre el suelo de Transición sin contenido de finos, consolidado inicialmente a 100 kPa (T-0-100-D). Éstos son los que se muestran en la Tabla 8.1. Los resultados consideran el estado al final de la fábrica de la probeta (ver Figura 8.2), al final de la consolidación (ver Figura 8.3) y dos estados arbitrarios durante el flujo con gradientes hidráulicos promedios iguales a 4 y 10 (ver Figuras 8.4 y 8.5).

**Tabla 8.1. Parámetros del suelo e interfaz utilizados**

Parámetro	Símbolo	Modelo 1 Valor	Unidad	Unidad
Módulo Volumétrico	K	$1.1 \times 10^5$	(kPa)	(kPa)
Módulo de Corte	G	$5.9 \times 10^4$	(kPa)	(kPa)
Ángulo de Fricción interna	$\phi$	38.0	(°)	(°)
Cohesión	c	0.0	(kPa)	(kPa)
Permeabilidad	k	$1.0 \times 10^{-4}$	(cm/s)	(cm/s)
Resorte de Rigidez Normal	$k_N$	$4.5 \times 10^6$	(kPa/m)	(kPa/m)
Resorte de Rigidez de Corte	$k_S$	$1.0 \times 10^6$	(kPa/m)	(kPa/m)
Ángulo de Fricción interfaz	$\delta$	30.4	(°)	(°)

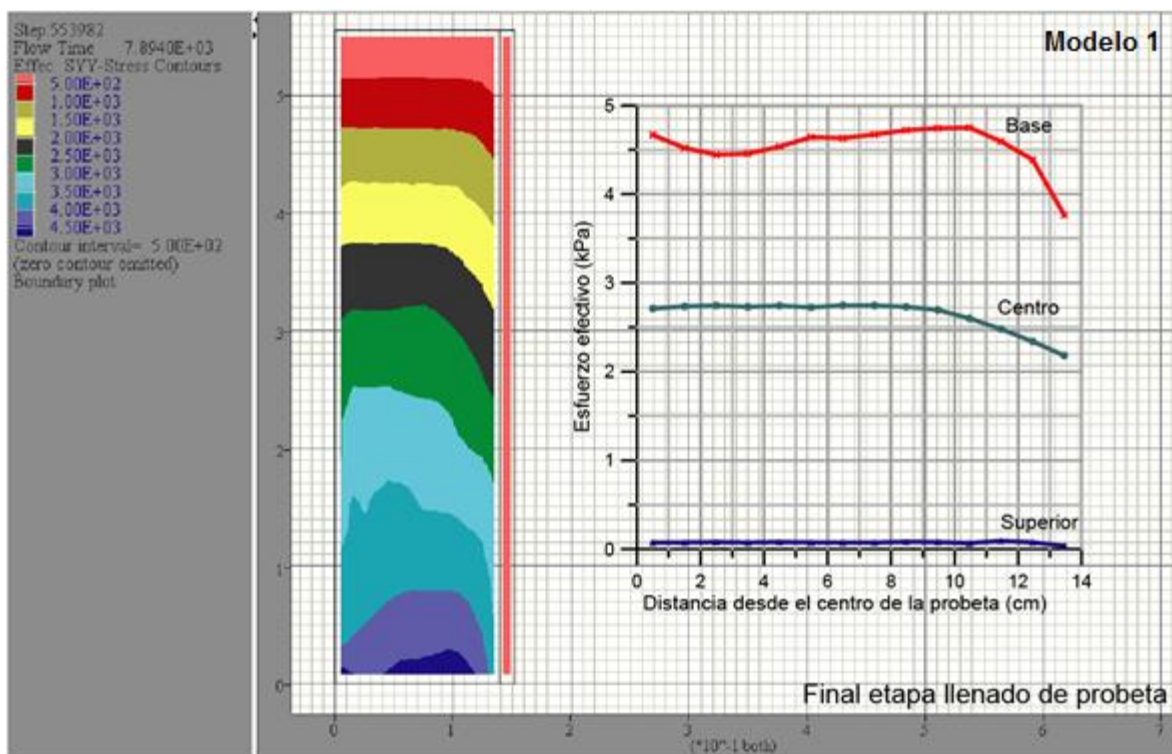


Figura 8.2. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la fábrica de la probeta

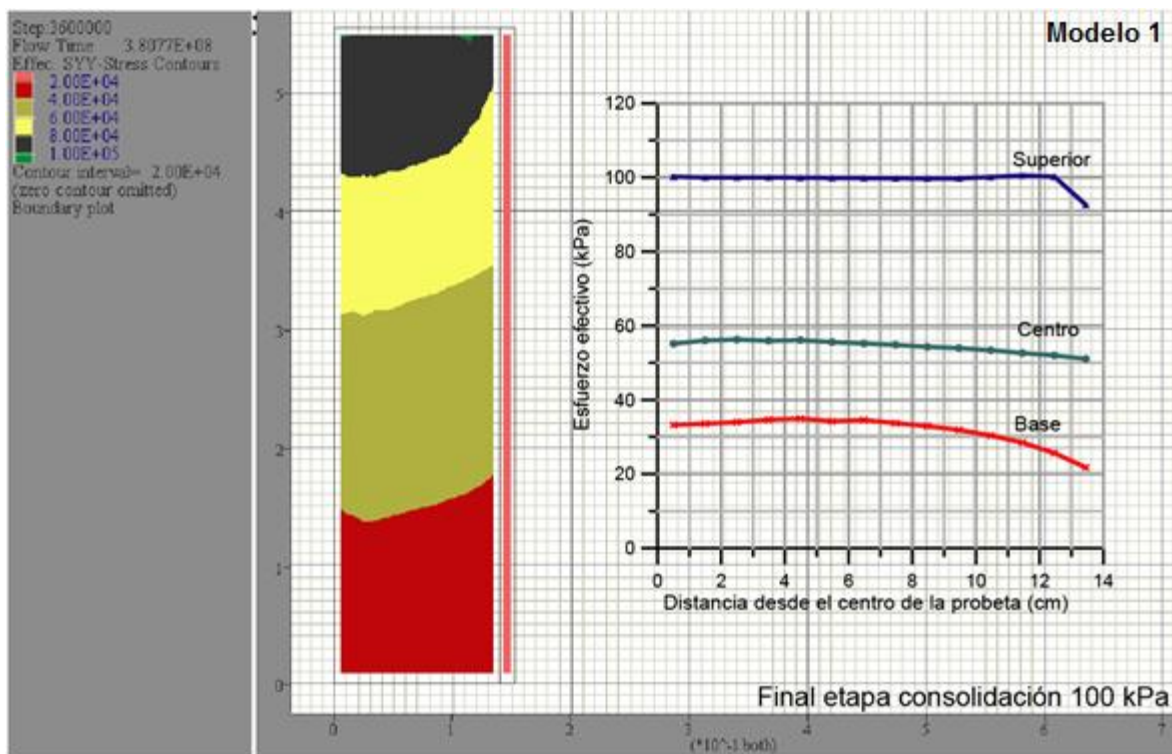


Figura 8.3. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación

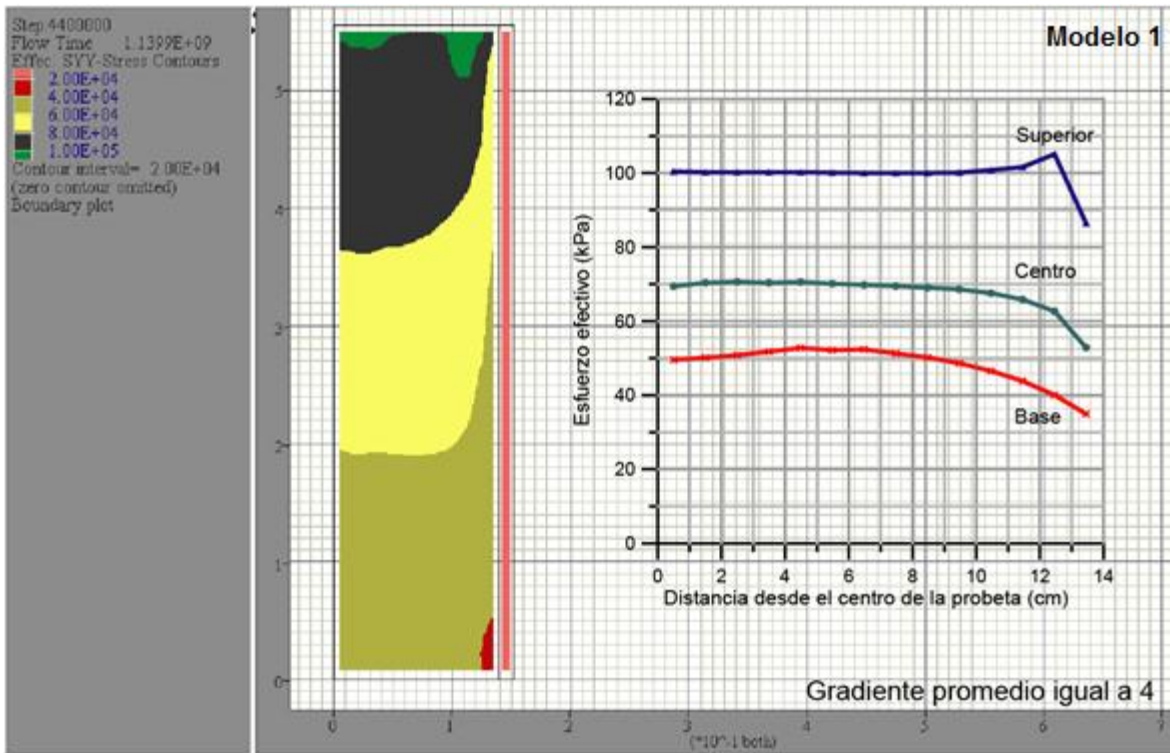


Figura 8.4. Distr. esfuerzos efectivos verticales en flujo descendente con  $i_{prom} = 4$

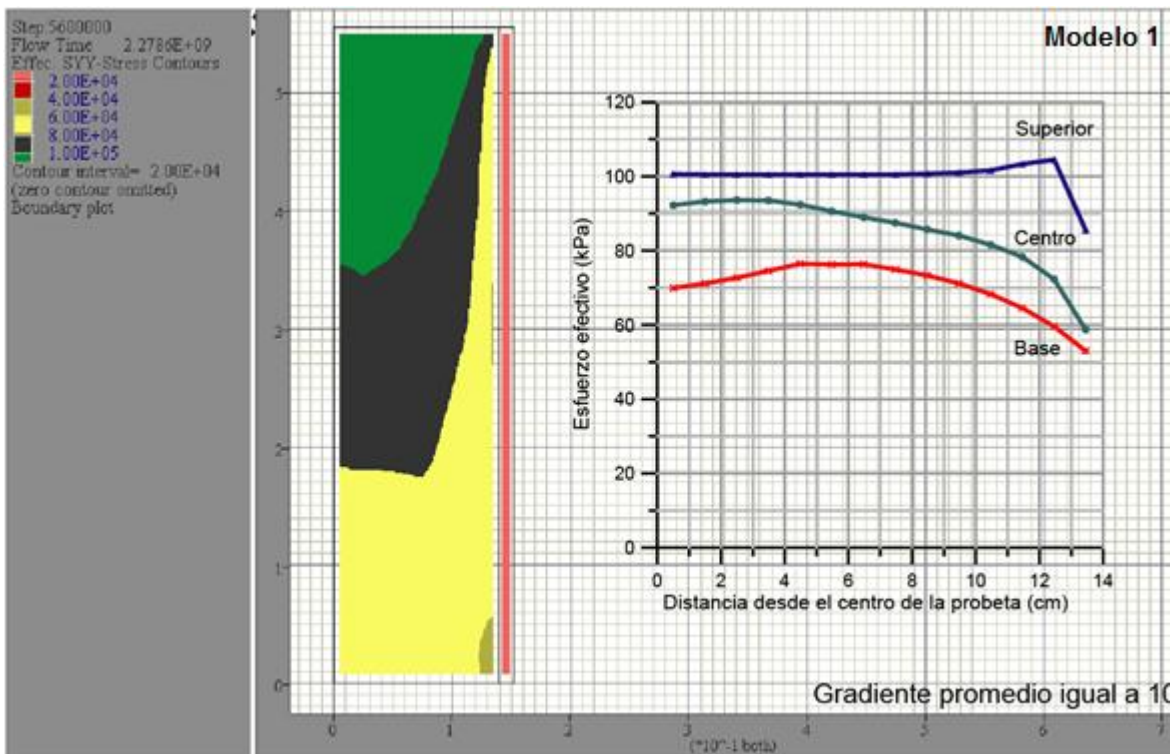


Figura 8.5. Distr. esfuerzos efectivos verticales en flujo descendente con  $i_{prom} = 10$

Evidentemente los esfuerzos efectivos en cada altura (medidas desde la base) disminuyen cuando se aproximan hacia la interfaz. Esto guarda relación con lo postulado por Filz and Duncan (1997), que muestran una distribución parabólica del asentamiento del suelo al alejarse de un muro (campo libre) cuando se aplica un esfuerzo detrás de la estructura (ver acápite 5.4.3): un menor asentamiento medido en la vecindad del muro es totalmente concordante con este modelo, ya que se traduce en una caída de esfuerzos en la interfaz.

Además, se puede apreciar que el flujo descendente produce un aumento en los esfuerzos en distintos horizontes del espécimen, confirmando la acción de las fuerzas de flujo sobre el material depositado cuando se aumenta el gradiente hidráulico promedio aplicado.

Se infiere, finalmente, que la interfaz se ha definido correctamente en FLAC y que reproduce la disminución en los esfuerzos en su vecindad producto de la resistencia al corte ( $K_s$  y  $\delta$  no nulos).

### **8.1.2. Evolución de esfuerzos y gradientes entre transductores**

Se inspeccionará la variación de los esfuerzos verticales efectivos cuando se evalúan capas de distinta permeabilidad en la probeta. Se analizará además el efecto de los parámetros elásticos (módulo volumétrico y módulo de corte) en las tensiones deducidas en cada uno de los horizontes de la probeta.

Se utilizará, para este efecto, el suelo consolidado con una carga vertical de 100 kPa en una probeta de 55.5 cm de alto y un radio igual al del permeámetro utilizado en esta oportunidad en el laboratorio ( $R = 14$  cm aprox.), características que corresponden al ensayo T-0-100-D. Se utilizarán los parámetros de la interfaz que son relevantes para el modelo (analizados y discutidos en los acápite 5.4 y 5.5), y que pertenecen a la familia de valores que satisfacen los esfuerzos efectivos en la base del permeámetro (capítulo 8.1.3). Estos se mantendrán constantes en este análisis, y corresponden a los siguientes valores:  $k_N = 4.5 \times 10^6$  (kPa/m),  $k_s = 1.0 \times 10^6$  (kPa/m) y  $\delta/\phi = 0.8$ , con  $\phi = 38^\circ$ . La probeta es analizada en los mismos horizontes definidos para los ensayos de laboratorio (entre transductores). Esto último, para mantener las condiciones bajo las cuales se modelarán posteriormente tanto el suelo de Transición sin contenido de finos y el del Núcleo con un 30% de contenido de finos. Los



resultados se indican en las Figuras 8.6 a 8.17. Las combinaciones a utilizar en cada una de ellas son los mostrados en la Tabla 8.2.

**Tabla 8.2. Combinaciones a utilizar para validar el modelo (basado en T-0-100-D)**

Combinación N°	Módulo Volumétrico (kPa)	Módulo de Corte (kPa)	Permeabilidad mitad superior (cm/s)	Permeabilidad mitad inferior (cm/s)
1	$1.1 \times 10^4$	$5.9 \times 10^3$	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
2	$6.0 \times 10^4$	$3.2 \times 10^4$	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
3	$1.1 \times 10^5$	$5.9 \times 10^4$	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
4	$6.0 \times 10^5$	$3.2 \times 10^5$	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
5	$1.1 \times 10^5$	$5.9 \times 10^4$	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-2}$
6	$1.1 \times 10^5$	$5.9 \times 10^4$	$1 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-4}$

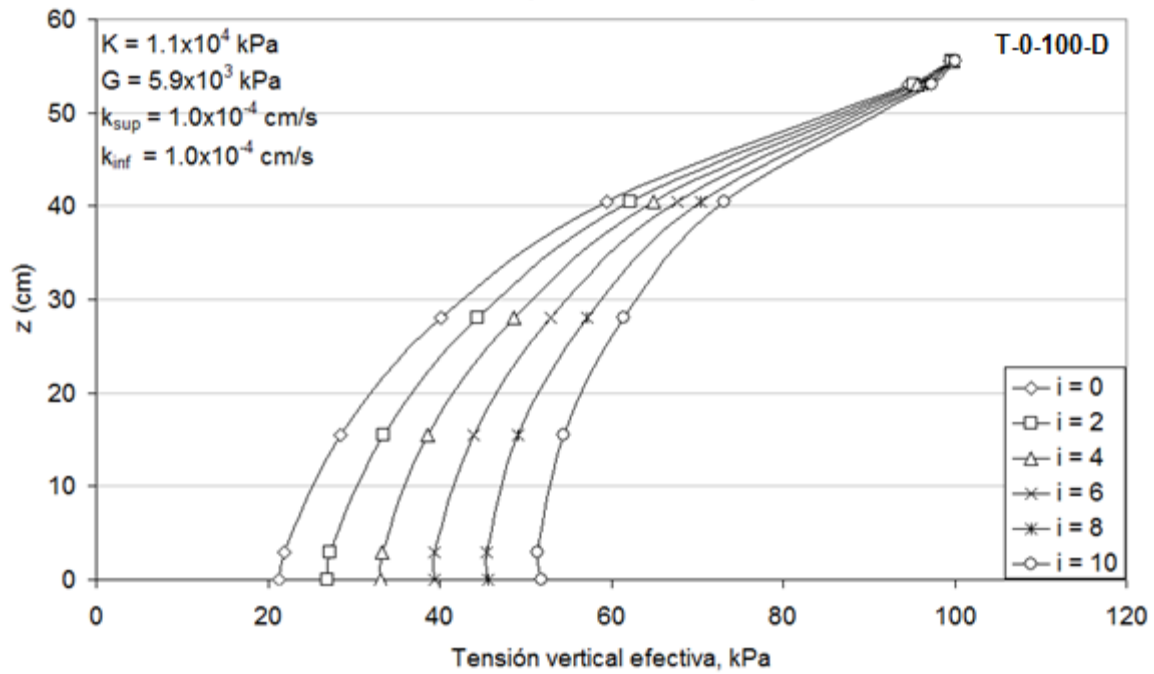


Figura 8.6. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 1

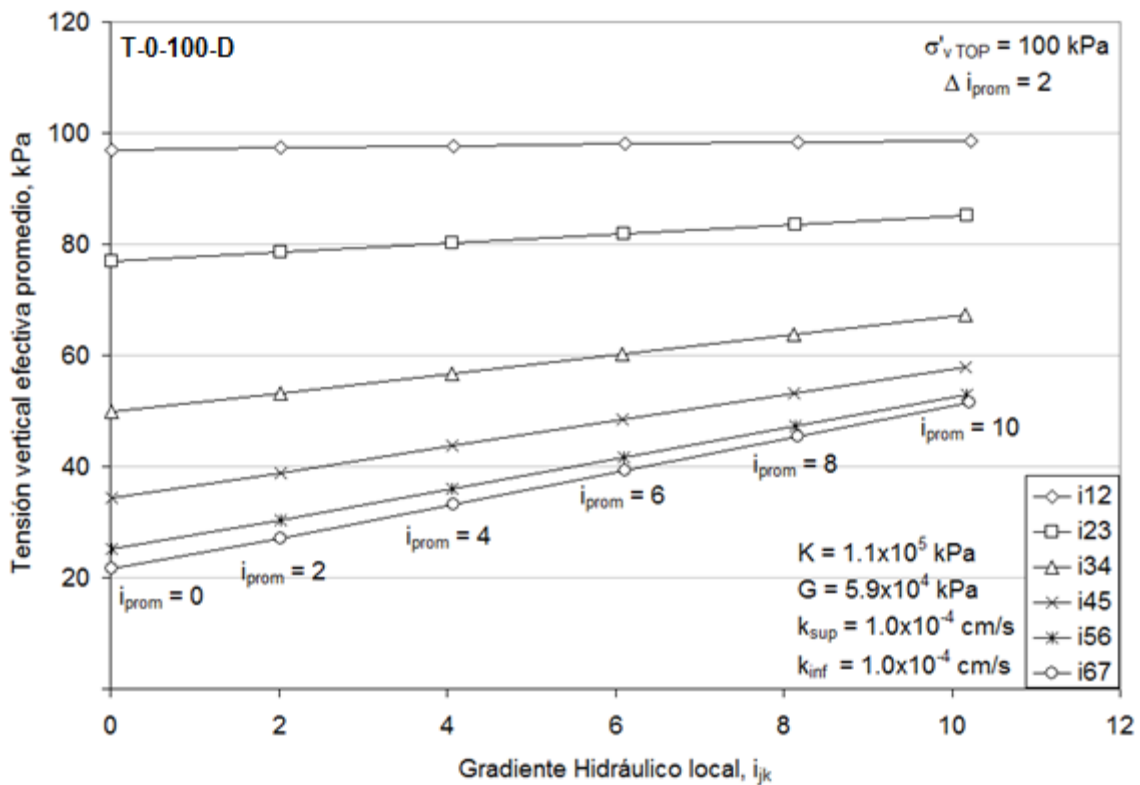


Figura 8.7. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 1

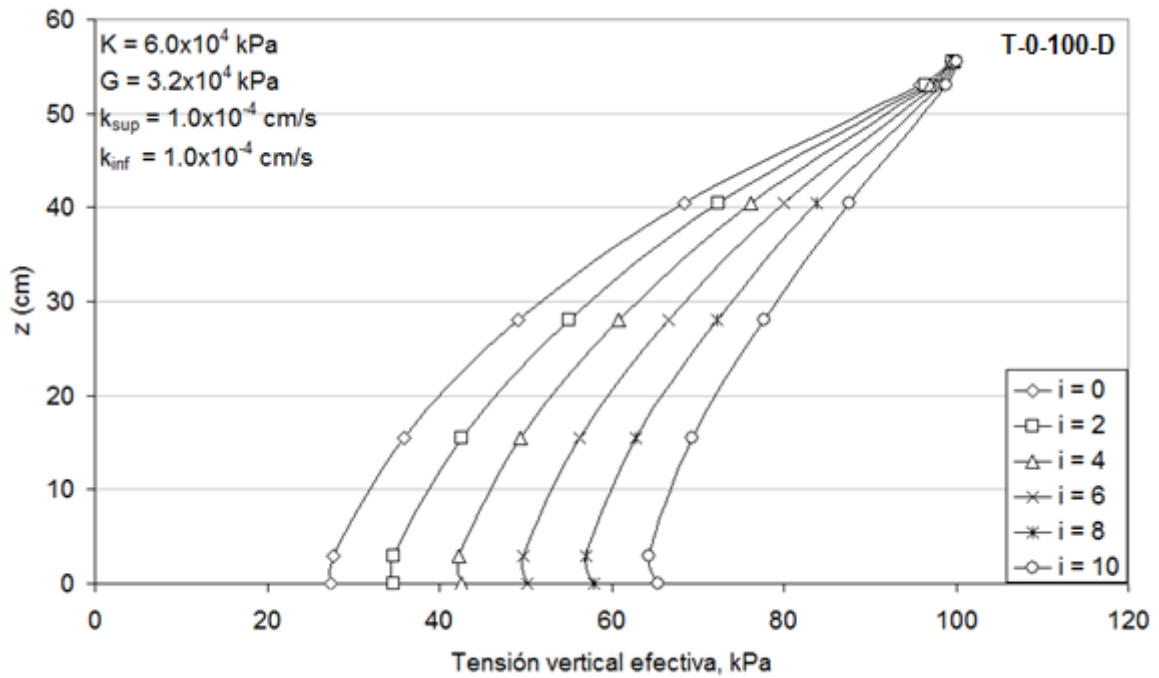


Figura 8.8. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 2

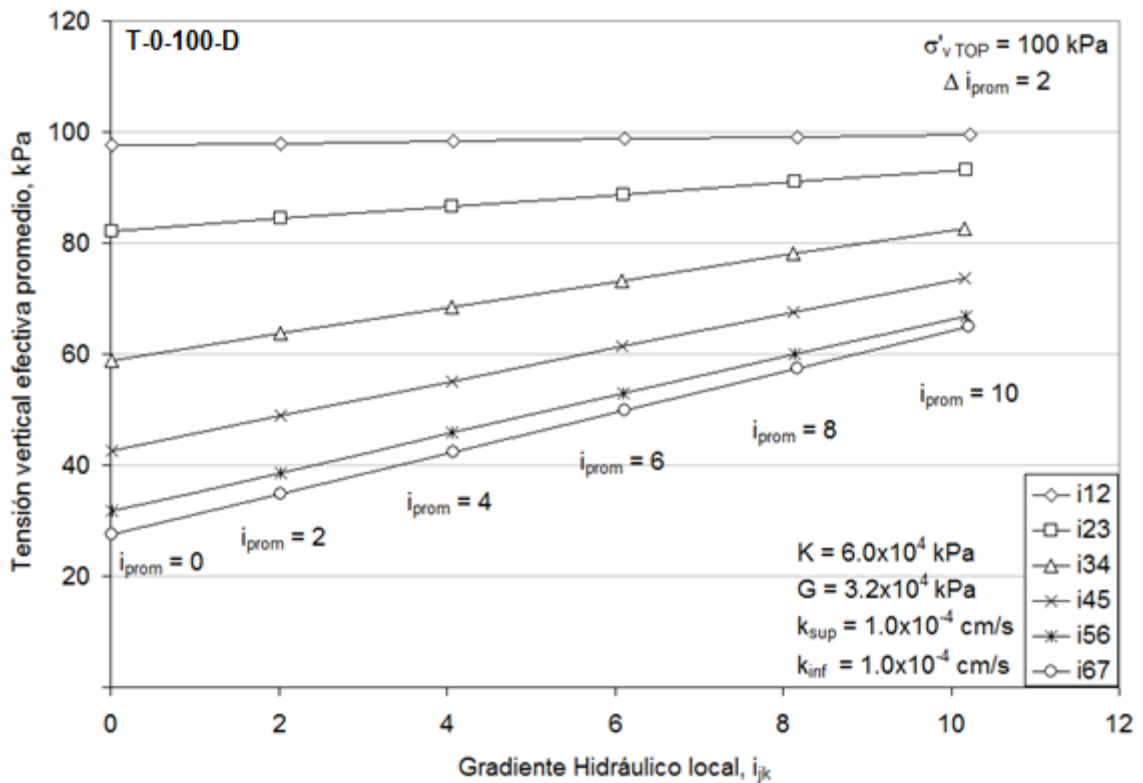


Figura 8.9. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 2

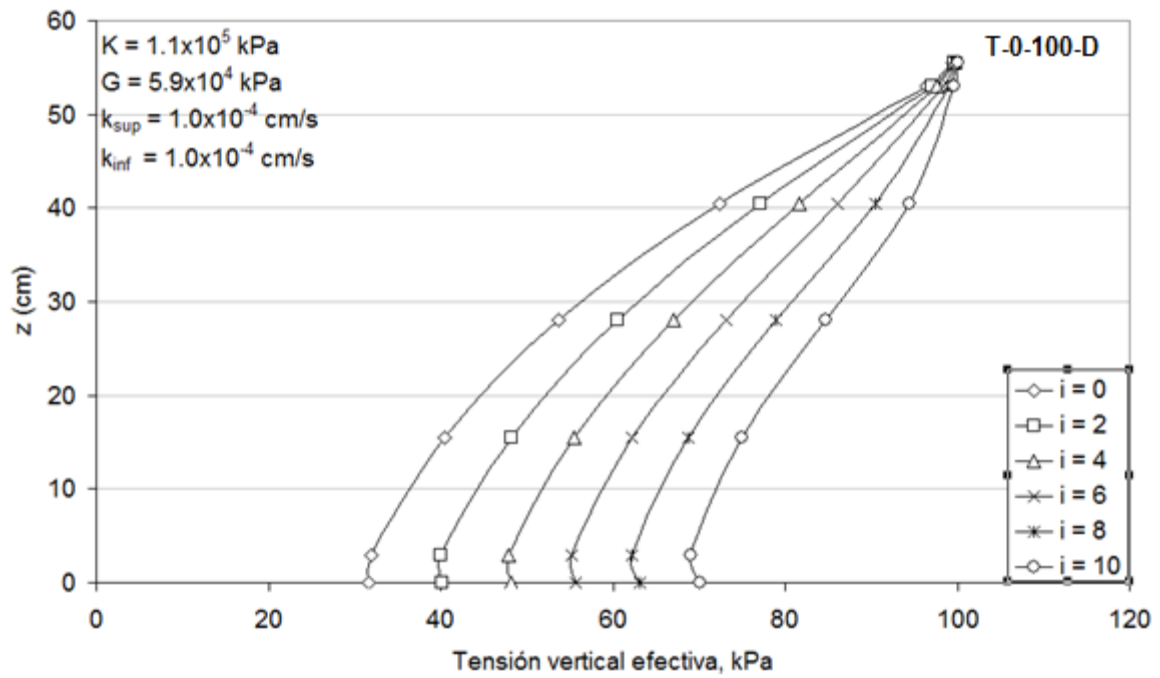


Figura 8.10. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 3

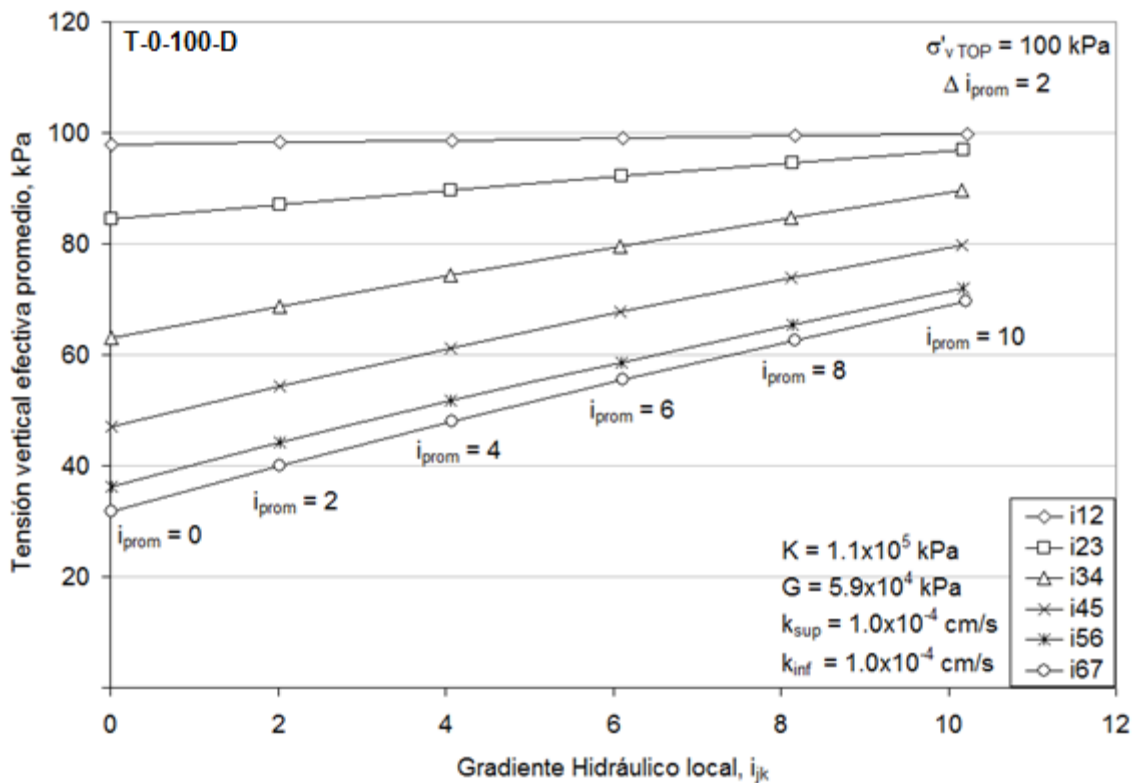


Figura 8.11. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 3

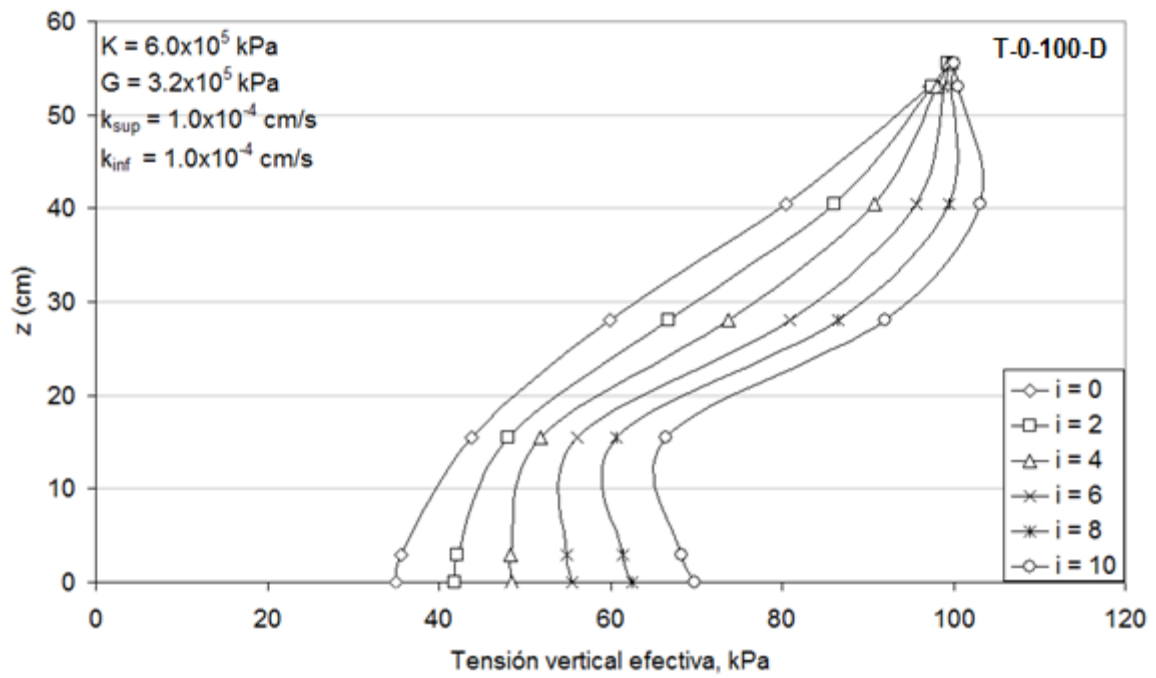


Figura 8.12. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 4

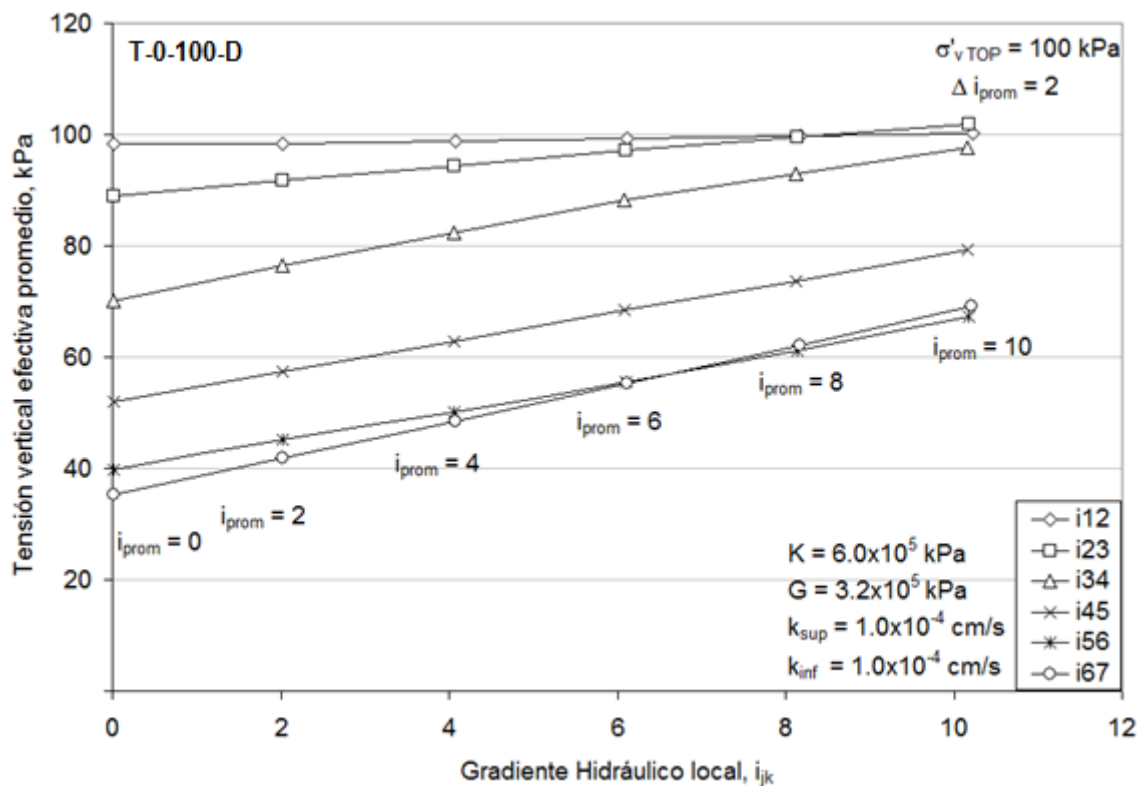


Figura 8.13. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 4

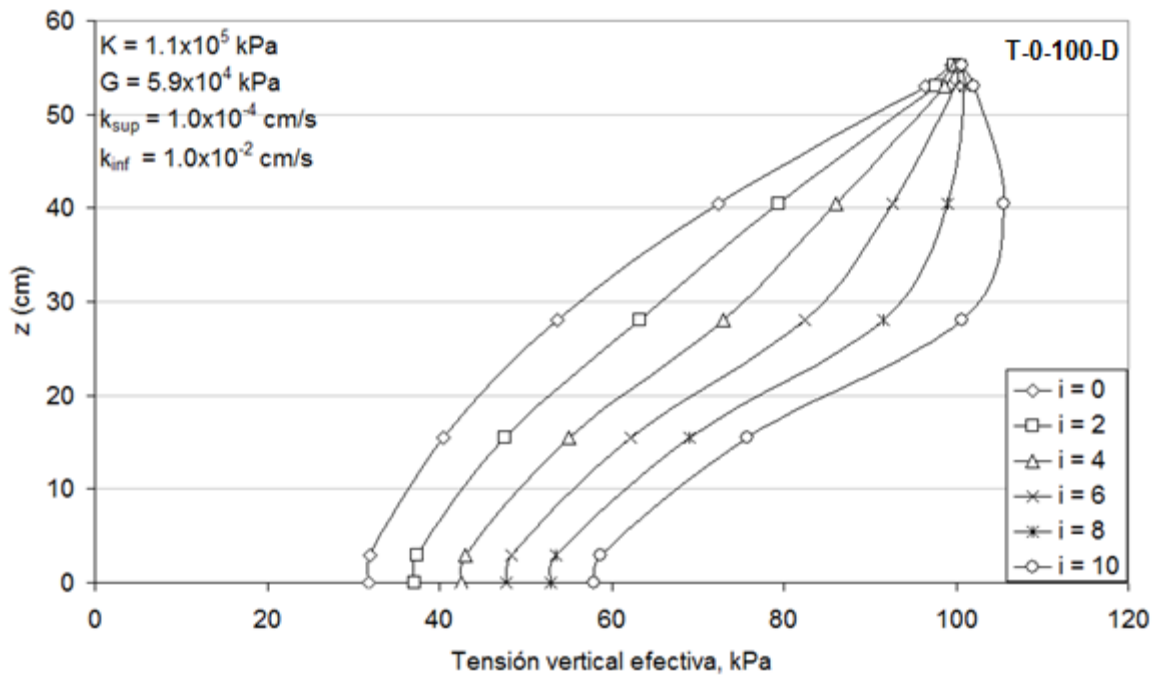


Figura 8.14. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 5

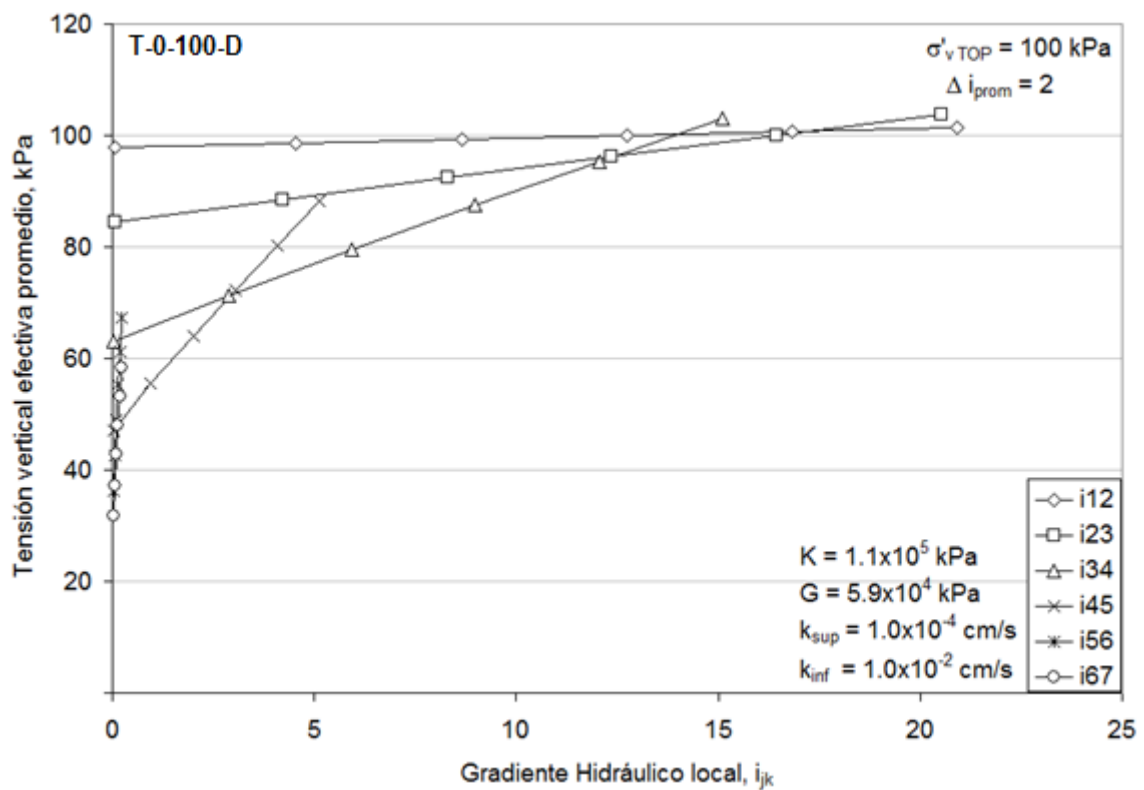


Figura 8.15. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 5

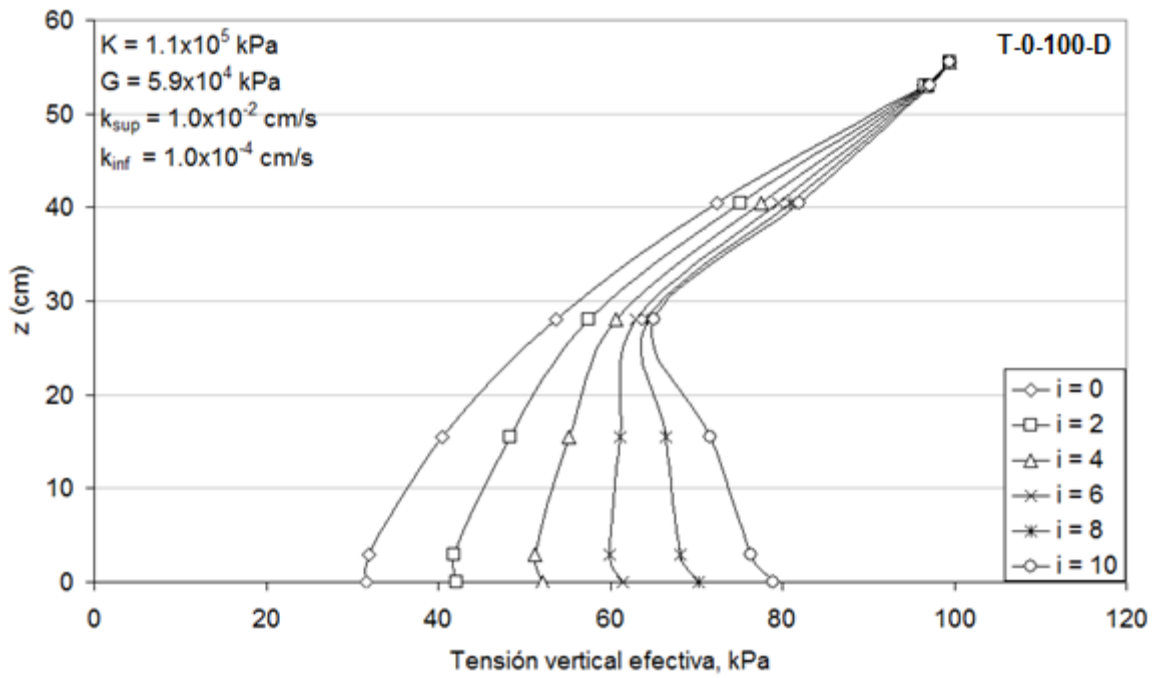


Figura 8.16. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 6

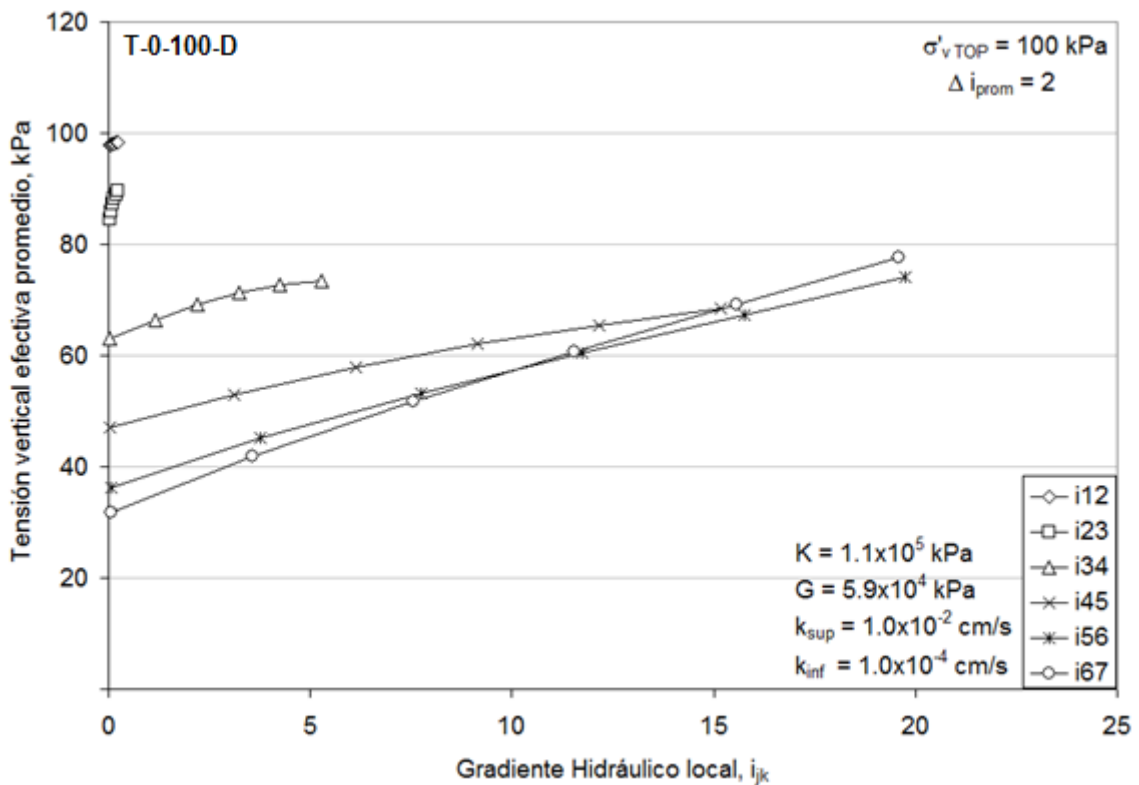


Figura 8.17. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 6

Manteniendo constantes los valores en la interfaz, es posible apreciar que el modelo responde fuertemente a la variación en la permeabilidad (ver Figuras 8.6 a 8.13) y, en menor intensidad, a la variación de los parámetros del suelo, incidiendo directamente en la distribución de los esfuerzos efectivos y en el gradiente hidráulico local desarrollado en cada horizonte.

En un primer análisis, los resultados de las combinaciones 1 a 4, con permeabilidad uniforme en toda la probeta, indican lo siguiente:

- Al término de la aplicación de carga en la placa superior, los esfuerzos verticales efectivos son menores en profundidad, corroborando la caída de éstos producto del contacto entre permeámetro y suelo mediante la interfaz. Es decir,  $\sigma'_{12} > \sigma'_{23} > \sigma'_{34} > \sigma'_{45} > \sigma'_{56} > \sigma'_{67}$ . Esto se puede apreciar en las Figuras 8.7, 8.9, 8.11, 8.13, 8.15 y 8.17.
- La variación de los parámetros del suelo en 1 y hasta en 2 órdenes de magnitud indica que el esfuerzo medido en la base de la probeta, al final de la etapa de sollicitación vertical, puede variar en hasta 15 kPa, aproximadamente.
- Materiales menos rígidos o de menor módulo de deformación conducen menos esfuerzos verticales que los materiales más rígidos. Es decir, es posible apreciar un mayor esfuerzo en la base de la probeta con el aumento de la rigidez del material. Sin embargo, comparando las Figuras 8.10 y 8.12, se puede apreciar que existe un valor umbral en los parámetros del suelo, K y G, para los cuales los esfuerzos verticales medidos en la base se mantienen prácticamente constantes. No obstante, la distribución de esfuerzos en el cuerpo de la probeta son distintos, siendo mayores en la mitad superior de los suelos más rígidos.
- Independiente de los parámetros elásticos del suelo utilizados, y para una única permeabilidad en toda la probeta, el desarrollo de los gradientes hidráulicos locales se mantiene igual a los gradientes hidráulicos promedios aplicados, tal como se esperaba.
- Al inducirse flujo descendente, los esfuerzos promedios en cada uno de los horizontes aumenta de forma lineal, mostrando que las fuerzas de flujo actúan en todo el radio de la probeta y que su magnitud varía dependiendo de la lejanía respecto de la placa superior (que mantuvo esfuerzos constantes en los ensayos de laboratorio).
- El cambio en las permeabilidades en 2 órdenes de magnitud altera enormemente la distribución de esfuerzos efectivos. Existe un mayor gasto a través del estrato más impermeable y, en consecuencia, un aumento de los esfuerzos efectivos en este horizonte. Esto se encuentra en total concordancia con la teoría de flujos clásica encontrada en la literatura, donde  $F_f = V \cdot i \cdot \gamma_w$ .



- Si se comparan las Figuras 8.11 y 8.17 es posible apreciar que, para una carga que genera un gradiente promedio igual a 10 en flujo descendente, el gradiente hidráulico local en el horizonte más impermeable llega a ser el doble que el calculado para una probeta con permeabilidad homogénea.
- Los modelos que poseen capas con distinta permeabilidad generan trayectorias de esfuerzo – gradiente hidráulico local similares a las deducidas de forma simplificada en laboratorio, lo que hace pensar que es este fenómeno el que domina la distribución de tensiones en las probetas ensayadas y, en definitiva, el que controla la inestabilidad de los materiales ensayados.

En resumen, el modelo se comporta correctamente de acuerdo a la variación de parámetros escogidos y permite continuar con el análisis de sensibilidad que se debe efectuar en la interfaz para cada uno de los suelos de Transición sin contenido de finos y de Núcleo con 30% de contenido de finos, de manera de alcanzar un esfuerzo vertical en la base que se aproxime al medido en laboratorio.

### **8.1.3. Calibración del modelo 1**

Se lleva inicialmente a cabo la calibración del material de Transición que no contiene finos (T-0), el cual fue solicitado en flujo descendente con tensiones verticales efectivas en la superficie de  $25\text{ kPa}$ ,  $100\text{ kPa}$  y  $175\text{ kPa}$ . Posteriormente, se analiza el suelo del Núcleo con 30% de contenido de finos (C-30), el cual fue solicitado en flujo ascendente con tensiones en la placa superior de  $25\text{ kPa}$ ,  $50\text{ kPa}$ ,  $80\text{ kPa}$  y  $100\text{ kPa}$ . Cabe destacar que los resultados acá mostrados corresponden a las iteraciones mostradas en el árbol de decisiones en la figura 8.1.

Según lo estipulado por Itasca (2005) se dedujo que el valor máximo de la rigidez normal para la interfaz en los suelos es  $k_n = 1 \times 10^7\text{ kPa/m}$ . Tomando esto en consideración, se encontrarán los valores de rigidez de corte que satisfagan el traspaso de tensiones efectivas en profundidad para 3 valores de la razón de ángulos de fricción en la interfaz. Éstos han sido escogidos como el valor representativo para superficie lisa,  $\delta/\phi' = 0.50$ , superficies de rugosidad intermedia,  $\delta/\phi' = 0.65$  y superficie rugosa,  $\delta/\phi' = 0.80$ . Los rangos de los valores para cada superficie fueron expuestos previamente en la Tabla 5.11.

### 8.1.3.1. Material de Transición (T-0), C.F. = 0%

Se consideran los parámetros del suelo inferidos previamente en la Tabla 5.7. Se efectúan análisis de sensibilidad sobre cada uno de los parámetros de la interfaz, utilizando distintas combinaciones del resorte de rigidez normal,  $k_n$ , resorte de rigidez de corte,  $k_s$  y ángulo de fricción de la interfaz,  $\delta$ . Una vez obtenido el trío de parámetros adecuado, considerado como el que se acerca con menor error a los esfuerzos verticales medidos en la base en laboratorio simultáneamente en las 3 probetas T-0-25-D, T-0-100-D y T-0-175-D, se realiza un análisis de sensibilidad sobre el ángulo de dilatación,  $\psi$ , para conocer cómo varían el resto de los valores para satisfacer el requisito de tensión vertical efectiva experimental en la base.

Las Figuras 8.18, 8.19 y 8.20, correspondientes a las razones de ángulos de fricción de 0.50, 0.65 y 0.80, respectivamente, muestran los esfuerzos efectivos en la base al final de la etapa de sollicitación vertical cuando el valor del ángulo de fricción interna permanece constante, igual a  $38^\circ$ . Por otra parte, las Figuras 8.21 y 8.22 (sólo se grafican  $\delta/\phi' = 0.65$  y  $0.80$ , ya que la razón de 0.50 difiere enormemente de los resultados esperados) muestran la variación de la tensión vertical en el caso que el valor de rigidez de resorte normal se mantiene constante. Todas estas figuras corresponden a una situación en que el ángulo de dilatación es nulo.

En cada gráfico, las curvas obtenidas por modelación numérica asociadas a los valores promedios<sup>†</sup> de la tensión efectiva calculados en la base, deben intersectarse con las rectas discontinuas horizontales, correspondientes a los valores de tensión efectiva en la base medidas en laboratorio (ver Tabla 8.3). Cuando esto ocurre, se obtiene el valor buscado del resorte de rigidez de corte para un resorte de rigidez normal y una razón de ángulos de fricción dados.

**Tabla 8.3. Tensiones efectivas verticales medidas en la base del permeámetro en laboratorio de los ensayos sobre el suelo de Transición sin contenido de finos.**

Código del ensayo	Dirección de flujo	Tensión vertical efectiva en la superficie, kPa	Tensión vertical efectiva medida en la base, kPa
T-0-25-D	Descendente	25	15.0
T-0-100-D	Descendente	100	29.6
T-0-175-D	Descendente	175	54.4

<sup>†</sup> Tensión promedio en la base corresponde a la media aritmética de los esfuerzos en cada una de las zonas correspondientes a la profundidad indicada, como se explicó en el capítulo 7.

En el rango de rigideces de corte de la interfaz, independiente del valor de la razón de ángulos de fricción utilizada, las tendencias en las Figuras 8.18 a 8.20 indican lo siguiente:

- Las tensiones verticales efectivas que se alcanzan en la base de la probeta dependen de un valor umbral de rigidez de corte denotado con un círculo rojo: bajo éste, los esfuerzos verticales disminuyen cuando la rigidez normal aumenta, mientras que para valores mayores los esfuerzos verticales aumentan cuando el valor de la rigidez normal disminuye.
- Para un valor constante de rigidez normal de la interfaz, a medida que aumenta el valor de la rigidez de corte de la interfaz, las tensiones efectivas que se alcanzan en la base de la probeta disminuyen y tienden a un valor asintótico.
- A medida que aumenta el valor del ángulo de fricción de la interfaz, las tensiones efectivas que se alcanzan en la base de la probeta disminuyen, es decir, una mayor fricción en la zona de contacto implica una pérdida mayor del traspaso de tensiones desde la superficie hasta la base de la probeta.

Las dos primeras Figuras (8.18 y 8.19) muestran que, para cargas en la placa superior de 100 y 175 kPa, no se alcanza el estado tensional obtenido en laboratorio en la base de las probetas (ninguna interseca la recta horizontal punteada). Por ende, la razón entre ángulos de fricción se encuentra en el rango de interacción de superficie rugosa ( $0.65 < \delta/\phi' < 1.00$ ), tal como se postuló anteriormente en el capítulo 5. Consecuentemente, los resultados de la figura 8.20, correspondientes a una razón entre ángulos de fricción de  $\delta/\phi' = 0.80$ , satisfacen el estado tensional para cada uno de los 3 casos en el rango de rigidez normal analizados. Se resuelve utilizar esta última razón del ángulo de fricción en el modelo.

De acuerdo a lo anterior, las Figuras 8.21 y 8.22 muestran el análisis de sensibilidad cuando se varían los valores de la rigidez normal entre  $1 \times 10^6 \text{ kPa/m} < k_n < 1 \times 10^7 \text{ kPa/m}$  (ángulo de dilatación nulo). Se necesita que las diferencias entre los valores de tensión obtenidos en FLAC y aquellos obtenidos en el laboratorio para cada una de las probetas ensayadas a 25, 100 y 175 kPa (líneas punteadas), entreguen una desviación estándar mínima en cada combinación.

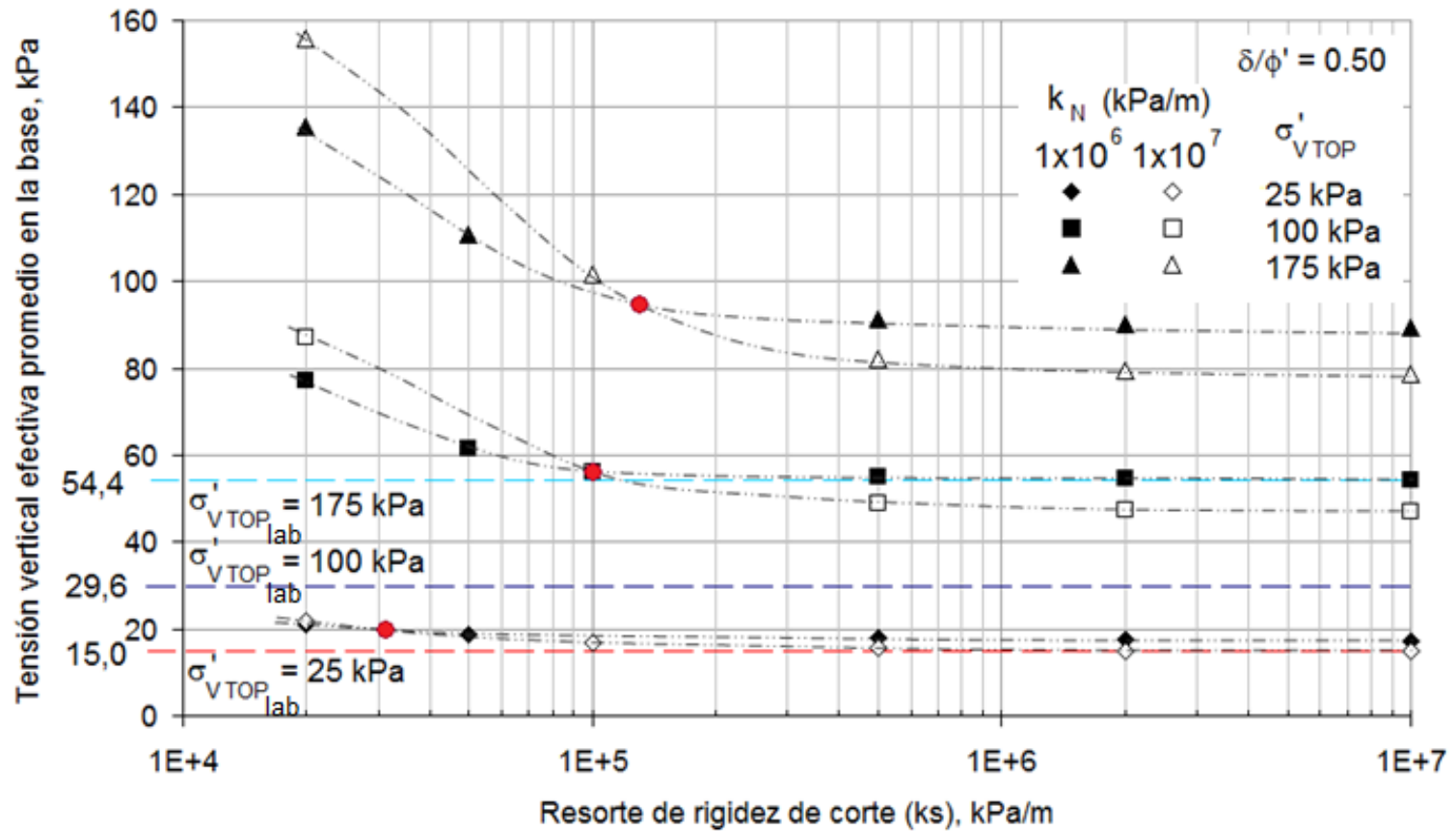


Figura 8.18. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ .

Ángulo de fricción interfaz  $\delta = 0.50 \cdot \phi'$

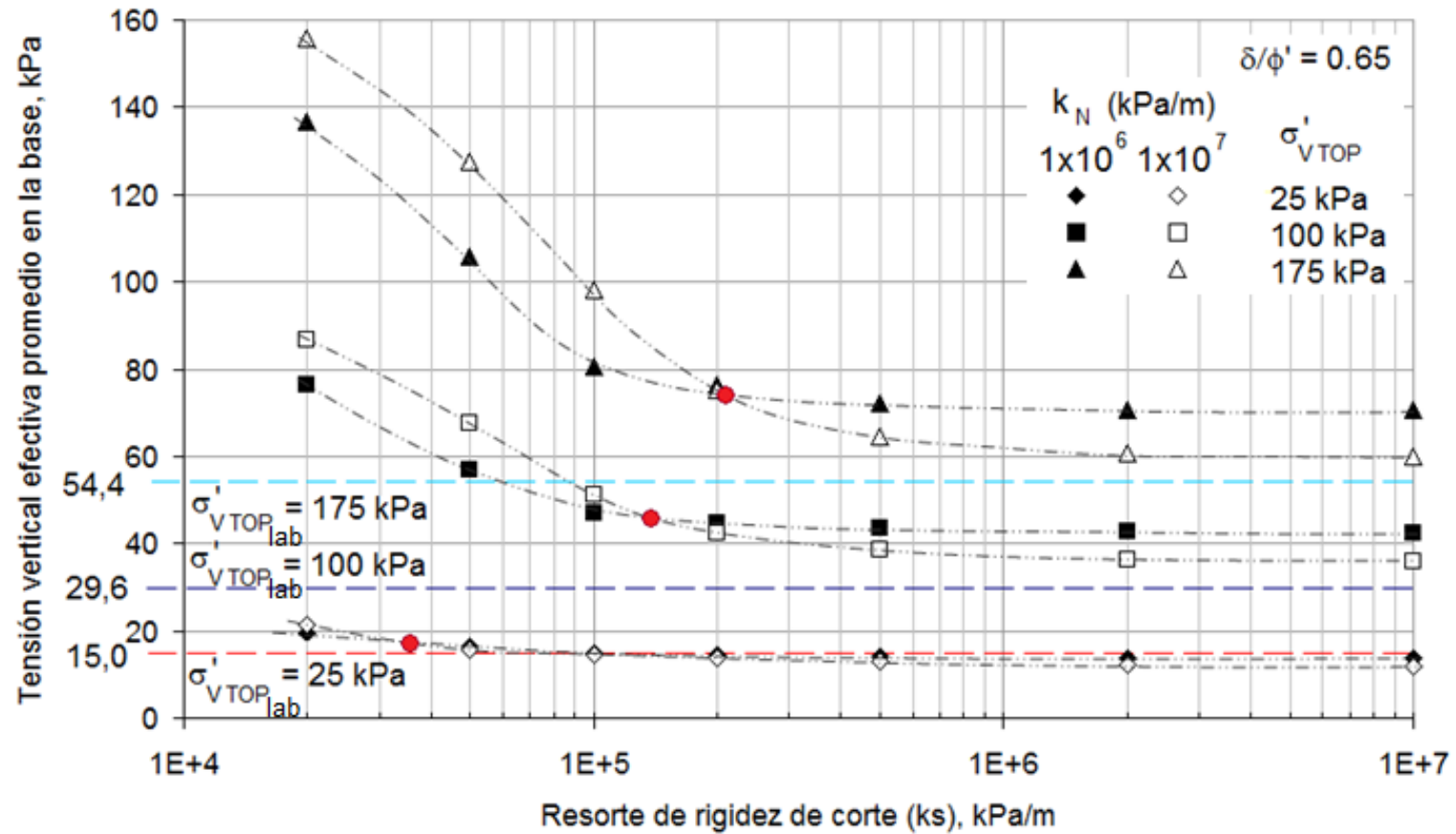


Figura 8.19. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ .

Ángulo de fricción interfaz  $\delta = 0.65 \cdot \phi'$

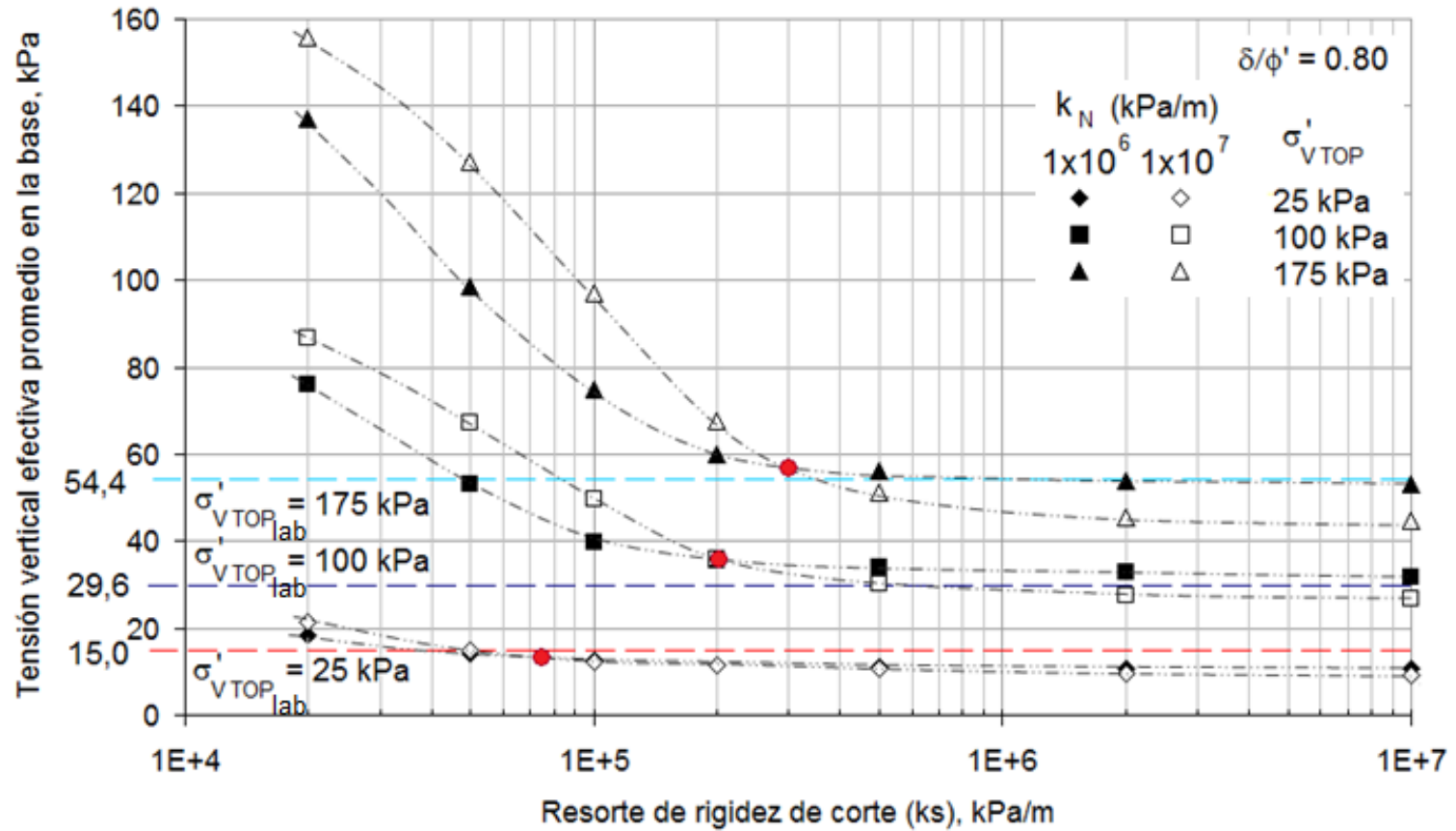


Figura 8.20. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ .

Ángulo de fricción interfaz  $\delta = 0.80 \cdot \phi'$

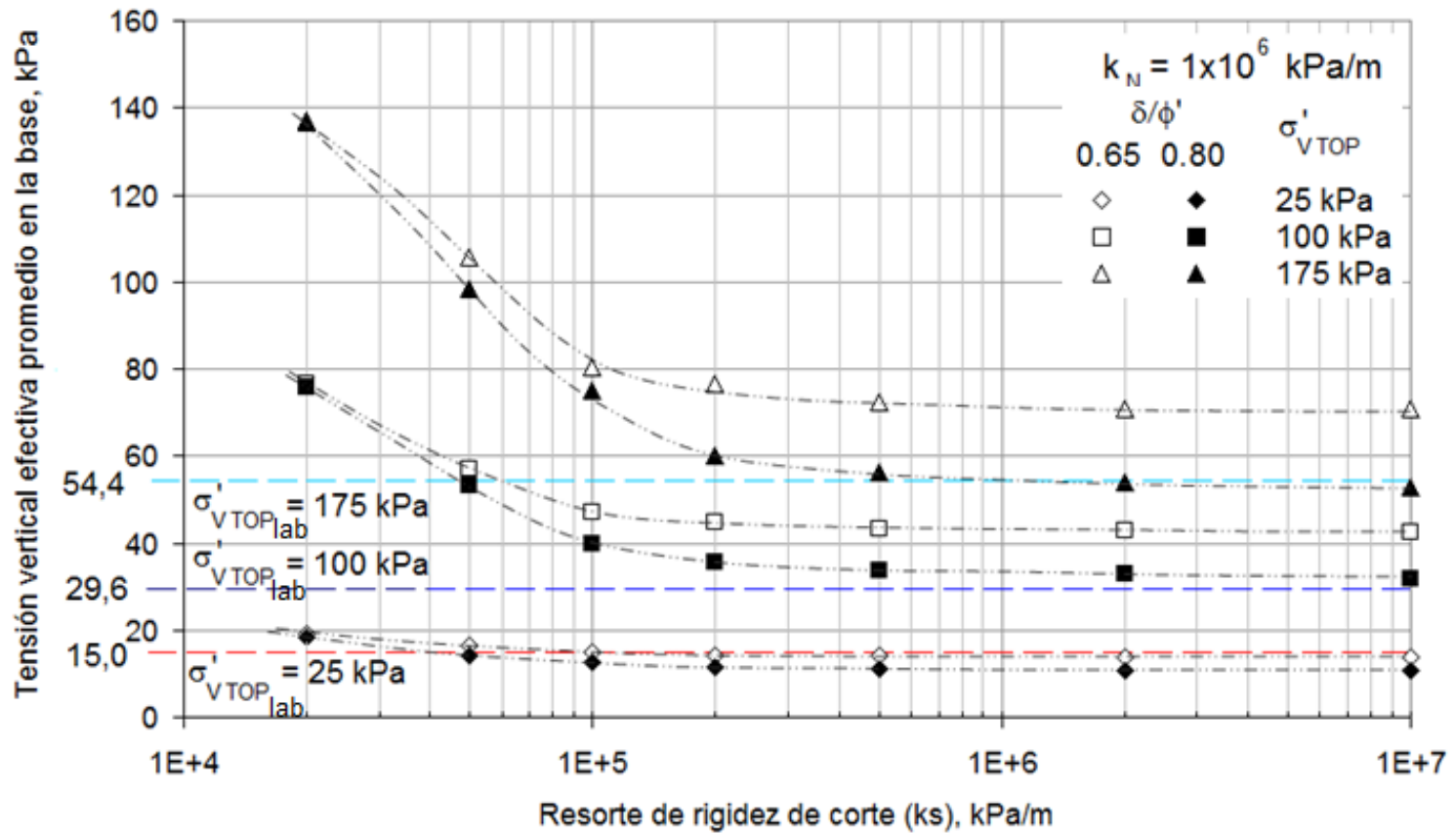


Figura 8.21. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ .

Resorte de rigidez normal  $k_N = 1 \times 10^6 \text{ kPa/m}$

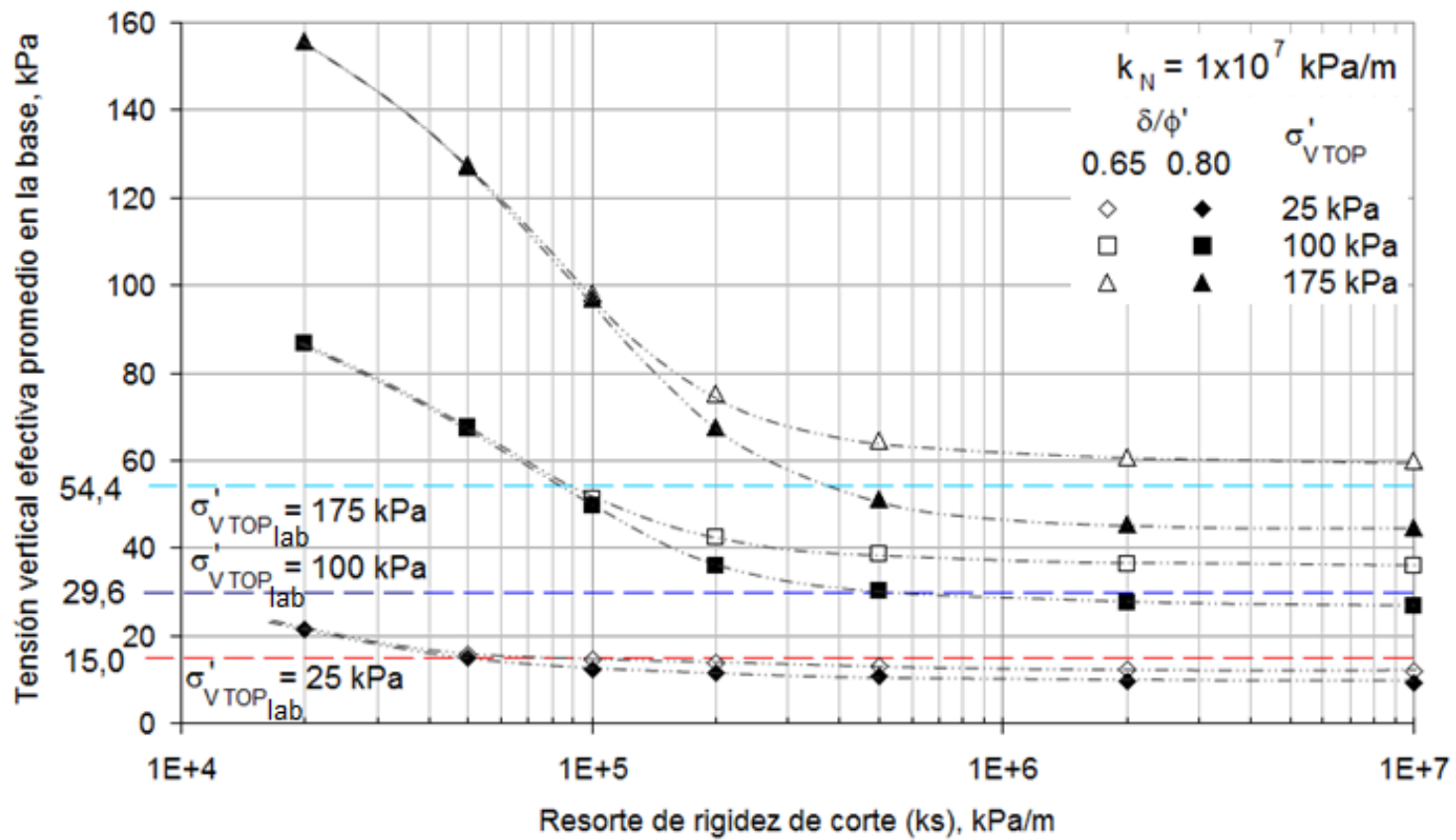


Figura 8.22. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ .

Resorte de rigidez normal  $k_N = 1 \times 10^7 \text{ kPa/m}$



Una vez encontradas las combinaciones de las rigideces normal y de corte de la interfaz que satisfacen las tensiones efectivas medidas en la base en el laboratorio para una razón de ángulos de fricción de 0.8 y para un ángulo de dilatación nulo, se efectúa el mismo proceso manteniendo la razón de ángulos de fricción constante pero para valores de ángulo de dilatación  $\psi > 0^\circ$ . Como se estipuló en el capítulo 5, de acuerdo a lo encontrado en el trabajo de Evgin and Fakharian (1996) este ángulo debe ser bajo, ya que un elevado valor de la rigidez normal permite disminuir la capacidad de dilatación de un material en el contacto. En base a esto, se verá el comportamiento de la interfaz si se utiliza un ángulo de dilatación bajo, igual a  $2.5^\circ$ .

La Figura 8.23 muestra la combinación de parámetros  $k_N$  y  $k_S$  en FLAC que se aproximan a los valores de  $\sigma'_{v\text{BASE}}$  obtenidos en el laboratorio por concepto de sollicitación vertical en la superficie en las 3 probetas T-0-25-D, T-0-100-D y T-0-175-D. Como se mencionó previamente, las curvas de la ilustración corresponden a los mejores valores que satisfacen los esfuerzos verticales en la base de las probetas. En las Tablas 8.4 y 8.5 se presentan los resultados para cada combinación cuando la razón de ángulos de fricción permanece constante e igual a 0.8, con valores de ángulos de dilatación de  $0^\circ$  y  $2.5^\circ$ , respectivamente.

Se aprecia que los resultados presentan una tendencia decreciente a medida que aumenta el valor de la rigidez de corte en la interfaz, para un mismo valor de  $\delta/\phi' = 0.80$ . Es decir, se requiere de un mayor valor de rigidez de corte cuando la restricción de deformación normal a la superficie de contacto es menor (curva  $\psi = 0^\circ$ ). Lo mismo ocurre para un mayor ángulo de dilatación (curva  $\psi = 2.5^\circ$ ). No obstante, ambas curvas difieren.

La Figura 8.24 complementa los resultados mostrados en la Figura 8.23 con combinaciones utilizadas por algunos autores en sus publicaciones. Itasca (2005), utiliza en el capítulo de Interfaces en el ejemplo 4.8 “*Real Interface – Slip in a bin-flow problem*”, valores de la razón de ángulos de fricción  $\delta/\phi' = 0.50$ , rigideces de corte y normal iguales a  $2.0 \times 10^6 \text{ kPa/m}$  y dilatación nula (pp. 4-15); en el ejemplo 4.13 “*Modeling an embedded retaining wall*”, valores de la razón de ángulos de fricción  $\delta/\phi' = 1.0$ , rigideces de corte y normal iguales a  $1.0 \times 10^8 \text{ kPa/m}$  y dilatación nula (pp. 4-32) (éste último no se grafica porque escapa al rango mostrado en la figura). Ninguno de ellos concuerda exactamente con aquellos determinados para el caso del permeámetro modelado, lo que significa que se debe tener cuidado al momento de definir dichos valores.

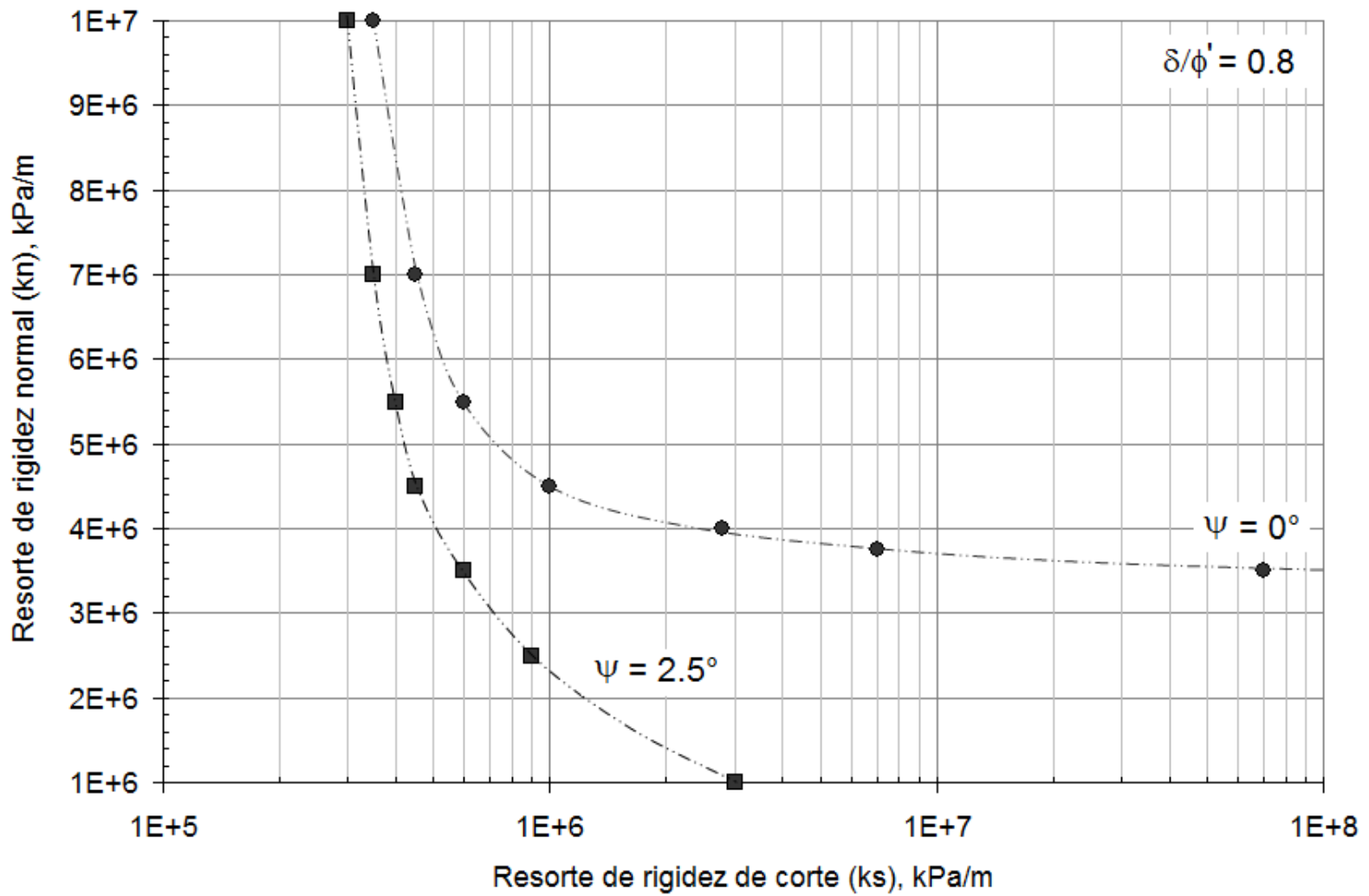


Figura 8.23. Variación de los valores de los resortes de rigidez que satisfacen la condición de tensión efectiva vertical en la base obtenida en laboratorio para un valor constante de  $\delta/\phi' = 0.8$  y dos valores de ángulo de dilatación

**Tabla 8.4. Combinaciones efectivas de los parámetros de la interfaz – Tensión vertical efectiva en laboratorio vs. Tensión vertical efectiva en FLAC. Ángulo de dilatación igual a 0°.**

Resorte de Rigidez normal ( $k_n$ ), kPa/m	Resorte de Rigidez de corte ( $k_s$ ), kPa/m	Código del ensayo	Tensión en la superficie, kPa	Laboratorio	FLAC	Dif. tensional, ( $\sigma_{V'FLAC} - \sigma_{V'Lab}$ ), kPa	Desv. Estandar, kPa
				Tensión vertical efectiva en la base, kPa	Tensión vertical efectiva en la base, kPa		
3,50E+06	7,00E+07	T-0-25-D	25	15.0	11.1	-3.9	2.7
		T-0-100-D	100	29.6	31.9	2.3	
		T-0-175-D	175	54.4	55.0	0.6	
3,75E+06	7,00E+06	T-0-25-D	25	15.0	10.6	-4.5	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	31.1	1.5	
		T-0-175-D	175	54.4	53.2	-1.2	
4,00E+06	2,80E+06	T-0-25-D	25	15.0	10.5	-4.5	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	31.3	1.7	
		T-0-175-D	175	54.4	53.7	-0.7	
4,50E+06	1,00E+06	T-0-25-D	25	15.0	10.6	-4.4	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	31.7	2.1	
		T-0-175-D	175	54.4	54.7	0.3	
5,50E+06	6,00E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.8	-4.3	2.7
		T-0-100-D	100	29.6	31.6	2.0	
		T-0-175-D	175	54.4	54.3	-0.1	
7,00E+06	4,50E+05	T-0-25-D	25	15.0	11.0	-4.0	2.6
		T-0-100-D	100	29.6	31.7	2.1	
		T-0-175-D	175	54.4	54.4	0.0	
1,00E+07	3,50E+05	T-0-25-D	25	15.0	11.1	-3.9	2.7
		T-0-100-D	100	29.6	31.9	2.3	
		T-0-175-D	175	54.4	55.0	0.6	

**Tabla 8.5. Combinaciones efectivas de los parámetros de la interfaz – Tensión vertical efectiva en laboratorio vs. Tensión vertical efectiva en FLAC. Ángulo de dilatación igual a 2.5°.**

Resorte de Rigidez normal ( $k_n$ ), kPa/m	Resorte de Rigidez de corte ( $k_s$ ), kPa/m	Código del ensayo	Tensión en la superficie, kPa	Laboratorio	FLAC	Dif. tensional, ( $\sigma_{v'FLAC} - \sigma_{v'Lab}$ ), kPa	Desv. Estandar, kPa
				Tensión vertical efectiva en la base, kPa	Tensión vertical efectiva en la base, kPa		
1,00E+06	3,00E+06	T-0-25-D	25	15.0	10.7	-4.3	2.6
		T-0-100-D	100	29.6	30.3	0.7	
		T-0-175-D	175	54.4	53.3	-1.1	
2,50E+06	9,00E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.5	-4.5	2.9
		T-0-100-D	100	29.6	31.8	2.2	
		T-0-175-D	175	54.4	54.3	-0.1	
3,50E+06	6,00E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.3	-4.7	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	30.6	1.0	
		T-0-175-D	175	54.4	54.1	-0.3	
4,50E+06	4,50E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.3	-4.7	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	30.8	1.2	
		T-0-175-D	175	54.4	54.6	0.1	
5,50E+06	4,00E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.4	-4.6	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	30.7	1.1	
		T-0-175-D	175	54.4	53.7	-0.7	
7,00E+06	3,50E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.2	-4.8	2.8
		T-0-100-D	100	29.6	30.4	0.8	
		T-0-175-D	175	54.4	54.2	-0.2	
1,00E+07	3,00E+05	T-0-25-D	25	15.0	10.5	-4.5	2.7
		T-0-100-D	100	29.6	30.5	0.9	
		T-0-175-D	175	54.4	54.9	0.5	

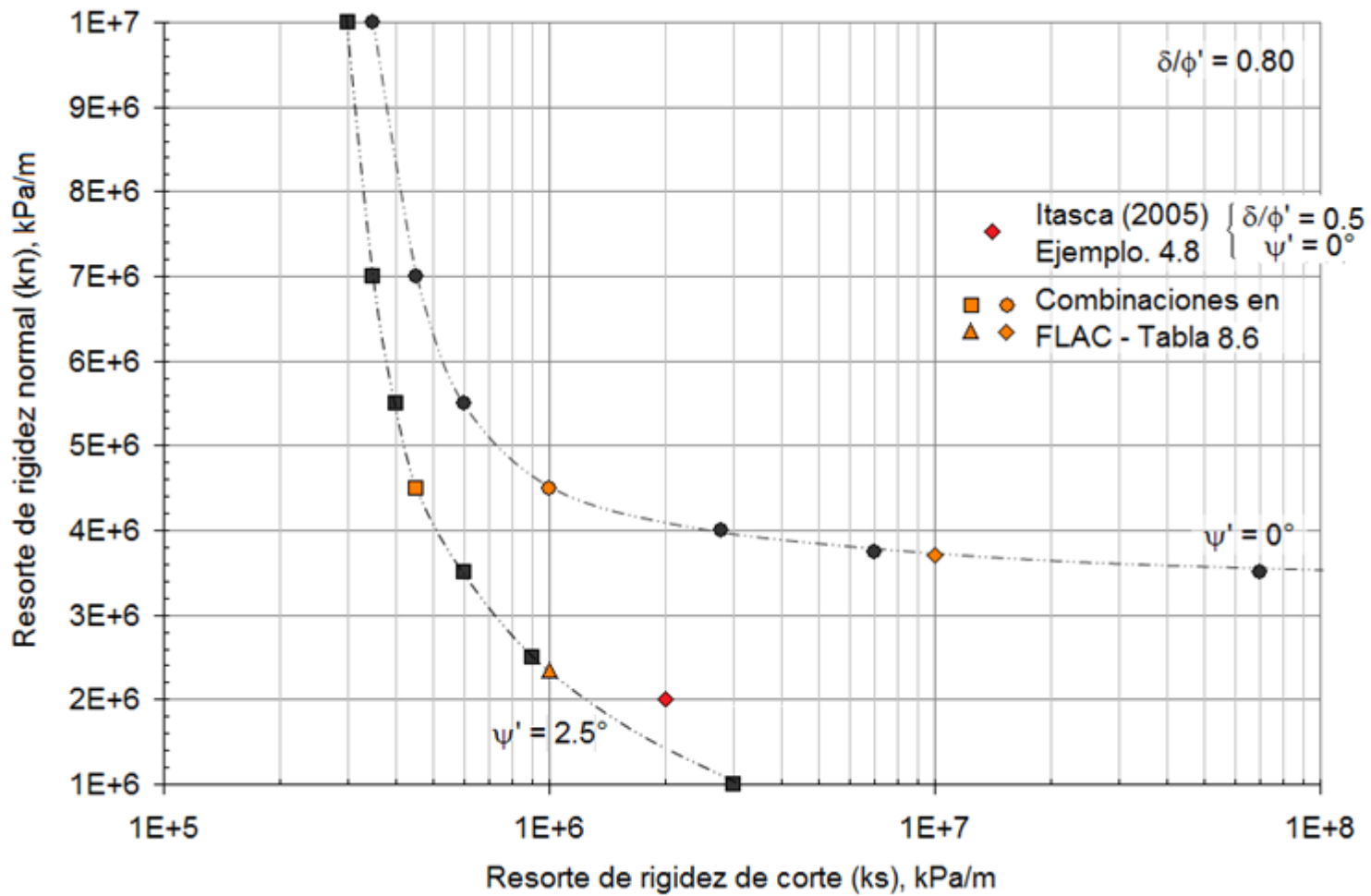


Figura 8.24. Comparación de los valores deducidos del análisis de sensibilidad para  $\delta/\phi' = 0.8$  con los utilizados por Itasca (2005) en el ejemplo 4.8 del manual

Como es posible apreciar en la Figura 8.23 (replicada en la Figura 8.24), la cantidad de combinaciones que se pueden utilizar son variadas. Todas satisfacen las tensiones verticales efectivas en la base de la probeta medidas en laboratorio al final de la etapa de consolidación (sin flujo de agua).

Para validar la utilización de una única combinación de parámetros en el modelo, se estudian las distribuciones de esfuerzos verticales efectivas en el suelo para cuatro combinaciones y que se encuentran sobre cada una de las curvas de ángulos de dilatación: dos en la de  $0^\circ$  y dos en la de  $2.5^\circ$ . Esto permite ver cómo varían las tensiones en el rango de parámetros estudiado. La Tabla 8.6 muestra las combinaciones elegidas.

**Tabla 8.6. Elección de combinaciones de parámetros de la interfaz para estudiar la distribución de tensiones verticales efectivas en la probeta**

Resorte de Rigidez normal ( $k_n$ ), kPa/m	Resorte de Rigidez de corte ( $k_s$ ), kPa/m	Ángulo dilatación interfaz ( $\psi$ )	Símbolo en figura 5.7
4.50E+06	4.50E+06	2.5	■
4.50E+06	1.00E+06	0	●
2.30E+06	1.00E+06	2.5	▲
3.70E+06	1.00E+07	0	◆

La elección de las combinaciones presentadas tiene la capacidad de comparar resultados cuando se varían todos los parámetros y, en algunos casos, cuando se mantiene algún parámetro constante. Por ejemplo, la primera con la segunda combinación, mantienen constante la rigidez normal y varían los valores de rigidez de corte y ángulo de dilatación; la primera con la tercera combinación mantienen constante el ángulo de dilatación y varían los valores de las rigideces normal y de corte; y, finalmente, la segunda con la tercera combinación, mantienen constante la rigidez de corte y varían los valores de la rigidez normal y el ángulo de dilatación. Por su parte, la cuarta combinación tiene los valores de los parámetros de la interfaz distintos al resto.

La distribución vertical de tensiones efectivas para los cuatro casos mostrados en la Tabla 8.6, se exponen en la Figura 8.25. Es posible apreciar que no existe una diferencia considerable entre las combinaciones. Cuando se comparan las distribuciones en la altura de la probeta para una tensión vertical en la superficie de 25 kPa, las tensiones efectivas varían en menos de

2 kPa; para una tensión vertical en la superficie de 100 kPa, en 7 kPa; y para una tensión en la superficie de 175 kPa, en aproximadamente 12 kPa. Es decir, la diferencia de valores tensionales a lo largo de la probeta de suelo entre combinaciones no supera el 8% de la tensión aplicada en la superficie.

Lo anterior demuestra que los resultados son satisfactorios y permiten efectuar la elección de una única combinación. La Tabla 8.7 muestra la combinación a utilizar en el modelo de FLAC tanto para el suelo perteneciente a la zona de Transición (suelo con el que se calibraron los parámetros de la interfaz) como para el suelo perteneciente a la zona del núcleo. Esta combinación se ha escogido de manera tal que se encuentre dentro del rango de distribuciones de tensiones mostradas en la Figura 8.25 y sea conservadora con las tensiones que se pueden alcanzar realmente en la probeta al momento de incrementar el gradiente hidráulico en la probeta.

**Tabla 8.7. Combinación de parámetros de la interfaz a utilizar en el modelo para una razón de ángulos de fricción de  $\delta/\phi' = 0.80$**

<b>Resorte de Rigidez normal (<math>k_n</math>), kPa/m</b>	<b>Resorte de Rigidez de corte (<math>k_s</math>), kPa/m</b>	<b>Ángulo dilatancia interfaz (<math>\psi</math>)</b>
4.50E+06	1.00E+06	0°

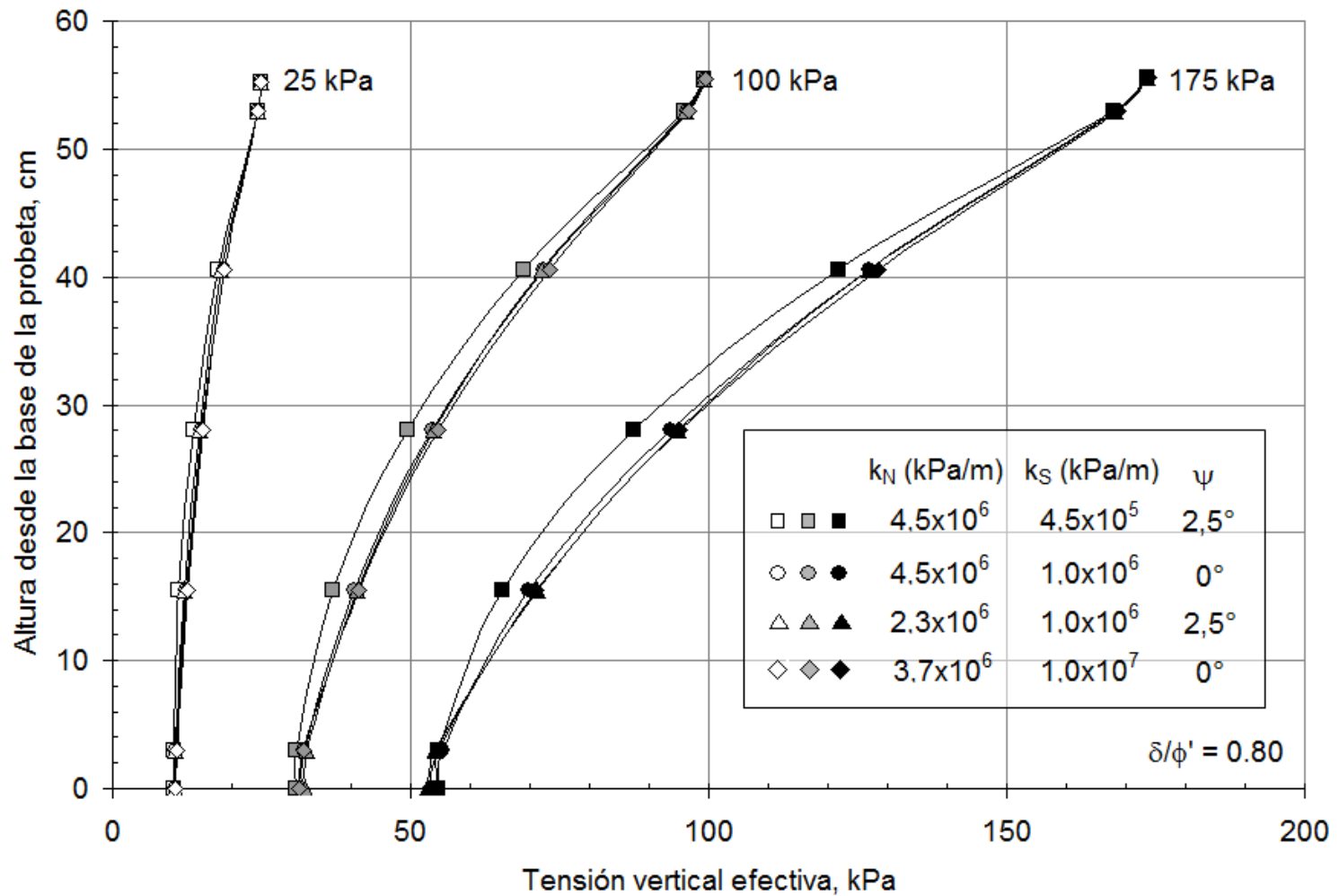


Figura 8.25. Distribución de tensiones verticales efectivas en profundidad en la probeta en FLAC para distintas combinaciones en la interfaz



### 8.1.3.2. Material de Núcleo (C-30), C.F. = 30%

Considerando los parámetros del suelo inferidos previamente en la Tabla 5.8, se procede de igual forma que para el suelo de Transición. Los esfuerzos verticales efectivos buscados al final de la etapa de carga vertical, son los que se detallan en la Tabla 8.8. Esta vez, y manteniendo el ángulo de fricción escogido para el suelo de Transición sin contenido de finos,  $\delta/\phi' = 0.80$ , y un ángulo de dilatación nulo, se grafican los resultados en la Figura 8.26.

**Tabla 8.8. Tensiones efectivas verticales medidas en la base del permeámetro en laboratorio de los ensayos sobre el suelo de Transición sin contenido de finos.**

Código del ensayo	Dirección de flujo	Tensión vertical efectiva en la superficie, kPa	Tensión vertical efectiva medida en la base, kPa
C-30-25-U	Ascendente	25	13.3
C-30-50-U	Ascendente	50	19.6
C-30-80-U	Ascendente	80	28.0
C-30-100-U	Ascendente	100	37.8

En el rango de rigideces de corte de la interfaz estudiada, las tendencias muestran similar resultado que el obtenido para el suelo de Transición sin contenido de finos, independiente del valor de la razón de ángulos de fricción utilizada. Es decir, a medida que la rigidez de corte de la interfaz aumenta, el esfuerzo efectivo vertical en la base disminuye. Sin embargo, las curvas generadas por los resultados con  $k_N = 1 \times 10^7 \text{ kPa/m}$ , muestran que los esfuerzos en la base de la probeta no disminuyen lo suficiente (ver curvas asociadas a los esfuerzos en la superficie de  $\sigma'_{vTOP} = 50, 80 \text{ y } 100 \text{ kPa}$ ) y, por lo tanto, no alcanzan los resultados obtenidos en laboratorio. Esto último sugiere un nuevo ajuste en los valores de los parámetros de la interfaz. Debido que no se puede seguir aumentando los valores de los resortes de rigidez normal según la regla general de Itasca (2005), el problema sugiere (apoyados en los resultados de la Figura 8.25) lo siguiente:

- mantener el valor máximo sugerido de la rigidez de corte,  $k_s = 1 \times 10^7 \text{ kPa/m}$
- considerar el máximo valor del ángulo de fricción de la interfaz,  $\delta/\phi' = 1.0$ .
- Iterar sobre el valor de la rigidez normal,  $k_N$ , para estudiar la convergencia.

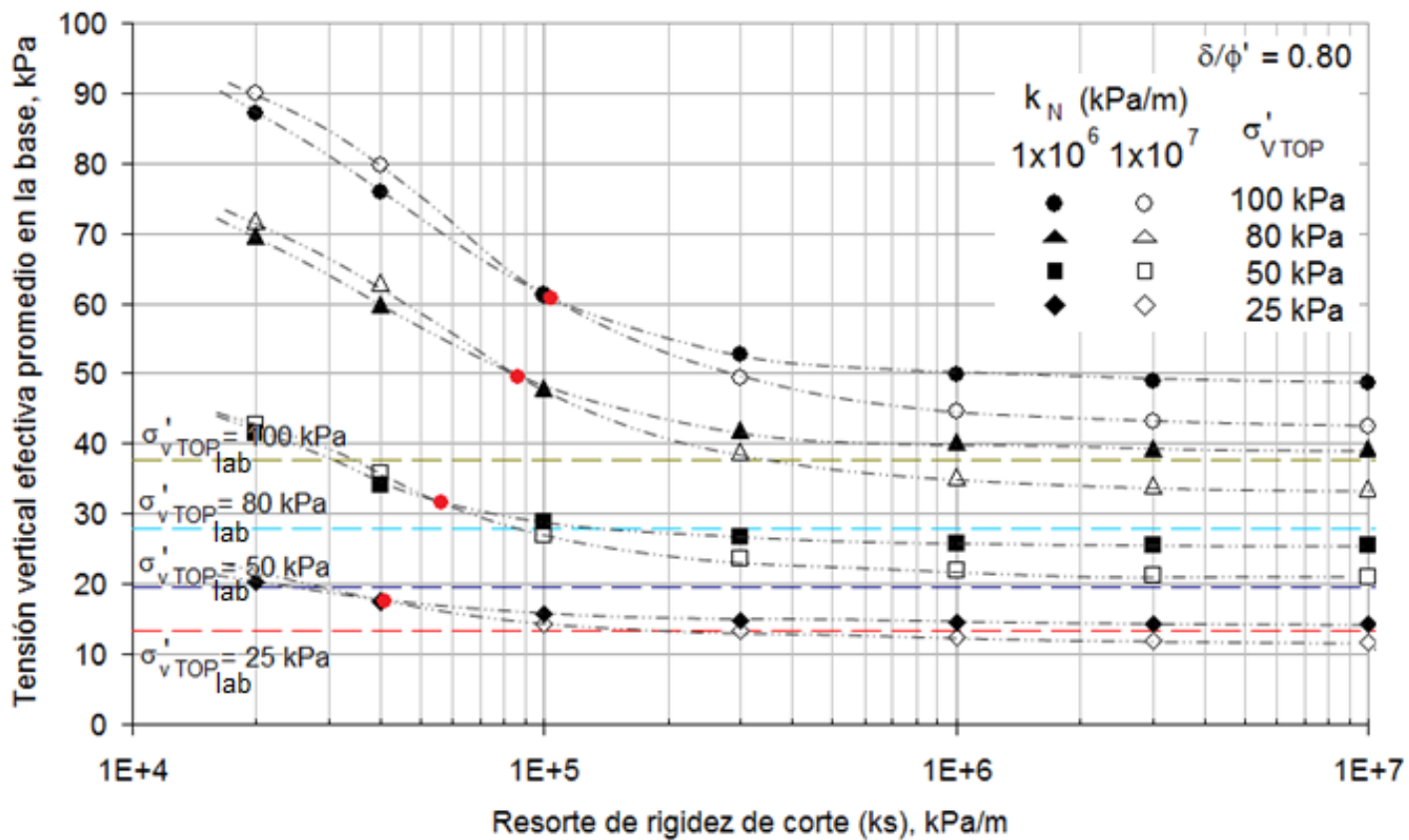


Figura 8.26. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ .

Ángulo de fricción interfaz  $\delta = 0.80 \cdot \phi'$

Las iteraciones correspondientes a las razones de los ángulos de fricción de  $\delta/\phi' = 0.9$  y  $1.0$  muestran resultados similares a los de la Figura 8.26, es decir, en general no alcanzaron los esfuerzos obtenidos en la base de las probetas en los ensayos de laboratorio. No obstante, se logró alcanzar dichos esfuerzos sólo para una combinación de parámetros cuando  $\delta/\phi' = 1.0$ , pero ajustadamente. La Figura 8.27 muestra cómo evolucionan los esfuerzos para  $\delta/\phi' = 1.0$  manteniendo constante el máximo valor de rigidez de corte y variando la rigidez normal. La combinación de parámetros que satisface los esfuerzos verticales efectivos en la base de las probetas en cuestión, es:

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 5.0 \times 10^5 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 1.0 \times 10^7 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 1.0$

No obstante, se estima que la utilización de un ángulo de fricción igual a  $1.0$  es inadecuada ya que su alto valor no es consecuente con lo analizado anteriormente en el capítulo 5 que guarda relación con la rugosidad del contacto. Menores valores de este ángulo entregan valores de esfuerzo vertical en la base del modelo que exceden a los medidos en el laboratorio (ver Tabla 8.8).

Cabe destacar que en la ilustración de la Figura 8.27 se aprecia una condición de inestabilidad para rigideces normales de interfaz menores a  $1 \times 10^5 \text{ kPa/m}$ . El traslape excesivo debido al bajo valor de resistencia radial en el permeámetro es la causa de aquello.

En definitiva, no existe una combinación de parámetros de la interfaz que cumpla con los resultados de los ensayos en flujo ascendente sobre el material del Núcleo, ya que el parámetro de calibración (esfuerzo en la base) no se satisface. La geometría de la probeta, razón altura – diámetro de probeta  $H/D \approx 1.2$  (el suelo de Transición tiene  $H/D \approx 2.0$ ), parece muy baja como para reproducir estos problemas con el uso de una interfaz en FLAC, ya que la corta altura no permite generar el gasto necesario en el contacto, siendo en consecuencia la causal de obtener valores muy altos en la base del modelo.

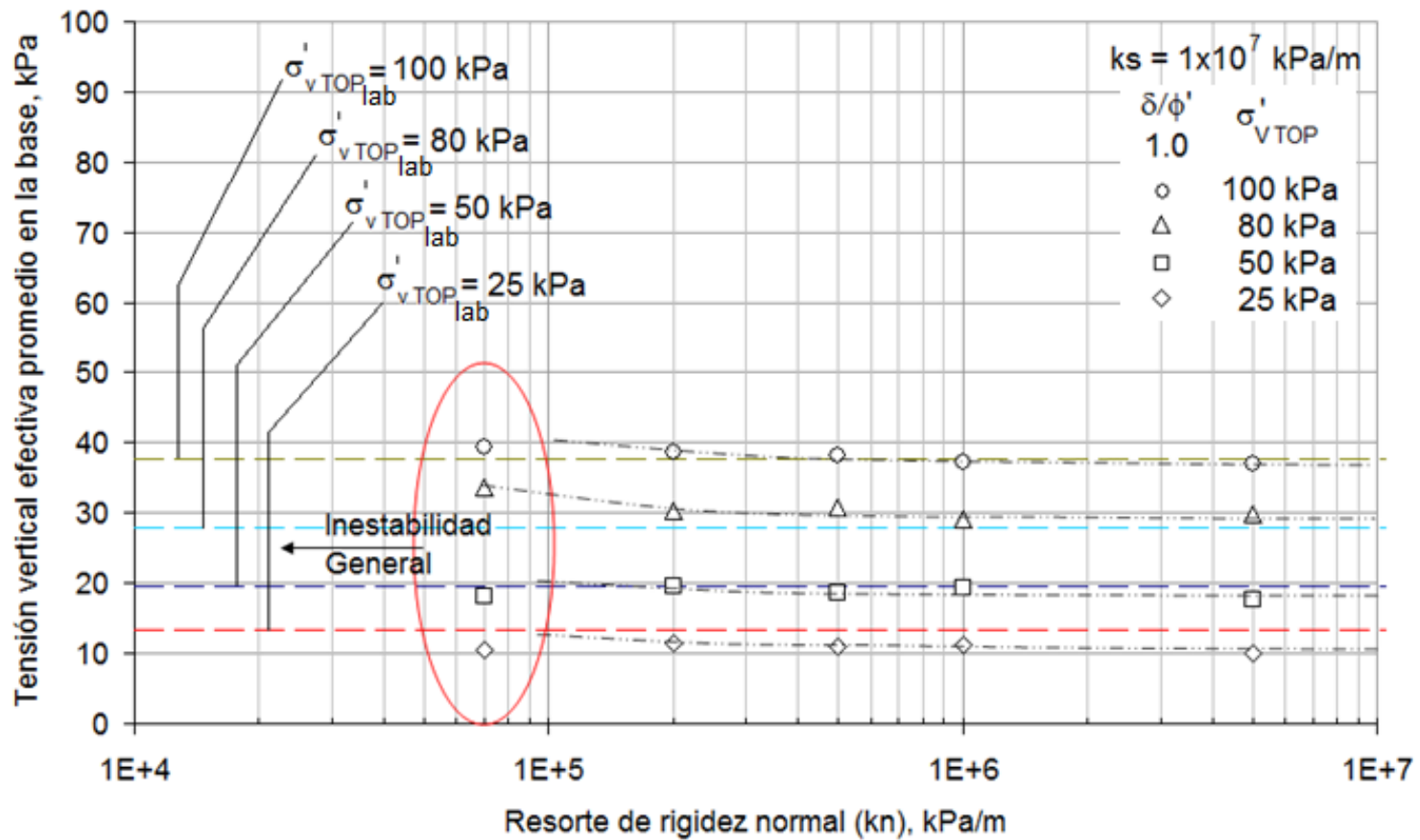


Figura 8.27. Parámetros de la interfaz que satisfacen los resultados para el suelo del Núcleo C.F. = 30 %,  $\delta = \phi$ .

#### 8.1.4. Resultados material de Transición T-0-D

En la Tabla 8.7 se entregó la combinación de parámetros de la interfaz escogida con la cual se efectúa el análisis de los esfuerzos verticales medidos en la base de la probeta. Éstos son:

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 4.5 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 1.0 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 0.8$
- Ángulo de Dilatancia de la Interfaz:  $\psi = 0^\circ$

A continuación se presentan los resultados de las etapas de Llenado de Probeta, Carga vertical y etapa de Flujo, contrastando el modelo con lo medido en laboratorio (ver Figuras 8.28 a 8.39). El criterio de comparación se basa en los resultados de ambos cuando se alcanzan los gradientes hidráulicos promedios críticos para los cuales se evidenció la migración de partículas en laboratorio, es decir:

- Probeta a 25 kPa, T-0-25-D :  $i_{prom} = 11$
- Probeta a 100 kPa, T-0-100-D:  $i_{prom} = 8$
- Probeta a 175 kPa, T-0-175-D:  $i_{prom} = 45$

La descripción de cada una de las Figuras 8.28 a 8.39 y una breve discusión de los resultados obtenidos, se presentan posteriormente en el acápite 8.1.5.

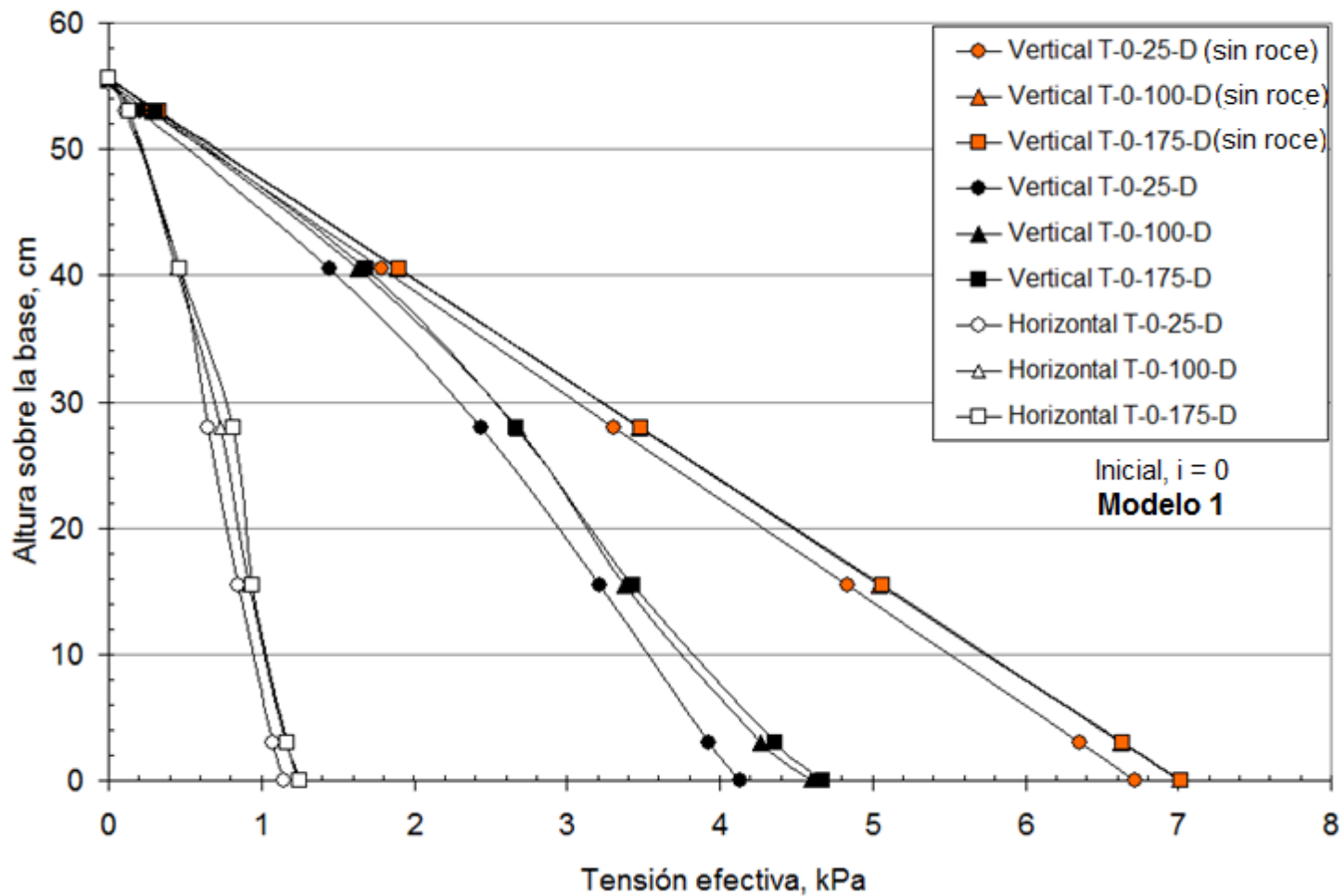


Figura 8.28. Distribución de esfuerzo vertical y horizontal para suelo de Transición luego del llenado de la probeta por capas. Comparación entre esfuerzo efectivo vertical en FLAC y el esfuerzo efectivo vertical sin roce ( $\sigma'_v = \gamma_b \cdot H$ )

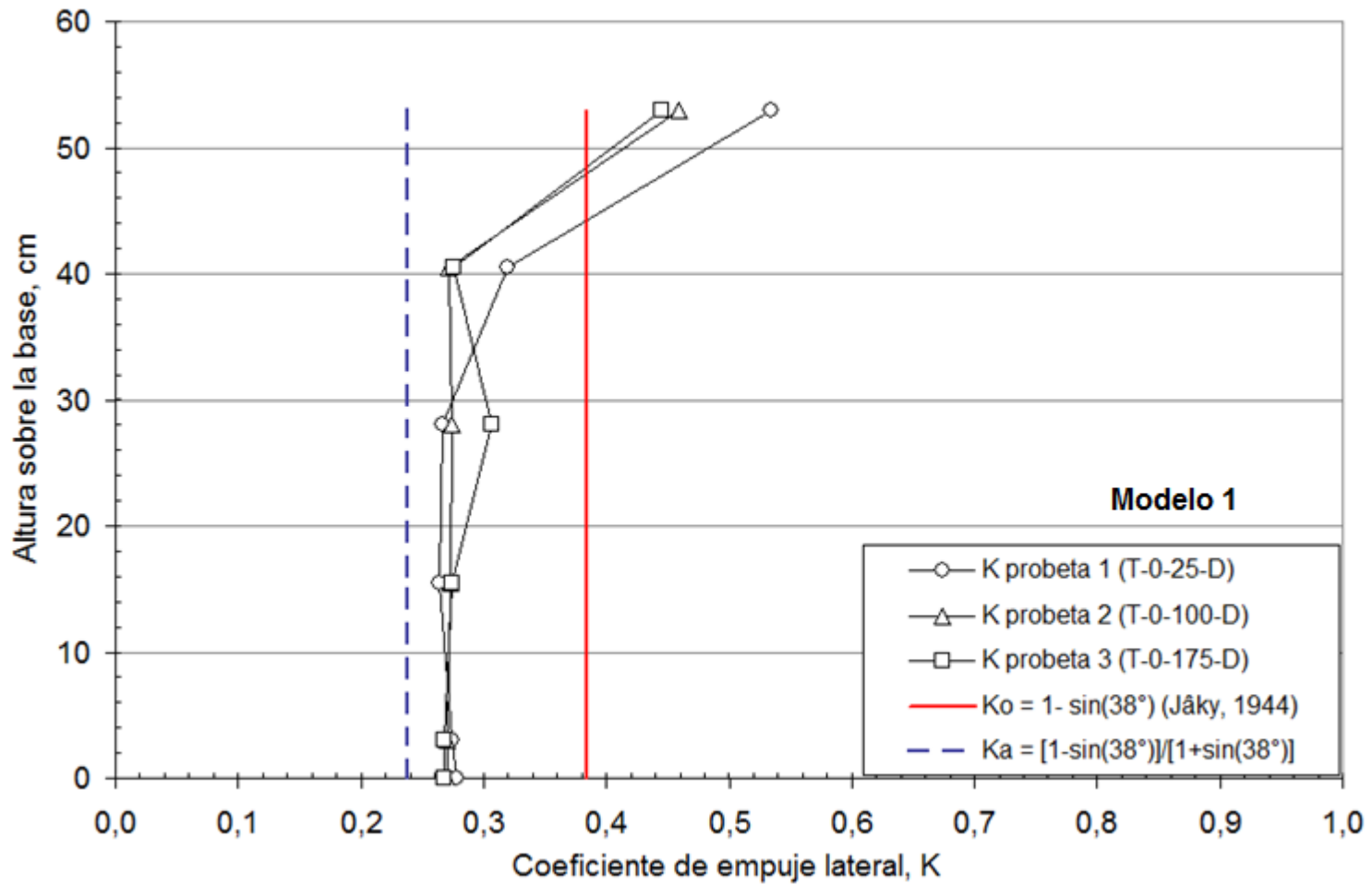


Figura 8.29. Coeficiente de empuje lateral de las tres probetas del suelo de Transición, comparadas con el coeficiente de empuje activo y el empuje geostático postulado por Jaky (1944).

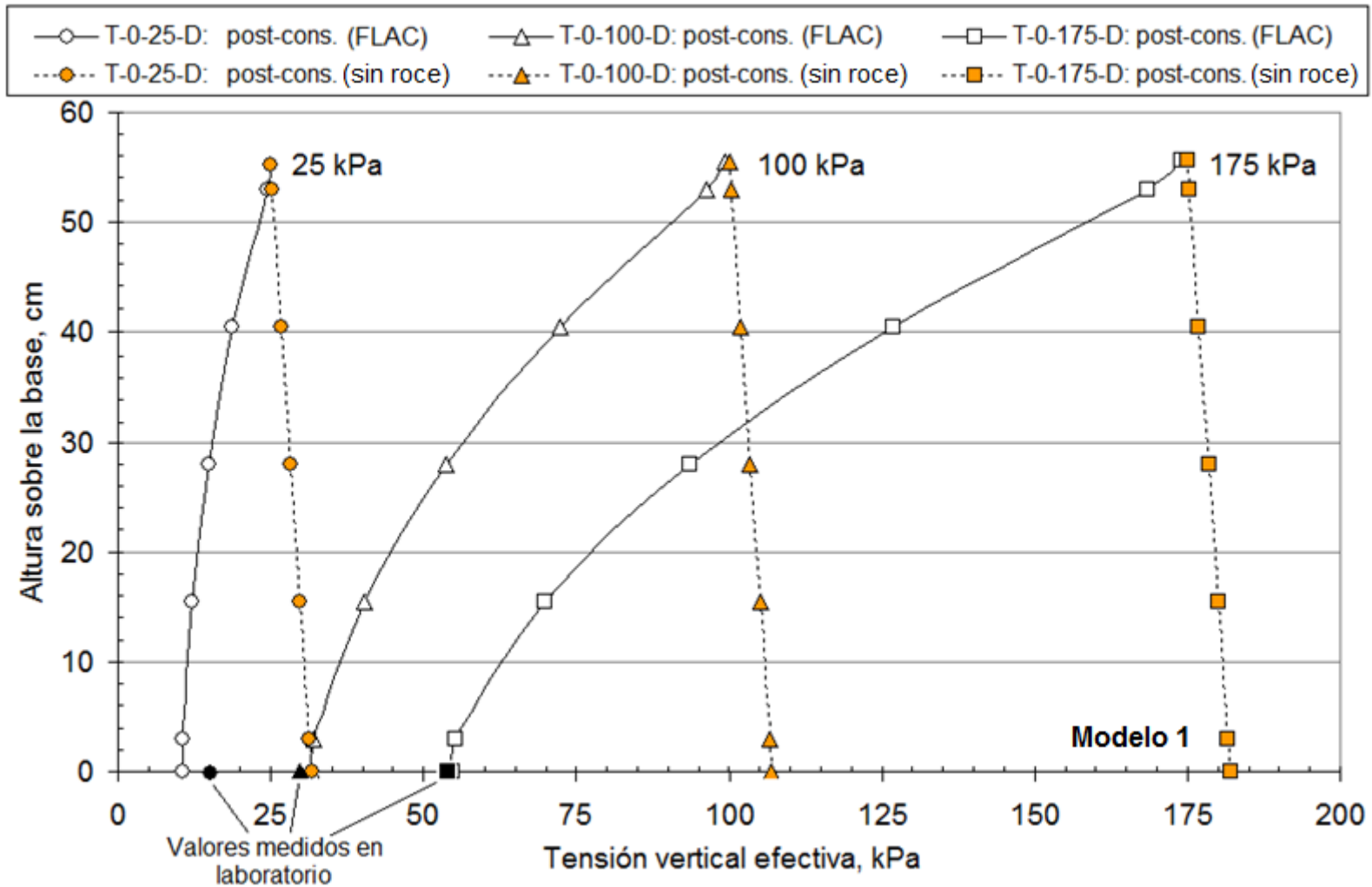


Figura 8.30. Perfiles del esfuerzo efectivo vertical después de la consolidación de cada una de las probetas del suelo de Transición, comparados a los valores sin roce (igual al calculado en la Figura 8.28, más la tensión aplicada en la superficie)



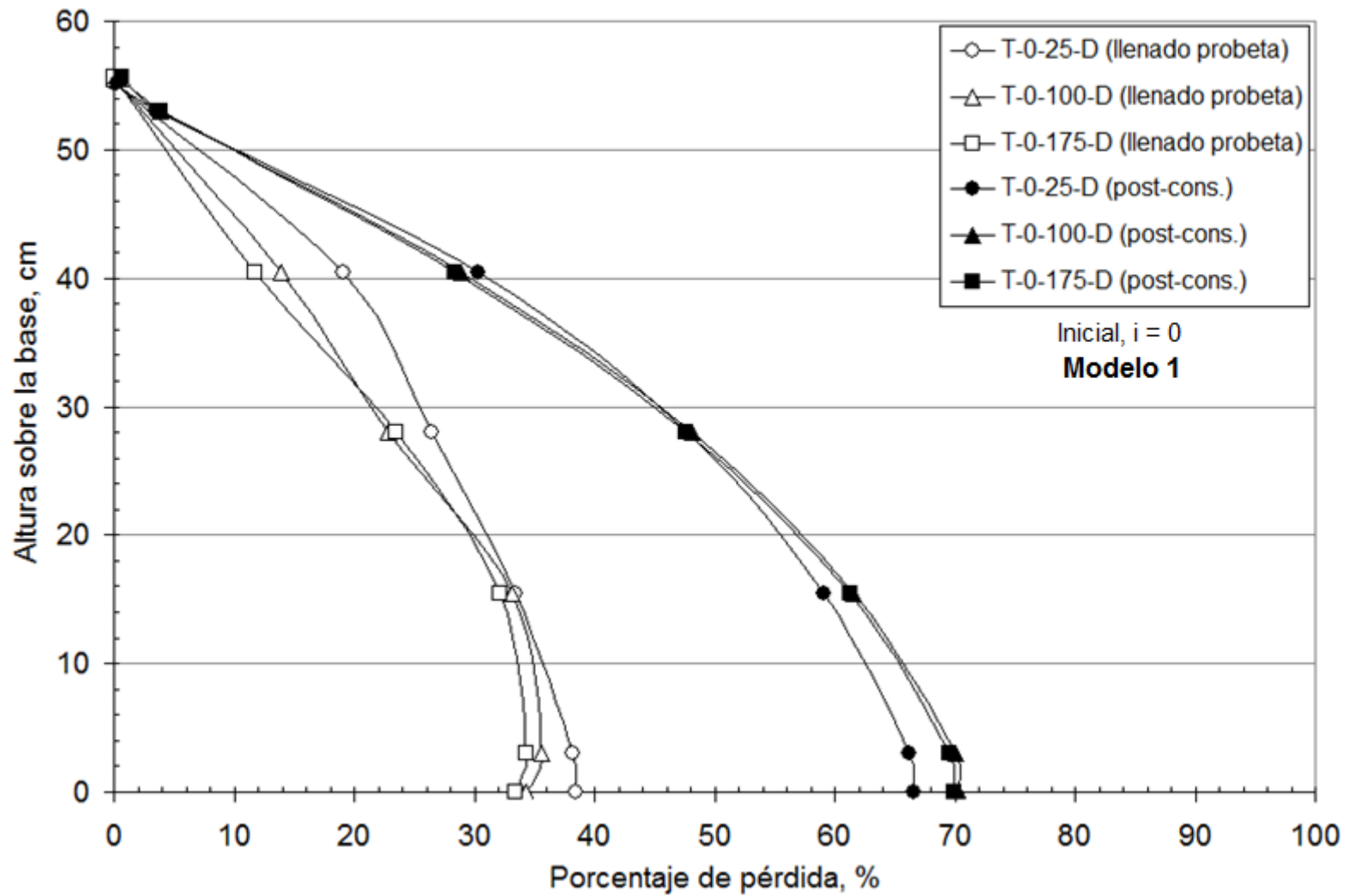


Figura 8.31. Porcentaje de pérdida tensional en profundidad debido a la acción de la interfaz, suelos de Transición.

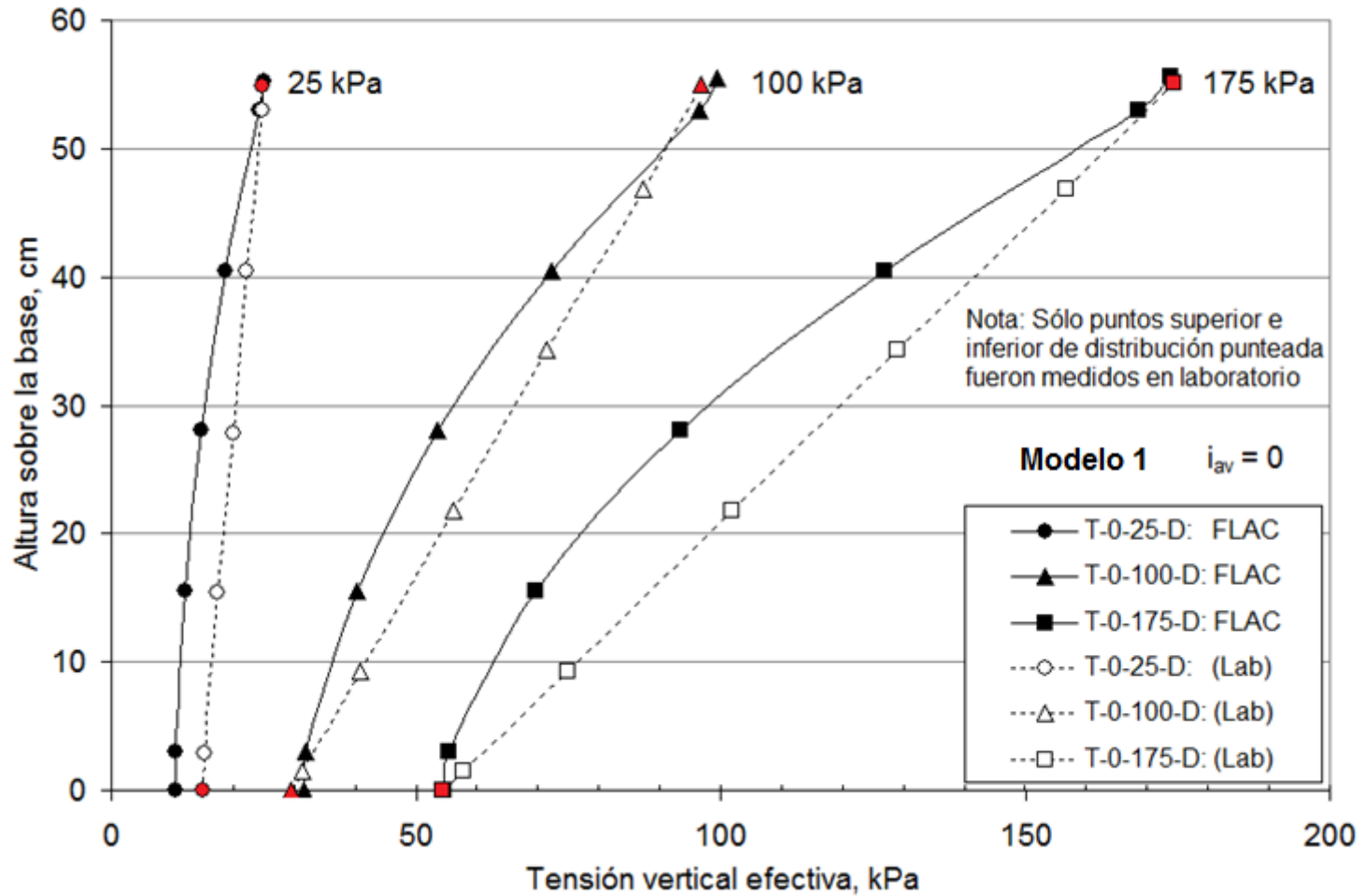


Figura 8.32. Comparación entre la distribución del esfuerzo efectivo vertical en FLAC (círculos cerrados) y deducción teórica (círculo abiertos) después de la consolidación de cada probeta del suelo de Transición

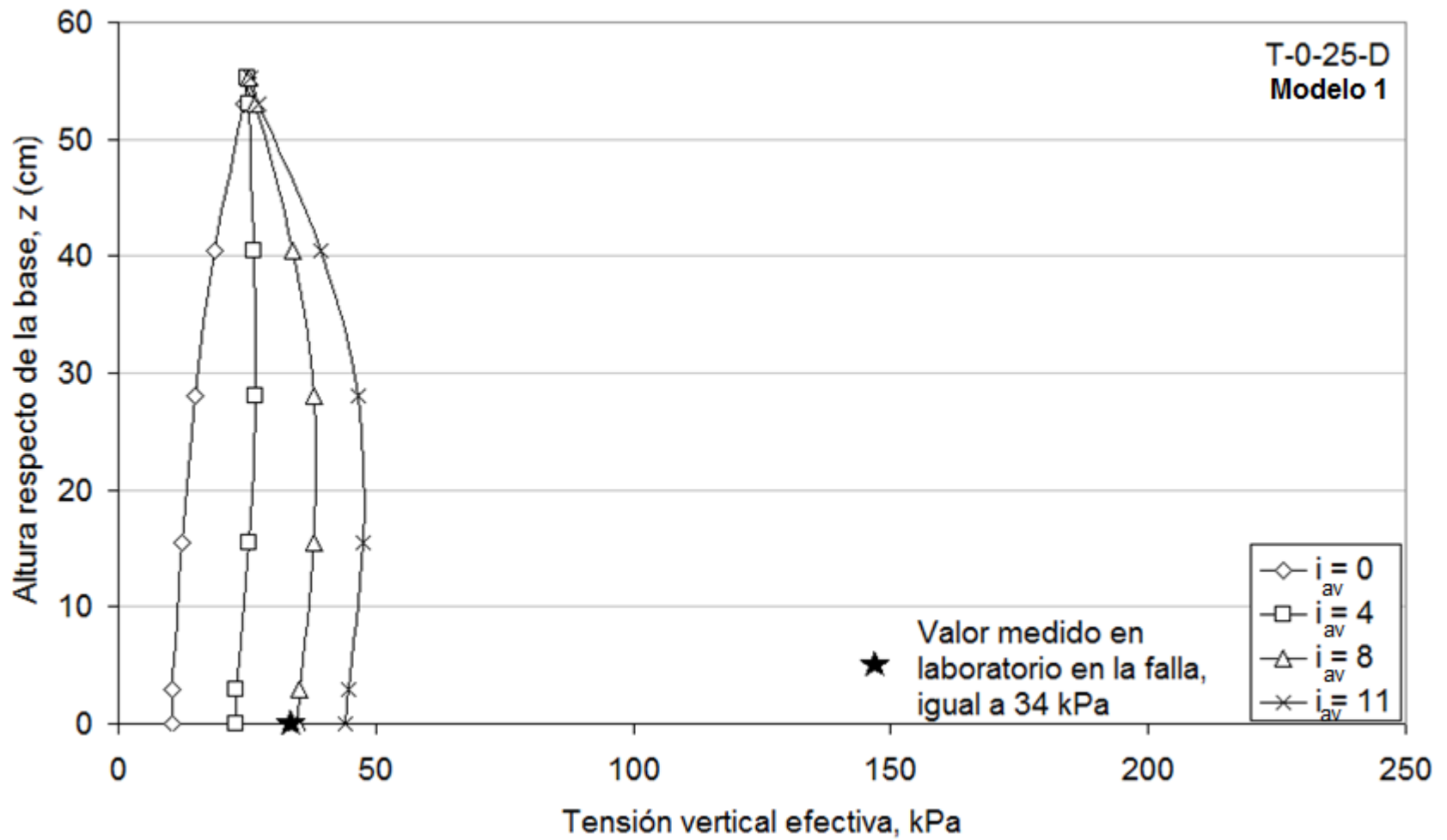


Figura 8.33. Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta T-0-25-D en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 11$

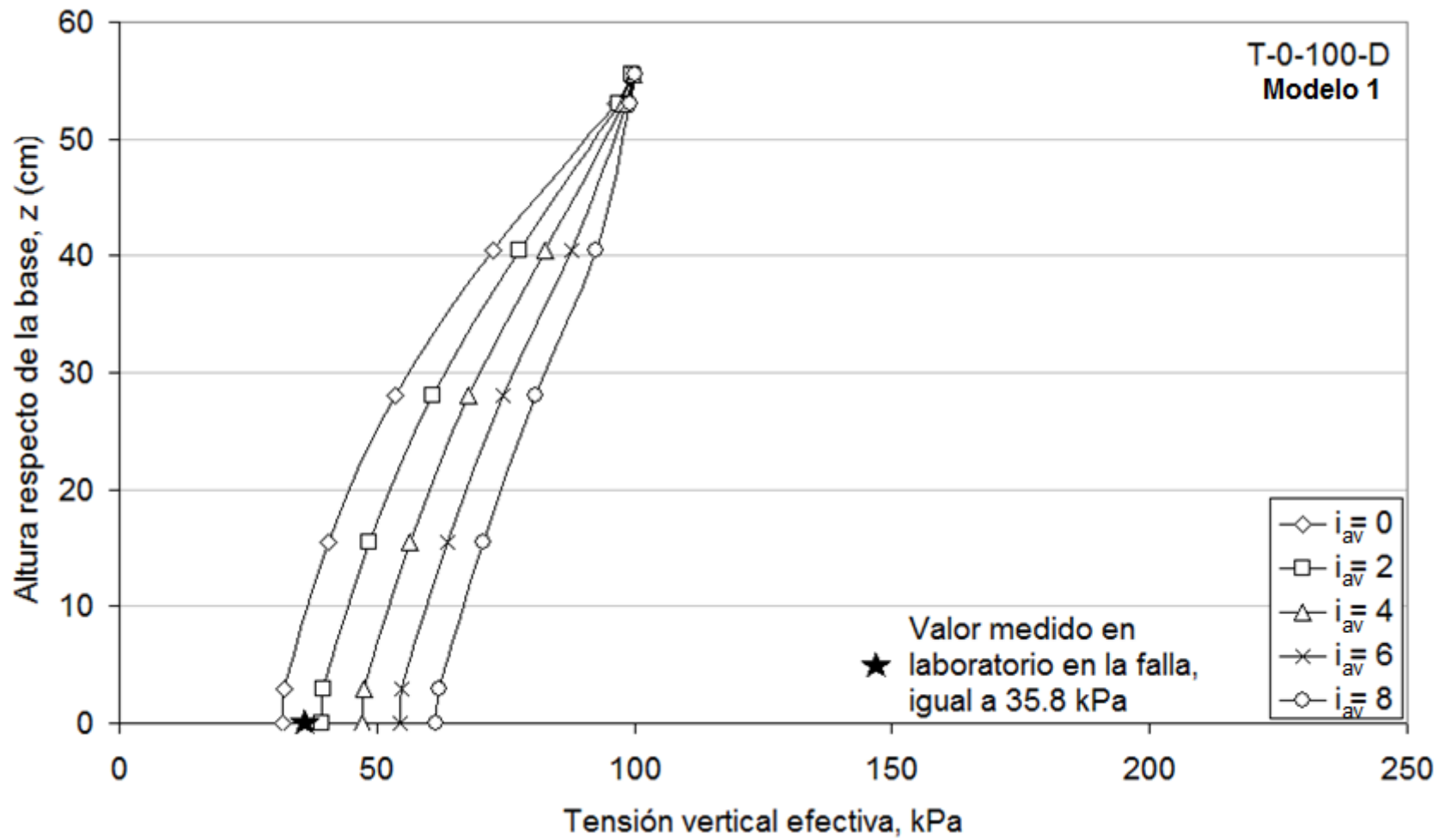


Figura 8.34. Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta T-0-100-D en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 8$

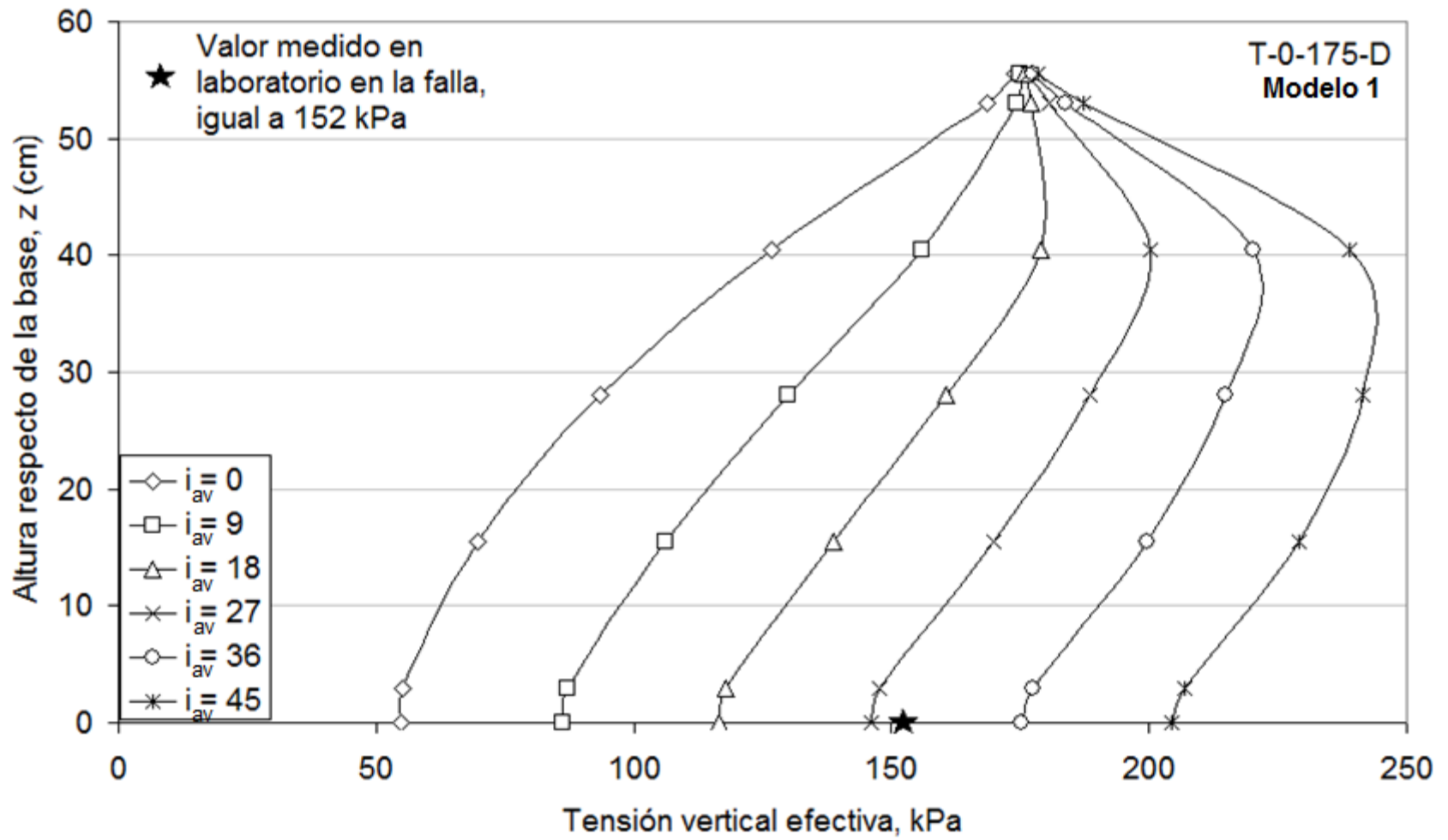


Figura 8.35. Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta T-0-175-D en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 45$

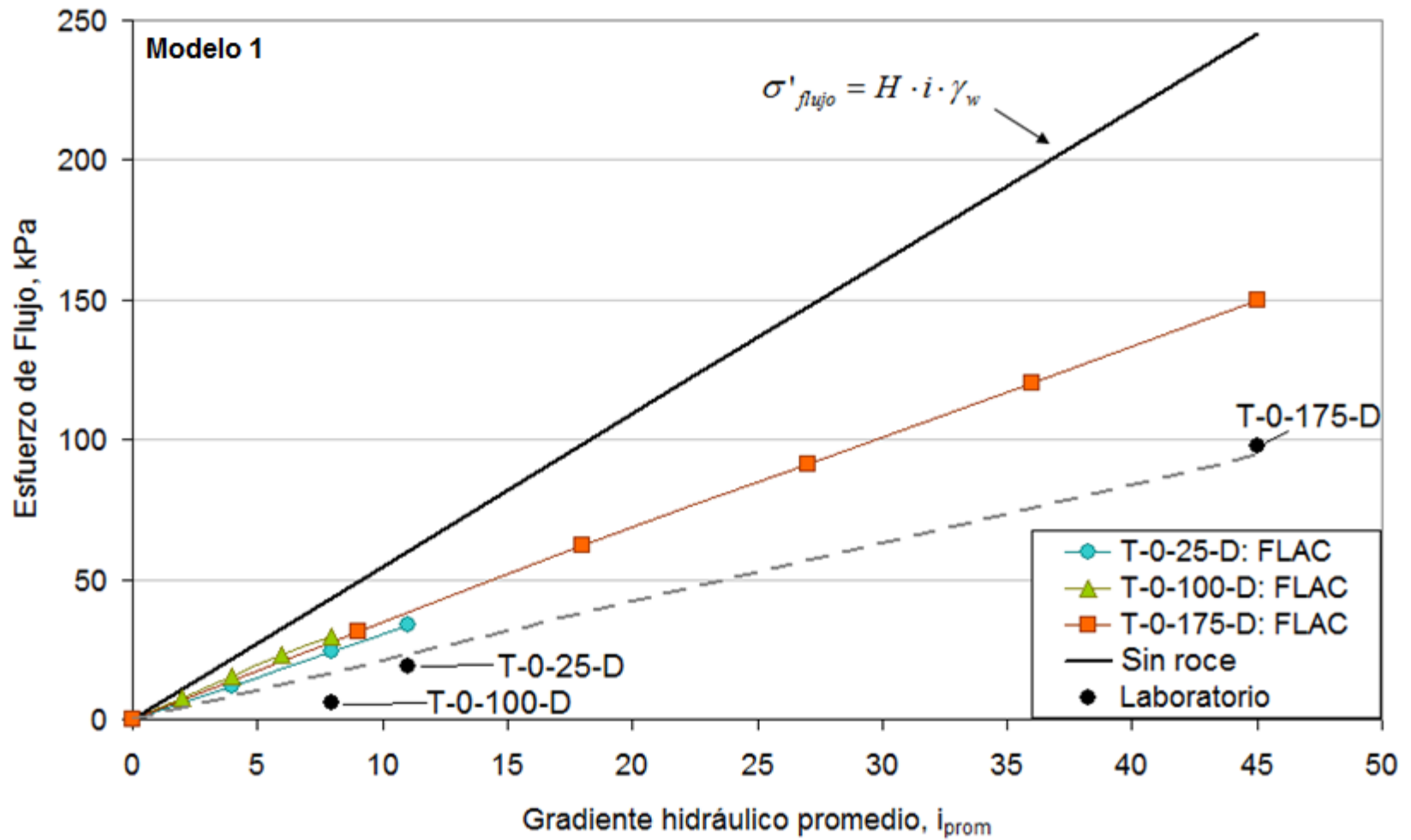


Figura 8.36. Comparación entre el esfuerzo medido en el modelo, el obtenido en laboratorio y en situación de flujo sin roce en la base de cada probeta, cuando se alcanza el gradiente hidráulico crítico.

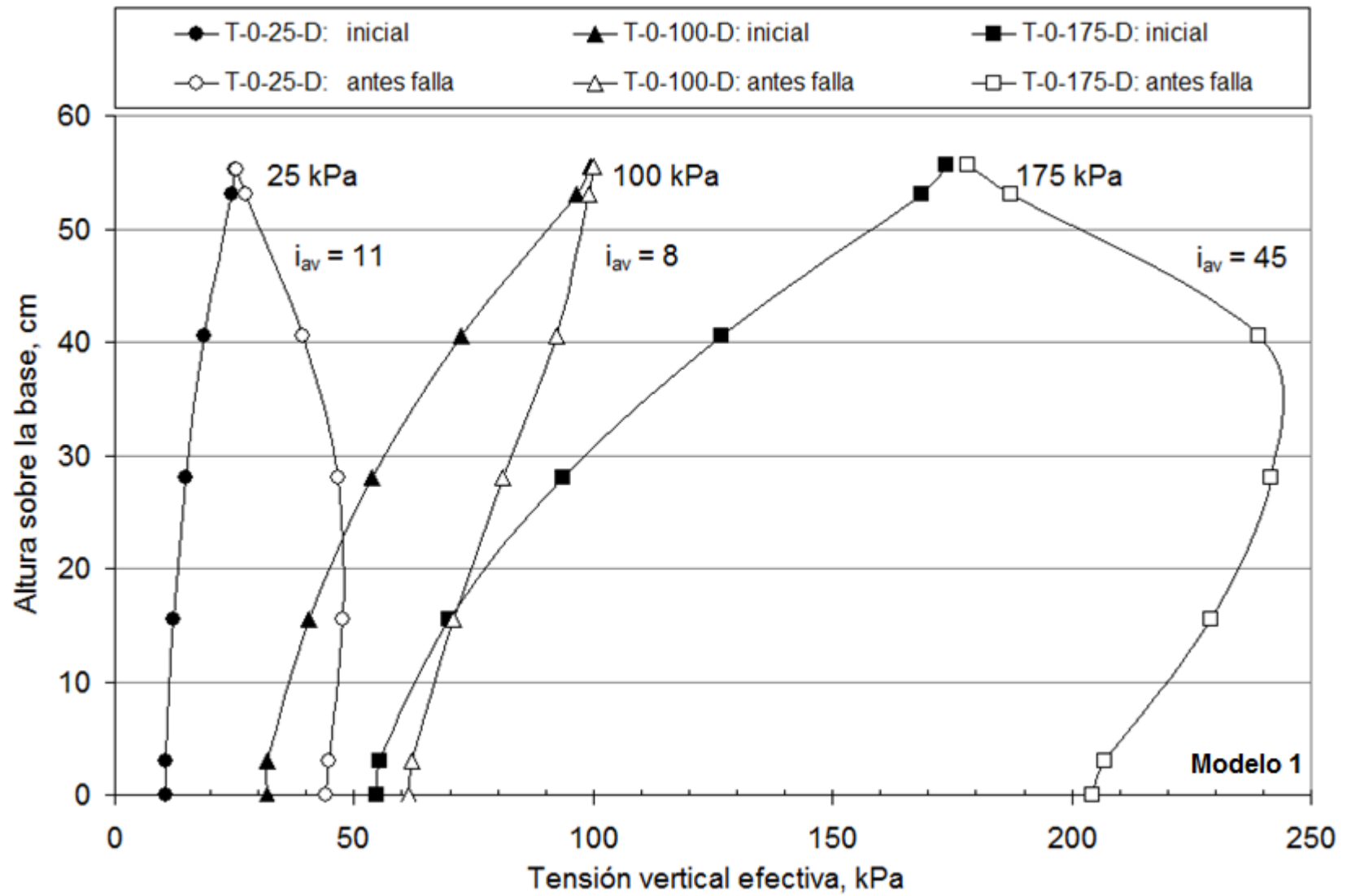


Figura 8.37. Distribuciones de esfuerzos efectivos verticales en FLAC al inicio y final de la etapa de flujo

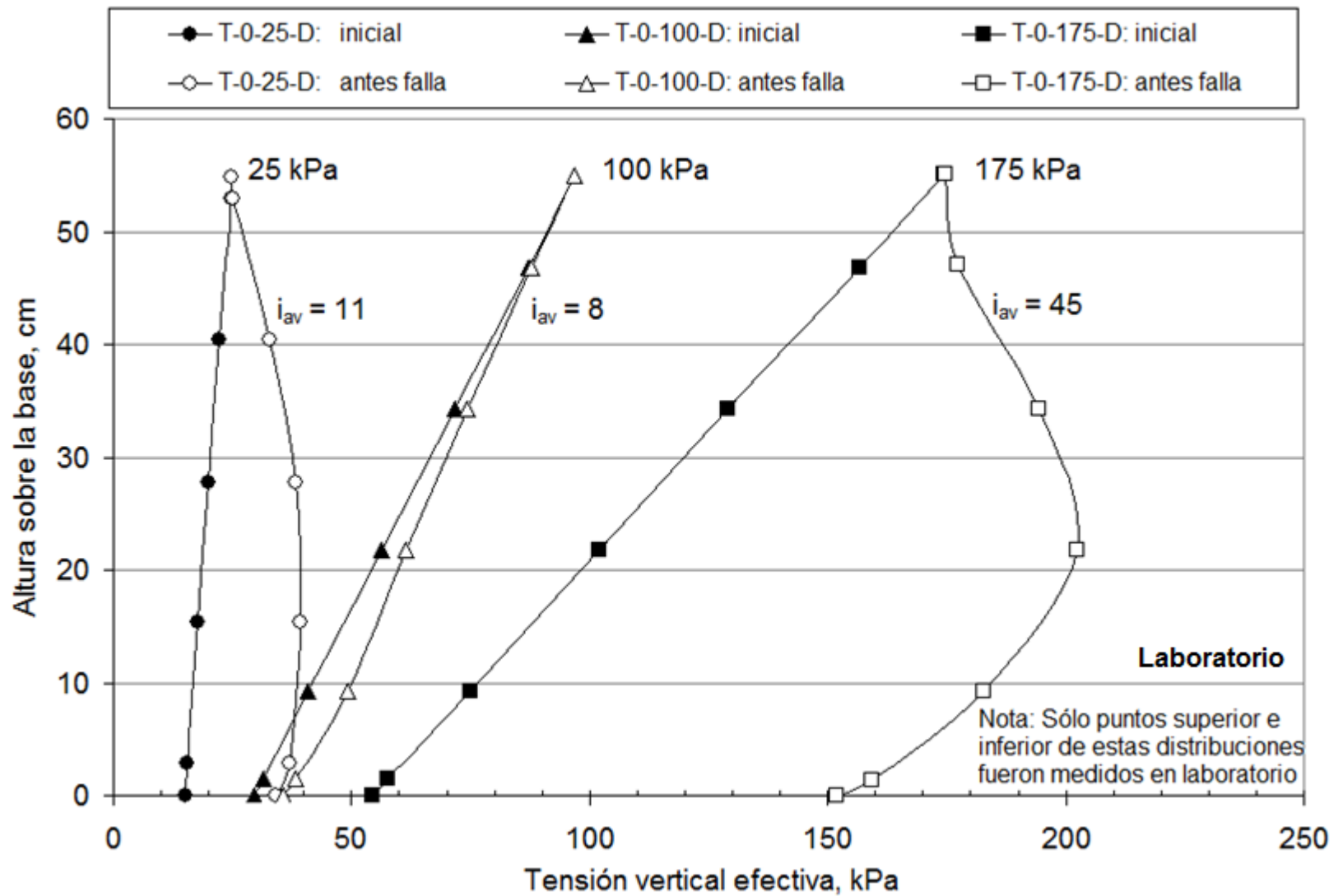


Figura 8.38. Distribución simplificada de esfuerzos efectivos verticales en el Laboratorio al inicio y final de la etapa de flujo



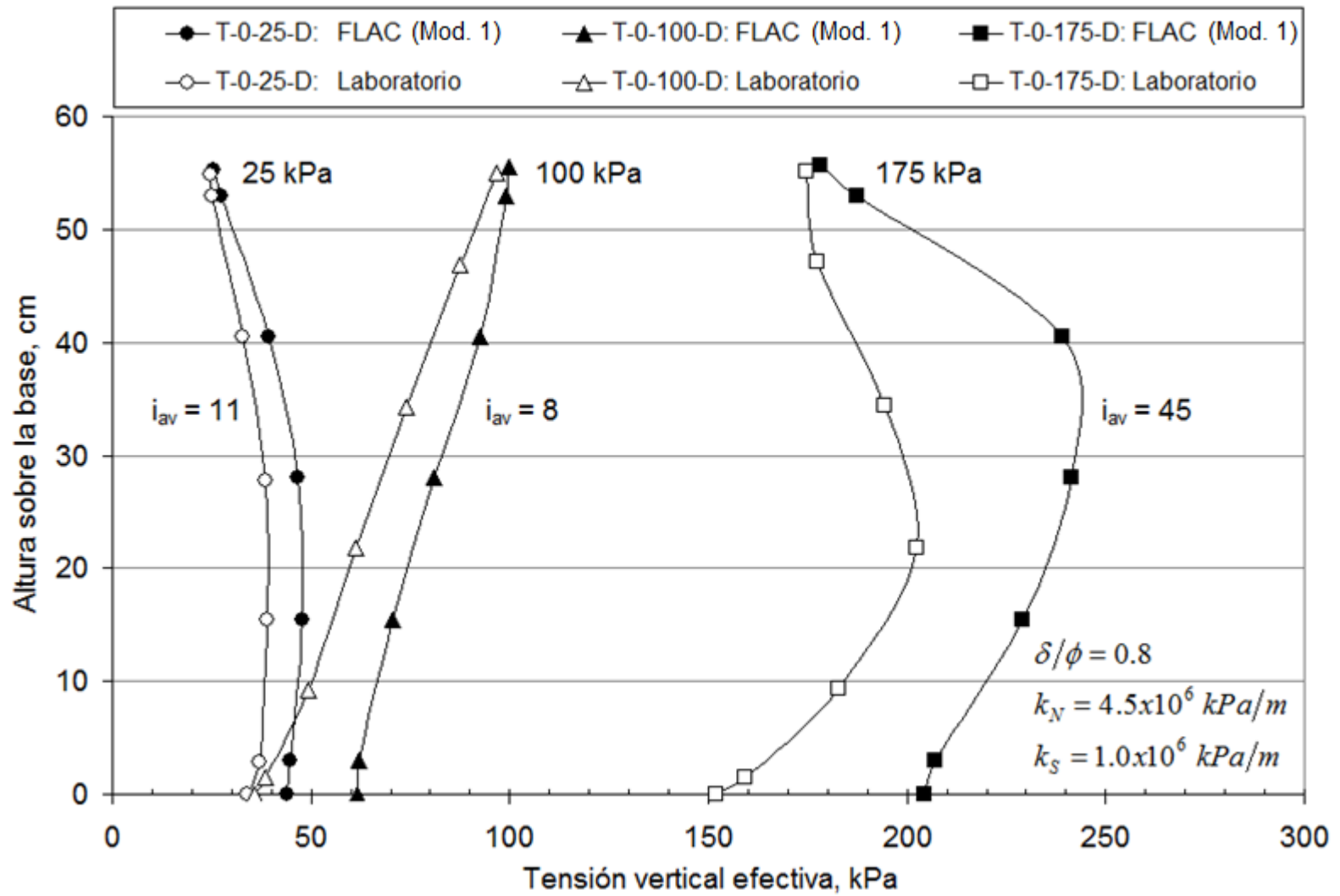


Figura 8.39. Comparación de los esfuerzos efectivos verticales en FLAC y la distribución de esfuerzos simplificada de Laboratorio al final de la etapa de flujo

### 8.1.5. Comentarios generales

Como ya se había mencionado, los resultados obtenidos hasta el final de la etapa de sollicitación vertical han sido satisfactorios, ya que es posible definir parámetros de la interfaz que permitan acercarse lo suficiente a los esfuerzos verticales observados en laboratorio. La inspección de las Figuras 8.28 a 8.39 se efectúa a continuación:

En el capítulo de introducción a la modelación se explicó que la modelación de cada probeta fue hecha por depositación en capas y no de manera instantánea, para representar de mejor forma el proceso en laboratorio (método tipo *slurry*). Es posible apreciar en las distribuciones de esfuerzos efectivos obtenidos (ver Figura 8.28), al finalizar de dicho proceso, que:

- Las distribuciones resultan no lineales
- Se produce una pérdida incremental en profundidad de los esfuerzos efectivos verticales

El peso de las capas de suelo que van siendo depositadas de forma saturada moviliza parte de la resistencia de la interfaz, resultando en la distribución presentada en la Figura 8.28 (símbolos rellenos). En efecto, la mitad inferior del contacto entre la probeta y el cilindro es la que toma mayor cantidad de esfuerzos por peso propio y debido al peso de las capas superiores. Tomando en consideración lo anterior, se puede decir que un material depositado según el método de preparación mencionado en un permeámetro con las características que se ha utilizado en esta tesis, los esfuerzos efectivos que se alcanzan en la base no son iguales a la situación sin roce (distribución triangular). Por lo tanto, y como aproximación mediante este modelo, se puede inferir que el valor de esfuerzo en la base de la probeta recién preparada corresponde a aproximadamente un 61 – 66% del que entrega analíticamente la ecuación 2.9 (ver Figura 8.31).

Los esfuerzos efectivos horizontales mostrados en la Figura 8.28 se utilizan en la relación que existe entre  $\sigma'_v$  y  $\sigma'_h$  para obtener el Coeficiente de Empuje Lateral (ver Figura 8.29). Despreciando las imprecisiones numéricas que se dan en el extremo superior de la probeta se encuentra un valor de  $K$  igual a 0.27. Este valor es válido dado que se encuentra en el rango de  $K_a$  y  $K_0$ .

Las distribuciones de esfuerzos verticales efectivos al final de la sollicitación vertical, presentadas en la Figura 8.30, indican la existencia de una diferencia notoria entre los valores obtenidos en situación sin roce en el contacto (símbolos rellenos) y los resultados numéricos del Modelo 1 (símbolos abiertos). Según lo señalado a priori, estas últimas distribuciones no son lineales y efectivamente satisfacen los esfuerzos efectivos obtenidos en la base del permeámetro en laboratorio, gracias a la elección correcta de los parámetros de la interfaz (ver Figura 8.32).

En la Figura 8.31, que se deduce de los resultados de la Figura 9.30, se indica el porcentaje de pérdida en la base de cada espécimen. Este corresponde a la fracción de esfuerzo vertical efectivo que se obtuvo en la base del Modelo 1 respecto de la situación sin roce. Posterior a la sollicitación vertical en la parte superior, se aprecia que la pérdida es considerable y alcanza el 70%. Se puede decir, entonces, que los esfuerzos en la base, una vez aplicada la presión de consolidación en la superficie de la probeta, sólo alcanzan entre un 30 – 34% de los calculados sin considerar roce en el contacto.

Los resultados obtenidos durante el flujo muestran varios aspectos interesantes (ver Figuras 8.33 a 8.35). Principalmente, se puede ver que el modelo funciona correctamente: independiente de la carga hidráulica solicitante, el esfuerzo efectivo en la superficie siempre se mantiene constante tal como ocurre en laboratorio, lo que indica que el incremento de esfuerzos es generado únicamente por concepto de las fuerzas de flujo. Además, el aumento de esfuerzos efectivos verticales en cada horizonte es proporcional al incremento en la carga hidráulica entre transductores.

En la Figura 8.36 se presenta el incremento de esfuerzo vertical producto del flujo en cada probeta en comparación con la situación sin roce. Se aprecia que los esfuerzos generados por efecto del flujo en las probetas del Modelo 1 son menores que los deducidos en situación sin roce en el contacto. La acción de la interfaz sólo permite que parte del esfuerzo alcance la base. Por otra parte, si se comparan las distribuciones de esfuerzos del Modelo 1 con aquellas obtenidas de manera simplificada en laboratorio se aprecia que, aún cuando el modelo incorpora la interfaz, no es suficiente para reproducir todo el gasto o pérdida real (ver línea punteada en Figura 8.36). Físicamente, esto se interpreta por la acción de las cadenas de esfuerzos: en el suelo no sólo se extienden hacia la base, sino que también hacia las paredes del cilindro que lo contiene, resultando en una disipación de esfuerzos a lo largo del contacto.

A partir de la Figura 8.36, es posible determinar que la proporción de esfuerzos que efectivamente llegan a la base en el modelo numérico se encuentra en el rango de 56 a 69% respecto del valor sin roce en el contacto. Tomando en consideración el promedio (63%) se puede decir que el esfuerzo restante, un 37%, se disipa producto del contacto con la pared. Sin embargo, tomando en consideración la diferencia entre la recta sin roce y la deducida a partir de los valores medidos en la base en laboratorio, se requiere que se disipe un 61% de los esfuerzos. En consecuencia, la interfaz sólo aporta con un gasto equivalente a un poco más de la mitad del requerido.

En las Figuras 8.37 y 8.38 se presentan las distribuciones de los esfuerzos efectivos en el Modelo 1 y las distribuciones de esfuerzos simplificadas del laboratorio, respectivamente, tanto al final de la etapa de carga como en el estado final, antes de la migración de partículas. Un cuadro comparativo se muestra en la Figura 8.39. De esta última figura, se desprende lo siguiente:

Los parámetros de interfaz escogidos, a pesar de cumplir con las condiciones de esfuerzos efectivos en la base de la probeta al final de la etapa de carga en la placa superior, no las satisfacen para el estado crítico que se está analizando. Es más, los resultados de esfuerzos obtenidos en la base superan en, al menos, un 30% a los del laboratorio, diferencia considerable que se estima fuera de los rangos de convergencia o de aceptación. No obstante, la forma de las distribuciones es similar. Esto sugiere la consideración de otros criterios que permitan la convergencia a los resultados obtenidos en la base cuando se alcanza la situación crítica de inestabilidad interna en laboratorio.

## 8.2. Modelo 2: Suelo como elemento disipador

El programa de modelaciones propuesto para el Modelo 2 contempla, al igual que el Modelo 1, el análisis sobre los materiales de Transición (T-0) y Núcleo (C-30). No obstante, y debido a que no se considera el uso de la interfaz de FLAC en esta solución, la sensibilidad será efectuada sobre el parámetro de expansión lateral, es decir, el módulo de Poisson. Se estima que éste es el que controla la distribución de esfuerzos en cada probeta cuando se considera que en el material existe una distribución del módulo de deformación en función del confinamiento o tensión principal menor.

Inicialmente, el modelo contempla el uso de un permeámetro completamente arriostrado, ya que los anillos o abrazaderas externas utilizadas en laboratorio impiden el abarrilamiento de éste. Posteriormente, se analizará el relajamiento de la restricción de movimiento en el contacto para analizar la redistribución de esfuerzos en cada espécimen.

El árbol jerárquico del Modelo 2 se indica en la Figura 8.40. Al igual que antes, sólo se muestra el caso particular del suelo de Transición sin contenido de finos (T-0), ya que es análogo al del suelo del Núcleo con 30% de contenido de finos (C-30). Cabe destacar que las calibraciones se fundan en los resultados de esfuerzos en la base medidos en laboratorio.

En definitiva, y de igual manera que en el Modelo 1, se estudiarán los esfuerzos y gradientes en cada uno de los transductores para luego poder efectuar una correcta interpretación de los resultados de cada horizonte.

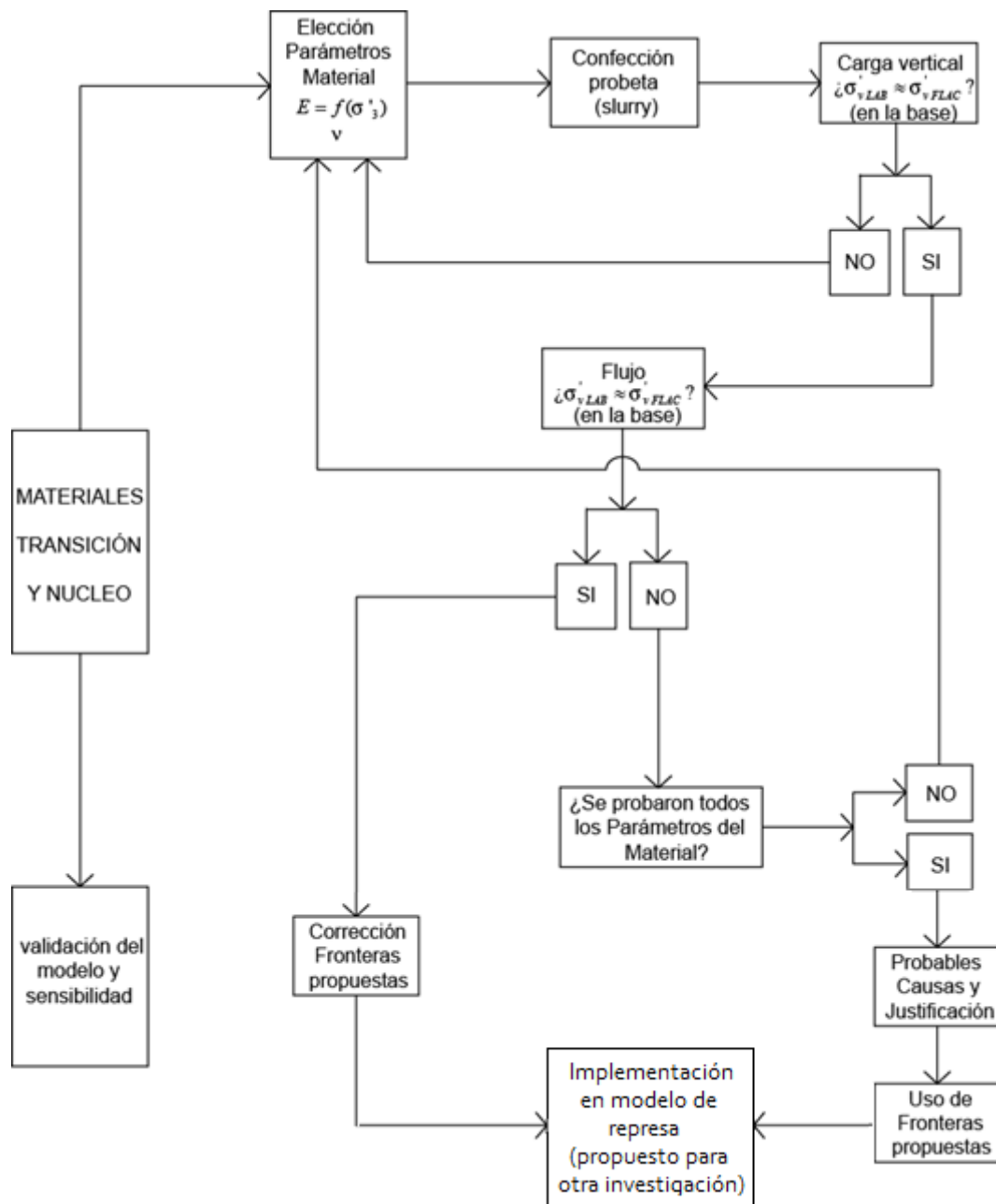


Figura 8.40. Árbol de decisiones Modelo 2

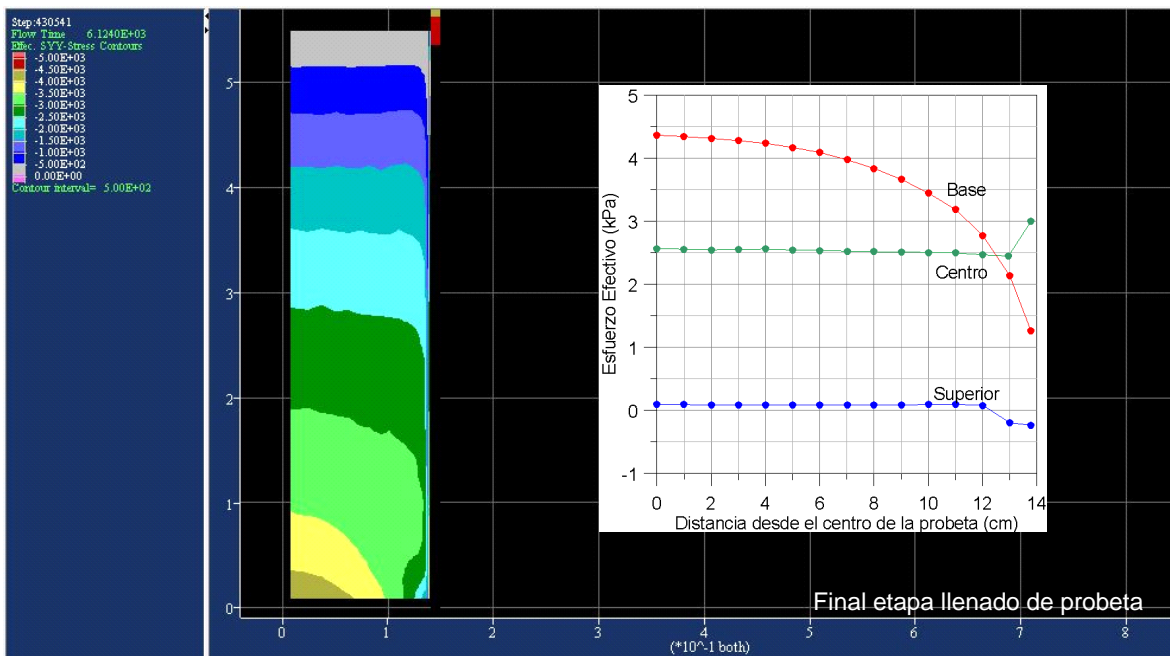
### 8.2.1. Distribución radial de esfuerzos efectivos

Un ejemplo de distribución de esfuerzos para el final de la etapa de confección de un espécimen fue mostrado en la Figura 7.9. Analizando algunos horizontes en la probeta (a alturas de  $0$ ,  $0.50L$  y  $L$ ) luego de la etapa de sollicitación vertical, se escogen los parámetros del ensayo sobre el suelo de Transición sin contenido de finos, consolidado inicialmente a  $100$  kPa (T-0-100-D). Éstos son los que se muestran en la Tabla 8.8. Los resultados consideran el

estado al final de la fábrica de la probeta (ver Figura 8.41), al final de la consolidación (ver Figura 8.42) y dos estados arbitrarios durante el flujo descendente con gradientes hidráulicos promedios iguales a 4 y 8 (ver Figuras 8.43 y 8.44).

**Tabla 8.8. Parámetros del suelo utilizados**

Parámetro	Símbolo	Modelo 2 Valor	Unidad
Módulo Deformación	E	$E = 324550 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$	(kPa)
Módulo de Poisson	$\nu$	0.28	( )
Ángulo de Fricción interna	$\phi$	38.0	(°)
Cohesión	c	0.0	(kPa)
Permeabilidad	k	$1.0 \times 10^{-4}$	(cm/s)



**Figura 8.41. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la fábrica de la probeta**

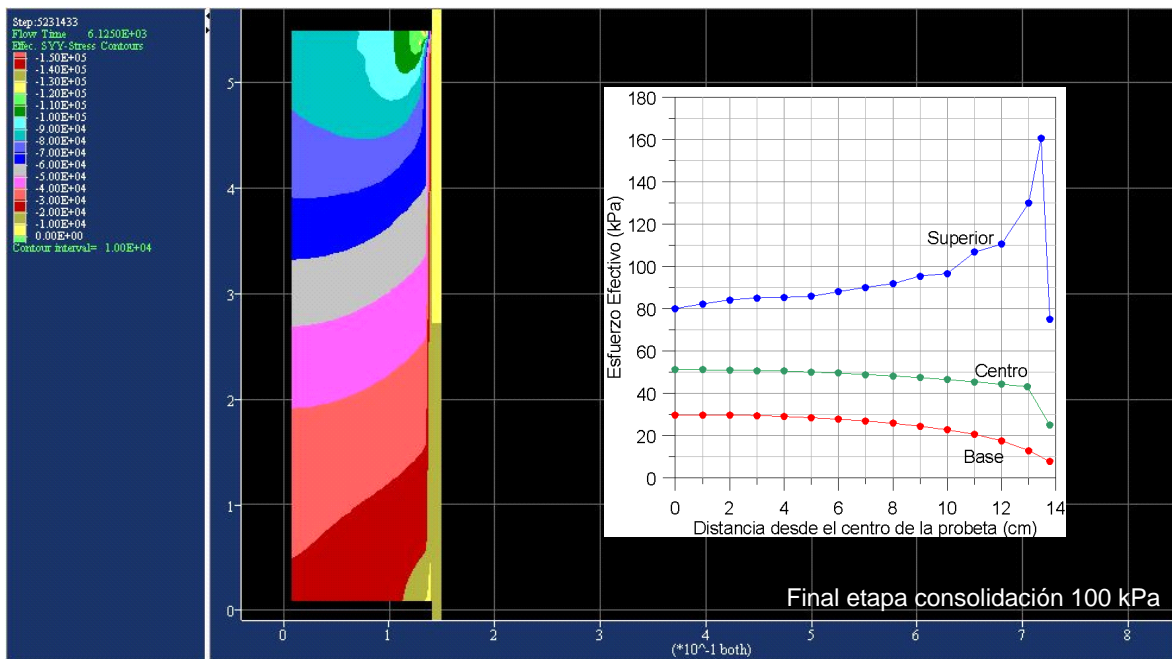


Figura 8.42. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación con  $i_{prom} = 0$

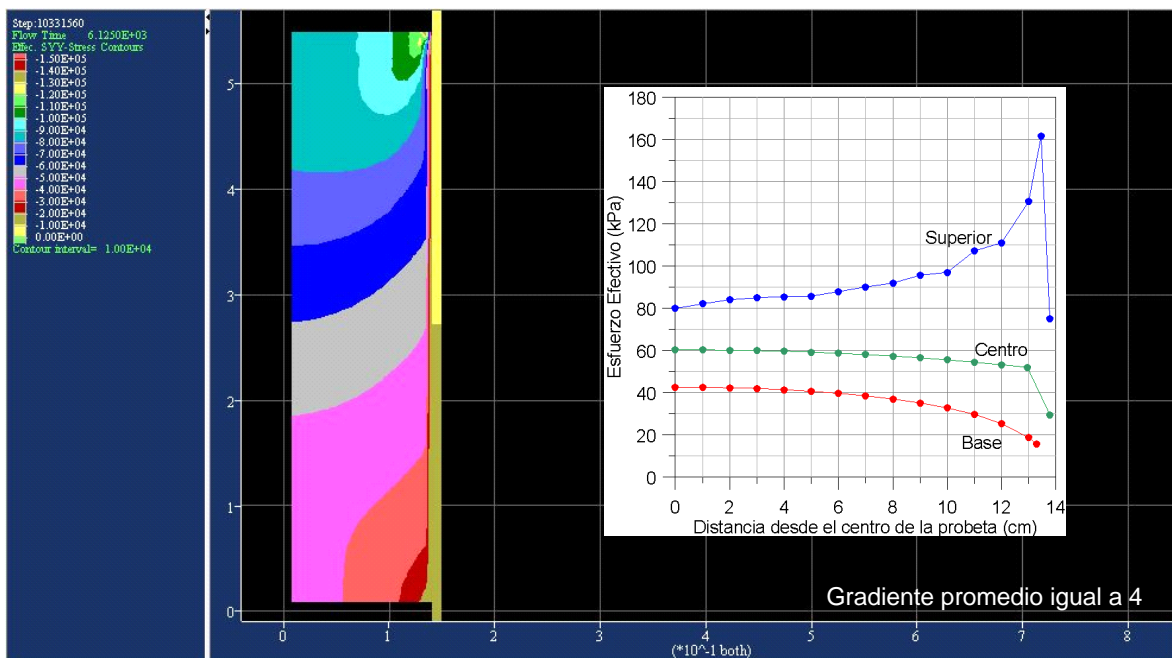
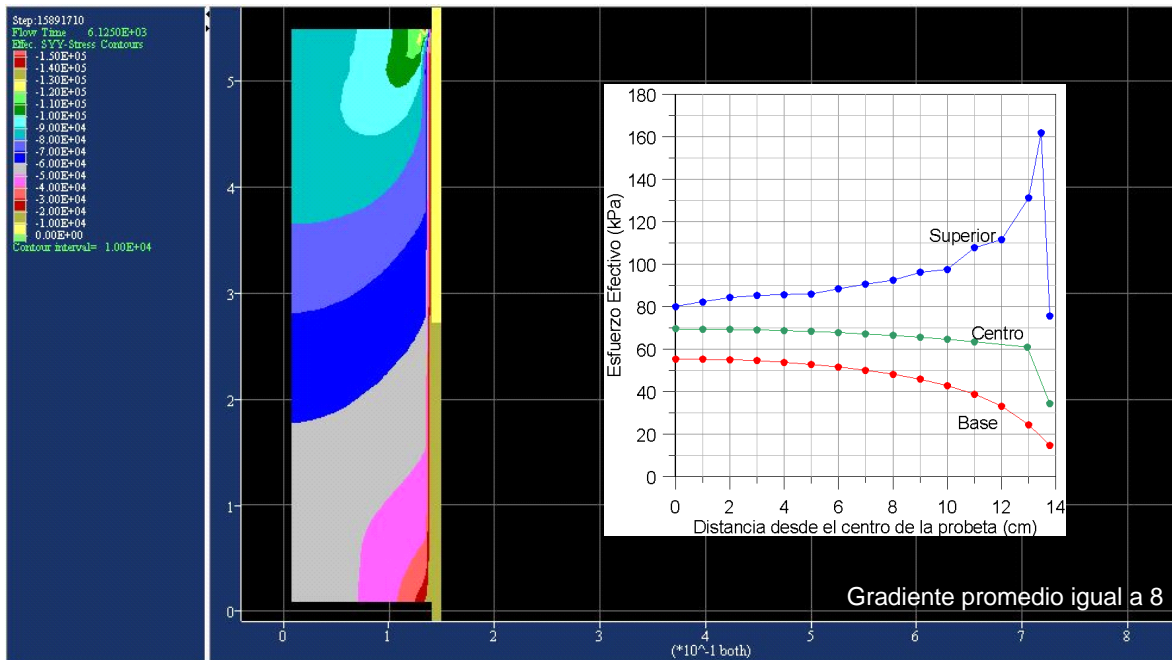


Figura 8.43. Distr. esfuerzos efectivos verticales en flujo descendente con  $i_{prom} = 4$





**Figura 8.44. Distr. esfuerzos efectivos verticales en flujo descendente con  $i_{prom} = 8$**

Evidentemente los esfuerzos efectivos en cada altura (medidas desde la base) caen o disminuyen en magnitud cuando se aproximan hacia el contacto con la pared. La excepción lo constituye la fila de elementos finitos superior, donde se produce una concentración de tensiones cercano a la pared del permeámetro (ver Figura 8.42), debido al mecanismo de aplicación de carga consistente en el descenso rígido de la placa superior. Este efecto se considera de carácter local y no corresponde al comportamiento antes mencionado que se manifiesta en toda la altura de la probeta.

En definitiva, lo anterior permite decir que la columna que se utiliza como elemento disipador proporciona efectivamente una disminución de esfuerzos verticales. Además, y al igual que para el Modelo 1, que las fuerzas de filtración para flujo descendente producen un aumento en los esfuerzos en cada horizonte a medida que se aumenta el gradiente hidráulico promedio aplicado.

### 8.2.2. Evolución de esfuerzos y gradientes entre transductores

Anteriormente, en el Modelo 1 se encontró que el cambio de esfuerzos entre transductores se ve fuertemente influenciado por los cambios de permeabilidad en la probeta, los que inciden directamente en el esfuerzo vertical calculado y en el gradiente hidráulico local generado. Ya se vio que el programa responde de manera satisfactoria a la variación de este parámetro.

Además, se observó que la presencia de la interfaz resta importancia a las propiedades del material a ensayar. No obstante, esto último es re-evaluado ya que se estima que, en este modelo, los parámetros sí importan.

Se ha decidido efectuar sólo cambios en el Módulo de Poisson ya que, en definitiva, es el parámetro que considera los esfuerzos que se transmiten radialmente al permeámetro producto del incremento de carga vertical (capítulo 5). La Tabla 8.9 indica las combinaciones utilizadas para dilucidar el cambio de esfuerzos producto del cambio de  $\nu$ . Cabe destacar que se utilizan valores del Módulo de Poisson que se consideran se encuentran dentro del rango para las Gravas.

**Tabla 8.9. Combinaciones a utilizar para validar el modelo 2**

Combinación N°	Módulo Deformación (kPa)	Módulo Poisson	Permeabilidad mitad superior (cm/s)	Permeabilidad mitad inferior (cm/s)
1	$E = 324550 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$	0.20	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
2		0.28	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
3		0.35	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$

Los resultados de cada una de las combinaciones consideradas se indican en las Figuras 8.45 a 5.50. Es posible apreciar que el Modelo 2 responde de forma considerable al cambio del Módulo de Poisson (ver Figuras 8.45, 8.47 y 8.49). Por otra parte, y al igual que en el Modelo 1, los esfuerzos efectivos promedios en flujo descendente aumentan de forma lineal y el desarrollo de los gradientes hidráulicos locales se mantiene igual a los gradientes hidráulicos promedios aplicados (ver Figuras 8.46, 8.48 y 8.50). De las gráficas presentadas, se puede destacar lo siguiente:

- El cambio en el Módulo de Poisson, en las magnitudes consideradas en la Tabla 8.9, puede generar variaciones en los esfuerzos efectivos medidos en la base, luego de la aplicación de carga en la placa superior de 100 kPa, de hasta 20 kPa, es decir, un 20% (ver Figuras 8.45 y 8.49). Durante el flujo, esta diferencia aumenta y puede alcanzar los 30 kPa (valor aproximado que se calcula como la diferencia entre los estados finales de combinaciones 1 y 3).

Resulta lógico que, si se consideran distintas permeabilidades en la probeta, se generarán variaciones mayores en el esfuerzo efectivo medido en la base, según se evidenció en el Modelo 1. Considerando esto, y para determinar el valor definitivo del Módulo de Poisson, se efectuará el análisis de sensibilidad para los materiales de Transición y Núcleo, para las

distintas cargas verticales en la superficie. En definitiva, y tal como se anticipó, el Modelo 2 responde satisfactoriamente a la variación de  $v$  y genera las trayectorias esperadas en flujo descendente cuando la permeabilidad es constante en la probeta.

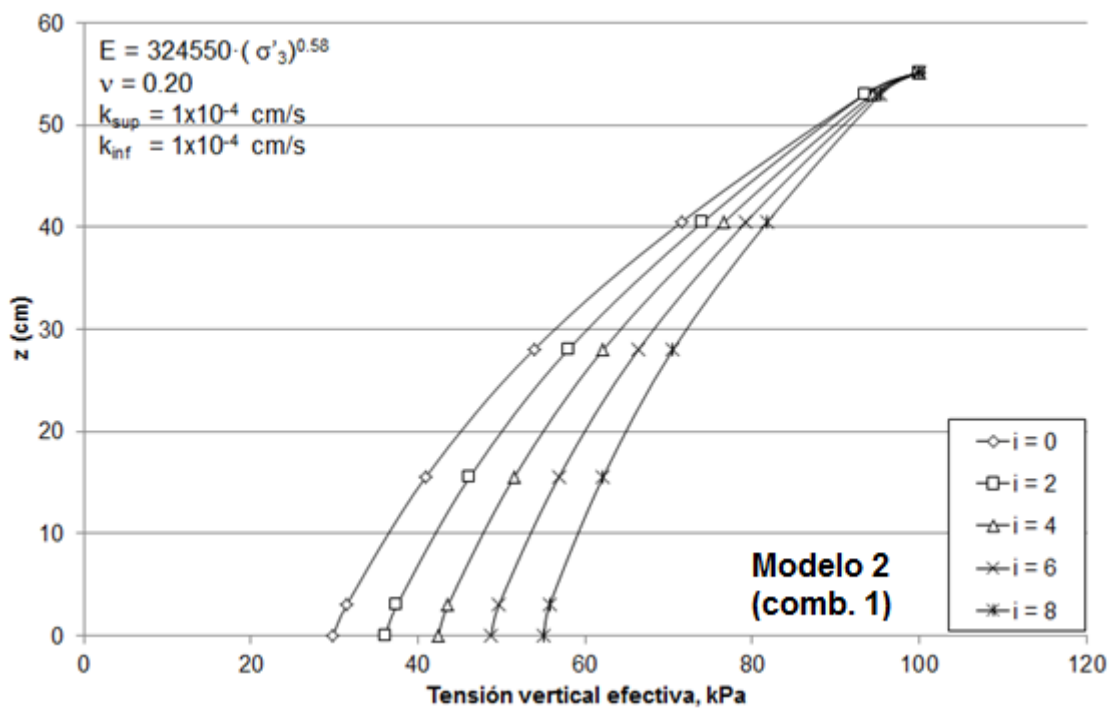


Figura 8.45. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 1

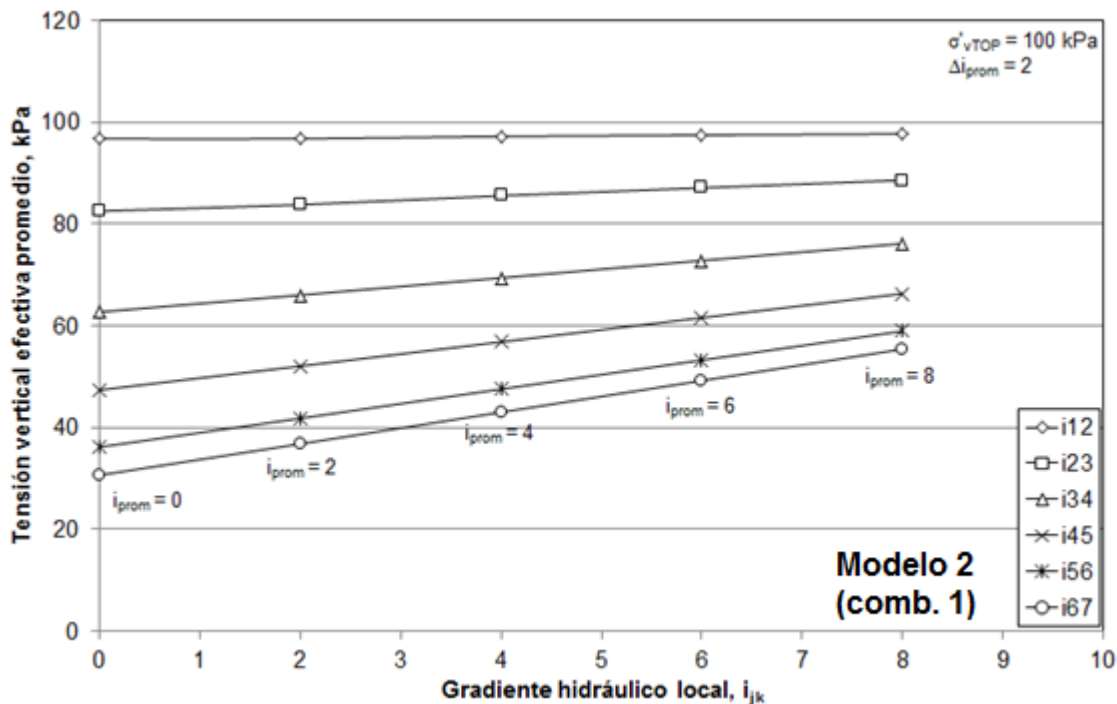


Figura 8.46. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 1

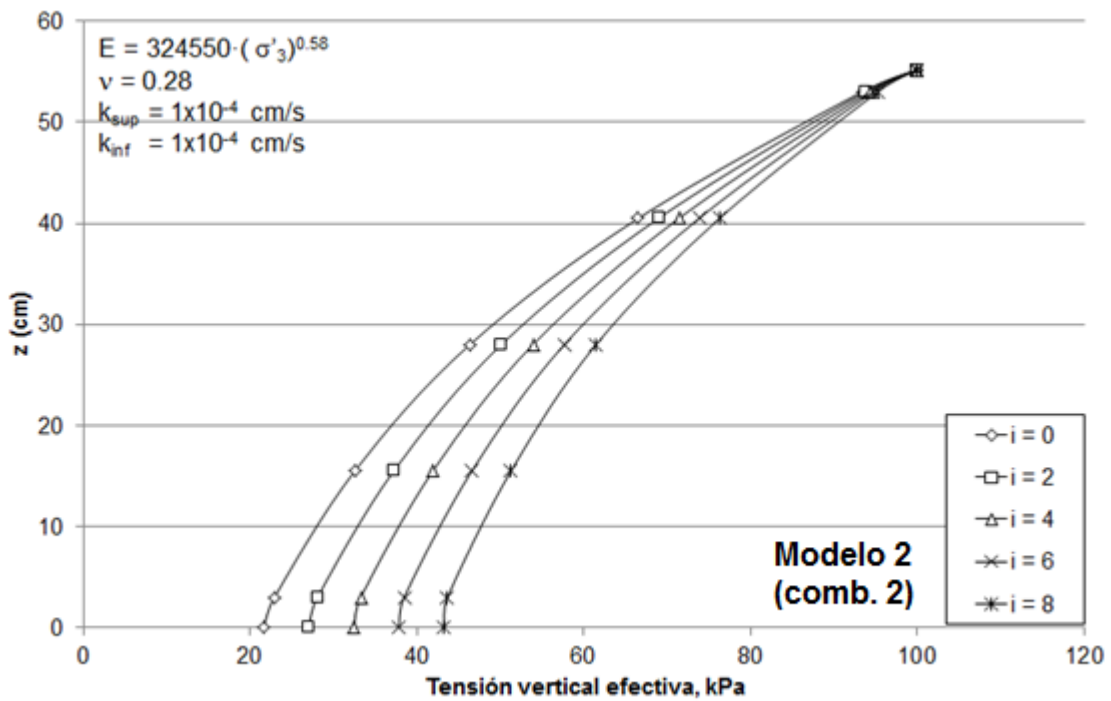


Figura 8.47. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 2

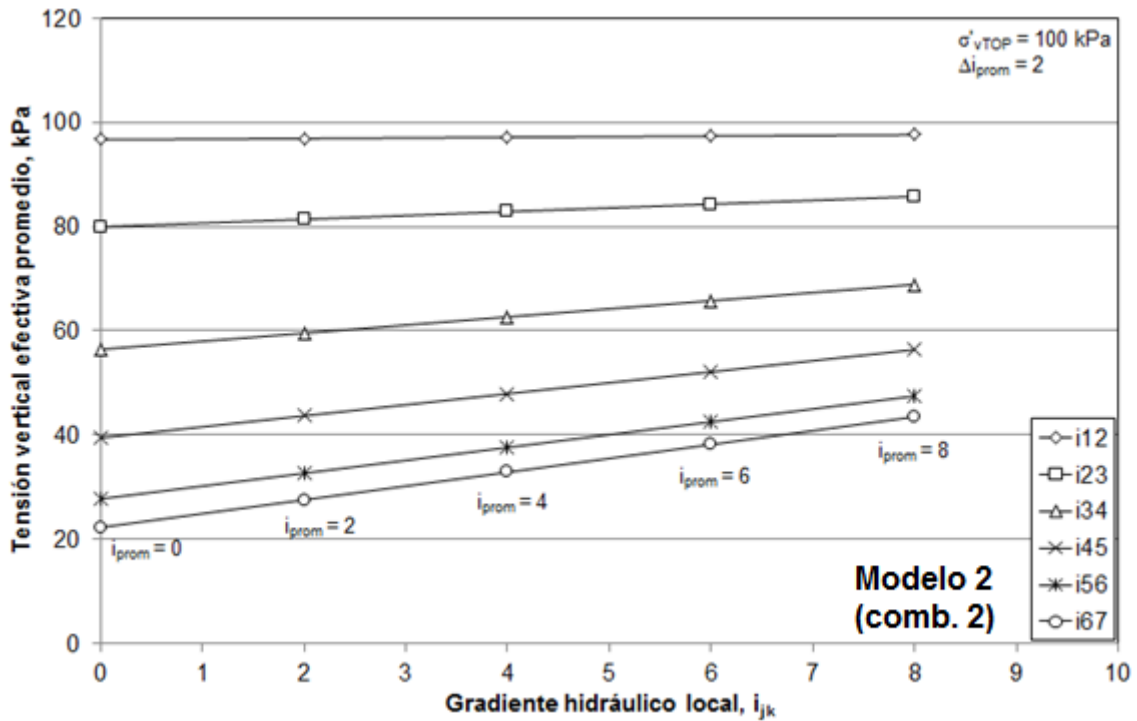


Figura 8.48. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 2

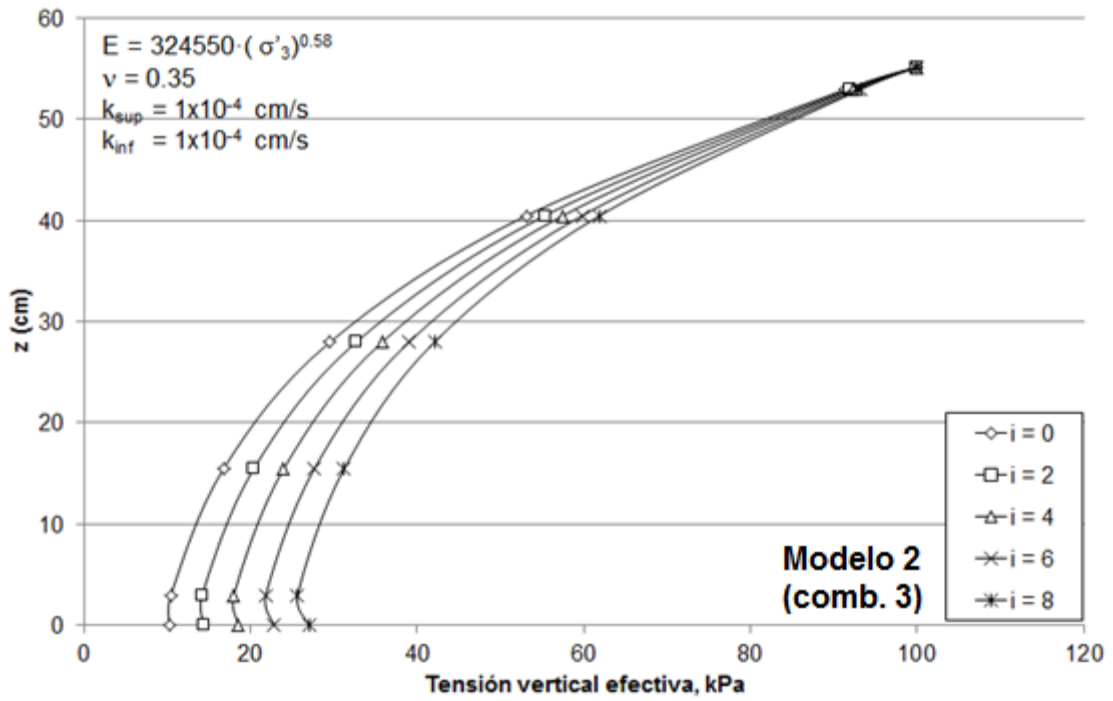


Figura 8.49. Evolución de esfuerzos efectivos en profundidad, combinación 3

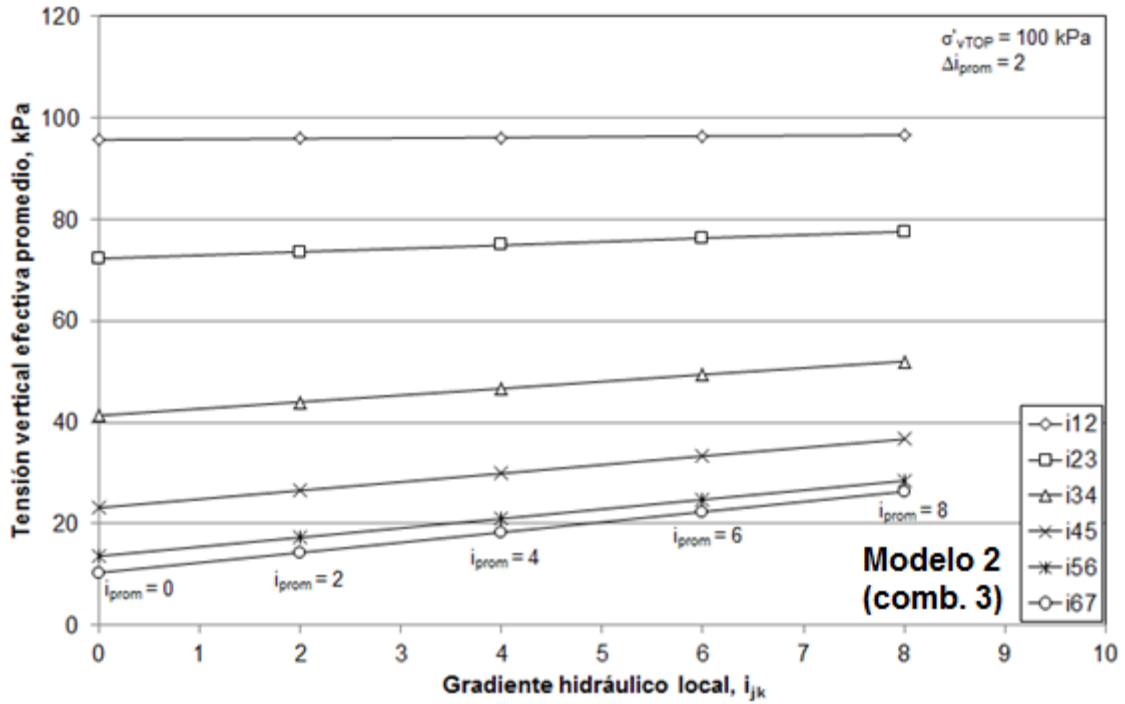


Figura 8.50. Trayectorias esfuerzo efectivo – gradiente hidráulico local, comb. 3

### **8.2.3. Calibración del modelo 2**

Tal como se mencionó anteriormente, se efectúa la calibración de los materiales según se ha modelado el ensayo con la columna de suelo que permite la disipación de esfuerzos a lo largo de cada probeta, es decir, el material de Transición que no contiene finos (T-0), el solicitado en flujo descendente con tensiones verticales efectivas en la superficie de  $25\text{ kPa}$ ,  $100\text{ kPa}$  y  $175\text{ kPa}$ , y, el material del Núcleo con 30% de contenido de finos (C-30), solicitado en flujo ascendente con tensiones en la placa superior de  $25\text{ kPa}$ ,  $50\text{ kPa}$ ,  $80\text{ kPa}$  y  $100\text{ kPa}$ .

Los resultados de cada material se presentan a continuación.

#### **8.2.3.1. Material de Transición (T-0), C.F. = 0%**

Según lo estimado en el acápite de distribución radial de esfuerzos, se efectúa la calibración del modelo de acuerdo a su respuesta a la variación del Módulo de Poisson. En este modelo también se efectúa la comparación entre un modelo con el permeámetro completamente arriostrado y con relajación de movimiento vertical de columnas de nodos en el permeámetro. Los valores “objetivo” de esfuerzo en la base corresponden a los mostrados previamente en la Tabla 8.3.

Manteniendo la hipótesis de permeámetro completamente arriostrado en  $x$  e  $y$  (ver Figura 8.51), los esfuerzos medidos en la base para Módulos de Poisson del suelo de 0.20, 0.28 y 0.35 son comparados con los de laboratorio en la Tabla 8.10. La distribución de esfuerzos a lo largo de la probeta, para cada una de los Módulos considerados, se presenta en las Figuras 8.52 a 8.54

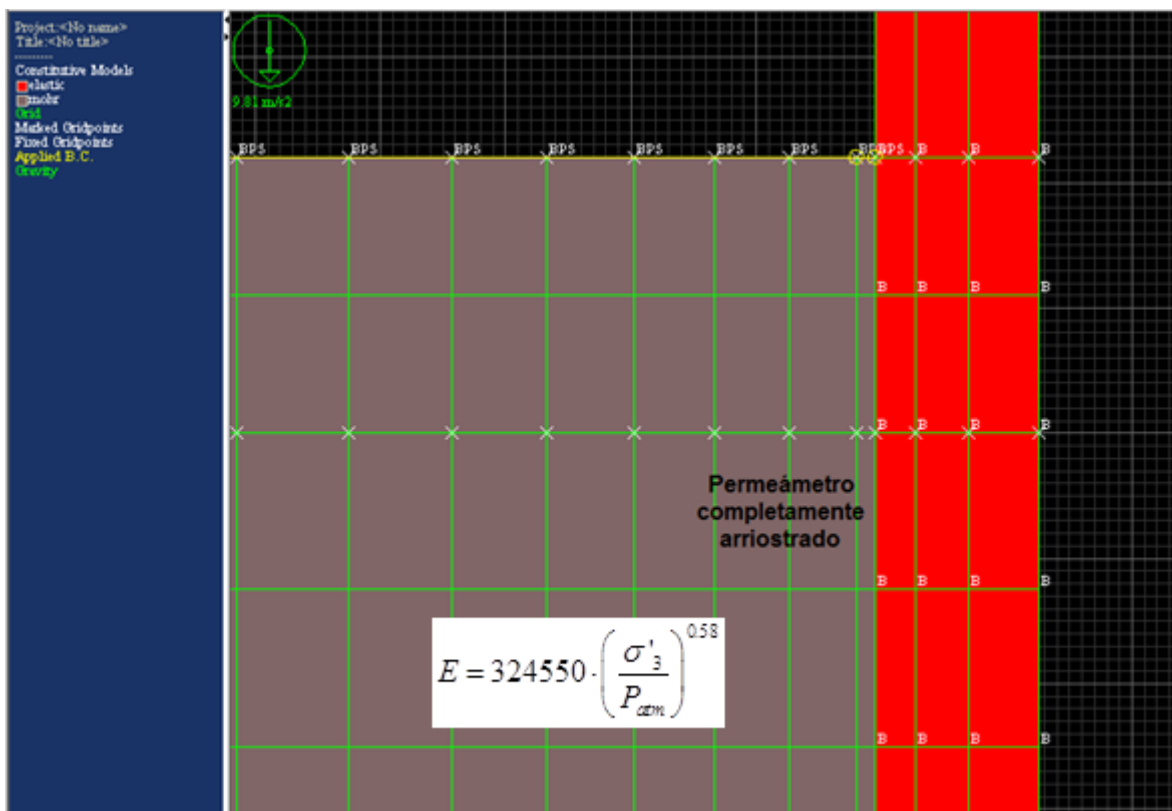


Figura 8.51.- Modelo 2. Permeámetro completamente arriostrado.

Tabla 8.10.- Esfuerzos en la base luego de sollicitación, permeámetro totalmente arriostrado, material de Transición – Modelo 2

Permeámetro arriostrado	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)		
	T-0-25-D	T-0-100-D	T-0-175-D
Laboratorio	15.0	29.6	54.4
FLAC $\nu = 0.20$	9.9	29.7	50.2
FLAC $\nu = 0.28$	7.6	21.7	35.7
FLAC $\nu = 0.35$	4.4	10.2	16.0

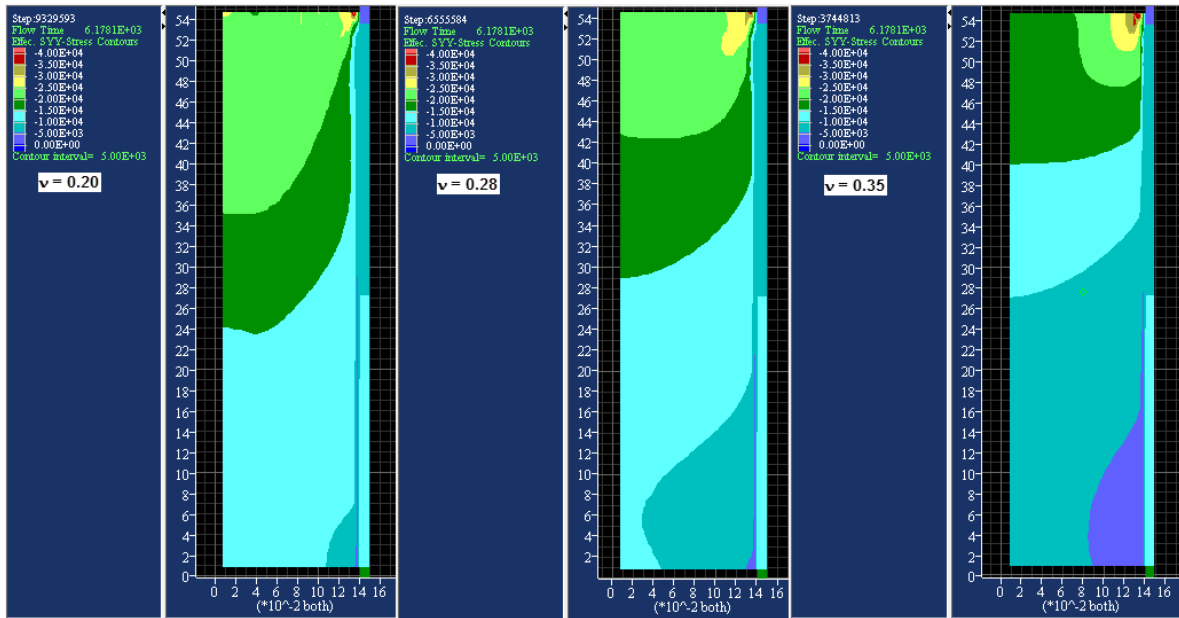


Figura 8.52.- Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, T-0-25-D.  
Permeámetro completamente arriostado – Modelo 2.

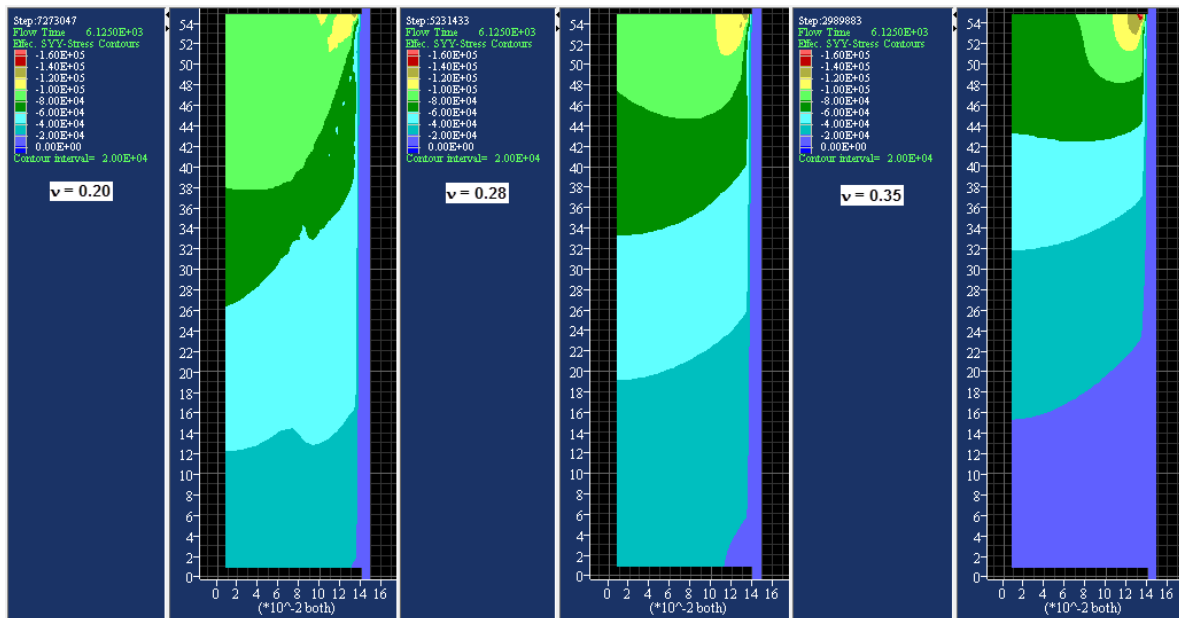
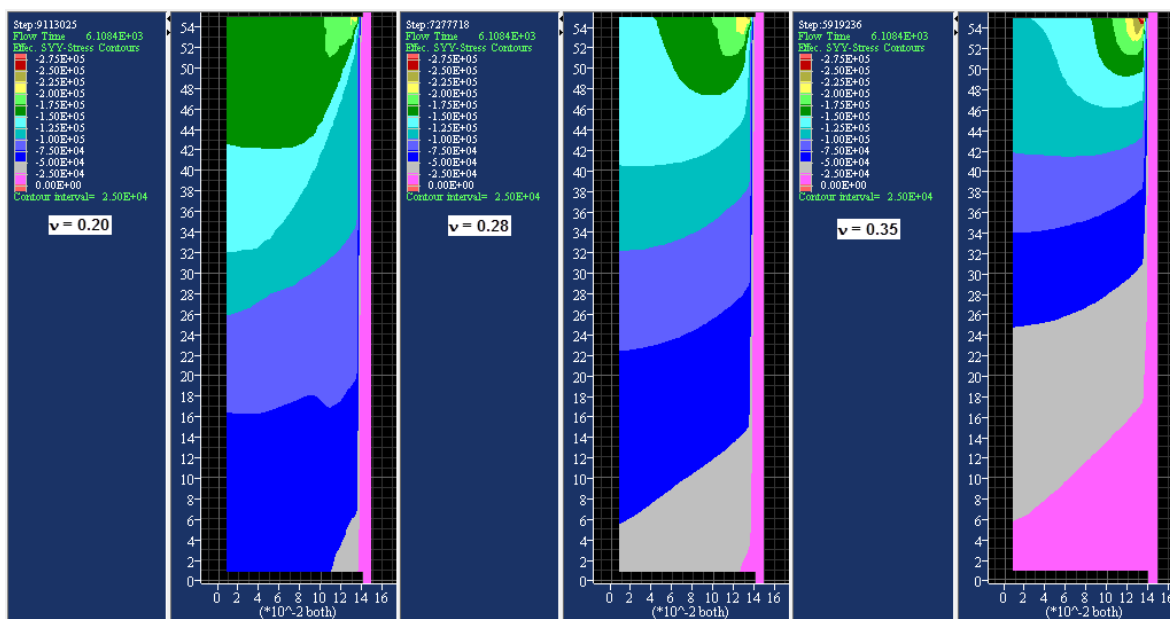


Figura 8.53.- Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, T-0-100-D.  
Permeámetro completamente arriostado – Modelo 2.





**Figura 8.54.- Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, T-0-175-D. Permeámetro completamente arriostado – Modelo 2.**

Luego de observar los resultados, parece indiscutible que la disminución del Módulo de Poisson permite un mayor traspaso de esfuerzos en profundidad, tal como se previó en el capítulo de distribución radial de esfuerzos. Sin embargo, aún para un valor de  $\nu = 0.20$  no se alcanzan condiciones adecuadas para el valor de esfuerzos en la base del permeámetro. No obstante, se considera que se aproximan lo suficiente a los valores de laboratorio, con lo cual se estima que el valor del Módulo recién mencionado corresponde al valor con el que se evaluarán los resultados durante la aplicación del flujo. No obstante, el valor  $\nu = 0.20$  parece muy bajo y cercano al límite inferior para materiales tipo Grava. La consideración de valores aún menores parece ser irreal para el material de Transición.

En este contexto, parece atractivo efectuar una variante al Modelo 2 que considere una relajación del movimiento vertical de los nodos en el permeámetro para evaluar el cambio en las distribuciones de esfuerzo. La rigidez del permeámetro es considerablemente mayor a la de la probeta de suelo, razón por la cual se estima que los resultados no debieran variar en demasía de los ya encontrados.

Se efectúa entonces la relajación del movimiento vertical (sólo queda fijo en x) de los nodos pertenecientes al permeámetro, situación que simula la restricción horizontal producto de los arriostres externos o abrazaderas y la mayor rigidez del permeámetro respecto del suelo. Una a una las columnas de nodos 1, 2 y 3 fueron relajadas (ver identificación de columnas en la

Figura 8.55). A modo de ejemplo, se presenta en la Figura 8.56 el caso cuando se relajan las dos primeras corridas de nodos.

Los resultados obtenidos en cada una de las instancias (relajación de columna 1, columnas 1 y 2, y columnas 1, 2 y 3), son idénticos a los encontrados en la Tabla 8.10. Es decir, se cumple que la liberación de restricción vertical en alguna(s) de las columnas del permeámetro cuando se mantiene la restricción horizontal, es igual a la situación en que todas se encuentran totalmente arriostradas en x e y.

Para efectuar la comparación de los valores de esfuerzos verticales medidos en la base, la Tabla 8.11 presenta el resultado que corresponde al de la Figura 8.56, cuando el Modulo de Poisson es igual a 0.35.

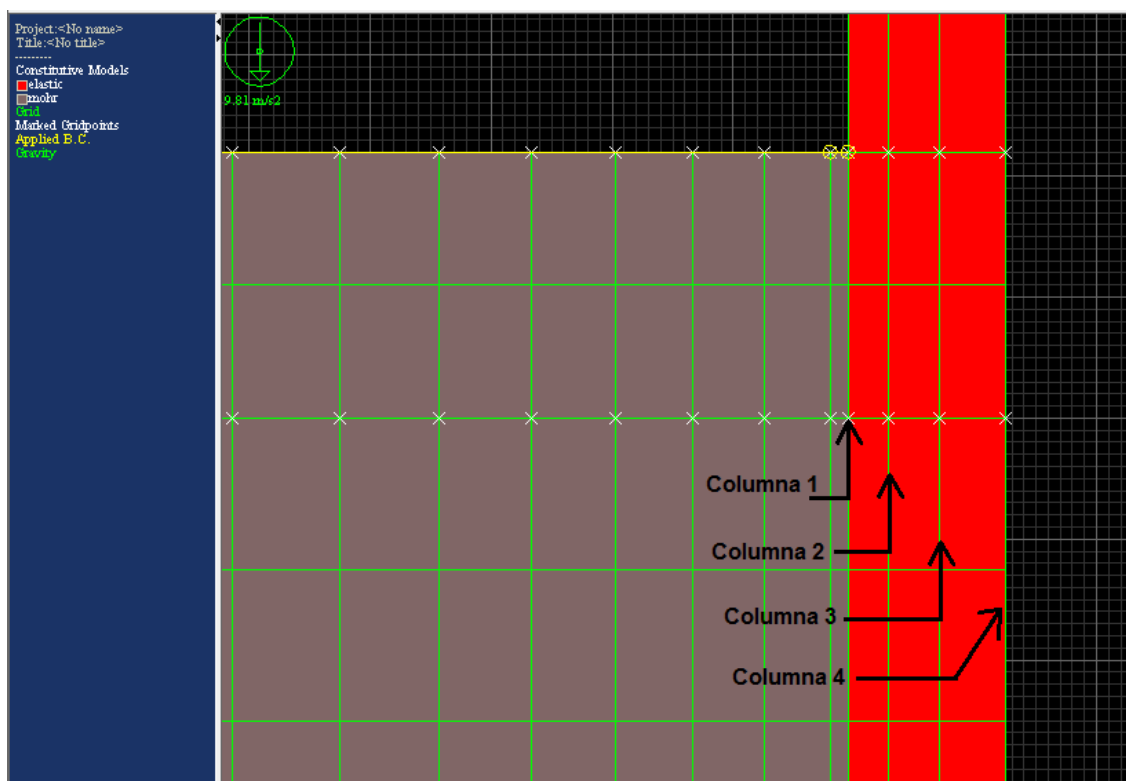
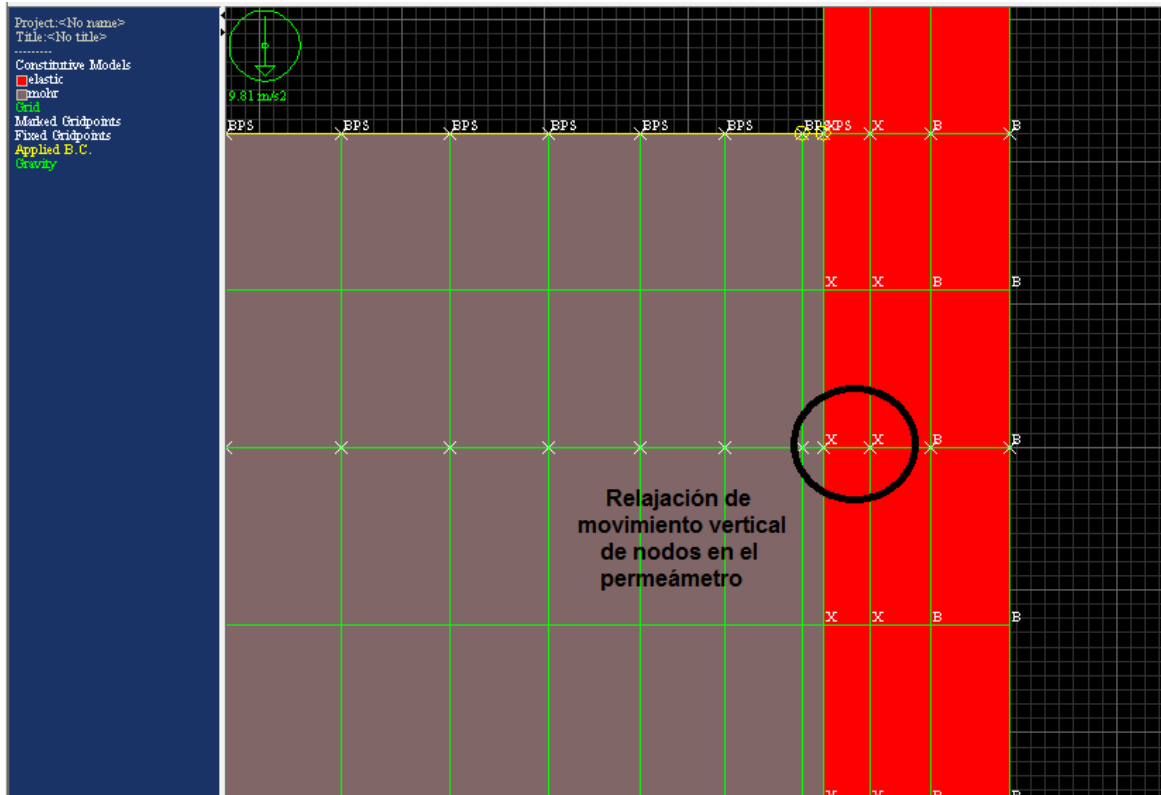


Figura 8.55.- Identificación de columnas en permeámetro – Modelo 2.



**Figura 8.56.- Ejemplo de relajación de mov. vertical en los nodos del permeámetro – Modelo 2.**

**Tabla 8.11.- Resultados de esfuerzos de un caso de restricción de mov. vertical en permeámetro, material de Transición – Modelo 2**

Permeámetro parcialmente arriostrado	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)		
	T-0-25-D	T-0-100-D	T-0-175-D
Laboratorio	15.0	29.6	54.5
FLAC $\nu = 0.35$	4.4	10.3	16.0

Una situación particular de los análisis realizados se produce cuando la 4ta columna del permeámetro (la externa) queda liberada del movimiento vertical. Es decir, los nodos del permeámetro tienen sólo restricción radial de movimiento, lo cual aún mantiene la hipótesis de permeámetro sin deformación radial debido a las abrazaderas dispuestas a distintas alturas, permitiendo que la rigidez del permeámetro sea la que controla la disipación de esfuerzos en el contacto con el suelo. Las salidas del programa que incorporan esta variación (ver Figura 8.57), son presentadas en la Tabla 8.12. Las distribuciones de esfuerzo vertical efectivo se presentan en las Figuras 8.58 a 8.60. Debido al cambio radical en los resultados respecto de los obtenidos en la Tabla 8.10, aquí se han considerado valores del Módulo de Poisson que se encuentran entre 0.28 y 0.35.

Los resultados indican una tendencia totalmente distinta a la que entrega el Modelo 2 original y sus variantes de relajación parcial del movimiento vertical en los nodos del permeámetro. La relajación absoluta determina un valor distinto del Módulo de Poisson al encontrado anteriormente. En este contexto y en términos de la aproximación a los valores medidos en la base de cada espécimen en el laboratorio, un valor de  $\nu = 0.35$  permite aproximarse a los resultados de forma muy favorable. Valores mayores del Módulo se consideran que se encuentran fuera del rango para las gravas.

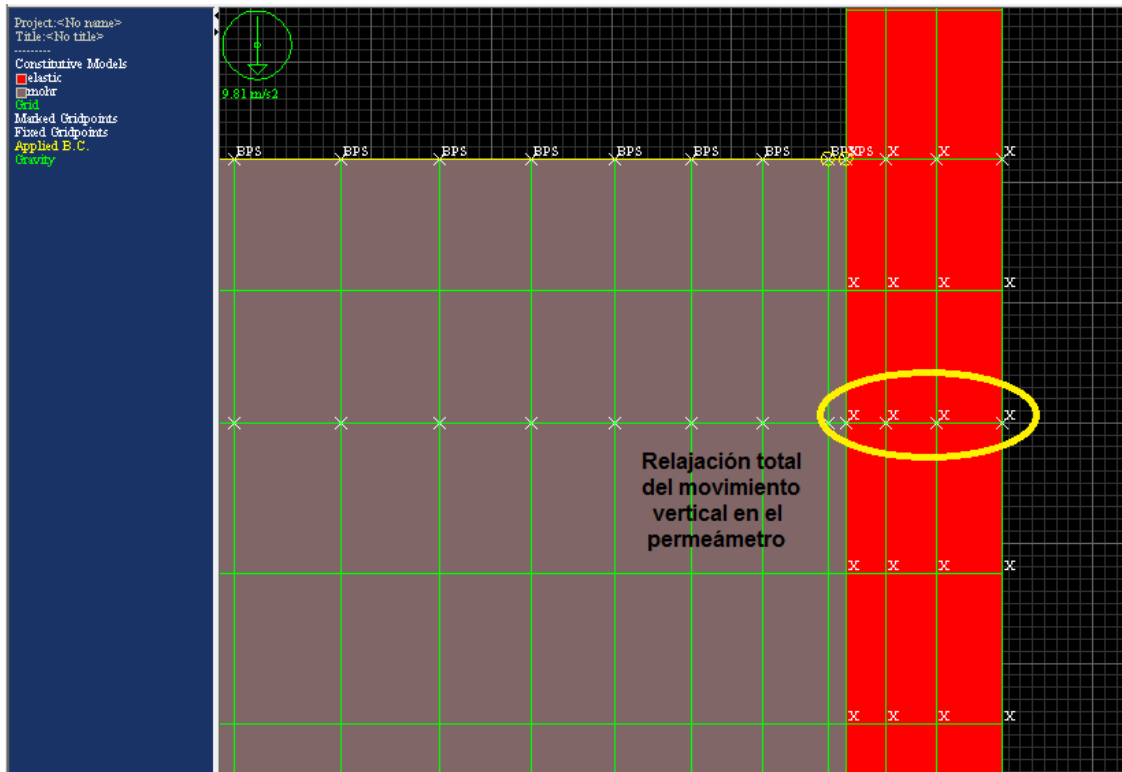


Figura 8.57.- Relajación absoluta del mov. vertical en los nodos del permeámetro – Modelo 2.

Tabla 8.12.- Esfuerzos en la base luego de sollicitación, permeámetro arriostrado radialmente, material de Transición – Modelo 2

Permeámetro arriostrado radialmente	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)		
	T-0-25-D	T-0-100-D	T-0-175-D
Laboratorio	15.0	29.6	54.5
FLAC $\nu = 0.28$	9.5	34.2	63.0
FLAC $\nu = 0.30$	8.5	32.0	62.1
FLAC $\nu = 0.35$	7.9	29.6	59.6

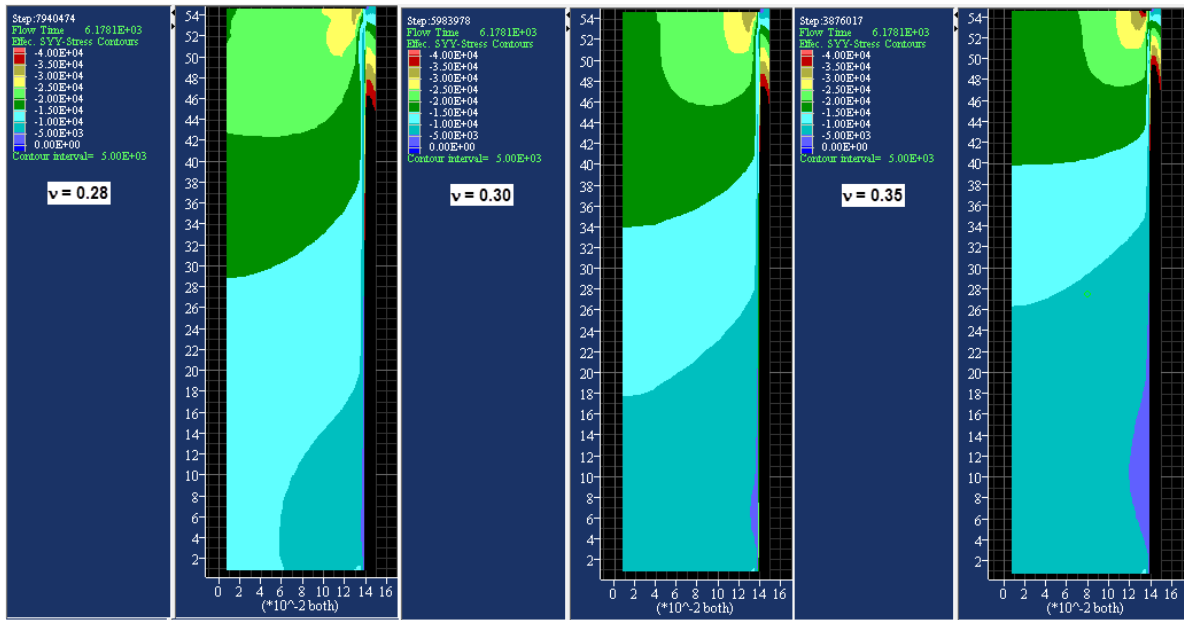


Figura 8.58.- Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la solicitación, T-0-25-D.

Permeámetro arriostrado horizontalmente – Modelo 2.

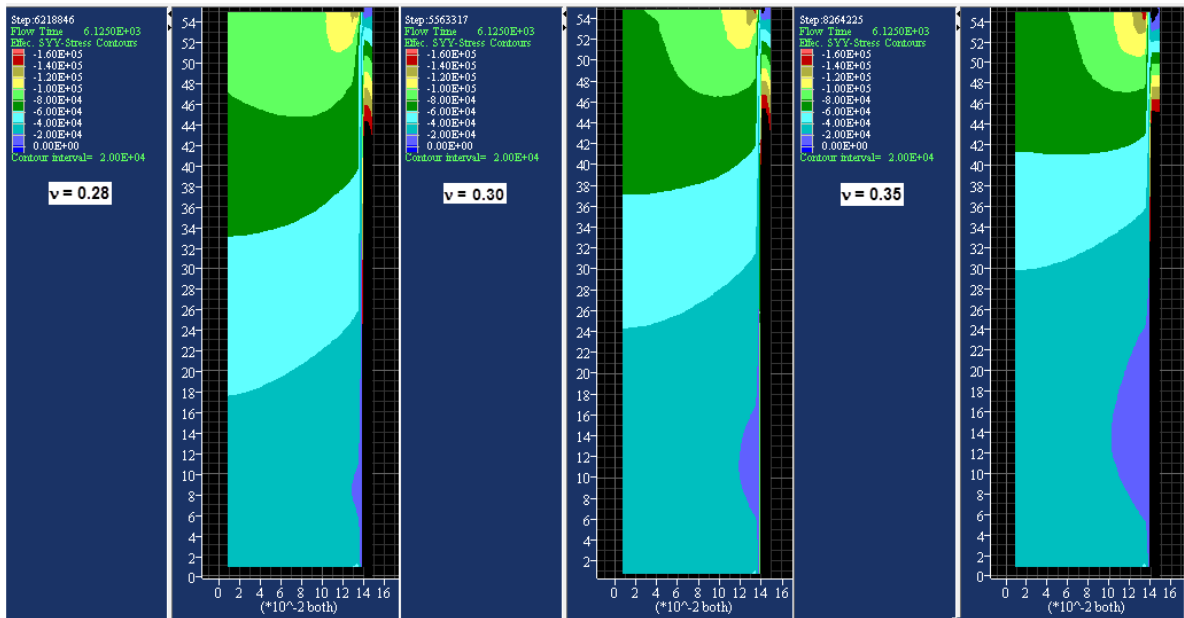
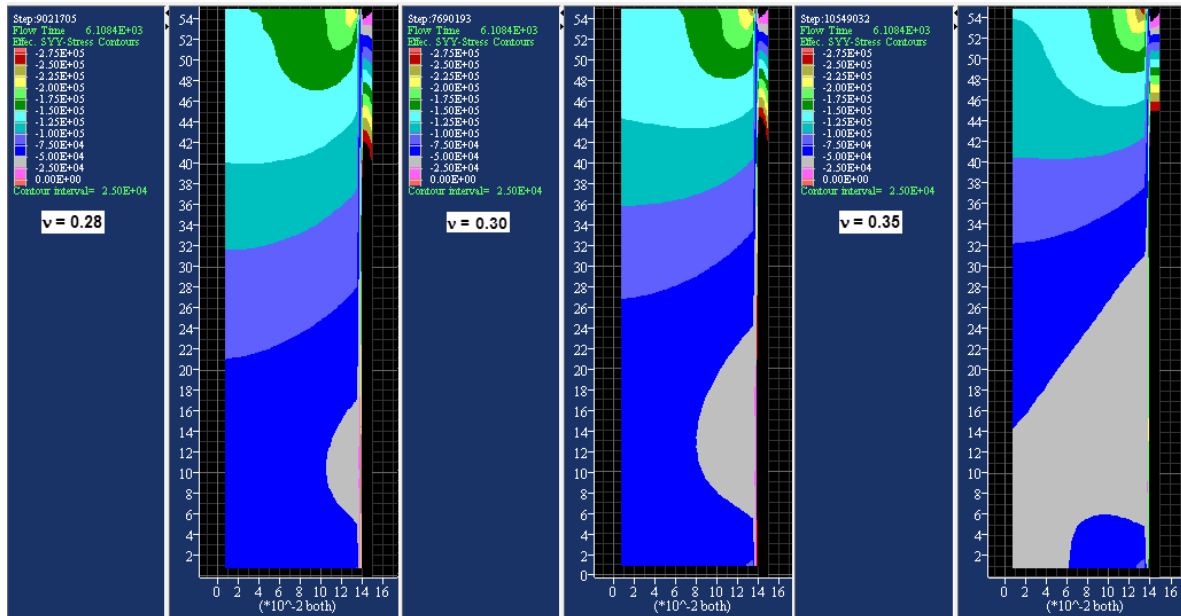


Figura 8.59.- Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la solicitación, T-0-100-D.

Permeámetro arriostrado horizontalmente – Modelo 2.



**Figura 8.60.- Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, T-0-175-D.  
Permeámetro arriostado horizontalmente – Modelo 2.**

Con lo anterior, será necesario presentar los resultados de ambos casos, es decir, caso de permeámetro totalmente arriostado donde se obtuvo un valor de  $v$  igual a 0.20, y caso de permeámetro sólo con arriostre horizontal, donde se obtuvo un valor de  $v$  igual a 0.35, durante la etapa de flujo, para así poder comparar la forma de las distribuciones de esfuerzos y definir cuál es la situación que mejor representa los ensayos efectuados en el laboratorio de UBC.

Cabe destacar que la situación con libertad de movimiento parcial de los nodos del permeámetro en la dirección radial (eje  $x$ ) no fue modelada. Se estima que el punzonamiento que se produce producto de la naturaleza del cilindro acrílico provocaría una condición de disipación mecánica en el suelo, donde el ángulo de fricción del contacto corresponde al del material que está siendo ensayado. Es decir, la columna de elementos finitos que se encuentra en contacto con la pared del permeámetro trabajaría en corte, situación que es representada por los dos casos (permeámetro completamente arriostado y permeámetro arriostado sólo en dirección radial), ya que ambos restringen el movimiento radial de la primera columna de la pared (columna del contacto). La liberación de este movimiento podría provocar deformaciones en la pared del contacto y no en el suelo, comportamiento que puede no estar correctamente implementado con un modelo elástico en FLAC. El comportamiento estructural de este elemento queda propuesto para un estudio posterior.

### 8.2.3.2. Material de Núcleo (C-30), C.F. = 30%

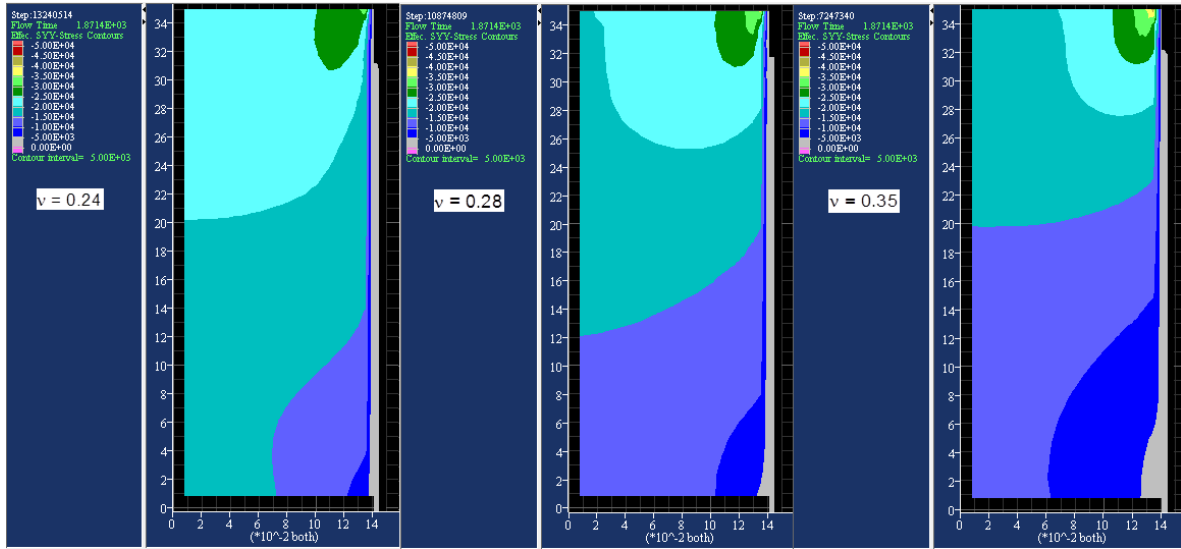
De igual manera que para el material de Transición, se efectúan dos análisis que contemplan tanto un permeámetro totalmente arriestrado como un permeámetro sólo con arriestre horizontal. Los valores de esfuerzo en la base para el material del Núcleo corresponden a los presentados previamente en la Tabla 8.8.

En el primer caso, cuando el permeámetro se encuentra totalmente arriestrado, los esfuerzos efectivos verticales medidos en la base son los que se presentan en la Tabla 8.13. Se han escogido 3 situaciones para las cuales se muestran las distribuciones de esfuerzos, para valores del Módulo de Poisson de 0.24, 0.28 y 0.35. Los esquemas que contienen las distribuciones de esfuerzo al término de la etapa de sollicitación respectiva, se presentan en las Figuras 8.61 a 8.64.

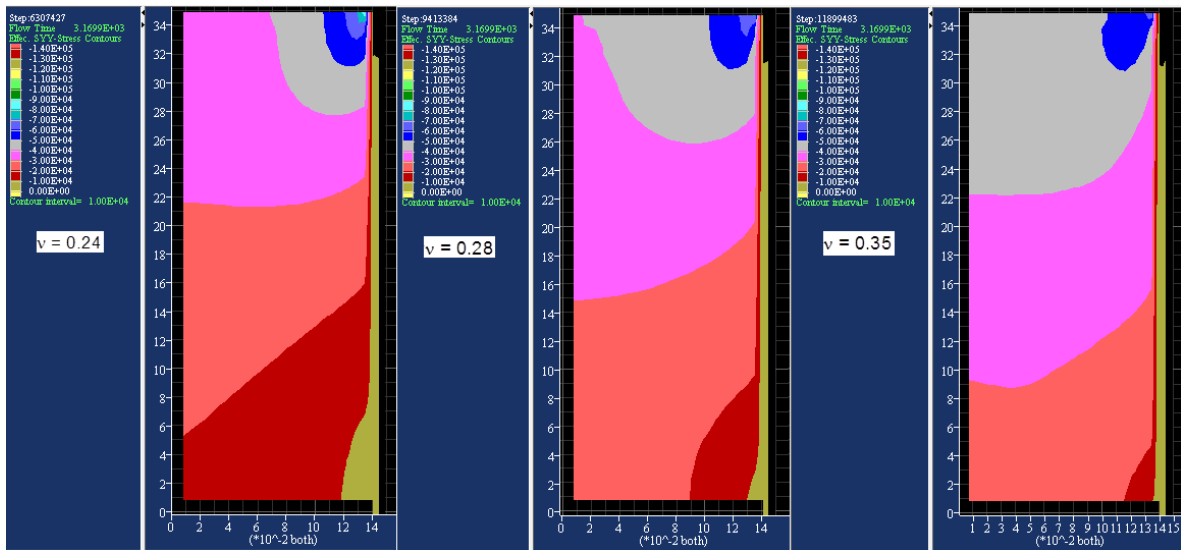
Como es posible apreciar, la solución con el Módulo de Poisson igual a 0.28 es la que más se aproxima a los esfuerzos verticales medidos en laboratorio. En consecuencia, se estima que éste es el valor que se utilizará como resultado de calibración para el material tipo Núcleo.

**Tabla 8.13.- Esfuerzos medidos en la base, permeámetro totalmente arriestrado, material del Núcleo – Modelo 2.**

Permeámetro totalmente arriestrado	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)			
	C-30-25-U	C-30-50-U	C-30-80-U	C-30-100-U
<i>Laboratorio</i>	13.3	19.6	28.0	37.8
FLAC $\nu = 0.20$	13.2	23.9	38.1	48.1
FLAC $\nu = 0.24$	12.3	22.3	35.8	45.0
FLAC $\nu = 0.26$	11.3	21.7	32.9	41.5
FLAC $\nu = 0.28$	9.8	17.6	28.4	36.1
FLAC $\nu = 0.31$	9.0	15.9	25.8	32.8
FLAC $\nu = 0.35$	7.6	13.2	21.3	27.3

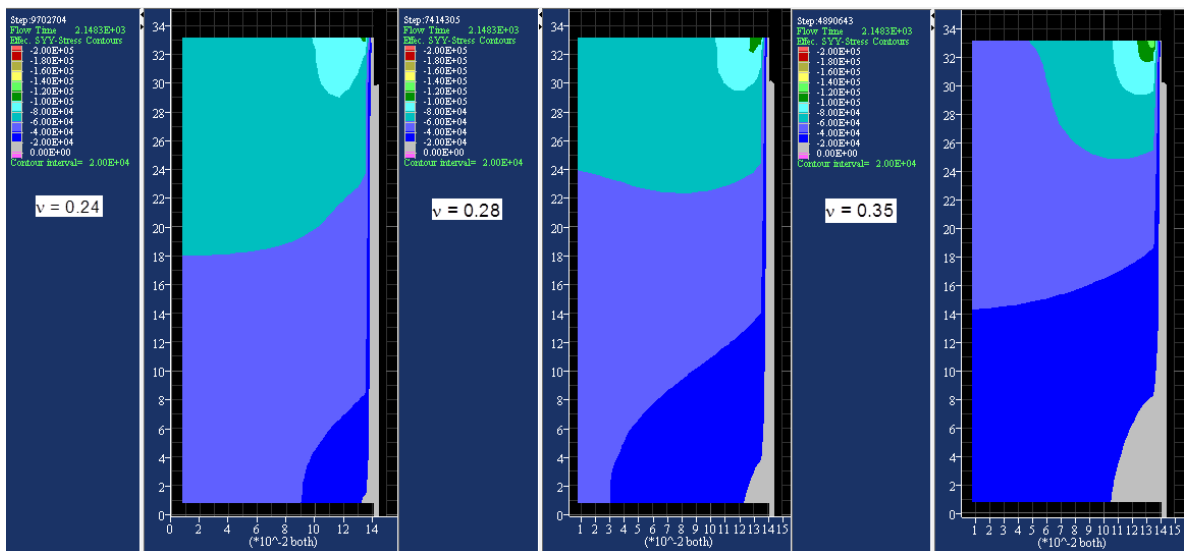


**Figura 8.61. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-25-U. Permeámetro totalmente arriestrado – Modelo 2.**

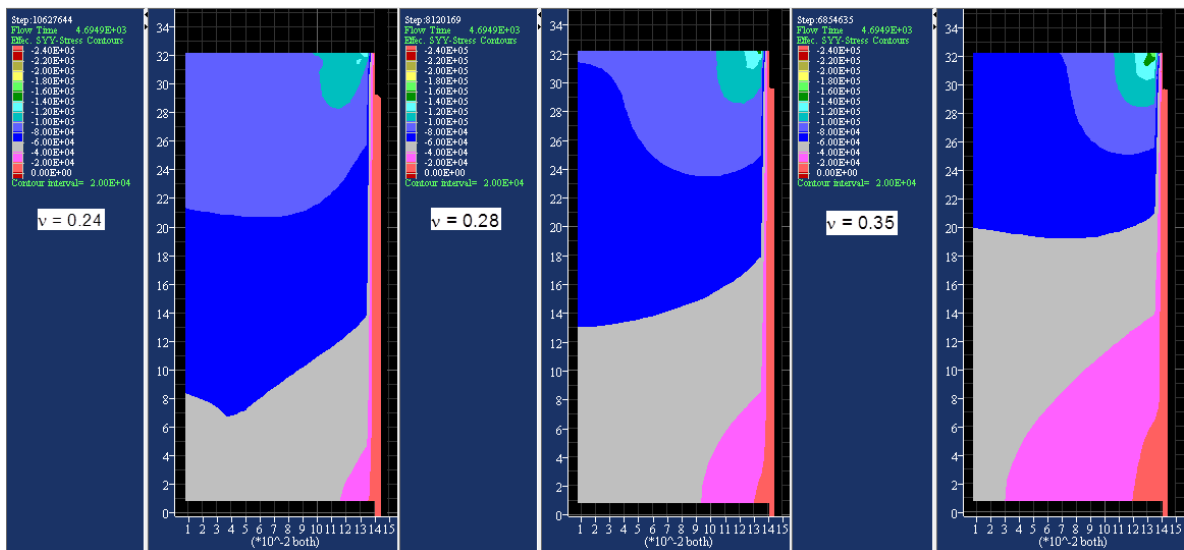


**Figura 8.62. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-50-U. Permeámetro totalmente arriestrado – Modelo 2.**





**Figura 8.63. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-80-U. Permeámetro totalmente arriestrado – Modelo 2.**



**Figura 8.64. Dist. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-100-U. Permeámetro totalmente arriestrado – Modelo 2.**

Posteriormente, y al igual como se determinó en el material de Transición, se evalúan las corridas cuando se considera solamente la restricción del movimiento horizontal en el permeámetro. Los resultados de la calibración son presentados en la Tabla 8.14. Las distribuciones de esfuerzo vertical efectivo se presentan en las Figuras 8.65 a 8.68. Aquí, se han considerado valores del Módulo de Poisson que se encuentran entre 0.28 y 0.40.

Tabla 8.14.- Esfuerzos medidos en la base, permeámetro arriostrado radialmente, material del Núcleo – Modelo 2.

Permeámetro arriostrado radialmente	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)			
	C-30-25-U	C-30-50-U	C-30-80-U	C-30-100-U
Laboratorio	13.3	19.6	28.0	37.8
FLAC $\nu = 0.28$	11.8	21.7	35.7	45.5
FLAC $\nu = 0.31$	9.8	18.1	30.2	38.9
FLAC $\nu = 0.35$	8.6	15.9	26.9	35.0
FLAC $\nu = 0.40$	7.8	14.4	24.8	32.7

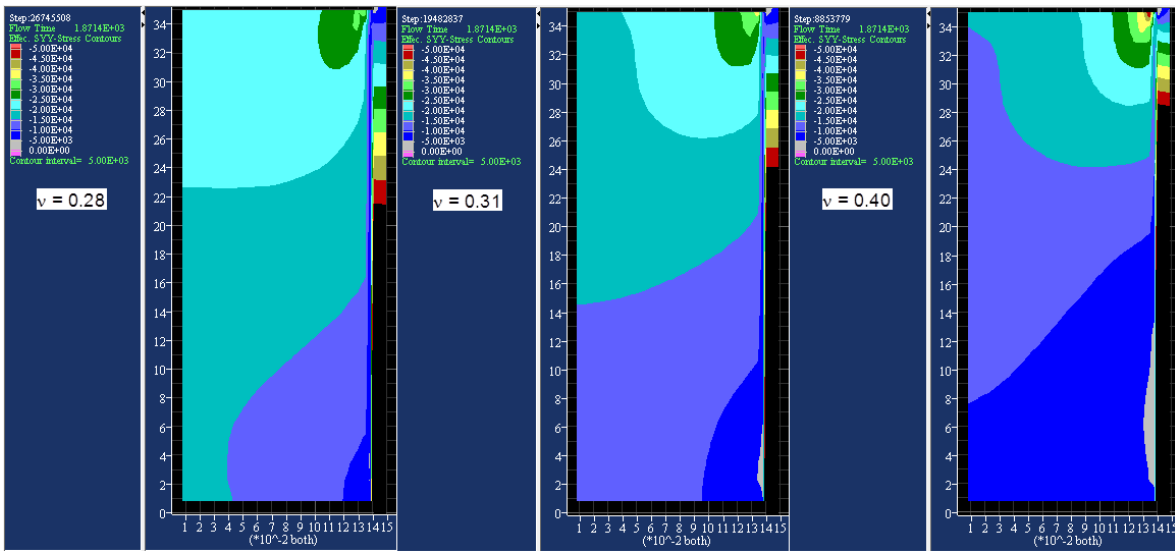


Figura 8.65. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-25-U. Permeámetro arriostrado horizontalmente – Modelo 2.

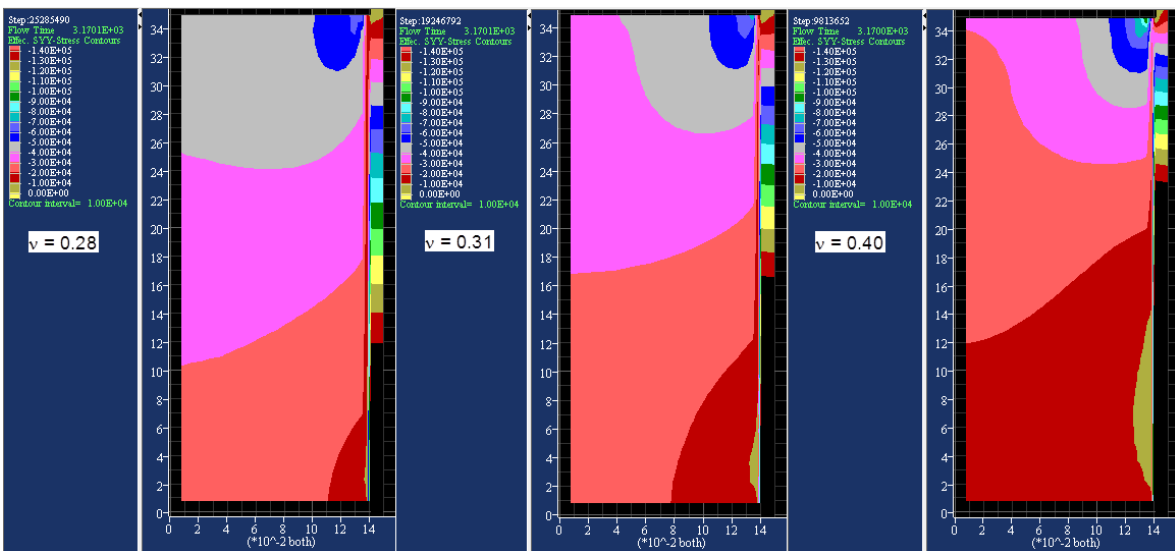


Figura 8.66. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-50-U. Permeámetro arriostrado horizontalmente – Modelo 2.

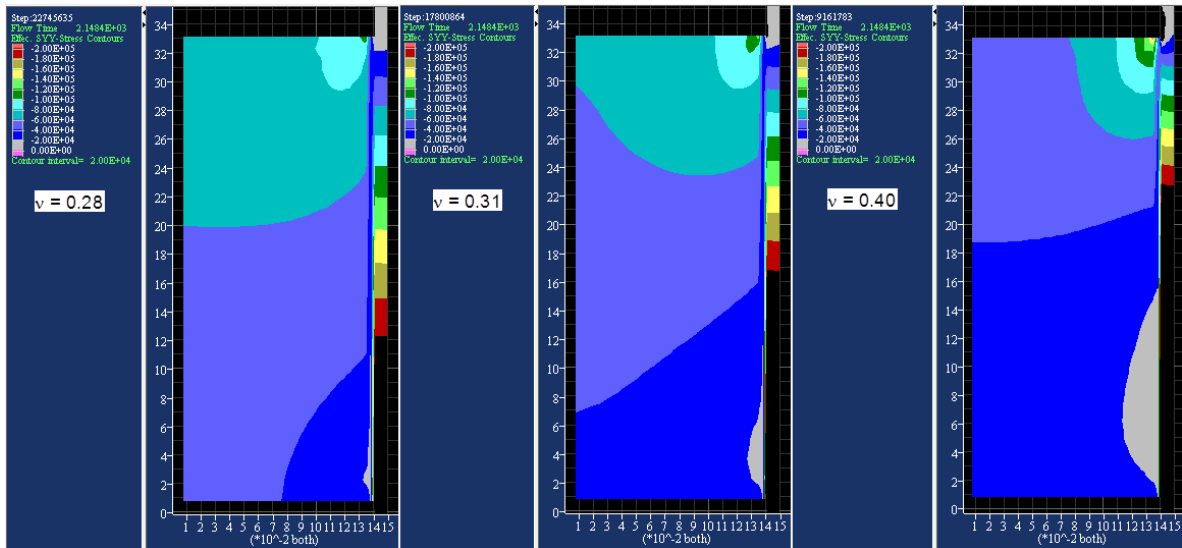


Figura 8.67. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-80-U.

Permeámetro arriostado horizontalmente – Modelo 2.

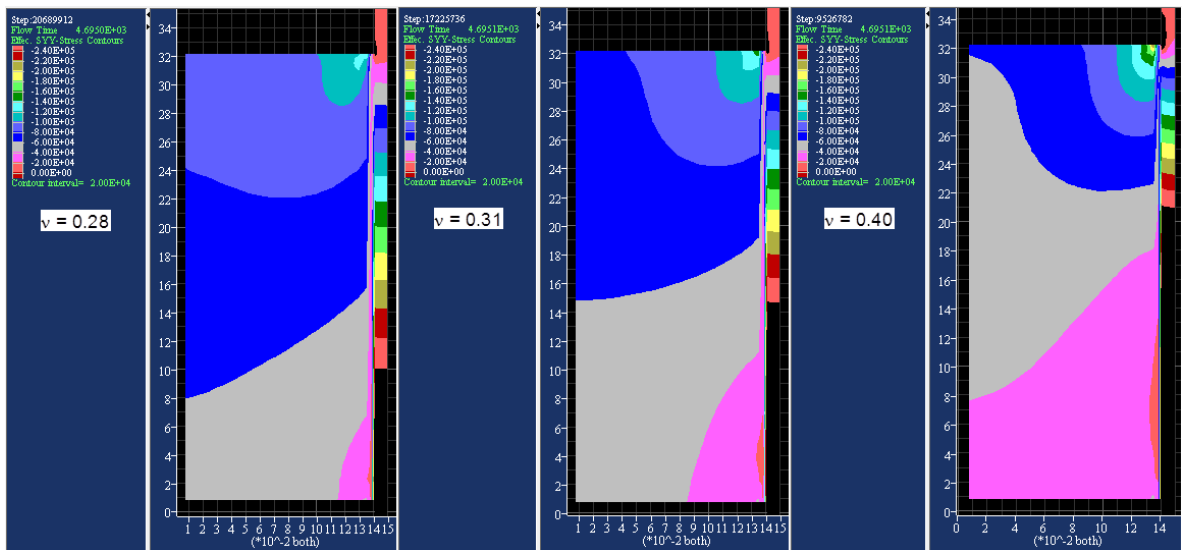


Figura 8.68. Distr. esfuerzos efectivos verticales al final de la sollicitación, C-30-100-U.

Permeámetro arriostado horizontalmente – Modelo 2.

En esta ocasión, el valor del Módulo de Poisson que satisface los esfuerzos verticales medidos en la base de cada probeta es igual a 0.31, muy cercano al que se obtuvo para el caso de permeámetro completamente arriostado. En consecuencia, y al igual que en el caso del material de Transición, es necesario evaluar la evolución de esfuerzos en la probeta producto del flujo ascendente en ambos casos, lo cual permitirá estimar cuál es la solución más adecuada.

## 8.2.4. Resultados material de Transición T-0-D

Antes de presentar los resultados finales del material de Transición del Modelo 2, se inspeccionarán los resultados de los valores de esfuerzo al final de la etapa de flujo descendente, comparando los casos permeámetro completamente arriestrado y permeámetro arriestrado sólo en la horizontal (en la dirección radial), según se vio en el análisis de sensibilidad del Módulo de Poisson. Formalmente, los parámetros de cada uno de los casos (el Modulo de Deformación resulta en kPa), corresponden a los siguientes:

- Permeámetro totalmente arriestrado:  $\nu = 0.20$   

$$E = 324550 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$$
- Permeámetro arriestrado radialmente:  $\nu = 0.35$   

$$E = 324550 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$$

En la Tabla 8.15 se indican los valores de esfuerzos efectivos medidos en la base del permeámetro para cada caso al final de la etapa de flujo y se comparan con los medidos en laboratorio.

**Tabla 8.15.- Resultados de esfuerzos en la placa base al final de la etapa de sollicitación, material de Transición**

Casos analizados	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)		
	T-0-25-D ( $i_{cr} = 11$ )	T-0-100-D ( $i_{cr} = 8$ )	T-0-175-D ( $i_{cr} = 45$ )
<i>Laboratorio</i>	34.0	35.8	152.0
Totalmente arriestrado, FLAC $\nu = 0.20$	40.1	52.6	173.9
Radialmente arriestrado, FLAC $\nu = 0.35$	29.6	47.6	171.0

Aparentemente, el caso que considera sólo arriestre radial se acerca más a los resultados de laboratorio que el que arriestra totalmente el permeámetro. No obstante, estos resultados no son decisivos para elegir un modelo por sobre el otro, razón por la que se presentarán las

gráficas de ambos. En las Figuras 8.69 y 8.70 se muestran las distribuciones de esfuerzos efectivos verticales al término de la etapa de flujo para ambos casos

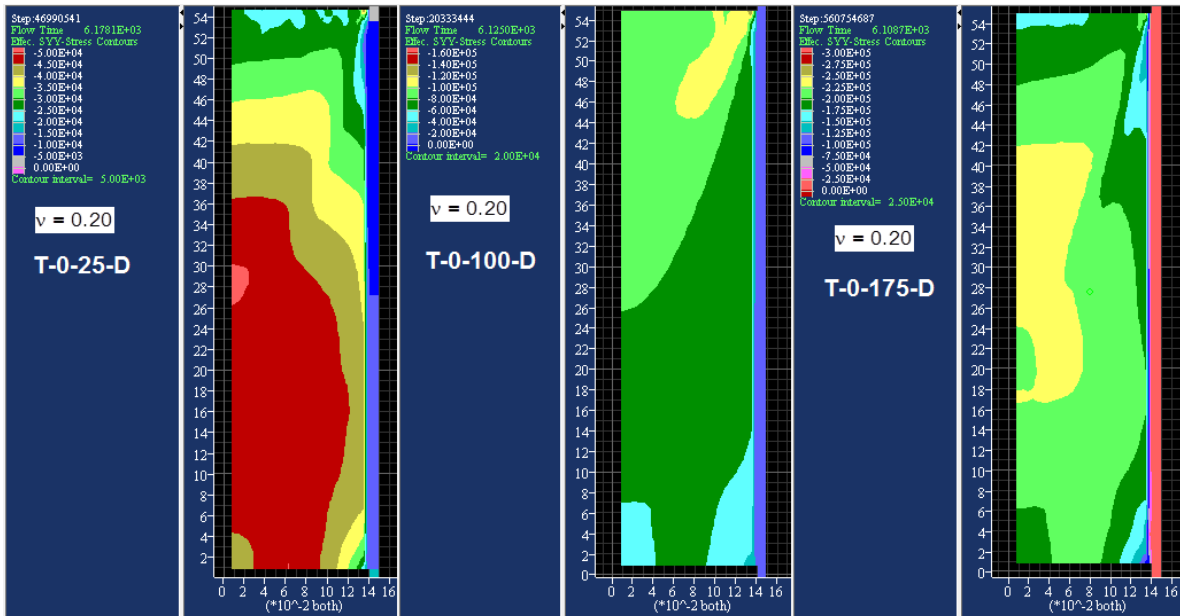


Figura 8.69.- Esfuerzos al final de la etapa de flujo, permeámetro totalmente arriestrado – Modelo 2.

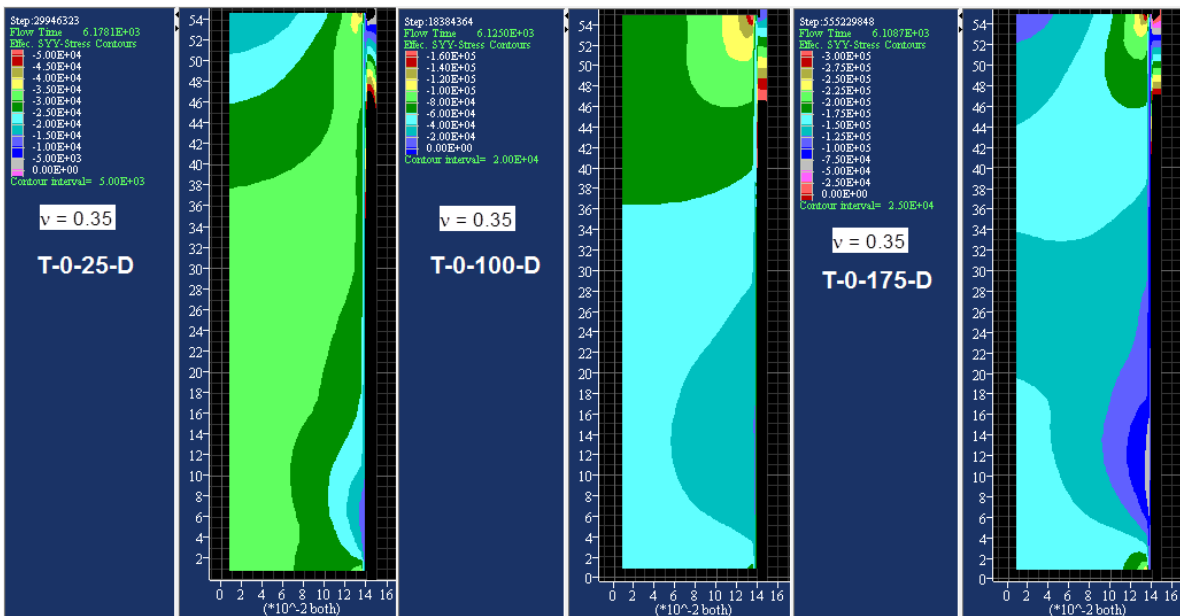


Figura 8.70.- Esfuerzos al final de la etapa de flujo, permeámetro con arrioste radial – Modelo 2.

Es evidente que, a pesar de satisfacer el esfuerzo promedio en la placa base en el modelo, el cual resultó bastante cercano al valor medido en laboratorio (ver Tabla 8.14), las distribuciones de esfuerzos verticales son totalmente distintas. El caso con permeámetro completamente arriostrado genera esfuerzos que superan enormemente los que se generan en el permeámetro radialmente arriostrado, sobre todo en la parte central inferior de cada probeta. A continuación se presentarán en las Figuras 8.71 y 8.72, los perfiles de esfuerzos al final de la etapa de sollicitación y al final de la etapa de flujo, respectivamente.

Pese a que los esfuerzos verticales en la base de ambos modelos es similar, se aprecia que los perfiles obtenidos en la Figura 8.71 difieren completamente, aspecto que es relevante para la comparación y posterior elección del modelo indicado. Aquél que contempla arriostre total (en x e y), presenta esfuerzos verticales que siempre disminuyen en profundidad. Por otra parte, el modelo con arriostre horizontal presenta esfuerzos verticales en la base mayores que en el cuerpo de la probeta, lo que significa que existiría un camino preferencial hacia abajo y no hacia la pared del permeámetro en ese sector. Considerando que la constitución de las probetas se efectuó con el mismo método tipo slurry, y que la aplicación de la carga se hace en pequeños incrementos, se estima que no existe un mecanismo físico que respalde la generación de un “cuello de botella” en la parte central que provoque un desvío de los esfuerzos aplicados en la placa superior hacia la base y no hacia la pared.

En términos de los incrementos de esfuerzo vertical medidos en cada uno de los horizontes durante la etapa de flujo en el modelo (Figura 8.72), el modelo de arriostre radial muestra igual comportamiento que al final de la carga en la placa superior, acrecentando las diferencias entre los esfuerzo verticales medidos en la parte central y en la base de las probetas. Es decir, el cuello de botella persiste, bypaseando nuevamente los esfuerzos hacia abajo.

En definitiva, y de acuerdo a lo expresado anteriormente, se considera que el modelo que mejor representa el comportamiento del material, corresponde a la situación en que la pared del permeámetro se encuentra **totalmente arriostrado**. Las distribuciones de esfuerzos verticales de cada ensayo de esta solución se presentan en las Figuras 8.73 a 8.76. Estos resultados son los definitivos del Modelo 2.

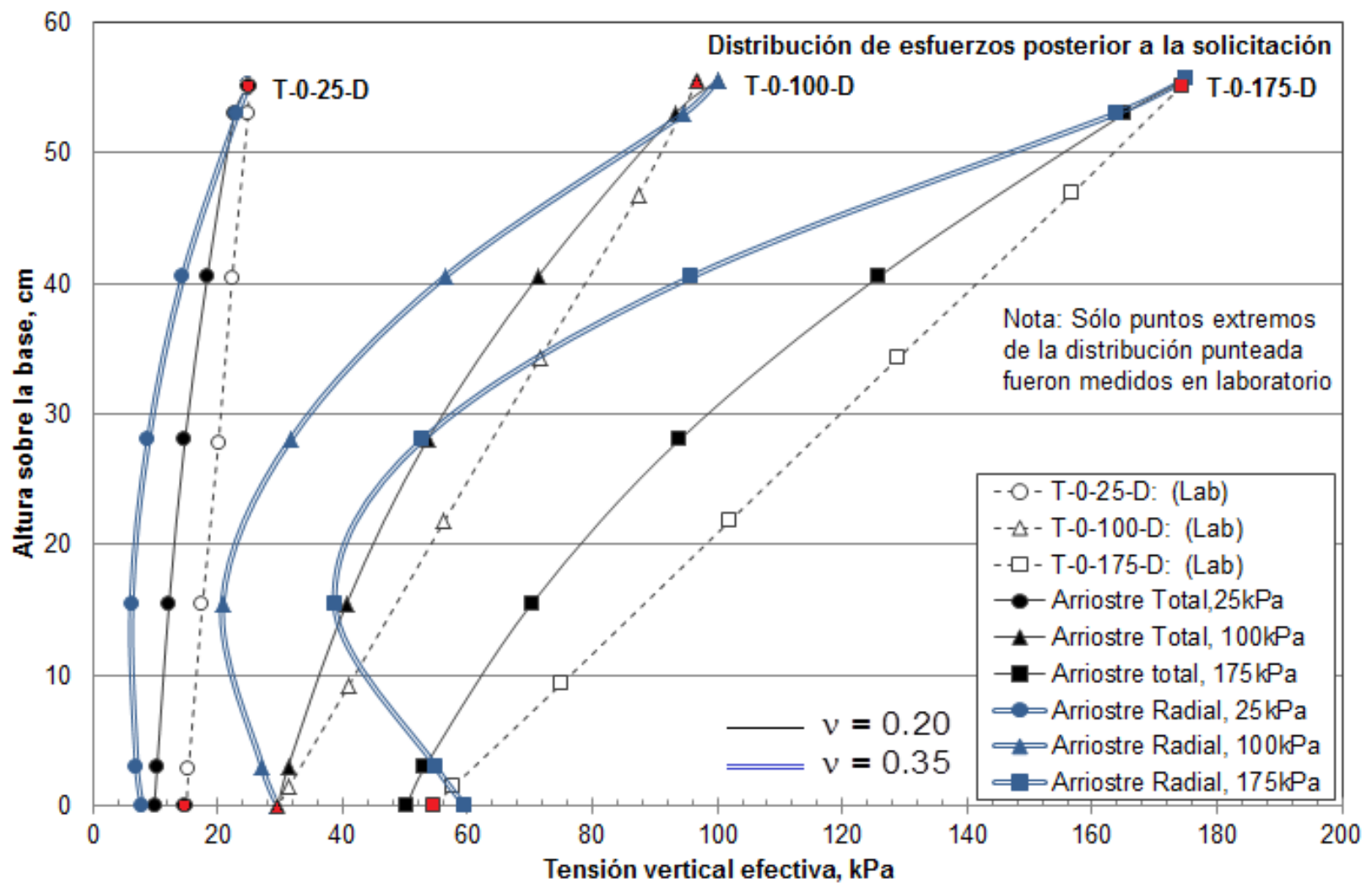


Figura 8.71.- Distribución de esfuerzos verticales efectivos luego de la sollicitación, Material de Transición, Modelo 2. Comparación de resultados con laboratorio

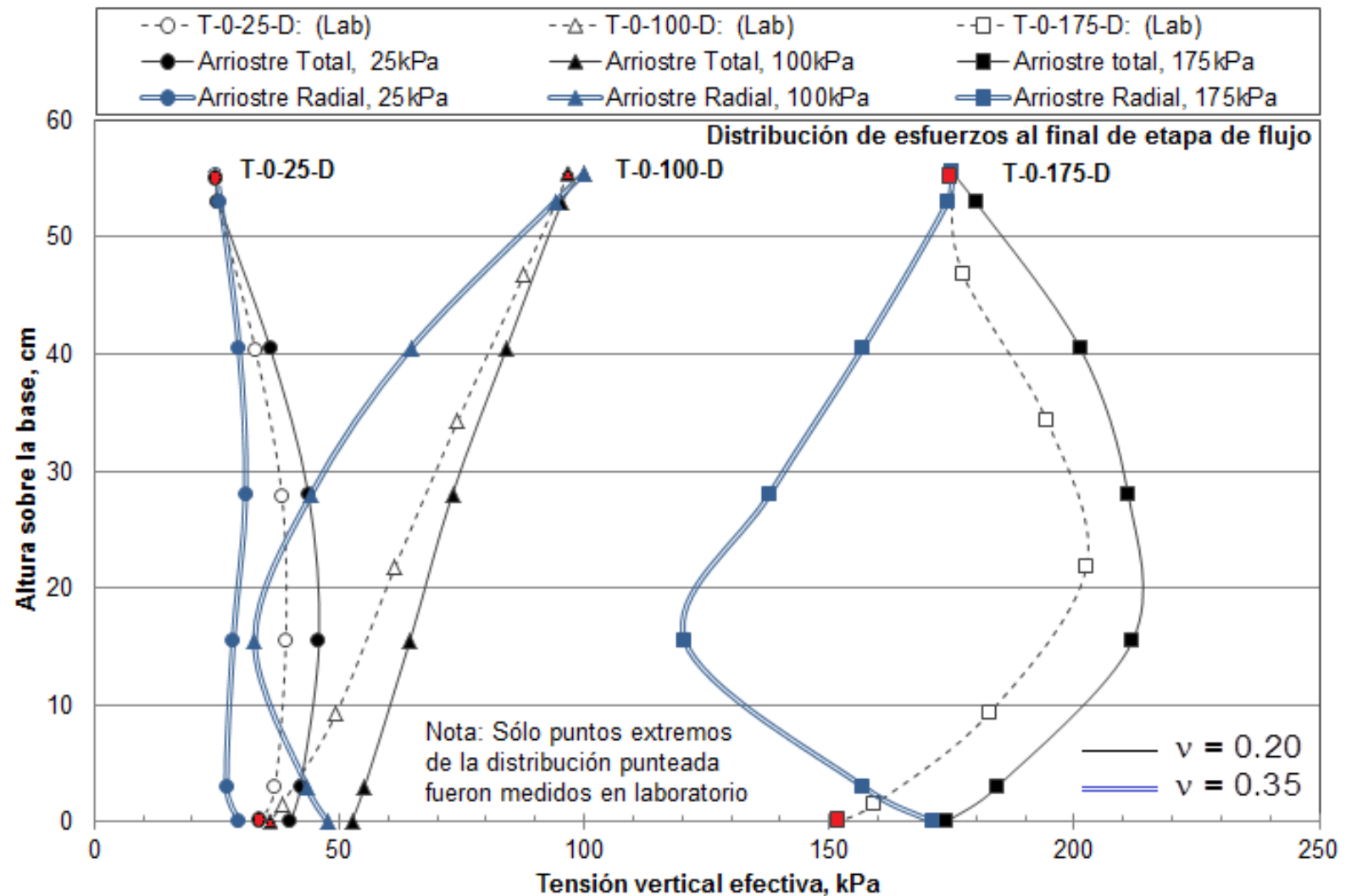


Figura 8.72.- Distribución de esfuerzos verticales efectivos antes de falla por flujo, Material de Transición, Modelo 2. Comparación de resultados con laboratorio



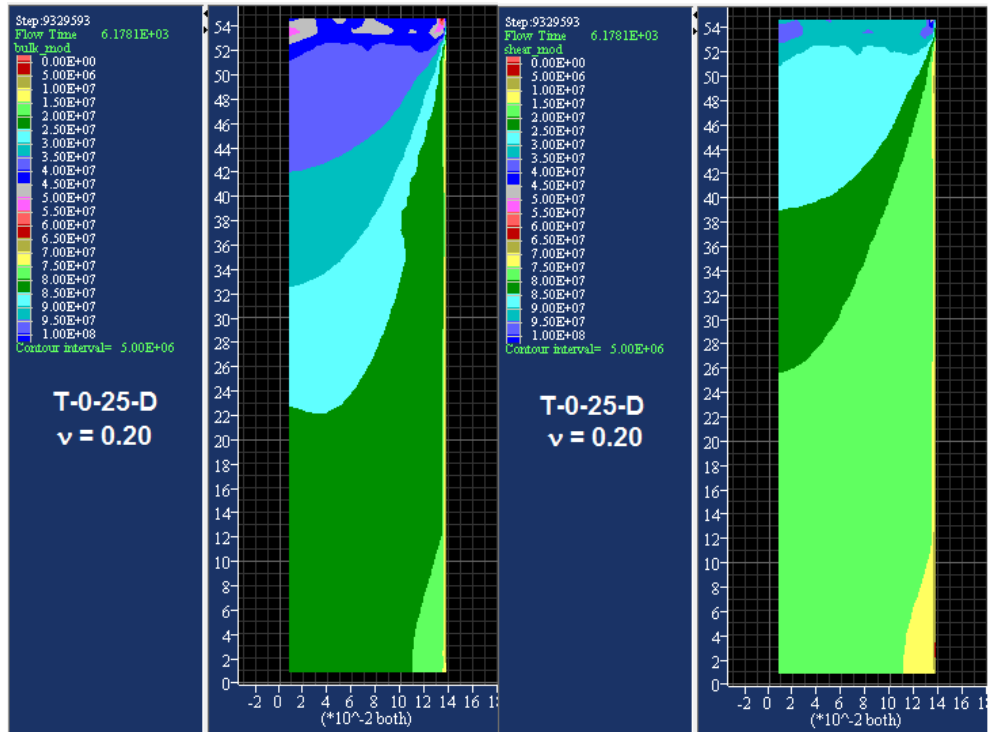


Figura 8.73.- Distribución inicial ( $i_{av} = 0$ ) del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 25 kPa, Material de Transición, Modelo 2

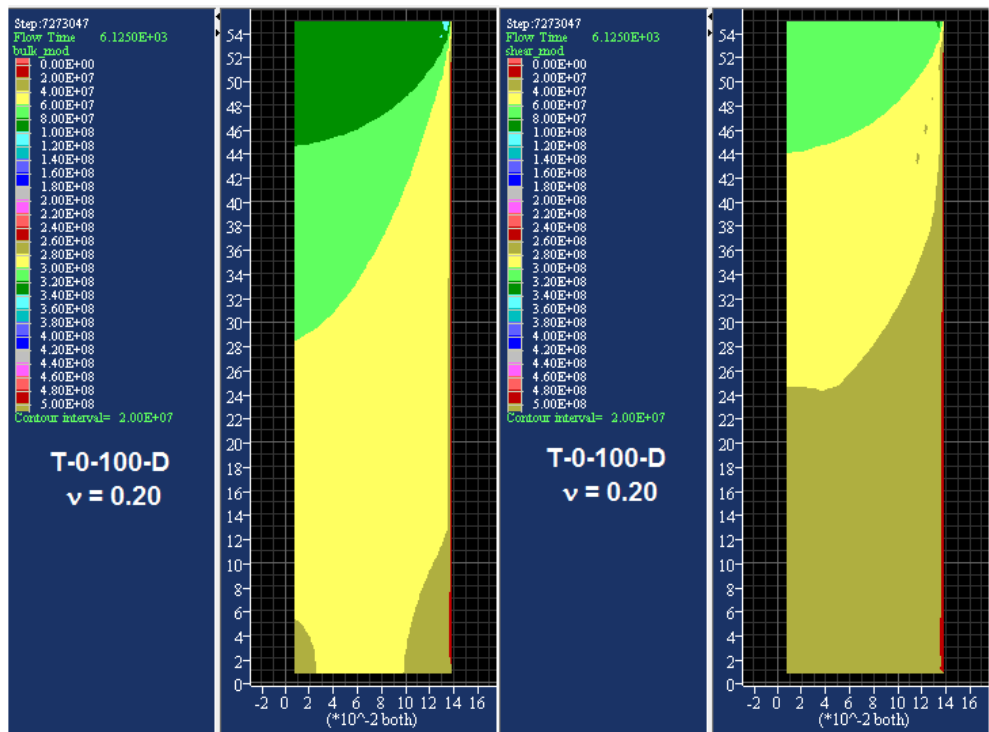


Figura 8.74.- Distribución inicial ( $i_{av} = 0$ ) del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 100 kPa, Material de Transición, Modelo 2

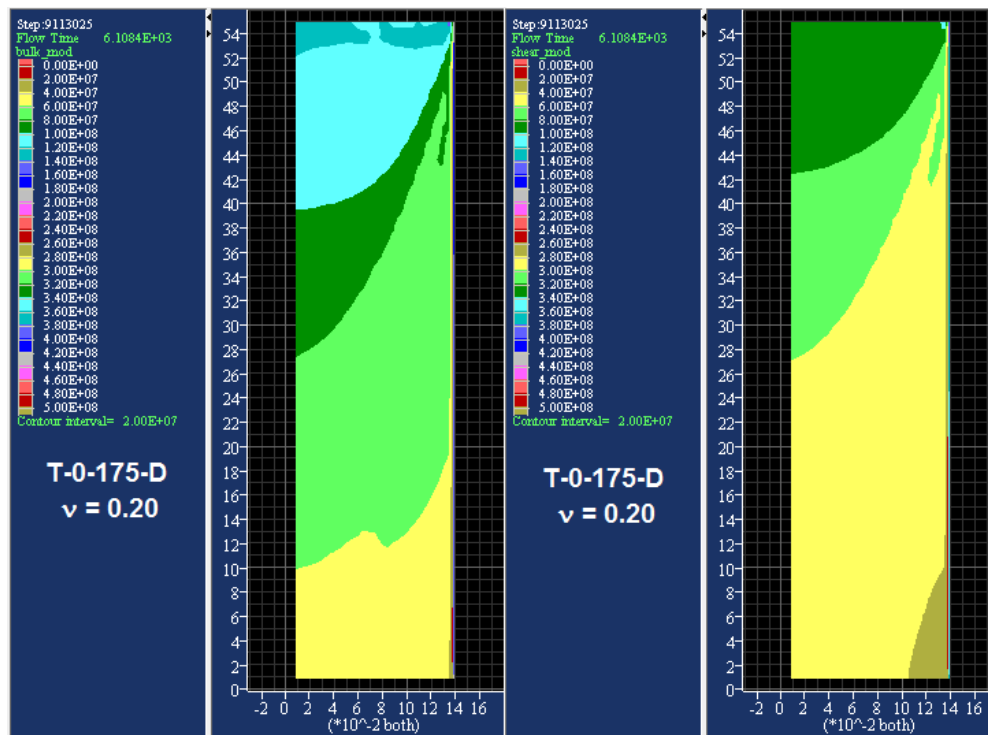


Figura 8.75.- Distribución inicial ( $i_{av} = 0$ ) del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 175 kPa, Material de Transición, Modelo 2

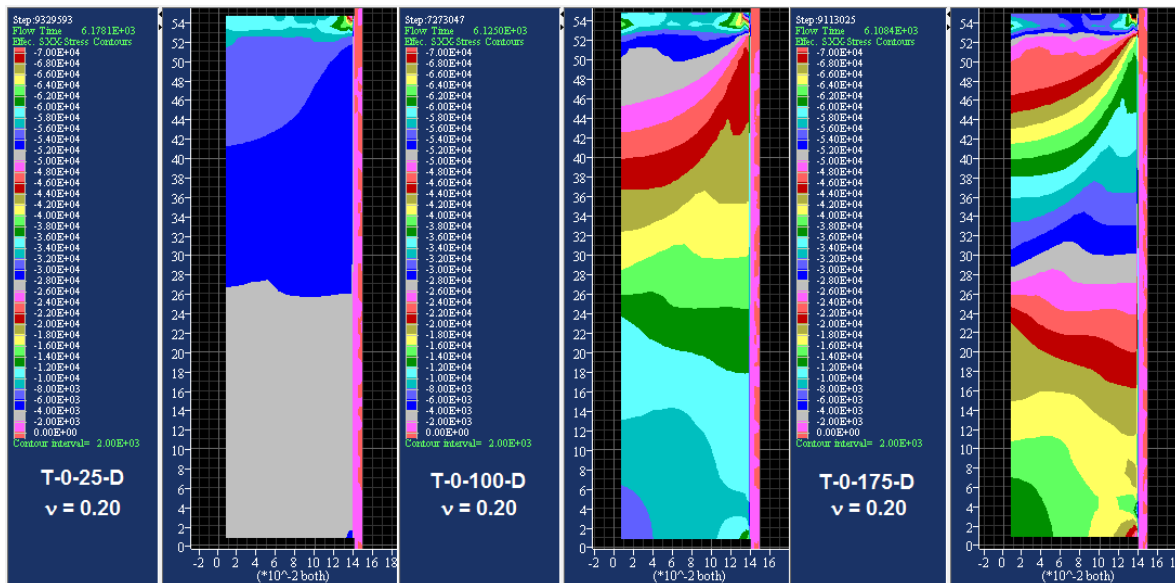


Figura 8.76.- Distribución del Esfuerzo horizontal efectivo al final de la etapa de sollicitación ( $i_{av} = 0$ ), Material de Transición, Modelo 2

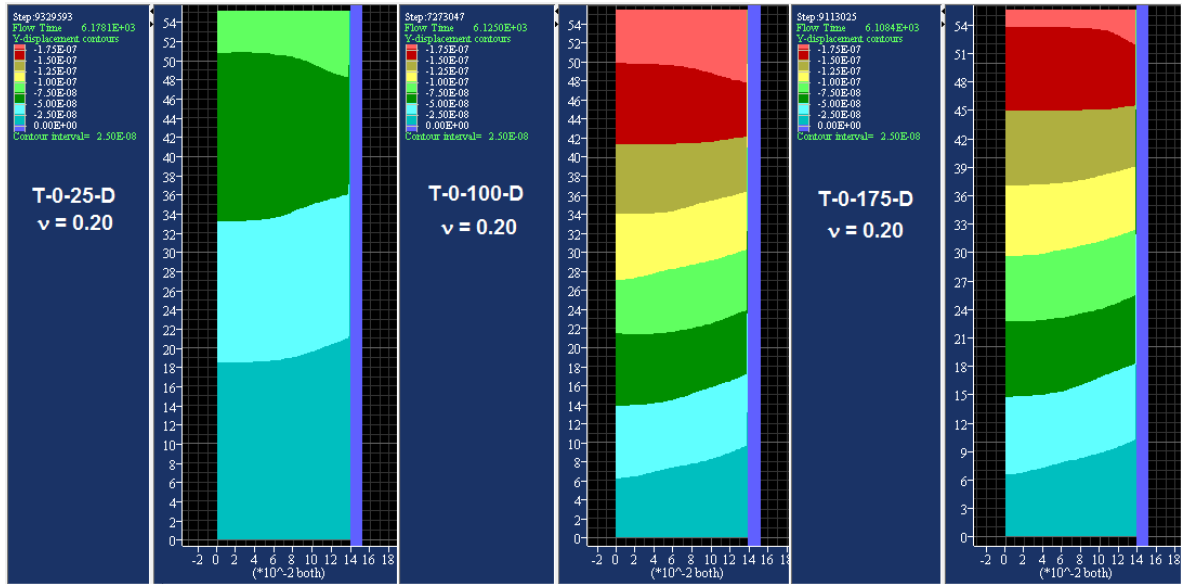


Figura 8.77.- Contornos de desplazamiento vertical (m) al final de la etapa de sollicitación ( $i_{av} = 0$ ), Material de Transición, Modelo 2

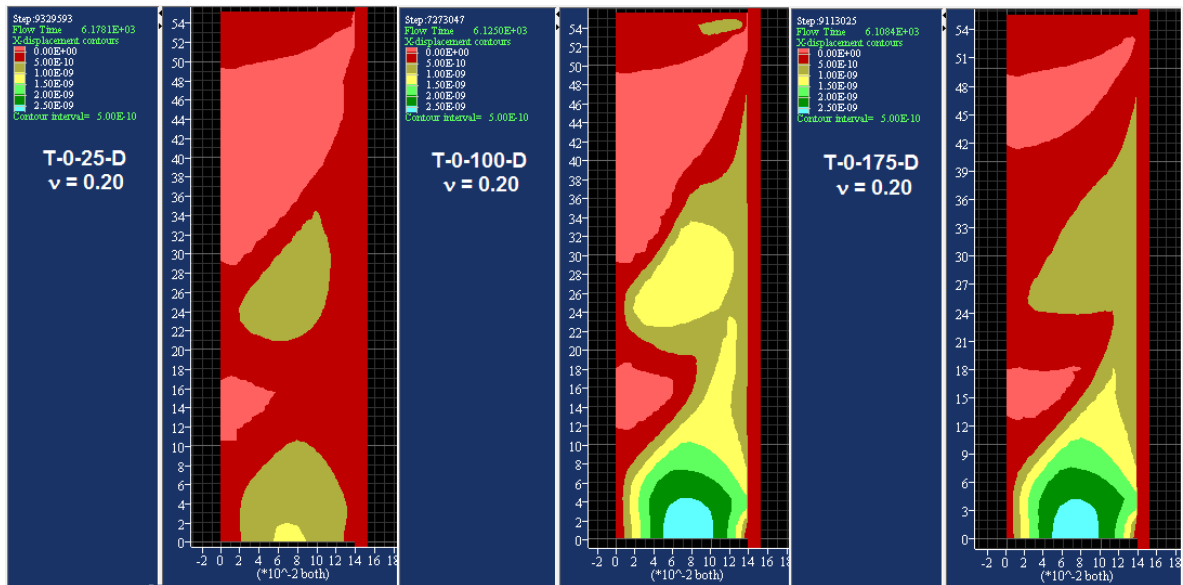


Figura 8.77.- Contornos de desplazamiento horizontal (m) al final de la etapa de sollicitación ( $i_{av} = 0$ ), Material de Transición, Modelo 2

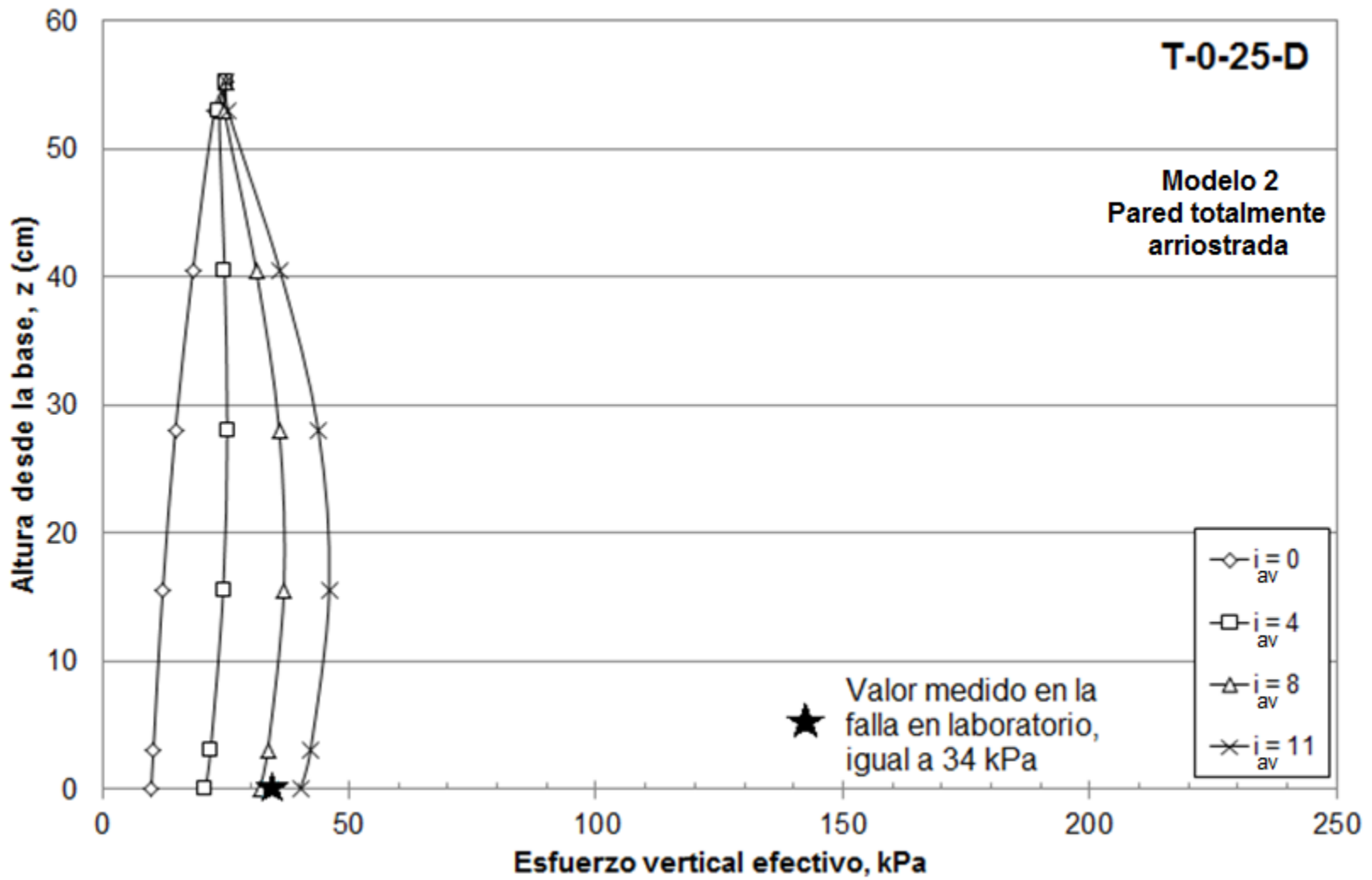


Figura 8.78. Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta T-0-25-D en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 11$ , Arriostre total, Modelo 2

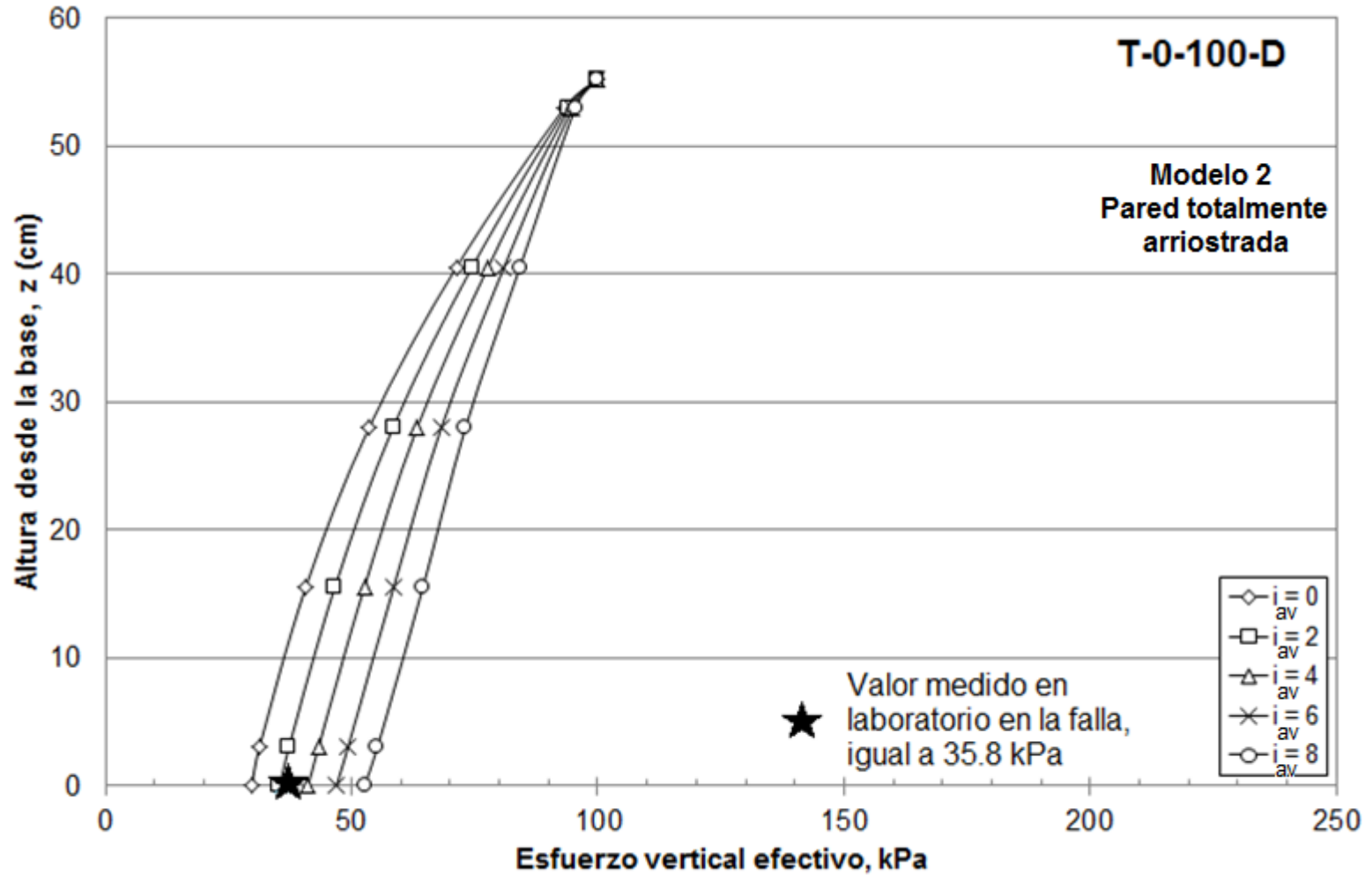


Figura 8.79- Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta T-0-100-D en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 8$ , Arriostre total, Modelo 2

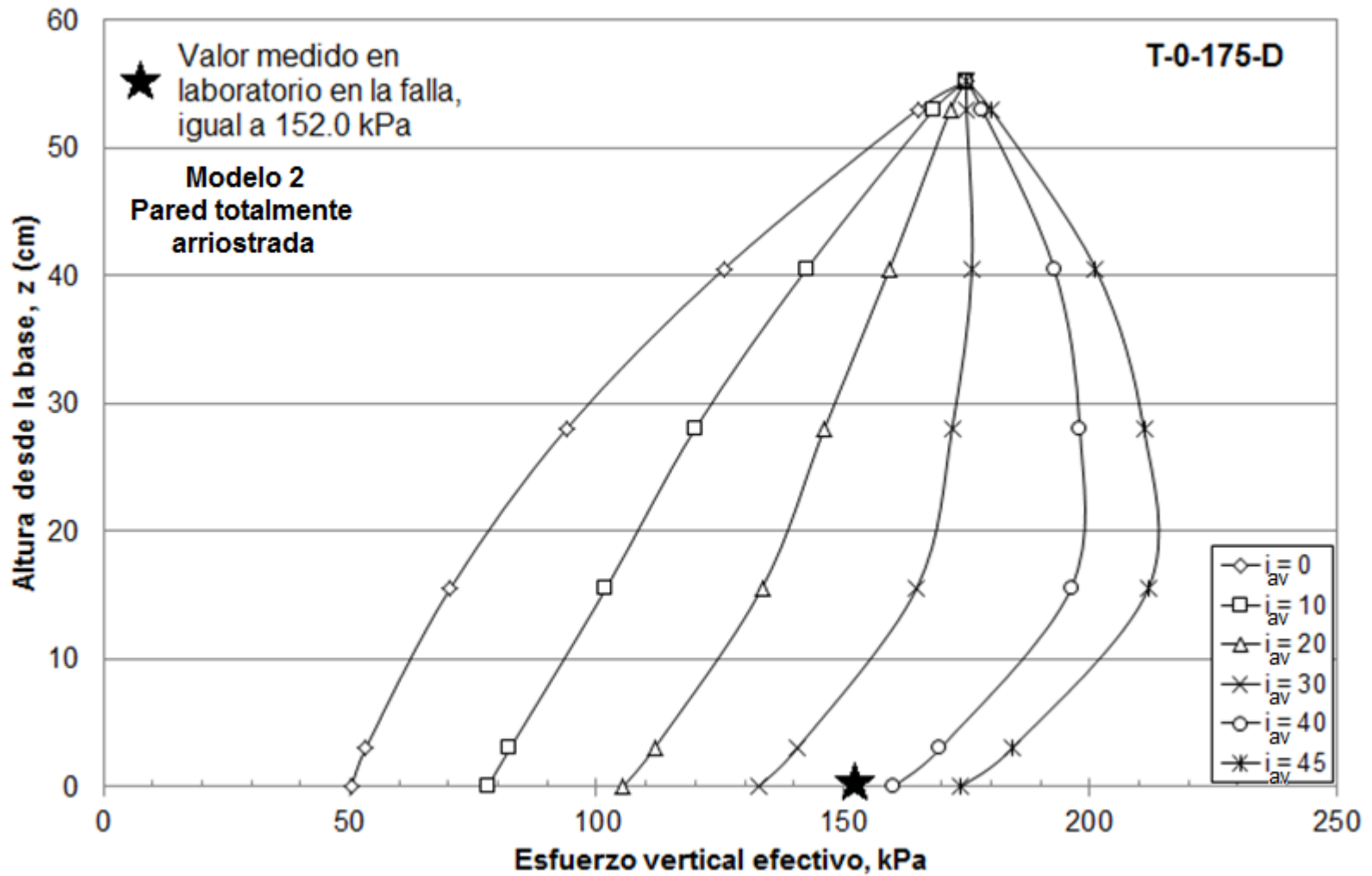


Figura 8.80. Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta T-0-175-D en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 45$ , Arriostre total, Modelo 2

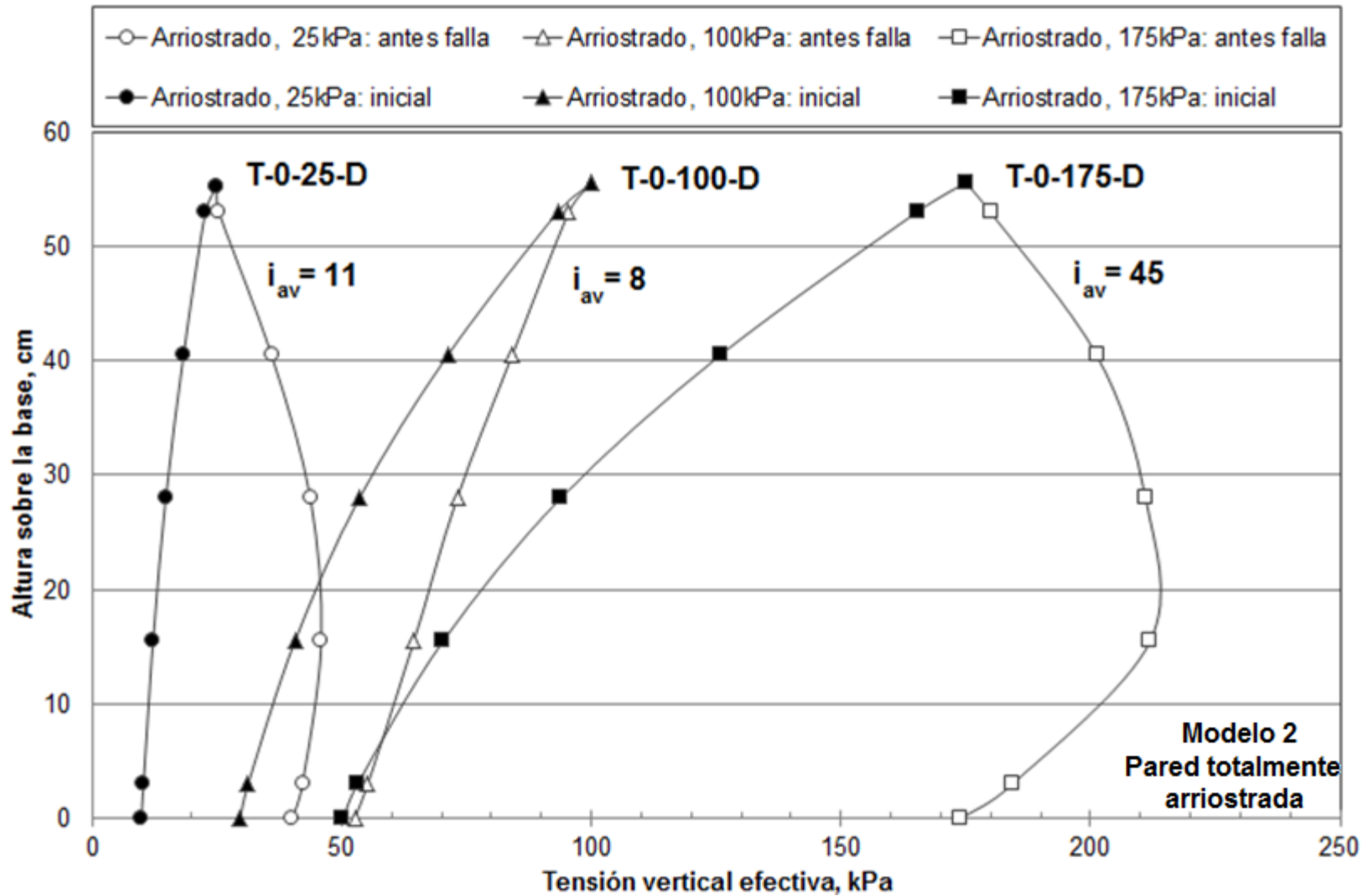


Figura 8.81. Distribuciones de esfuerzos efectivos verticales del Material de Transición, Modelo 2, en FLAC al inicio y final de la etapa de flujo, permeámetro arriestrado totalmente

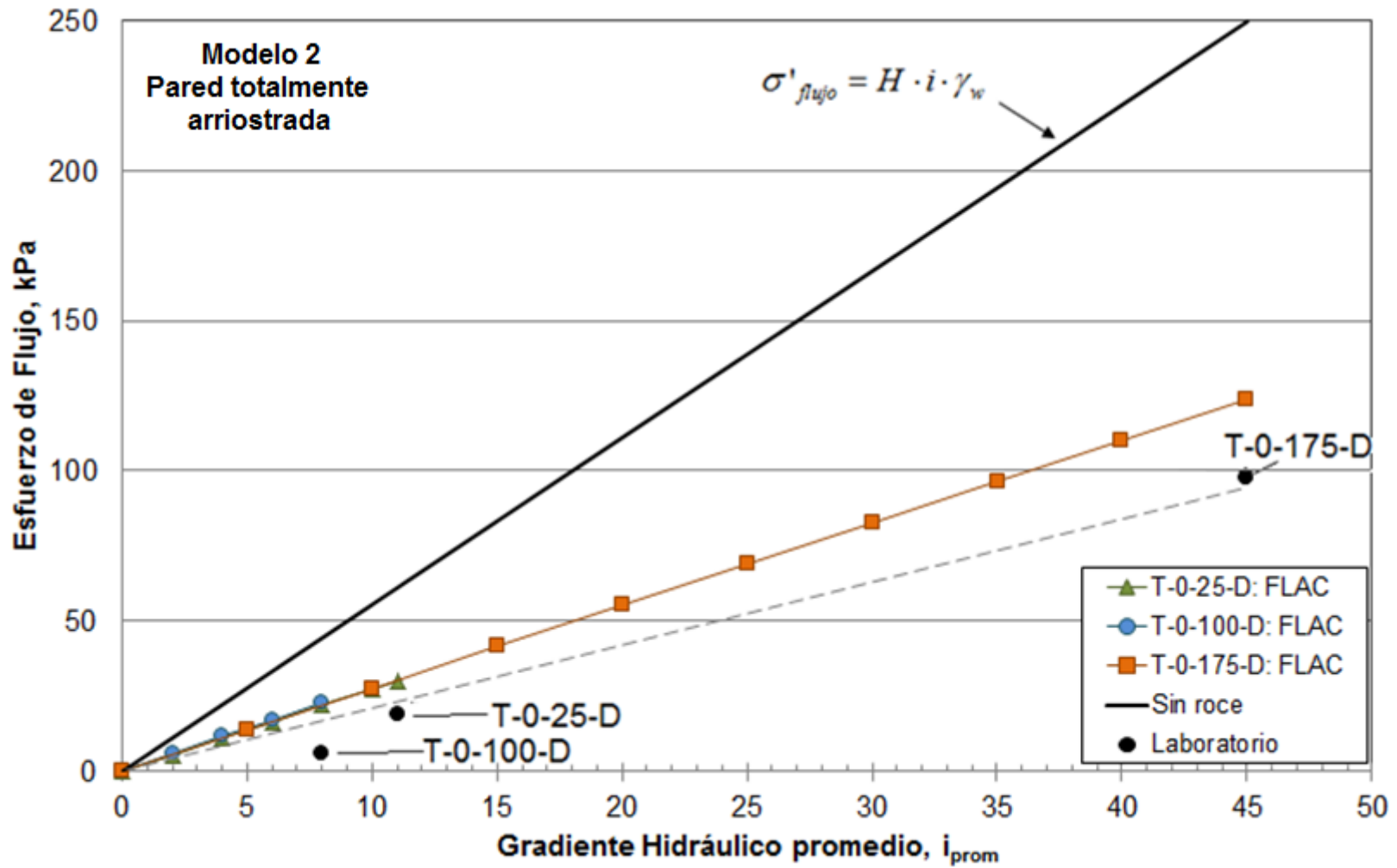


Figura 8.82. Comparación del esfuerzo medido en el Material de Transición, entre el modelo 2, el obtenido en laboratorio y en situación de flujo sin roce en la base de las probetas, cuando se alcanza el gradiente hidráulico crítico en cada situación.



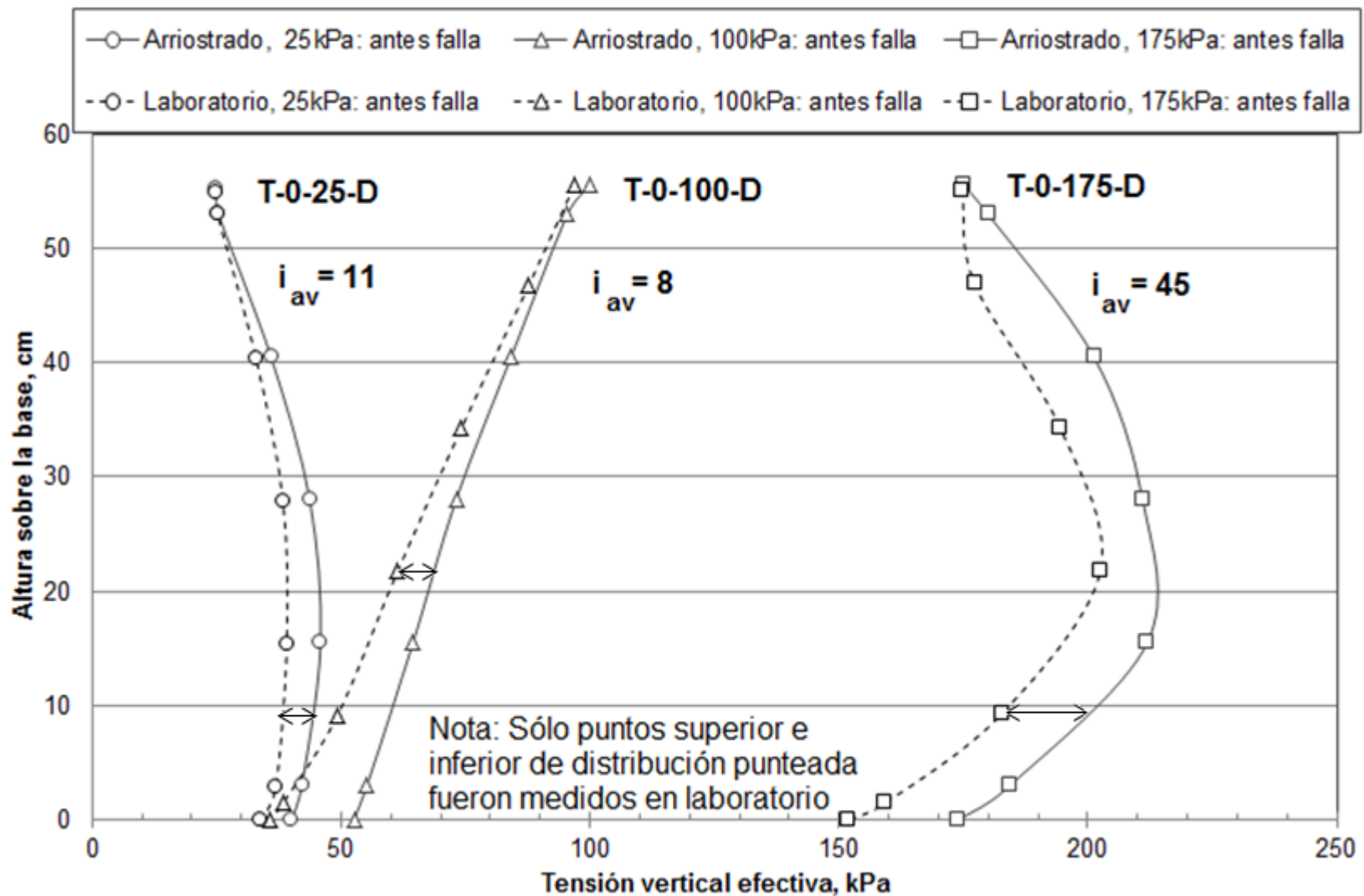


Figura 8.83. Comparación del esfuerzo medido en el Material de Transición, entre el Modelo 2 (pared totalmente arriestrada) y el obtenido en laboratorio en situación en situación crítica, antes de la migración de partículas

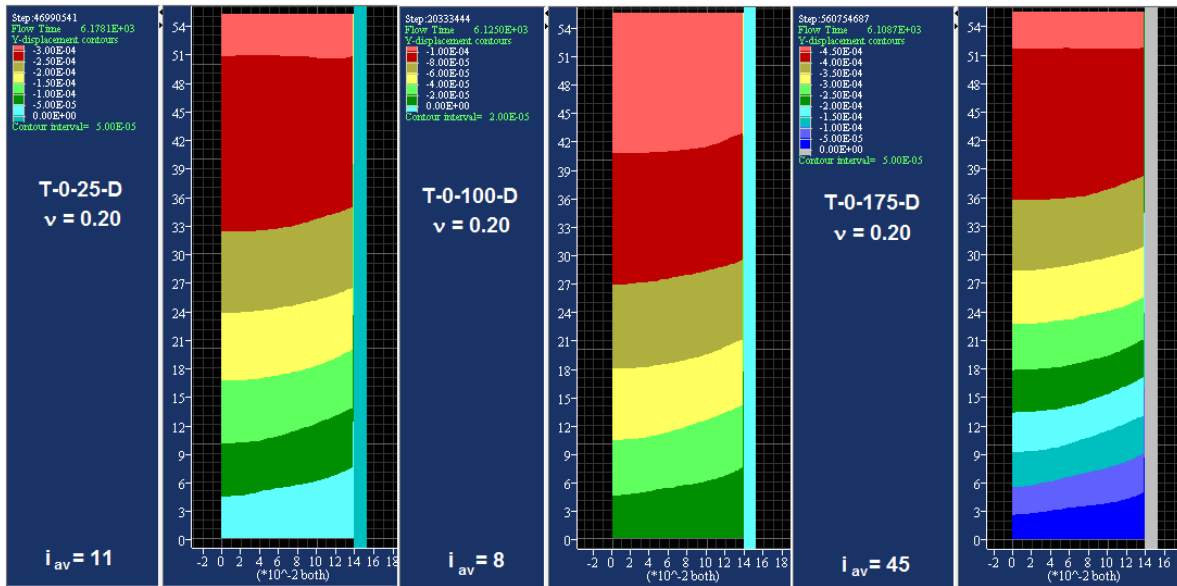


Figura 8.84.- Contornos de desplazamiento vertical (m) al final de la etapa de flujo, Material de Transición, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

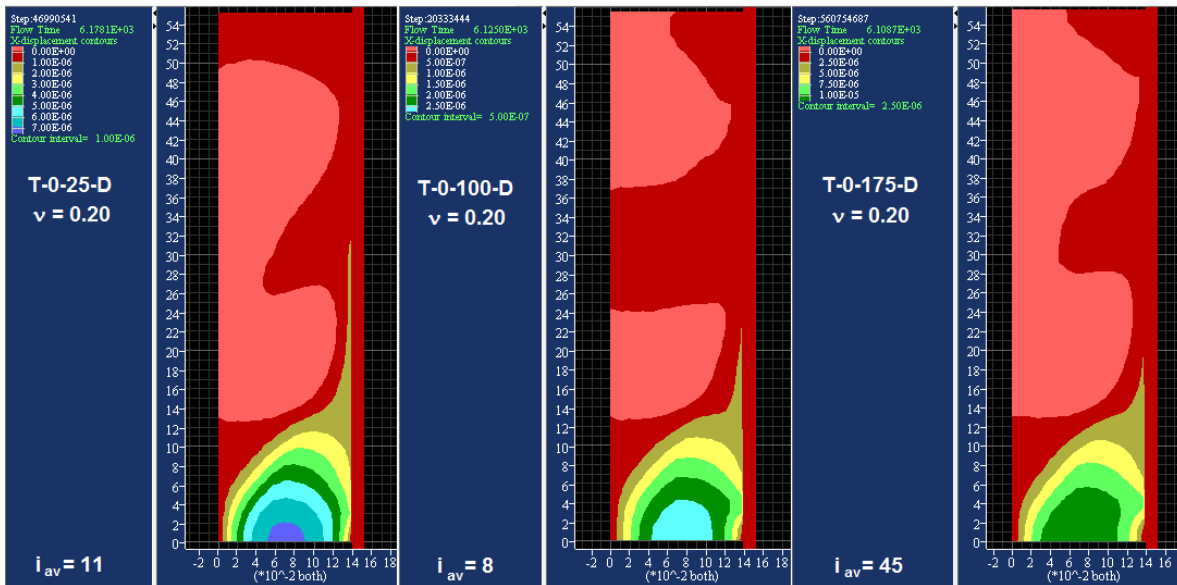


Figura 8.85.- Contornos de desplazamiento horizontal (m) al final de la etapa de flujo, Material de Transición, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

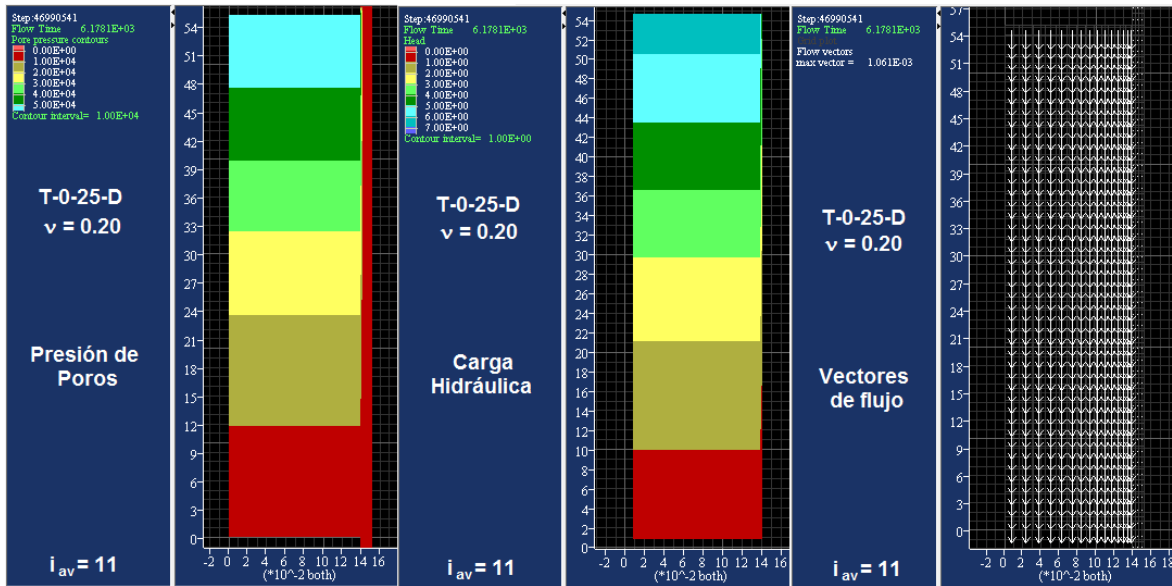


Figura 8.86.- Parámetros Hidráulicos ensayo T-0-25-D al final de la etapa de flujo, Material de Transición, pared totalmente arriostrada, Modelo 2

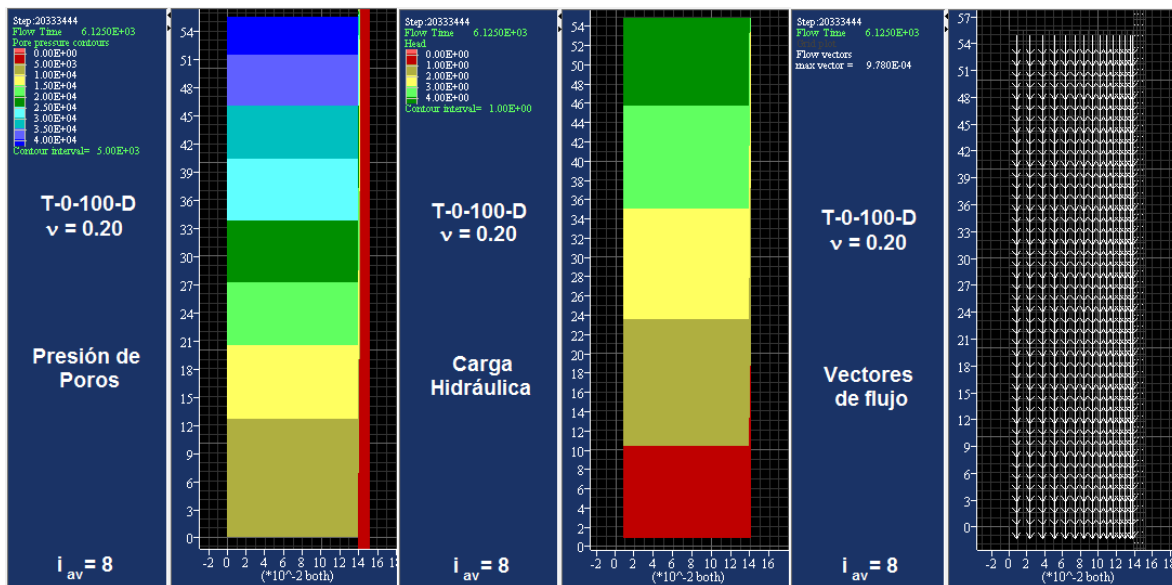


Figura 8.87.- Parámetros Hidráulicos ensayo T-0-100-D al final de la etapa de flujo, Material de Transición, pared totalmente arriostrada, Modelo 2

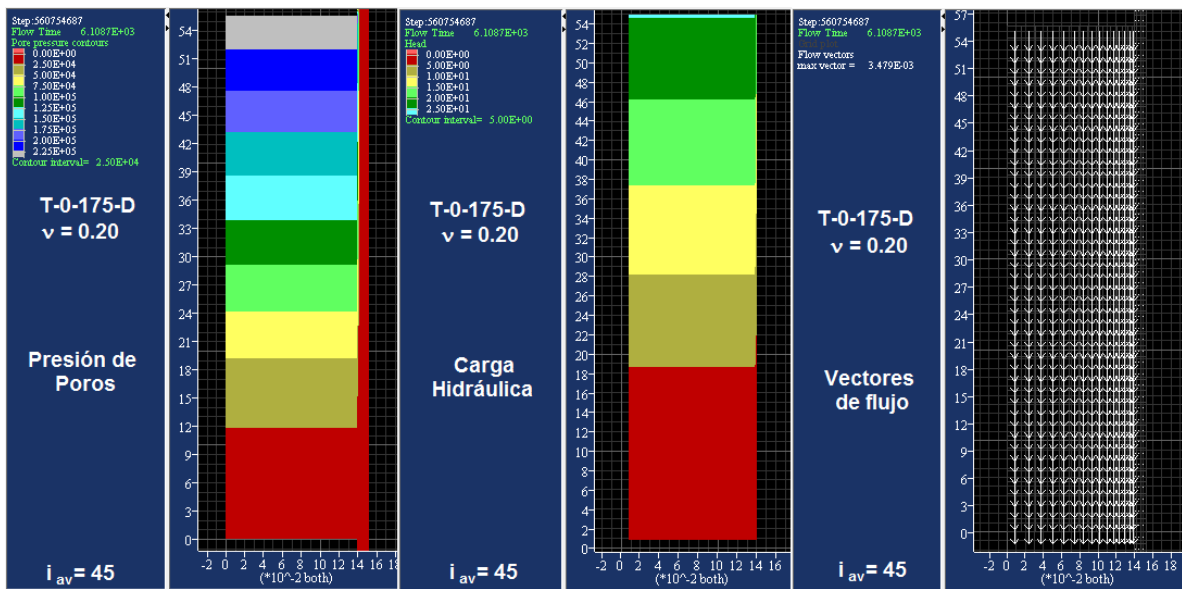


Figura 8.88.- Parámetros Hidráulicos ensayo T-0-175-D al final de la etapa de flujo, Material de Transición, pared totalmente arriostrada, Modelo 2

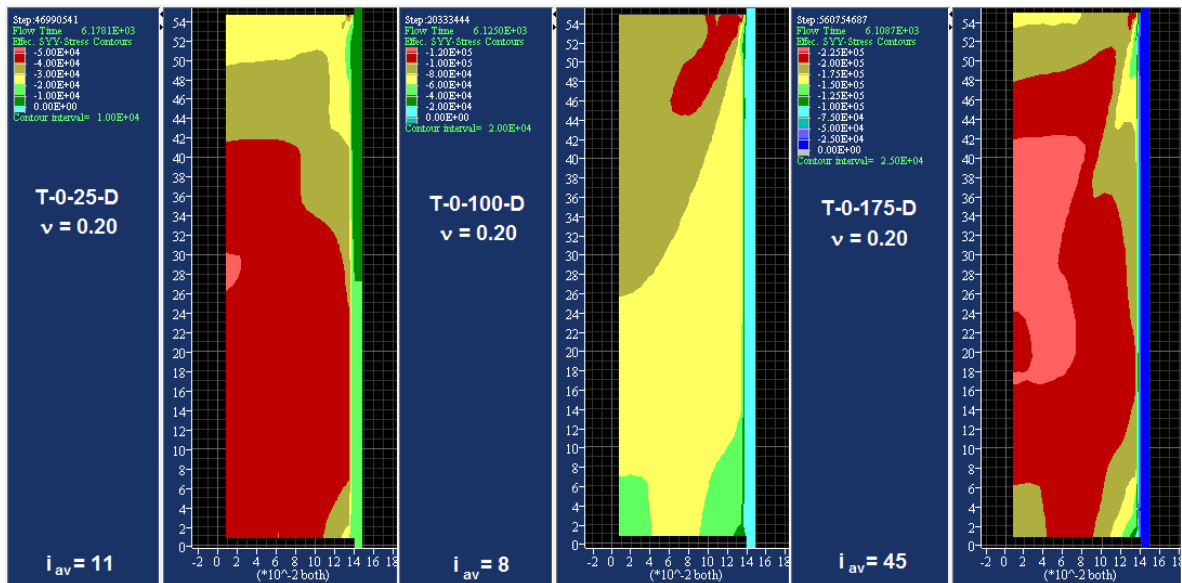


Figura 8.89.- Distribución de esfuerzos efectivos al final de la etapa de flujo, Material de Transición, pared totalmente arriostrada, Modelo 2

## 8.2.5. Resultados material de Núcleo C-30-U

Al igual que para el material de Transición del Modelo 2, se inspeccionarán los resultados de los valores de esfuerzo al final de la etapa de flujo ascendente para el material de Núcleo, comparando los casos permeámetro completamente arriostrado y permeámetro arriostrado radialmente, según se vio en el análisis de sensibilidad del Módulo de Poisson. Formalmente, los parámetros de cada uno de los casos (el Módulo de Deformación resulta en kPa), corresponden a los siguientes:

- Permeámetro totalmente arriostrado:  $\nu = 0.28$

$$E = 127800 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$$

- Permeámetro arriostrado radialmente:  $\nu = 0.31$

$$E = 127800 \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{P_{atm}} \right)^{0.58}$$

En la Tabla 8.16 se indican los valores de esfuerzos efectivos medidos en la base del permeámetro para cada caso al final de la etapa de flujo, y se comparan con los medidos en laboratorio.

**Tabla 8.16.- Resultados de esfuerzos en la placa base al final de la etapa de sollicitación, material de Núcleo**

Casos analizados	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)			
	C-30-25-U ( $i_{cr} = 13$ )	C-30-50-U ( $i_{cr} = 14$ )	C-30-80-U ( $i_{cr} = 29$ )	C-30-100-U ( $i_{cr} = 28$ )
<i>Laboratorio</i>	13.3	19.6	28.0	37.8
Totalmente arriostrado, FLAC $\nu = 0.28$	9.8	17.6	28.4	36.1
Radialmente arriostrado, FLAC $\nu = 0.31$	9.8	18.1	30.2	38.9

Ambos casos presentan valores bastante aproximados a los medidos en laboratorio. Para determinar cuál es la solución más adecuada, se evalúan de forma comparativa, en las Figuras 8.90 a 8.93, las distribuciones de esfuerzos efectivos verticales al término de la etapa de flujo, es decir, en situaciones en que el gradiente generó la migración de partículas en laboratorio. Cabe destacar que, para el caso de permeámetro arriostrado radialmente, el

material ensayado con esfuerzo en la placa superior de 25 kPa no logra desarrollar esfuerzos más allá del gradiente hidráulico promedio igual a 12 ya que las presiones de poros generadas en la base de la probeta exceden los esfuerzos efectivos, provocando su levantamiento (el gradiente hidráulico promedio en la etapa de falla de esta probeta fue de 13 en el laboratorio).

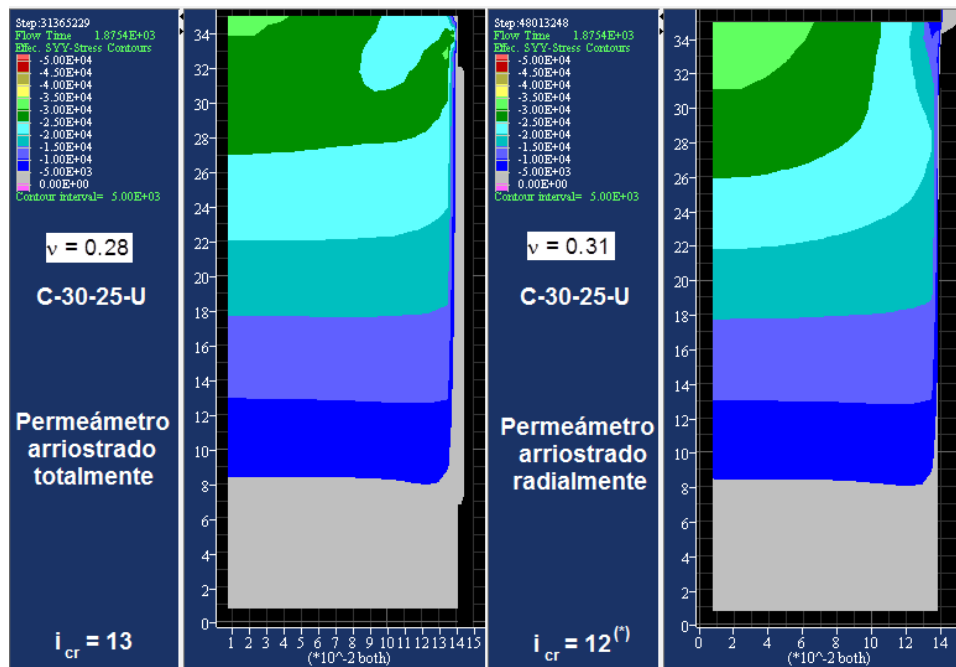


Figura 8.90.- Comparación de distribución de esfuerzos efectivos verticales al final de la etapa de flujo, soluciones potenciales para ensayo C-30-25-U. Modelo 2.

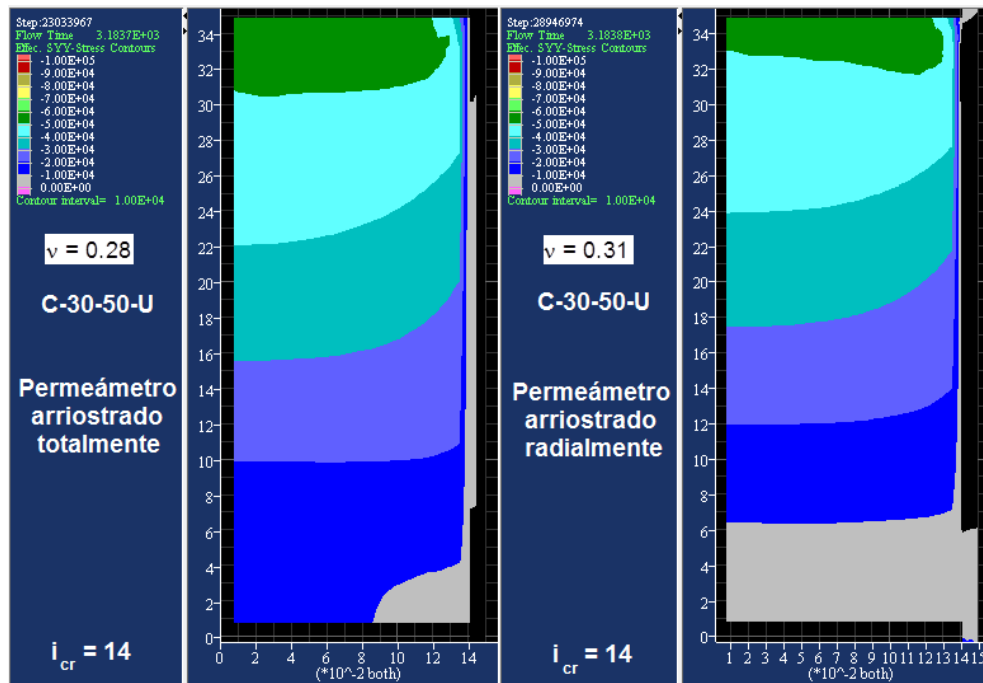


Figura 8.91.- Comparación de distribución de esfuerzos efectivos verticales al final de la etapa de flujo, soluciones potenciales para ensayo C-30-50-U. Modelo 2.

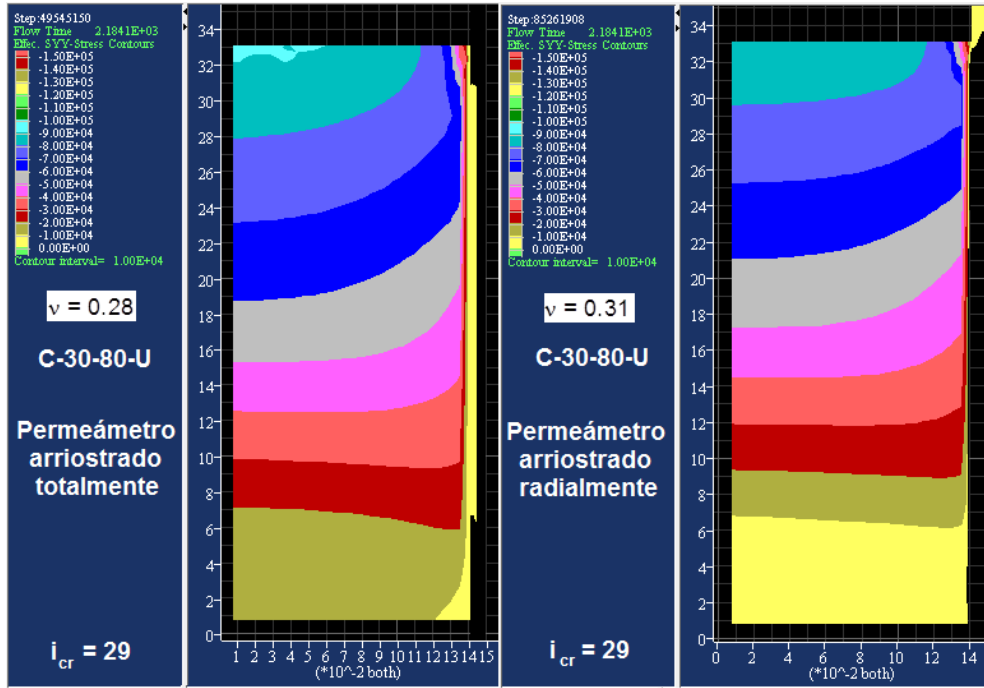


Figura 8.92.- Comparación de distribución de esfuerzos efectivos verticales al final de la etapa de flujo, soluciones potenciales para ensayo C-30-80-U. Modelo 2.

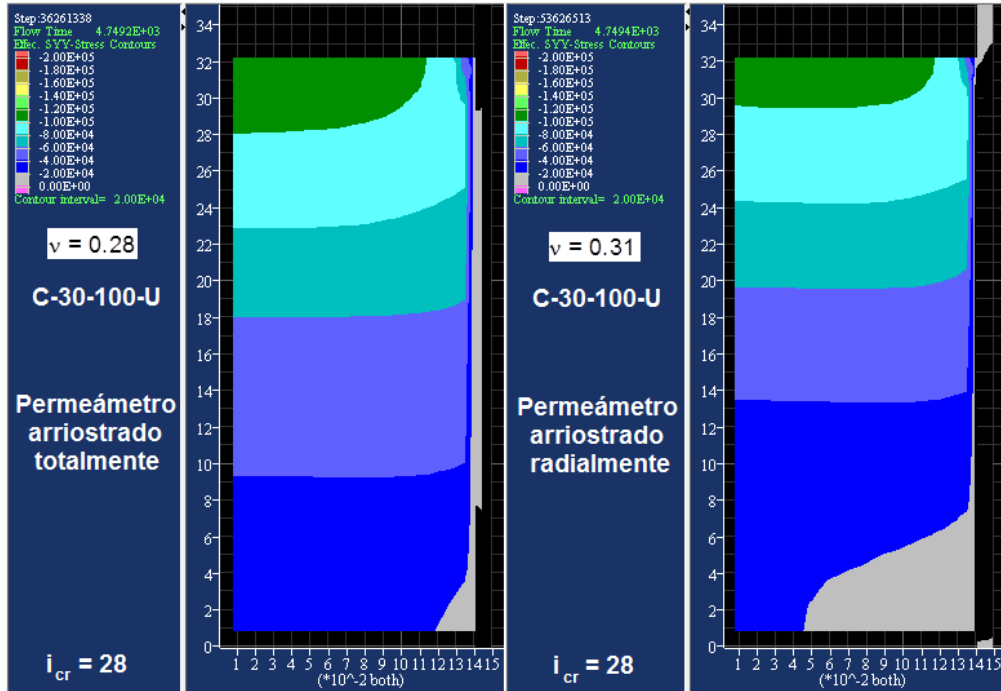


Figura 8.93.- Comparación de distribución de esfuerzos efectivos verticales al final de la etapa de flujo, soluciones potenciales para ensayo C-30-100-U. Modelo 2.

Como es posible apreciar, los resultados no son del todo distintos. No obstante, el esfuerzo en la base en el modelo con permeámetro arriestrado radialmente tiende a ser menor que el caso de permeámetro arriestrado totalmente, y además muy cercano a cero para la mayoría de los casos. La Tabla 8.17 permite dilucidar lo antes expuesto, indicando los valores de esfuerzos en la base cuando se alcanza el gradiente hidráulico crítico en cada probeta (ver Figura 6.20).

**Tabla 8.17. Esfuerzo vertical efectivo en la base para las soluciones de permeámetro arriestrado totalmente y permeámetro arriestrado radialmente, material C-30**

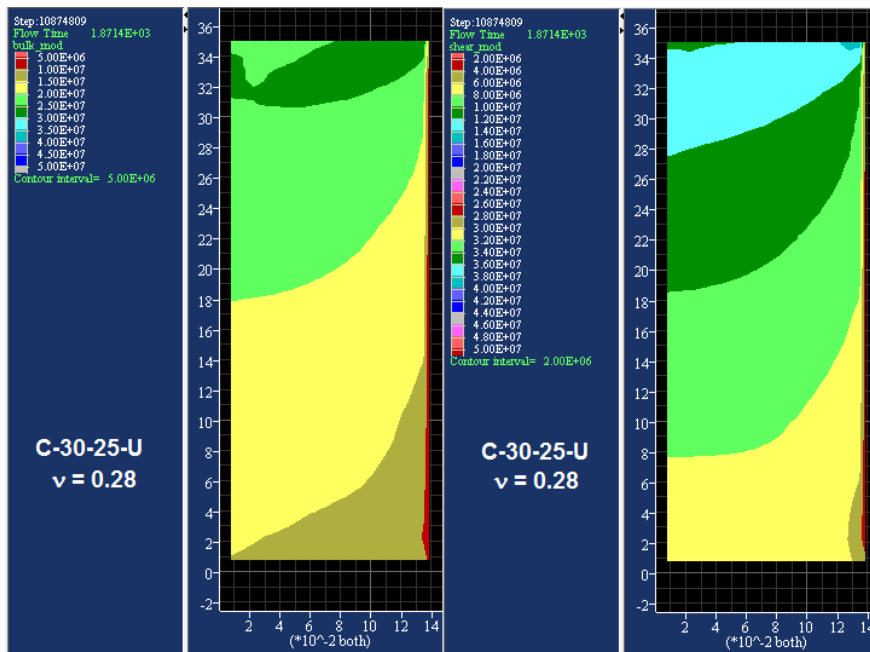
Casos analizados	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)			
	C-30-25-U	C-30-50-U	C-30-80-U	C-30-100-U
<b>Gradiente promedio crítico</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>29</b>	<b>28</b>
<i>Laboratorio</i>	8.5	11.8	17.1	16.2
Totalmente arriestrado, FLAC $v = 0.28$	0.3	8.5	10.8	23.5
Radialmente arriestrado, FLAC $v = 0.31$	--- (*)	4.3	1.4	13.8

(\*) La probeta se comienza a levantar cuando el gradiente hidráulico promedio es igual a 12

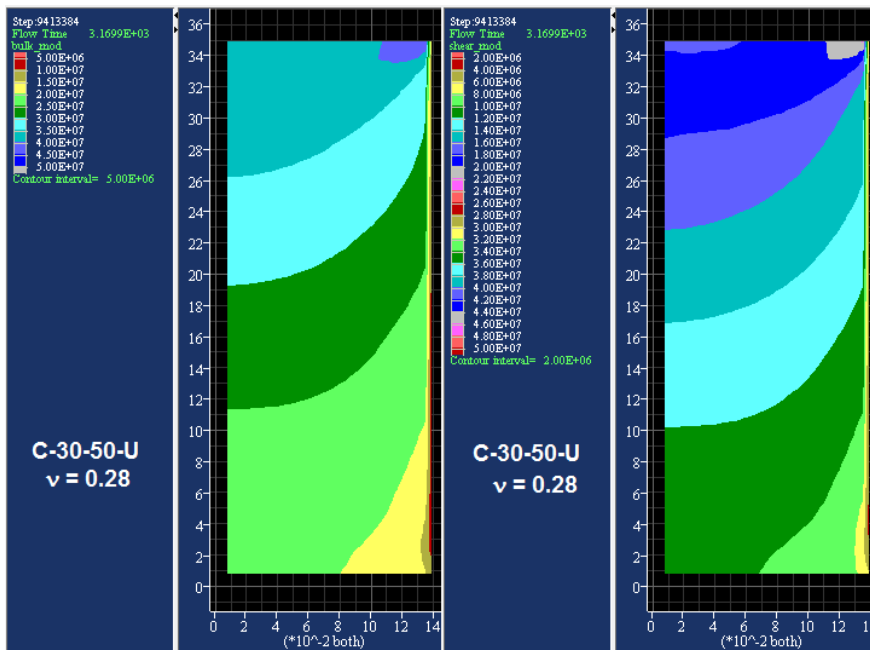
Es evidente que la solución con permeámetro arriestrado radialmente mantiene los esfuerzos finales muy por debajo de los valores obtenidos en laboratorio. Es por este motivo que se selecciona, de estos dos modelos, el correspondiente al permeámetro completamente arriestrado, tal como se determinó para el modelo numérico del material de Transición.

En consecuencia, en las Figuras 8.94 a 8.105 se presentan los resultados determinados a partir de los resultados del modelo 2 (arriestre total del permeámetro) para el material del Núcleo con 30% de contenido de finos (C-30).

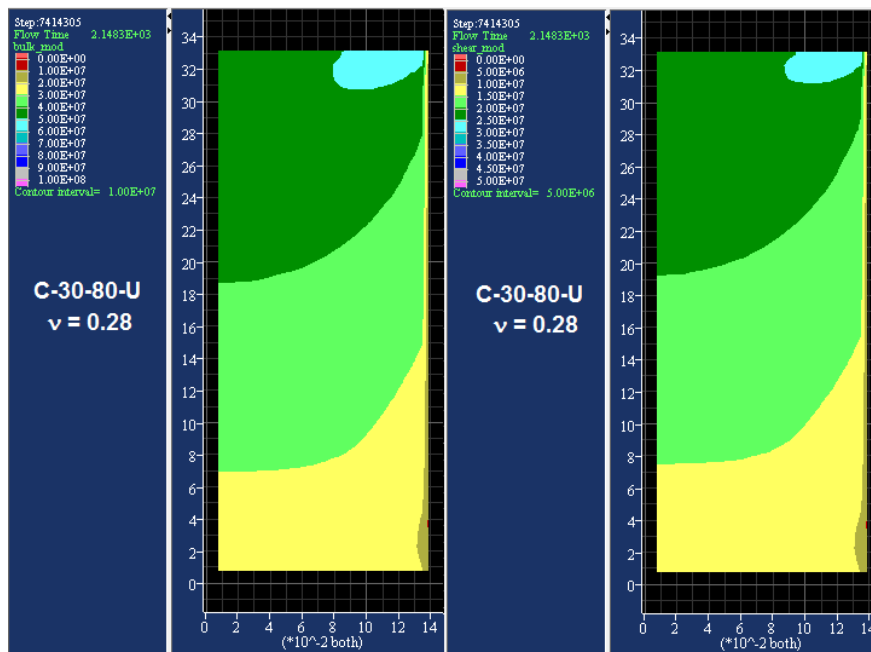




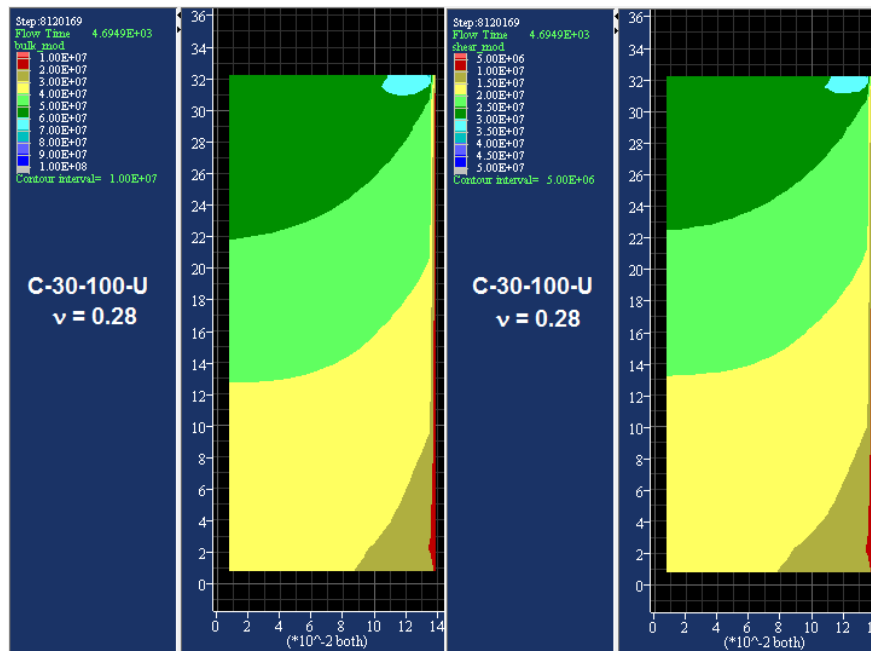
**Figura 8.94.- Distribución inicial del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 25 kPa, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2**



**Figura 8.95.- Distribución inicial del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 50 kPa, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.**



**Figura 8.96.- Distribución inicial del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 80 kPa, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.**



**Figura 8.97.- Distribución inicial del Módulo Volumétrico (izquierda) y Módulo de Corte (derecha), probeta ensayada a 100 kPa, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.**

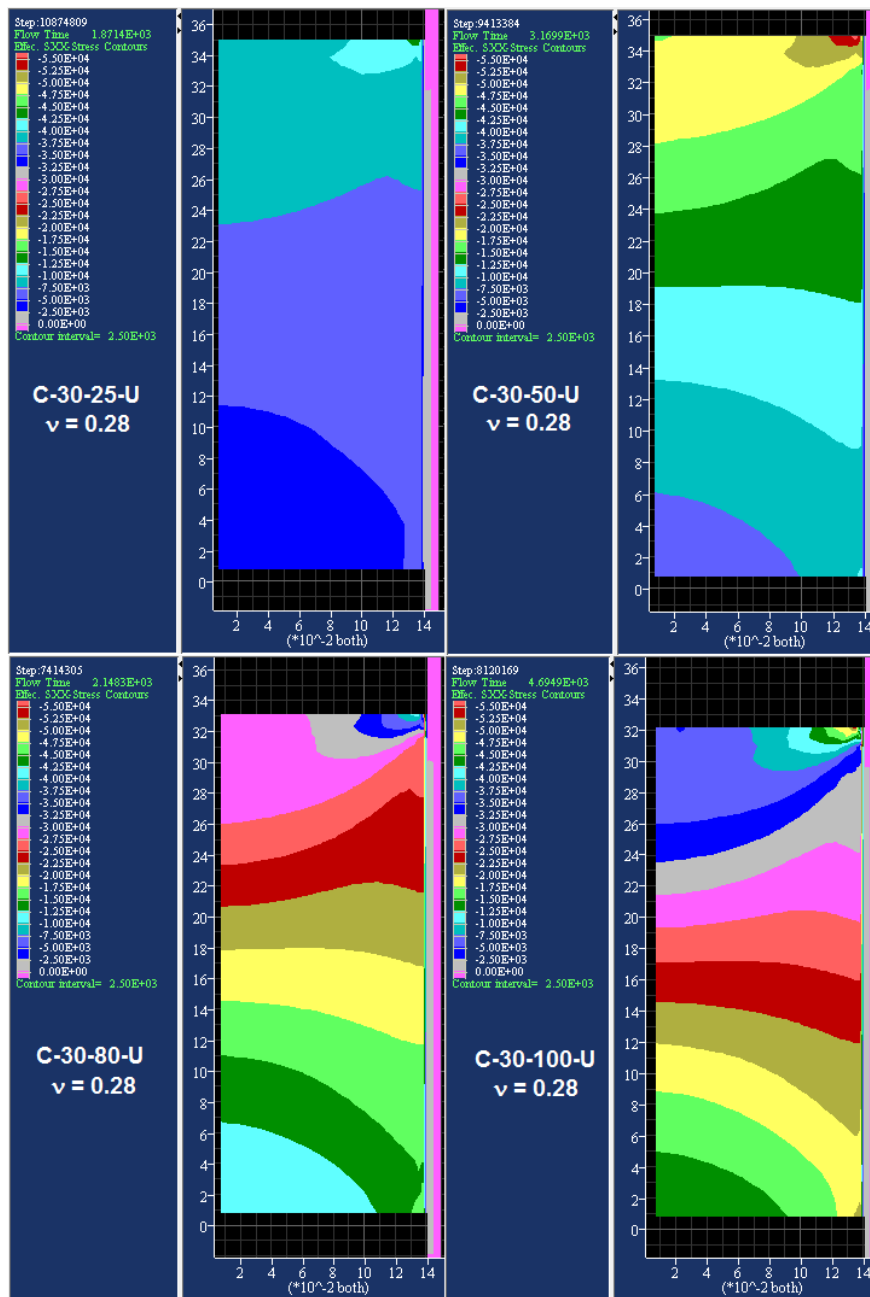


Figura 8.98.- Distribución del Esfuerzo horizontal efectivo al final de la etapa de sollicitación, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

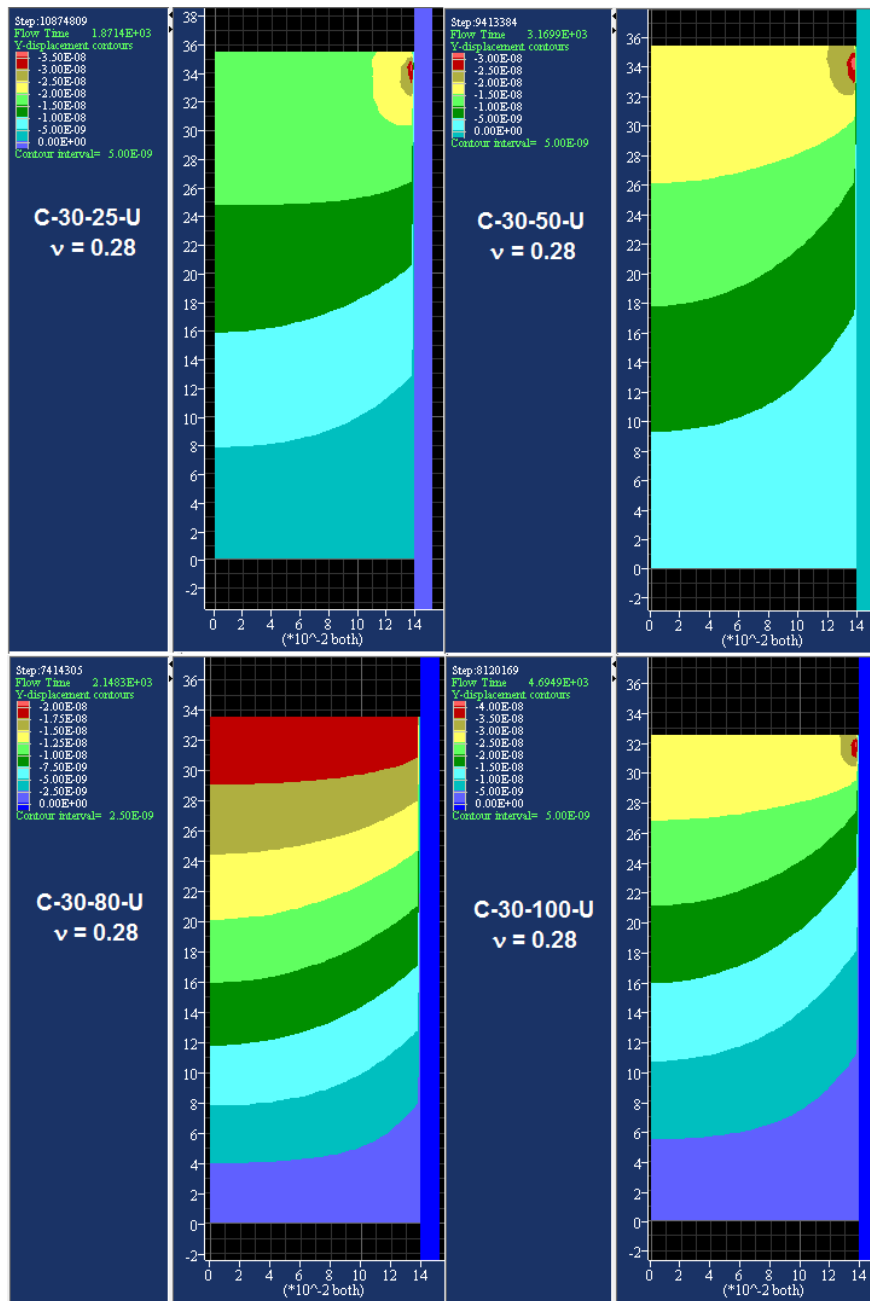


Figura 8.99.- Contornos de desplazamiento vertical (m) al final de la etapa de sollicitación, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

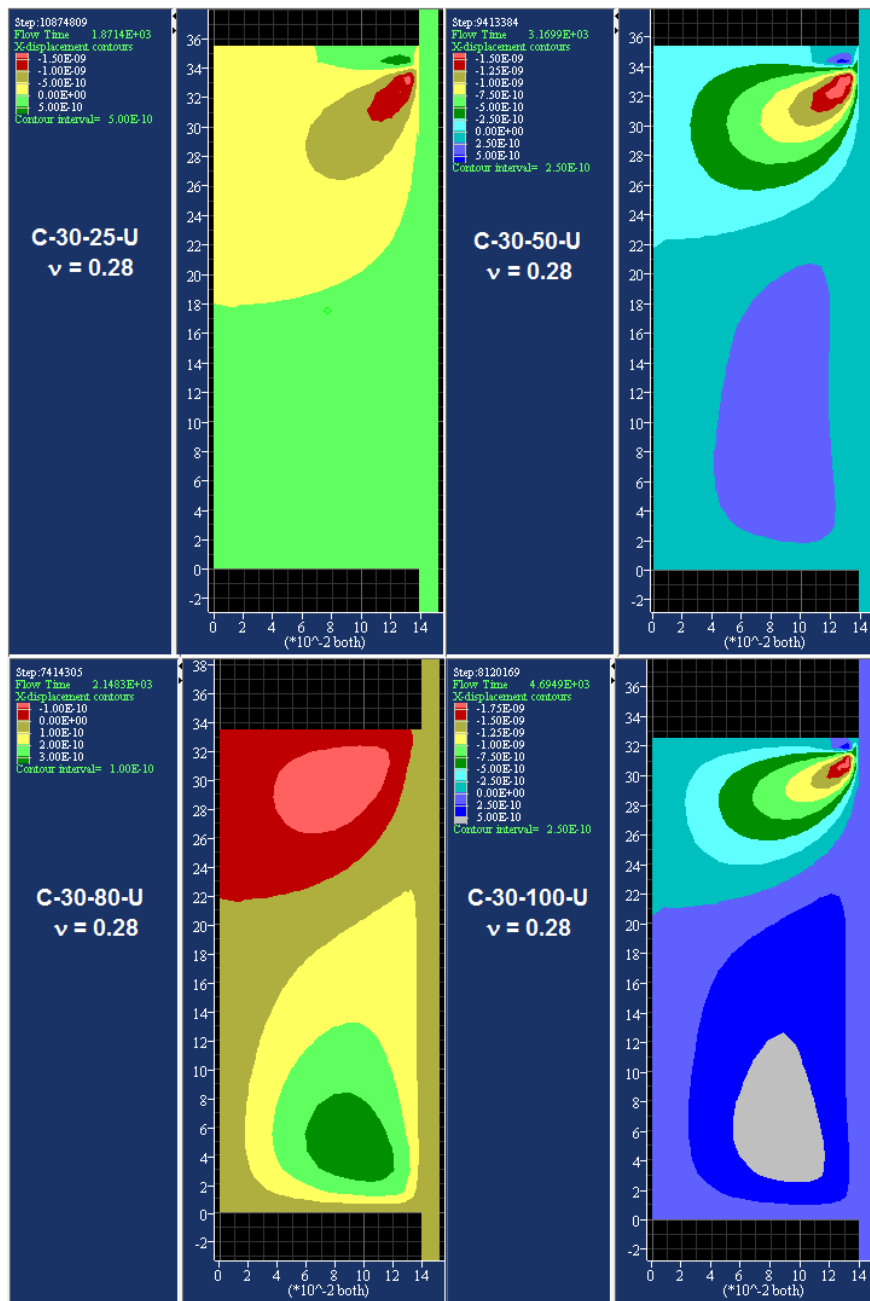


Figura 8.100.- Contornos de desplazamiento horizontal (m) al final de la etapa de sollicitación, Material de Núcleo, pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

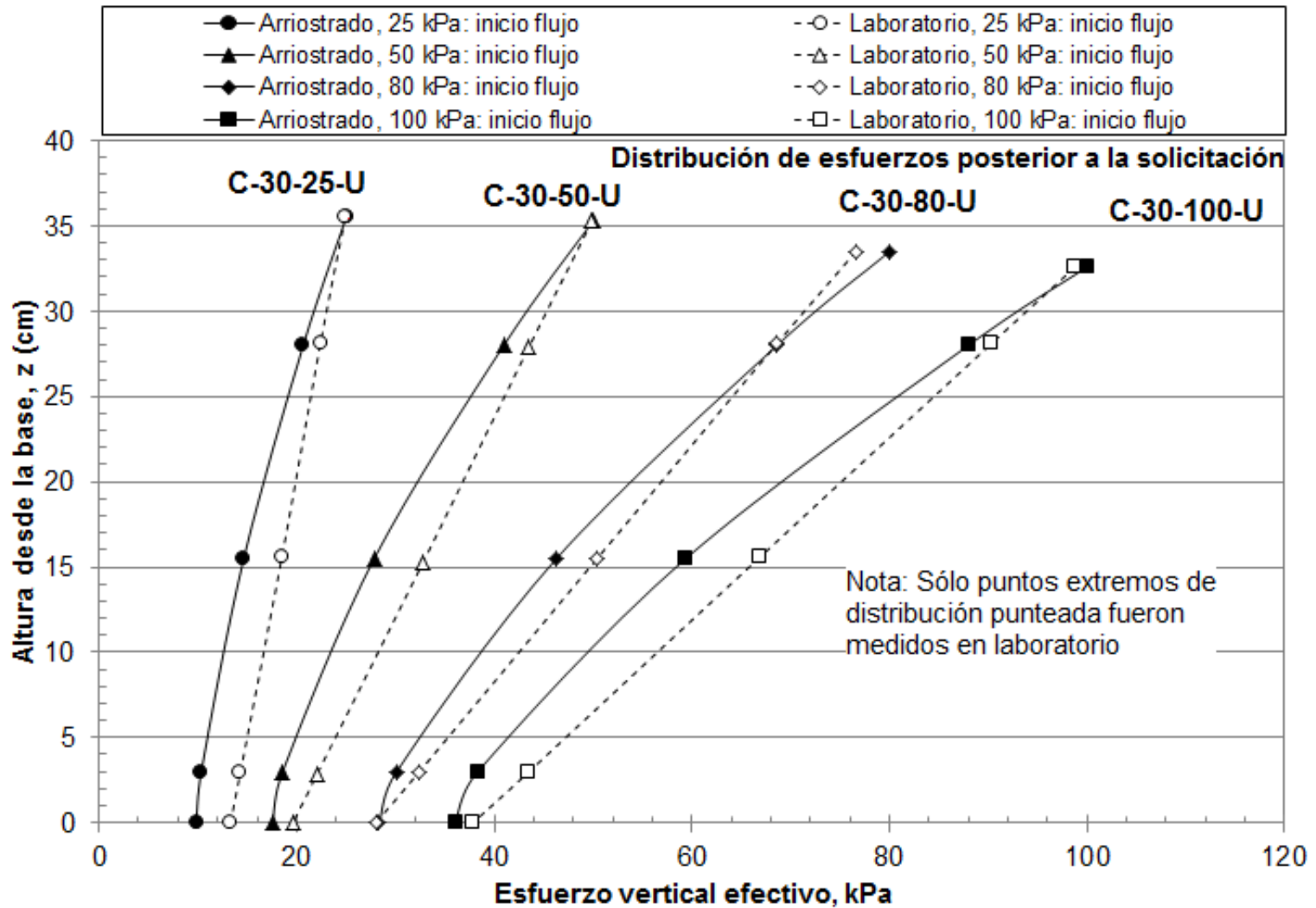


Figura 8.101.- Distribución de esfuerzos verticales efectivos luego de la sollicitación, Material de Núcleo, Modelo 2. Comparación de resultados con laboratorio ( $i_{av} = 0$ )

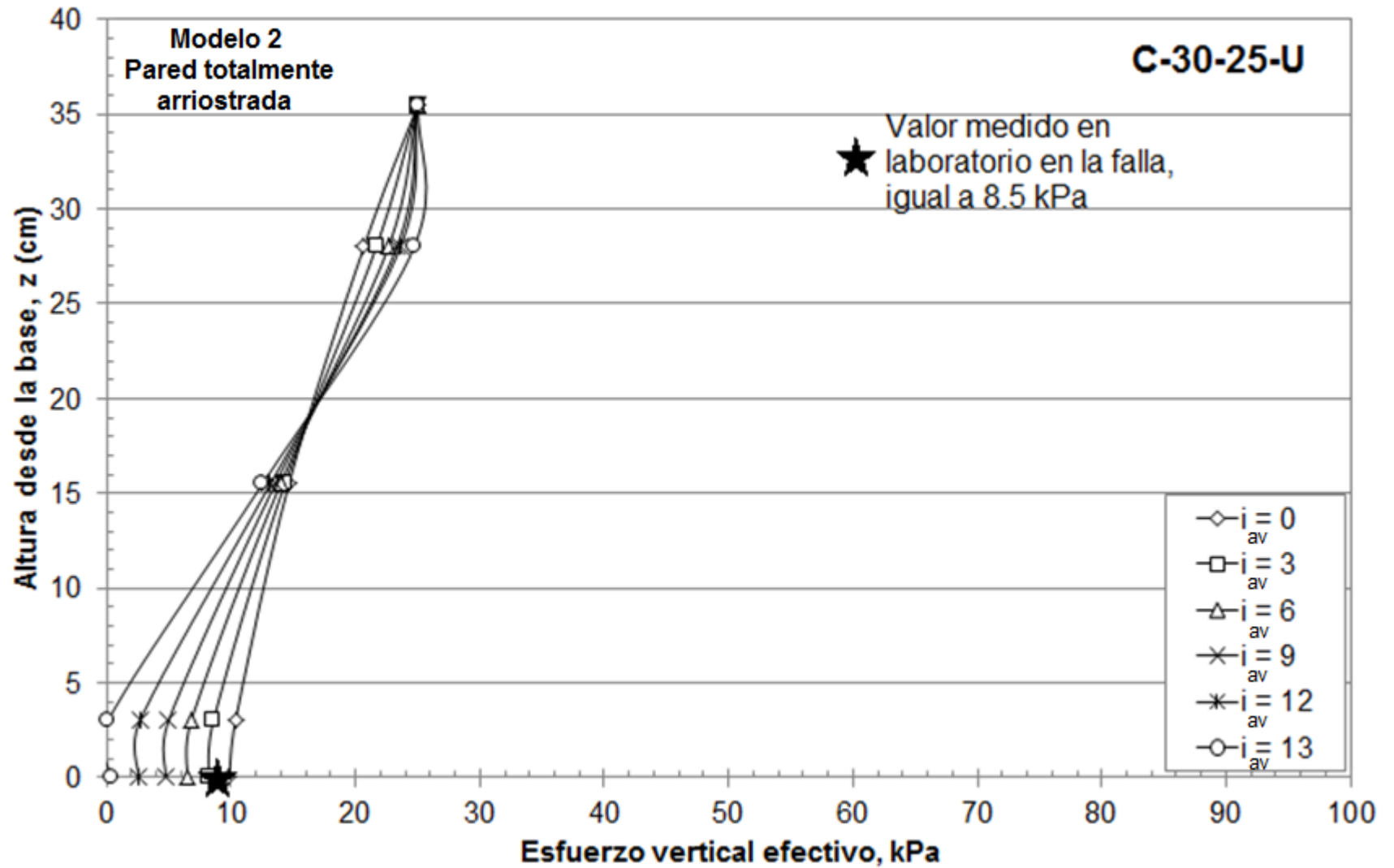


Figura 8.102.- Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta C-30-25-U en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 13$ , Modelo 2

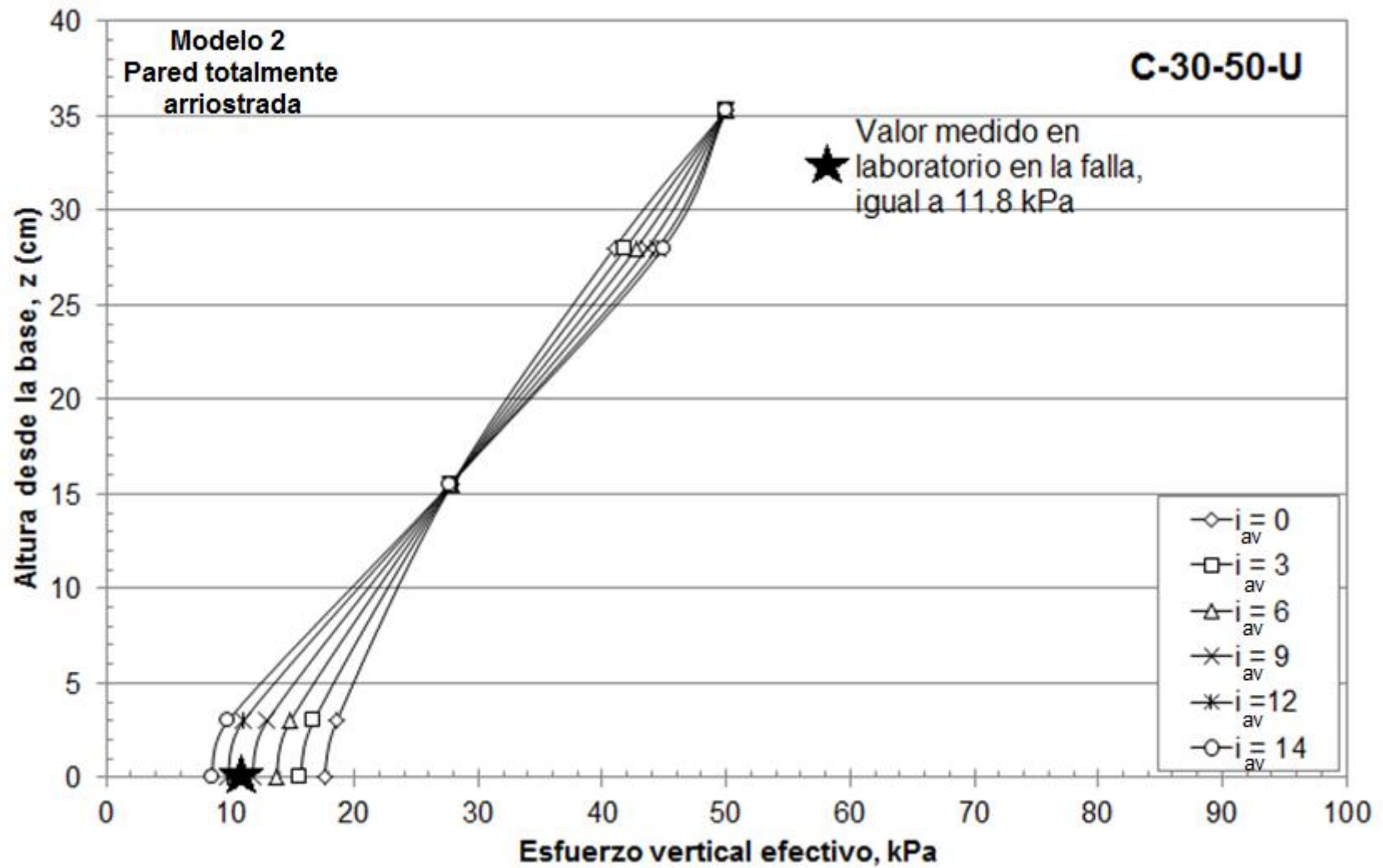


Figura 8.102.- Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta C-30-50-U en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 14$ , Modelo 2



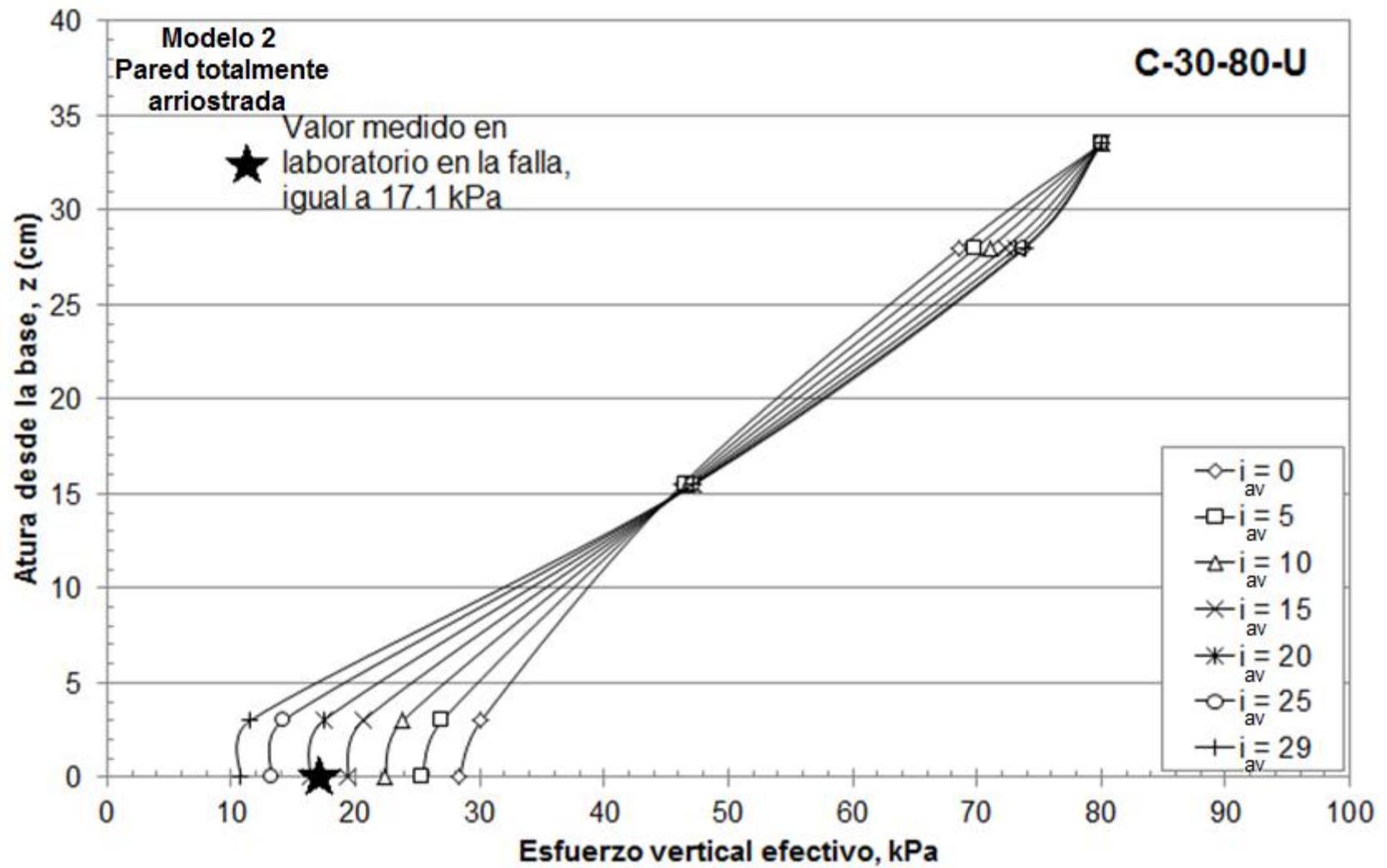


Figura 8.103.- Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta C-30-80-U en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 29$ , Modelo 2

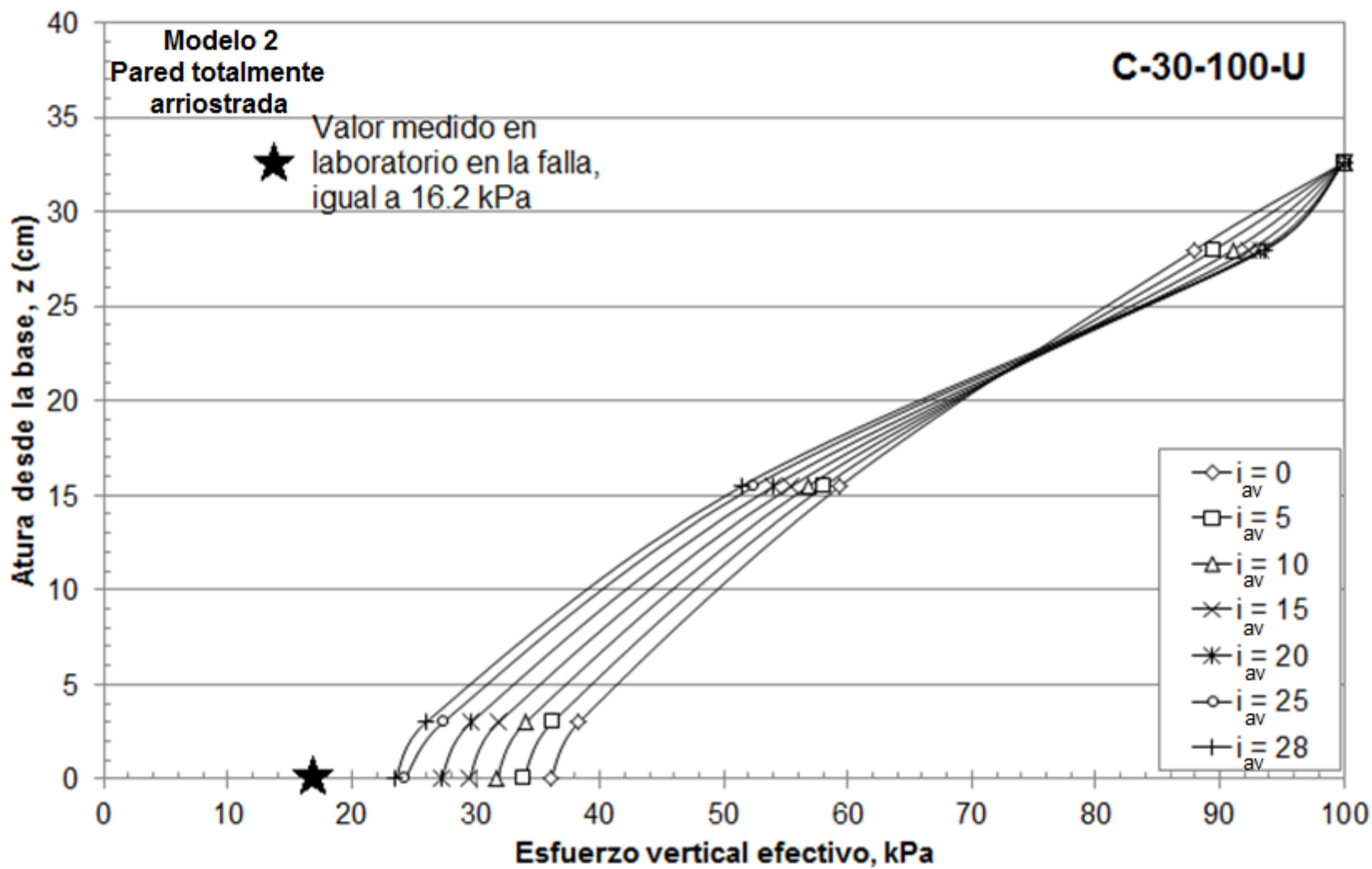


Figura 8.103.- Evolución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC en la probeta C-30-80-U en etapa de flujo, hasta el gradiente hidráulico crítico  $i_{crit} = 28$ , Modelo 2

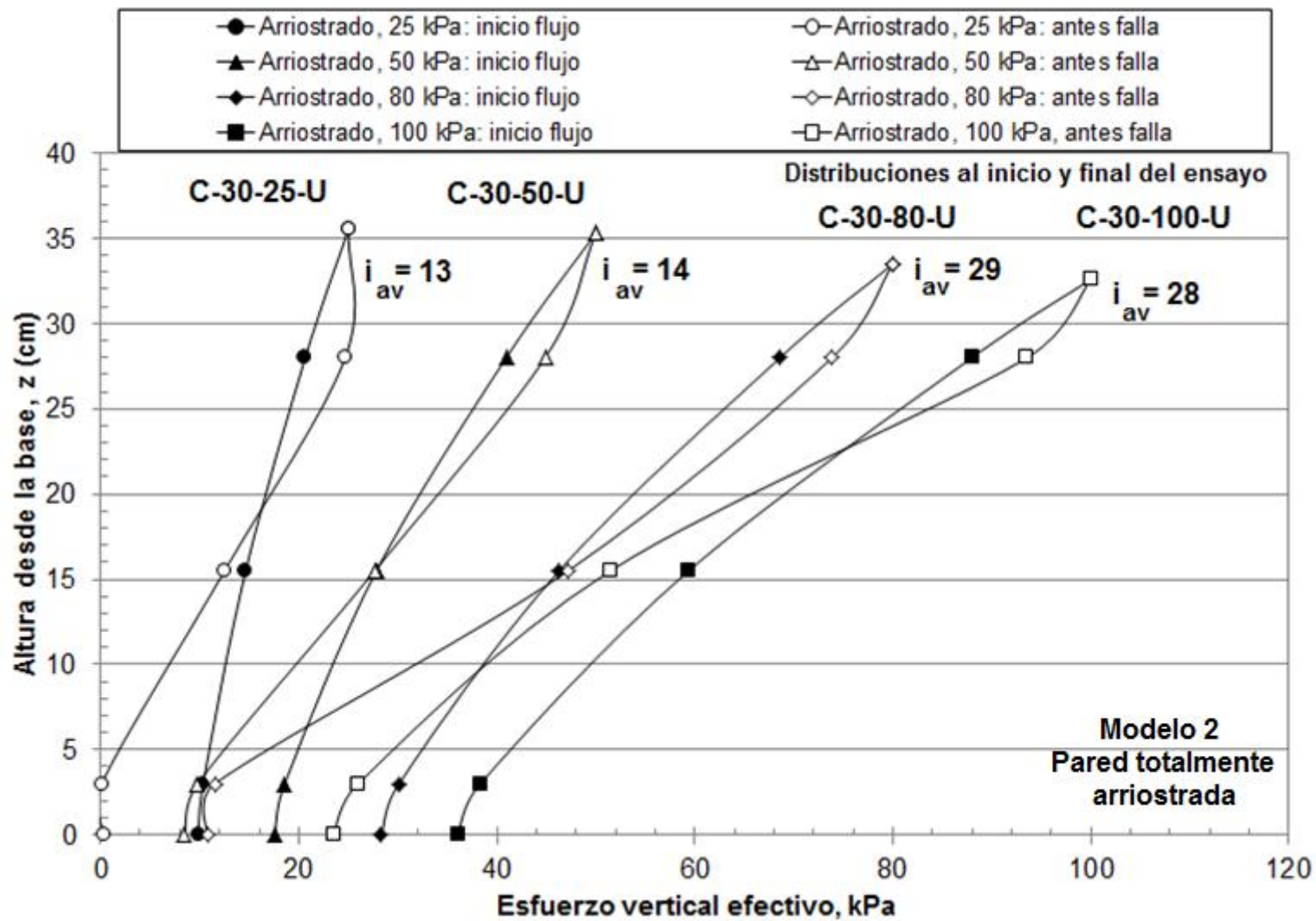


Figura 8.104.- Distribuciones de esfuerzos efectivos verticales del Material de Núcleo, Modelo 2, en FLAC al inicio y final de la etapa de flujo, permeámetro arriestrado

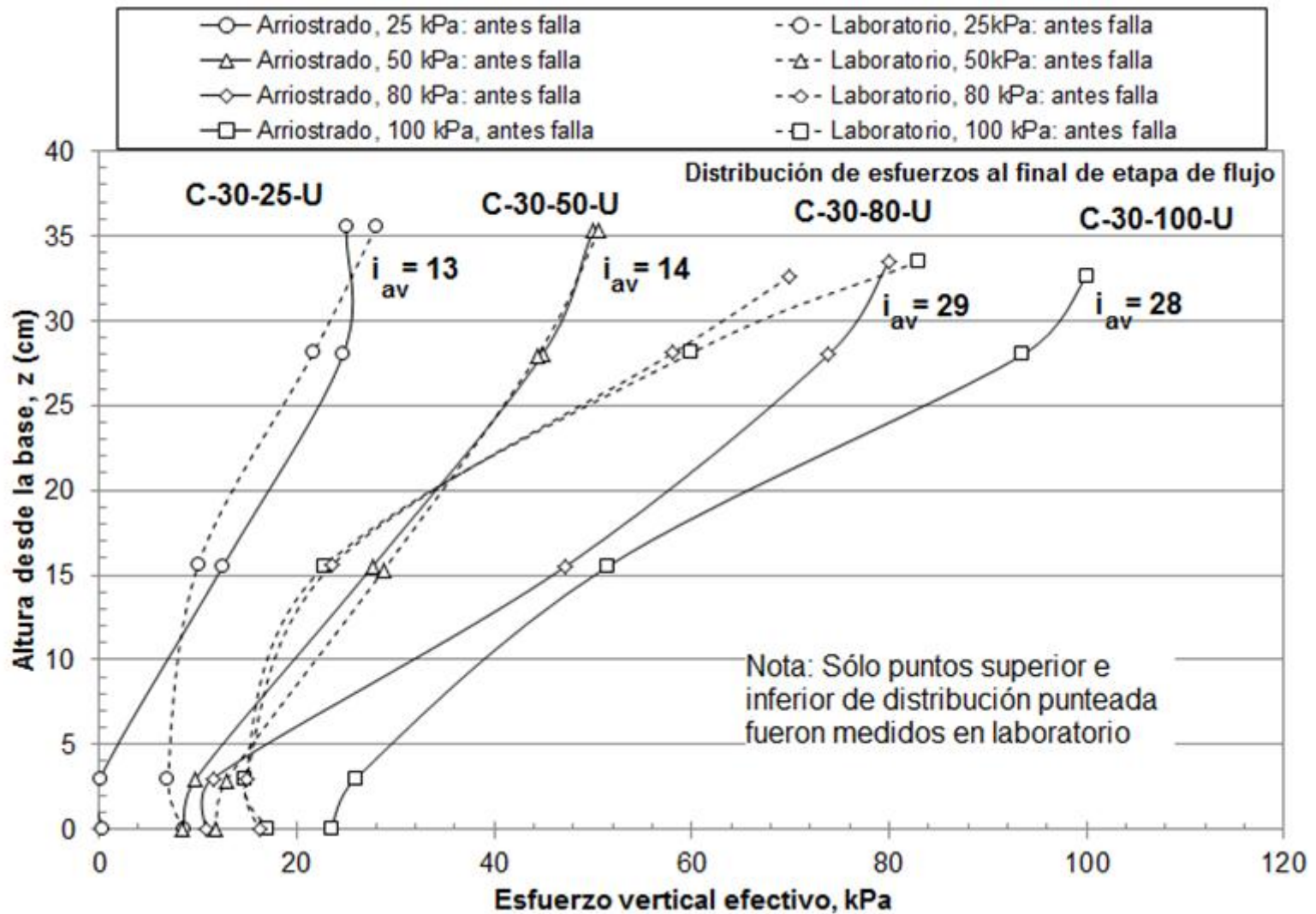


Figura 8.105.- Comparación del esfuerzo medido en el Material de Núcleo, entre el Modelo 2 y el obtenido en laboratorio en situación en situación crítica, antes de la migración de partículas

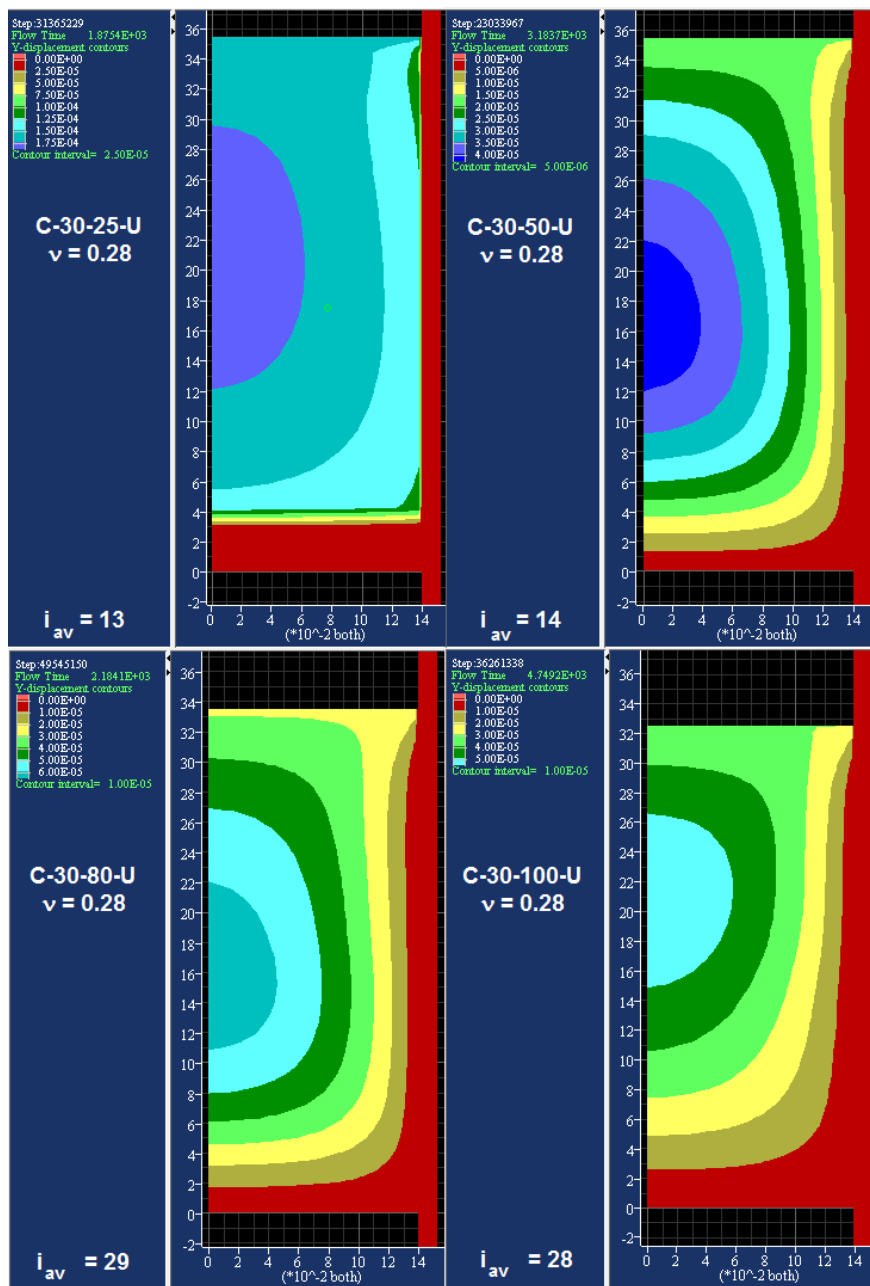


Figura 8.106.- Contornos de desplazamiento vertical (m) al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

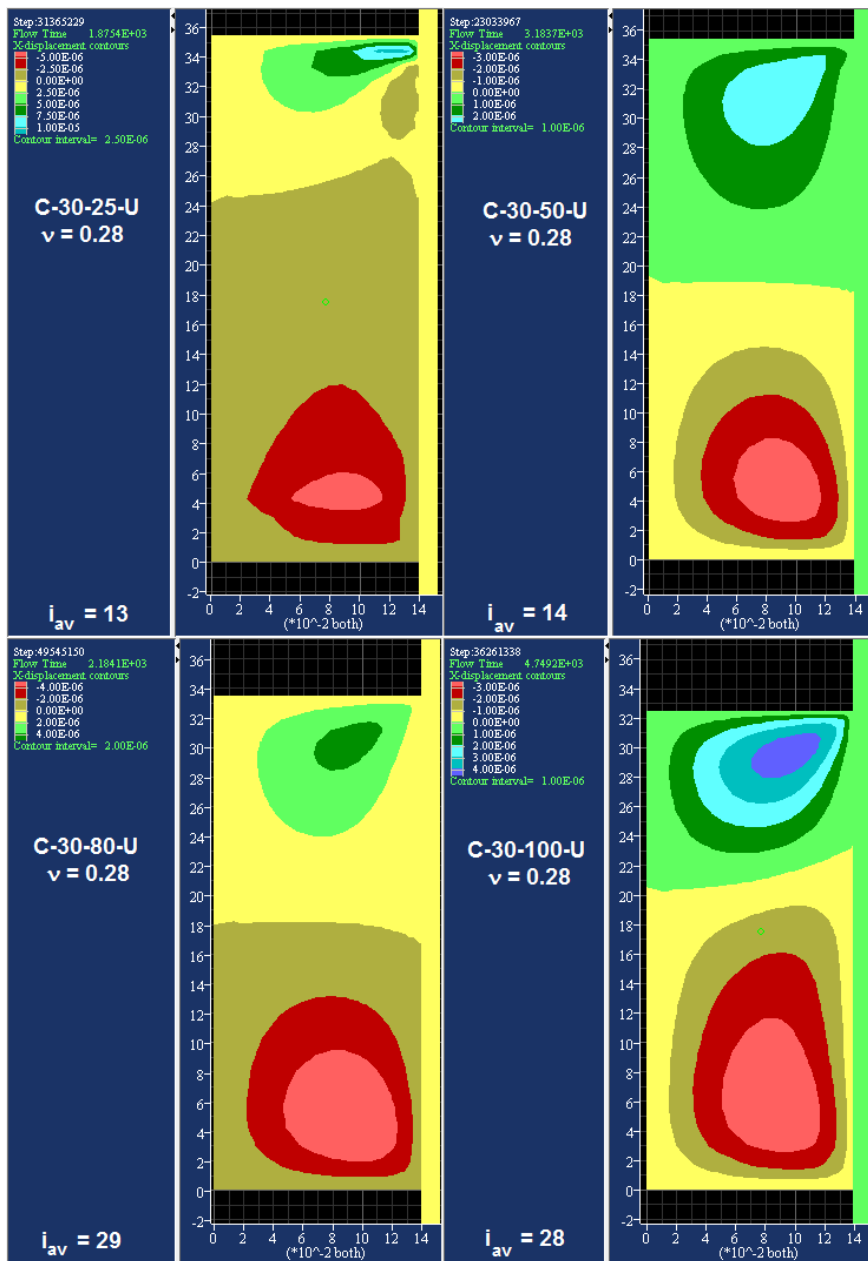


Figura 8.107.- Contornos de desplazamiento horizontal (m) al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

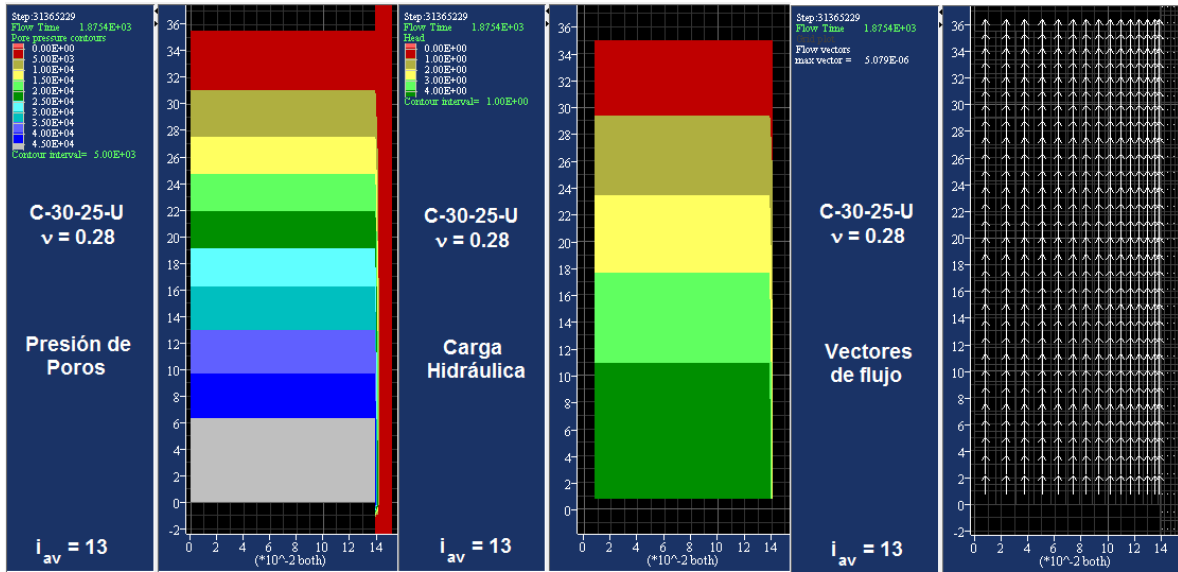


Figura 8.108.- Parámetros Hidráulicos ensayo C-30-25-U al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

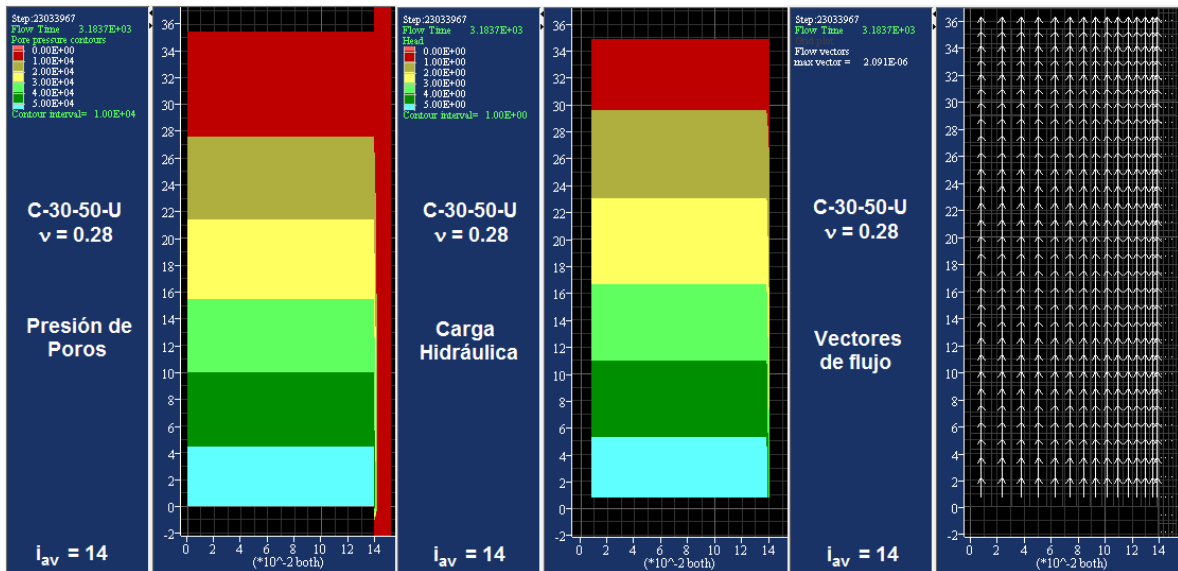


Figura 8.109.- Parámetros Hidráulicos ensayo C-30-50-U al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

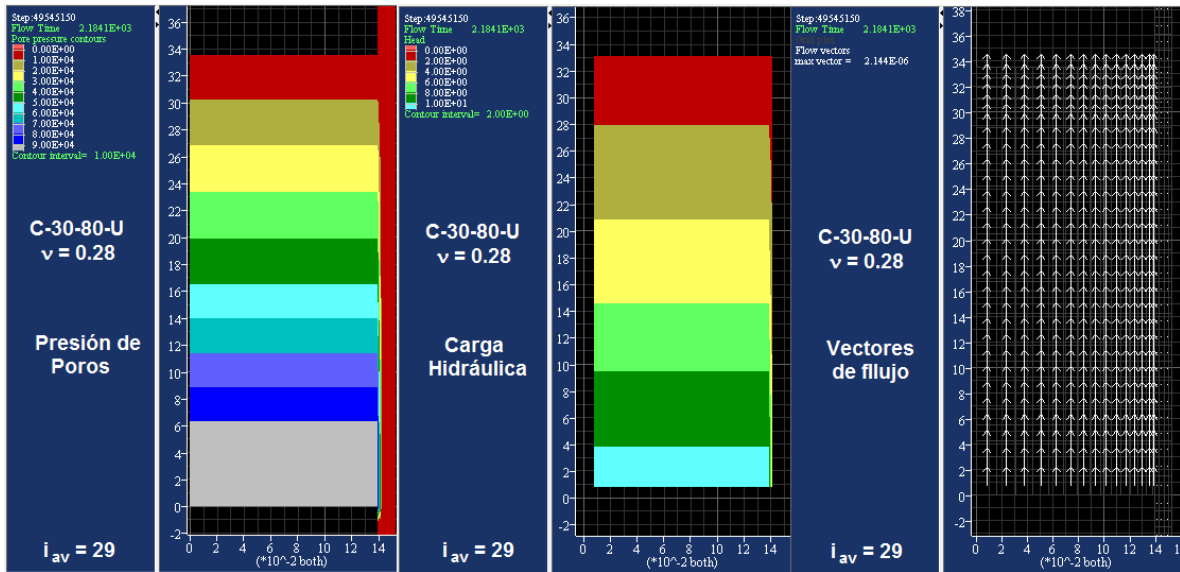


Figura 8.110.- Parámetros Hidráulicos ensayo C-30-80-U al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostrada, Modelo 2.

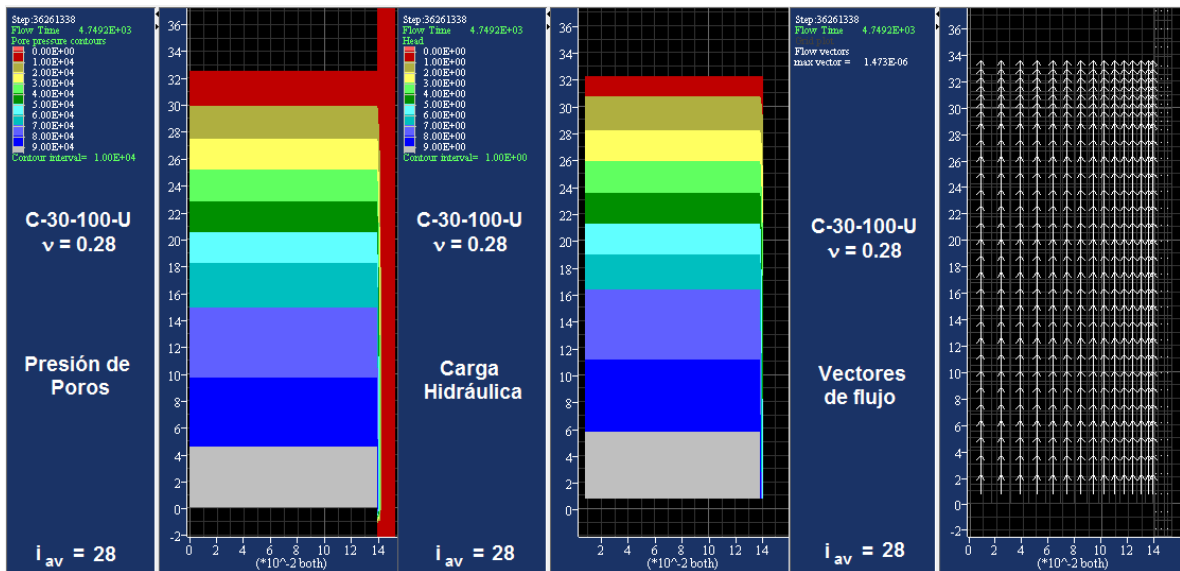


Figura 8.111.- Parámetros Hidráulicos ensayo C-30-100-U al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostrada, Modelo 2.



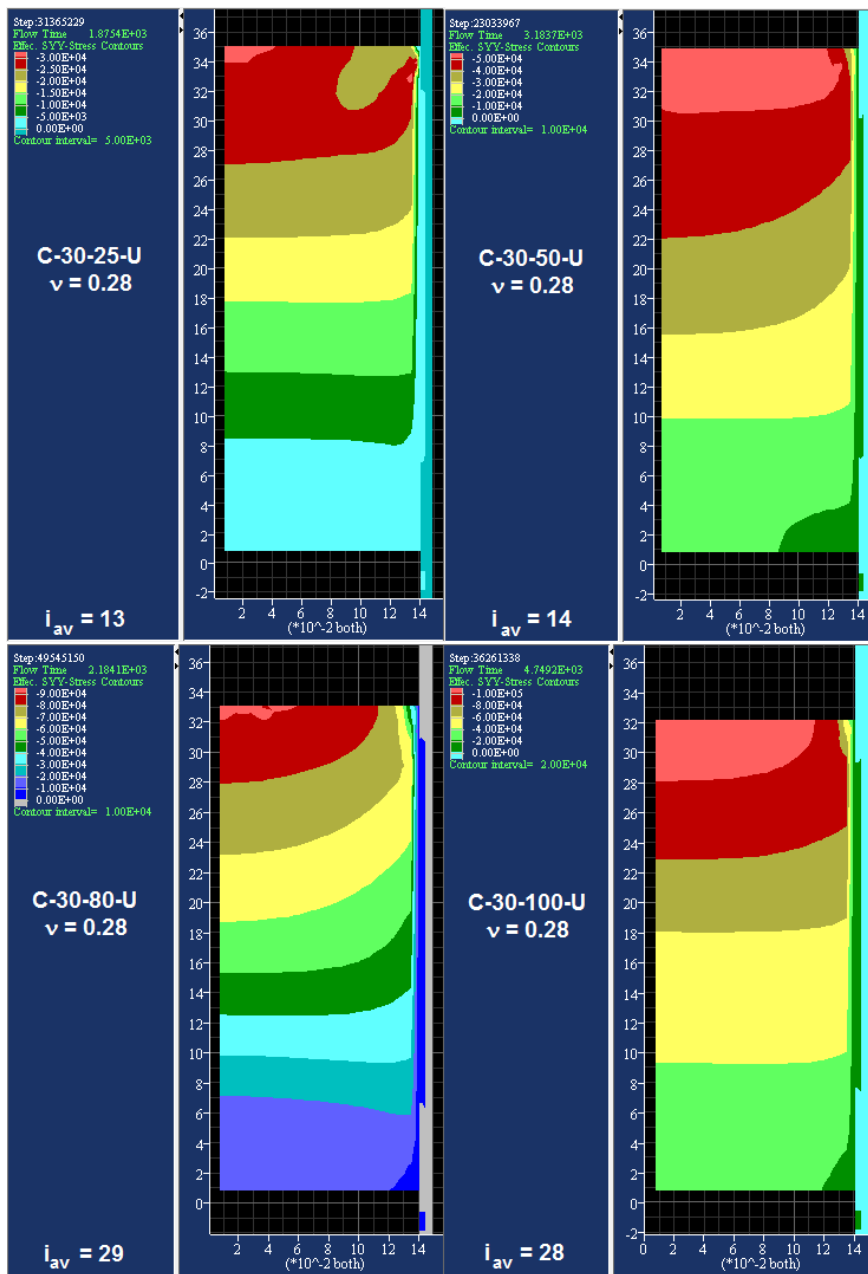


Figura 8.112.- Distribución de esfuerzos efectivos al final de la etapa de flujo, Material de Núcleo, Pared totalmente arriostada, Modelo 2.

## 9. Análisis de Resultados y Discusiones

Luego de la extensa presentación de los resultados de ambos modelos propuestos para determinar el desarrollo de esfuerzos verticales en las probetas ensayadas, correspondientes al material de Transición sin contenido de Finos (T-0) y al material de Núcleo con 30% de finos (C-30), resulta evidente que el Modelo 2 con pared totalmente arriostada (en x e y) es el más adecuado para reproducir los ensayos efectuados en el laboratorio de UBC. En particular, la solución que permite en cierta manera generar esfuerzos verticales similares a los del laboratorio en la base de cada probeta es el que considera un permeámetro completamente arriostado. Lo anterior debido a que el Modelo 2 permitió generar resultados para ambos materiales, los cuales fueron incluso mucho más cercanos a los de laboratorio que los encontrados con el Modelo 1.

En definitiva, los resultados de cada modelo son discutidos a continuación. De forma especial, se efectúa un análisis adicional del Modelo 1 donde se evalúan situaciones que permitan la convergencia a los resultados buscados. Posteriormente, el análisis de los resultados del Modelo 2 se efectuará en pos de evaluar posibles cambios en las trayectorias en el plano esfuerzo vertical – gradiente hidráulico local y evaluar las fronteras hidromecánicas propuestas por Moffat, R. (2005).

### 9.1. Modelo 1

Como fue posible determinar en el acápite anterior, no existe una combinación de parámetros de interfaz que permitieran, para el material de Núcleo con 30% de finos, obtener esfuerzos verticales en la base medidos en el laboratorio al final de la etapa de sollicitación. Además, los esfuerzos verticales efectivos en la base al final de la etapa de flujo, en el material de Transición, superaron enormemente a los medidos en el laboratorio antes de la migración de partículas. A partir de esto último, se efectúan consideraciones adicionales sobre los resultados del material de Transición (T-0) del Modelo 1. Se efectúan las siguientes consideraciones:

- Escoger un nuevo set de parámetros de las curvas de la figura 8.23.
- Encontrar nuevos parámetros para ángulos de fricción interna  $\delta/\phi' > 0.8$  y escoger el más adecuado de acuerdo a los intentos anteriores

Consecuentemente, de no alcanzar el estado tensional buscado en la base de las probetas, se efectuará un análisis más exhaustivo considerando factores externos que puedan mejorar los resultados de este modelo.

### 9.1.1. Elección de nuevos parámetros de la interfaz

La Figura 8.23 contiene la familia de parámetros que satisface el estado al final de la sollicitación. Como se vio extensamente en la calibración del Modelo 1, valores mayores del resorte de rigidez de corte de la interfaz permiten disipar más esfuerzos a lo largo de la interfaz. Por ello, y escogiendo el valor máximo correspondiente a la figura recién mencionada, se efectúan nuevamente las corridas en FLAC, rescatando los valores de esfuerzos efectivos cuando, en cada caso, se llega al estado de gradiente hidráulico crítico. Los parámetros escogidos son:

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 3.7 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 1.0 \times 10^7 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 0.8$
- Ángulo de Dilatancia de la Interfaz:  $\psi = 0^\circ$

Los resultados de este nuevo set de datos, concordante con la Figura 8.23, son mostrados en la Figura 9.1. En la Figura 9.2 se superponen los resultados del capítulo 8 ( $k_N = 4.5 \times 10^6 \text{ kPa/m}$ ,  $k_S = 1.0 \times 10^6 \text{ kPa/m}$ ) con aquellos obtenidos en la Figura 9.1 para comparar los esfuerzos efectivos entre ambos casos. Se aprecia que, efectivamente, el uso de un mayor valor del resorte de rigidez de corte permite un acercamiento hacia el resultado buscado. No obstante, la mejoría no es suficiente para establecer ésta como condición final. Los esfuerzos obtenidos en la base superan los de laboratorio en al menos un 27%, siendo éste el resultado más optimista para la distribución del suelo solicitado a 175 kPa. Las probetas a 25 y 100 kPa, superan los resultados de laboratorio en 29% y 68%, respectivamente (respecto a este último se discutirá la gran diferencia que se muestra al final de esta tesis).

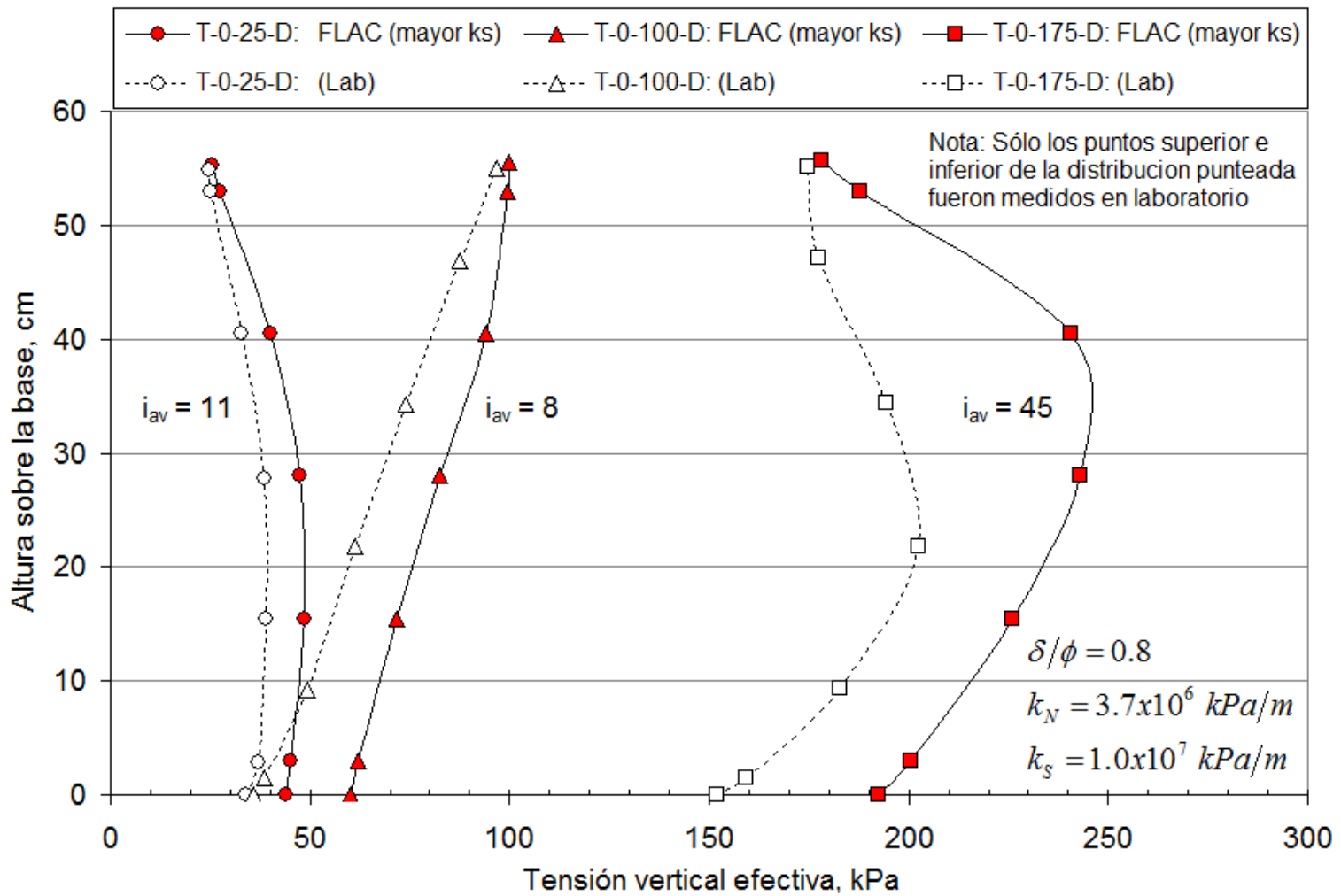


Figura 9.1. Distribución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC para el nuevo set de parámetros escogido, Material de Transición, Modelo 1

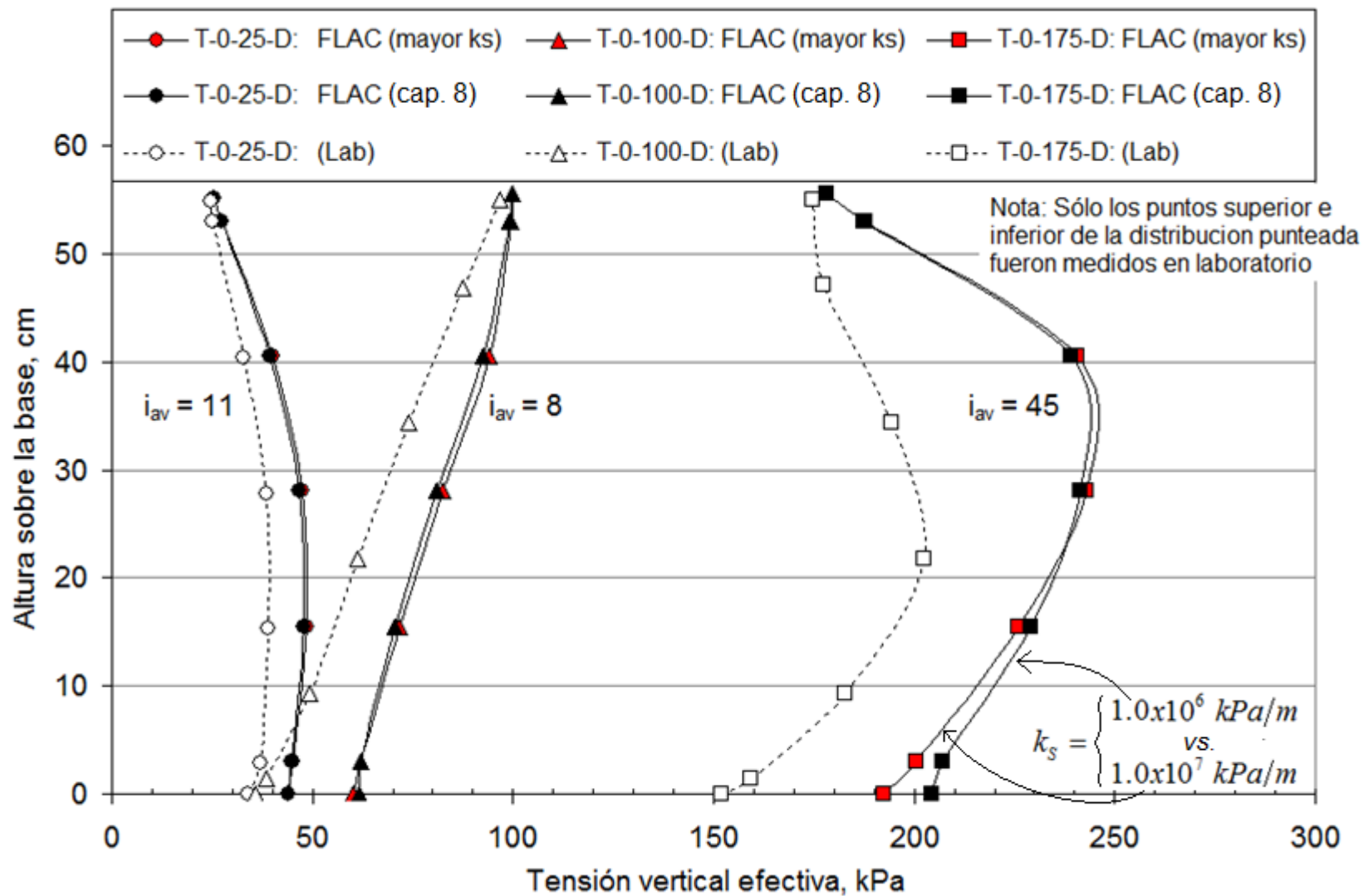


Figura 9.2. Comparación de los esfuerzos efectivos verticales entre los set de parámetros de la interfaz escogidos, Material de Transición, Modelo 1

Debido a que valores mayores de la rigidez de corte no son aplicables según el criterio de Itasca, se buscan nuevas combinaciones de los parámetros de la interfaz para estudiar la convergencia a los valores buscados. En esta oportunidad, se aumenta la razón entre los ángulos de fricción a  $\delta/\phi' = 0.9$  y  $\delta/\phi' = 1.0$ . Los resultados de las combinaciones que cumplen el estado tensional en la base de las probetas al final de la etapa de consolidación se muestran en la Figura 9.3. La curva correspondiente a  $\delta/\phi' = 1.0$  no puede ser determinada ya que presenta inestabilidades numéricas, no convergiendo para ninguna combinación de rigideces en el rango estudiado.

Como es posible ver en la Figura 9.3, la tendencia  $\delta/\phi' = 0.9$  difiere de las curvas mostradas anteriormente. Esta vez, a medida que la rigidez normal aumenta, los valores de la rigidez de corte que satisfacen los esfuerzos en la base de la probeta también aumentan. Independiente de ello, es posible ver que los máximos valores de las rigideces se encuentran por debajo de los últimos parámetros utilizados y, a su vez, son muy cercanos.

Los parámetros que se prueban en el modelo para el ángulo de fricción  $\delta/\phi' = 0.9$  son los que se detallan a continuación. Los resultados correspondientes se muestran en la Figura 9.4 y la comparación con los resultados presentados en el capítulo 8, en la Figura 9.5.

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 1.0 \times 10^7 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 2.7 \times 10^5 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 0.9$
- Ángulo de Dilatación de la Interfaz:  $\psi = 0^\circ$

Es posible apreciar, en la Figura 9.5, que el aumento del ángulo de fricción de la interfaz permite un menor esfuerzo vertical en el sector central de cada probeta. Además, se puede observar que sólo en la base de la probeta solicitada a 25 kPa se produce una mejoría en el esfuerzo vertical y que en la probeta solicitada a 100 kPa el esfuerzo en la base permanece igual y en la de 175 kPa diverge.

Lo anterior permite concluir que no es posible generar una mejoría cuando se aumenta el valor de la razón de fricción por sobre  $\delta/\phi' = 0.8$ .

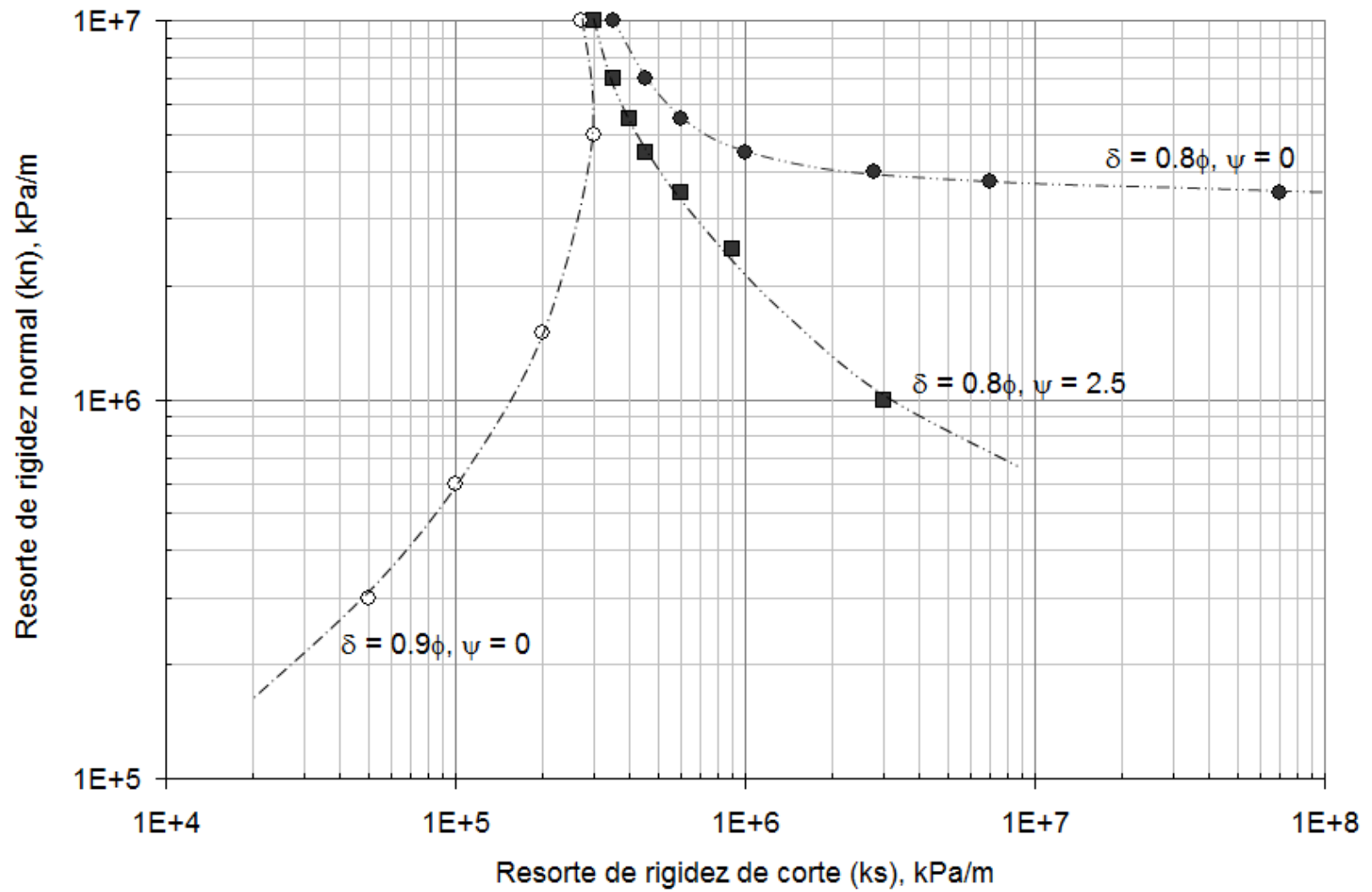
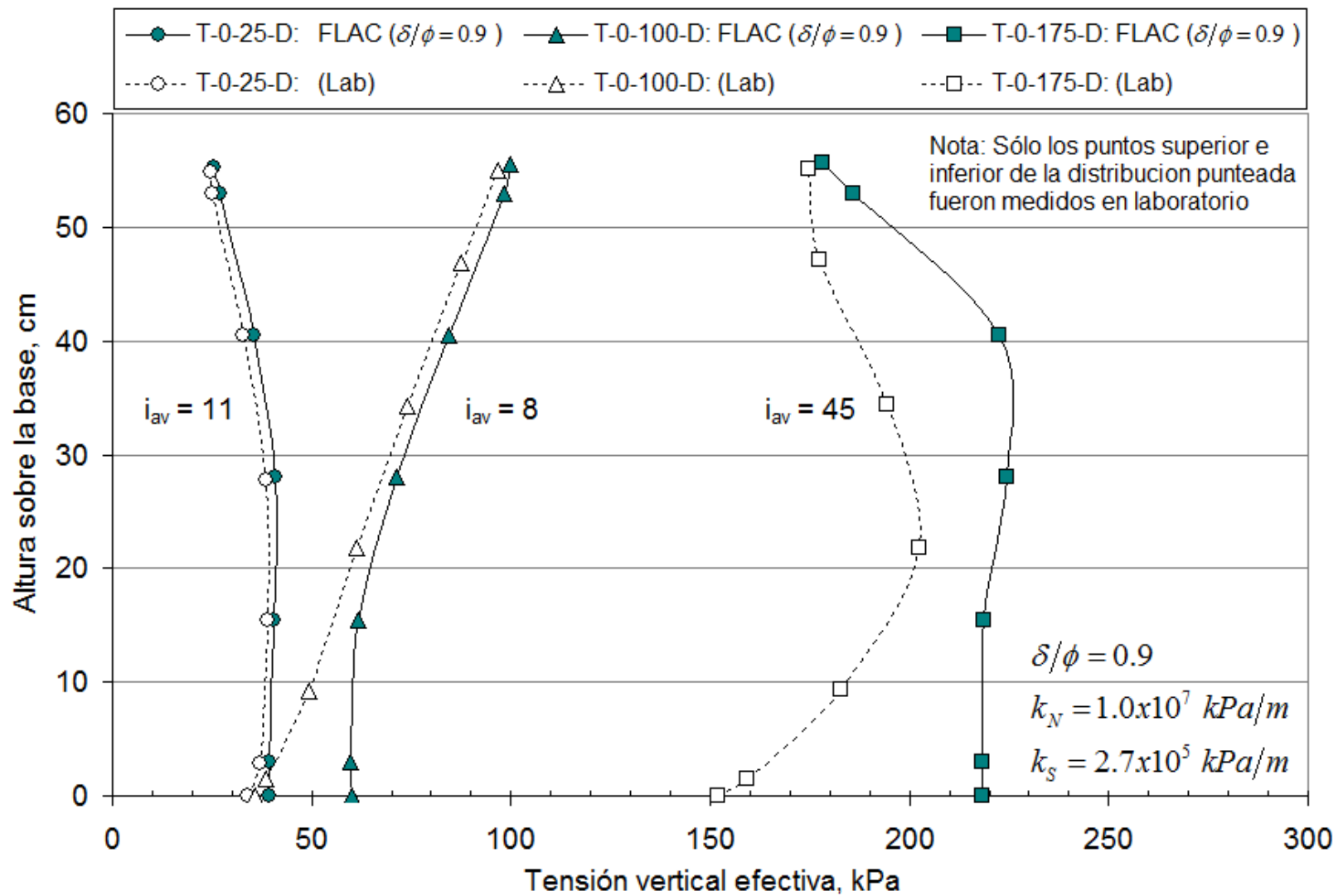


Figura 9.3. Nuevas combinaciones de los parámetros de la interfaz para razones de los ángulos de fricción mayores a 0.8, Material de Transición, Modelo 1



**Figura 9.4. Distribución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC para el nuevo set de parámetros escogido, Material de Transición, Modelo 1**



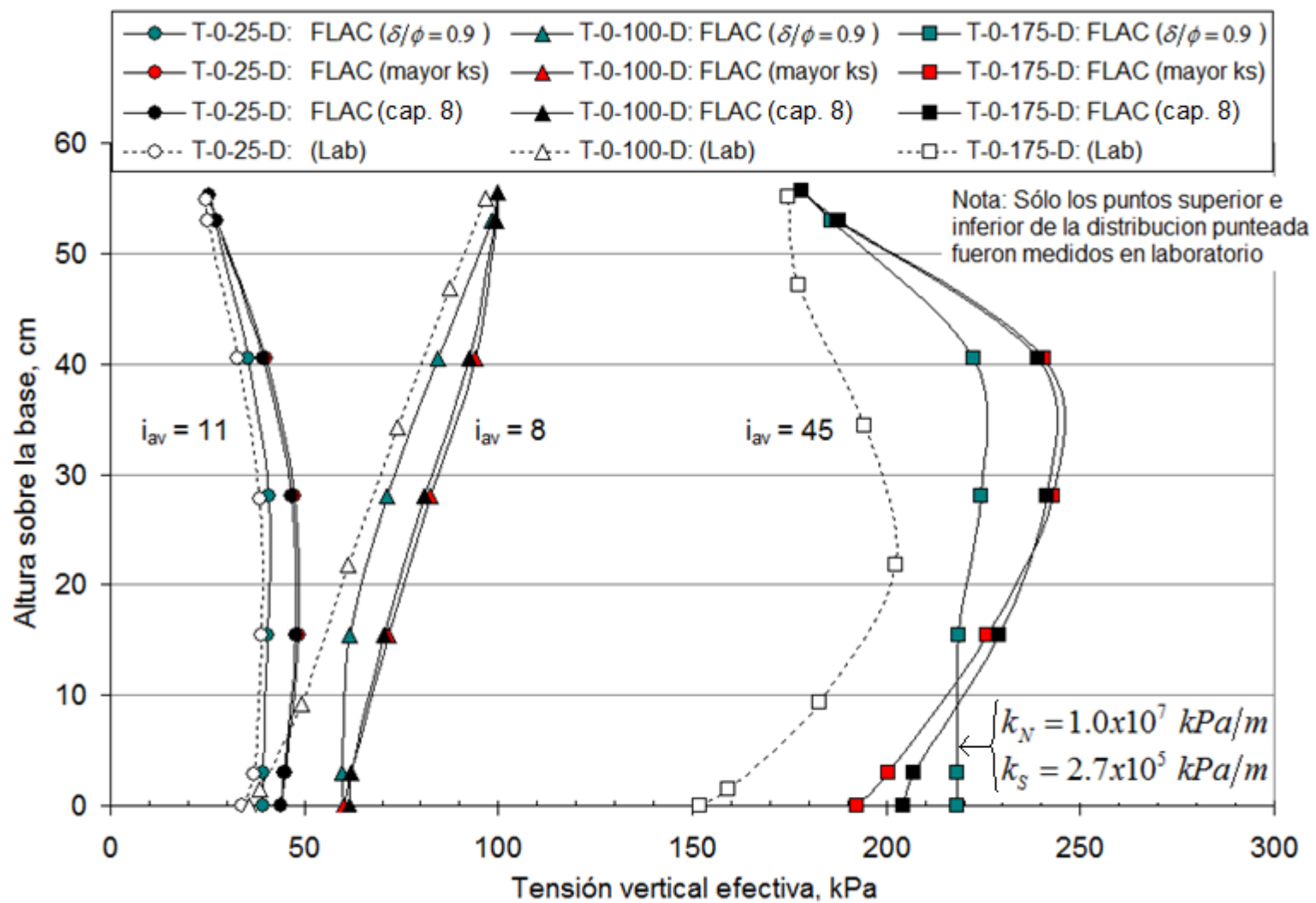


Figura 9.5. Comparación entre el set de datos correspondiente a  $\delta/\phi = 0.9$  con las combinaciones anteriores, Material de Transición, Modelo 1

## 9.1.2. Convergencia mediante la inclusión de factores externos

En esta sección se analizará la forma en que ciertos factores adicionales que no son representados directamente con la solución de elementos finitos y que, de una u otra manera, influyen de manera física en los ensayos de laboratorio, pueden alterar el resultado final del Modelo 1. Se podrá concluir si permiten o no alcanzar la convergencia modelo – laboratorio. Los factores a considerar se detallan a continuación:

- Pared del permeámetro flexible, sin restricción en la horizontal
- Flujo preferencial en pared del permeámetro
- Consideración de 3 abrazaderas dispuestas en laboratorio
- Restricción de desplazamiento en x a la izquierda de la interfaz
- Inclusión de cadena de esfuerzos que llegan al contacto vertical

### 9.1.2.1. Pared del permeámetro flexible

Se propone considerar la pared flexible eliminando las restricciones de movimiento horizontal de la corrida de nodos que se encuentra soportando los resortes de rigidez (en el contacto). Esto entregaría una flexibilidad parcial a lo largo del contacto que relajaría los esfuerzos verticales y, en consecuencia, permitirían converger a la solución buscada.

En las Figuras 9.6 y 9.7 se indican los resultados obtenidos para varios valores de la rigidez de corte, considerando un ángulo de fricción igual a  $\delta/\phi' = 0.8$  y una rigidez normal igual a  $k_N = 1.0 \times 10^7 \text{ kPa/m}$ . Se efectúa una comparación directa con aquellos resultados obtenidos originalmente en el capítulo 8 (ver Figuras 8.22 y 8.23).

Como es posible apreciar, la consideración de una pared flexible (símbolos naranjos) no hace diferencia alguna de los resultados obtenidos inicialmente (símbolos negros). Los nuevos valores no difieren en demasía de las curvas anteriores y, por ende, no provocarán diferencia alguna en el resultado final. Es decir, no se dispararán esfuerzos en el contacto producto de este relajamiento. En definitiva, se descarta una solución que considere este factor para el Modelo 1.

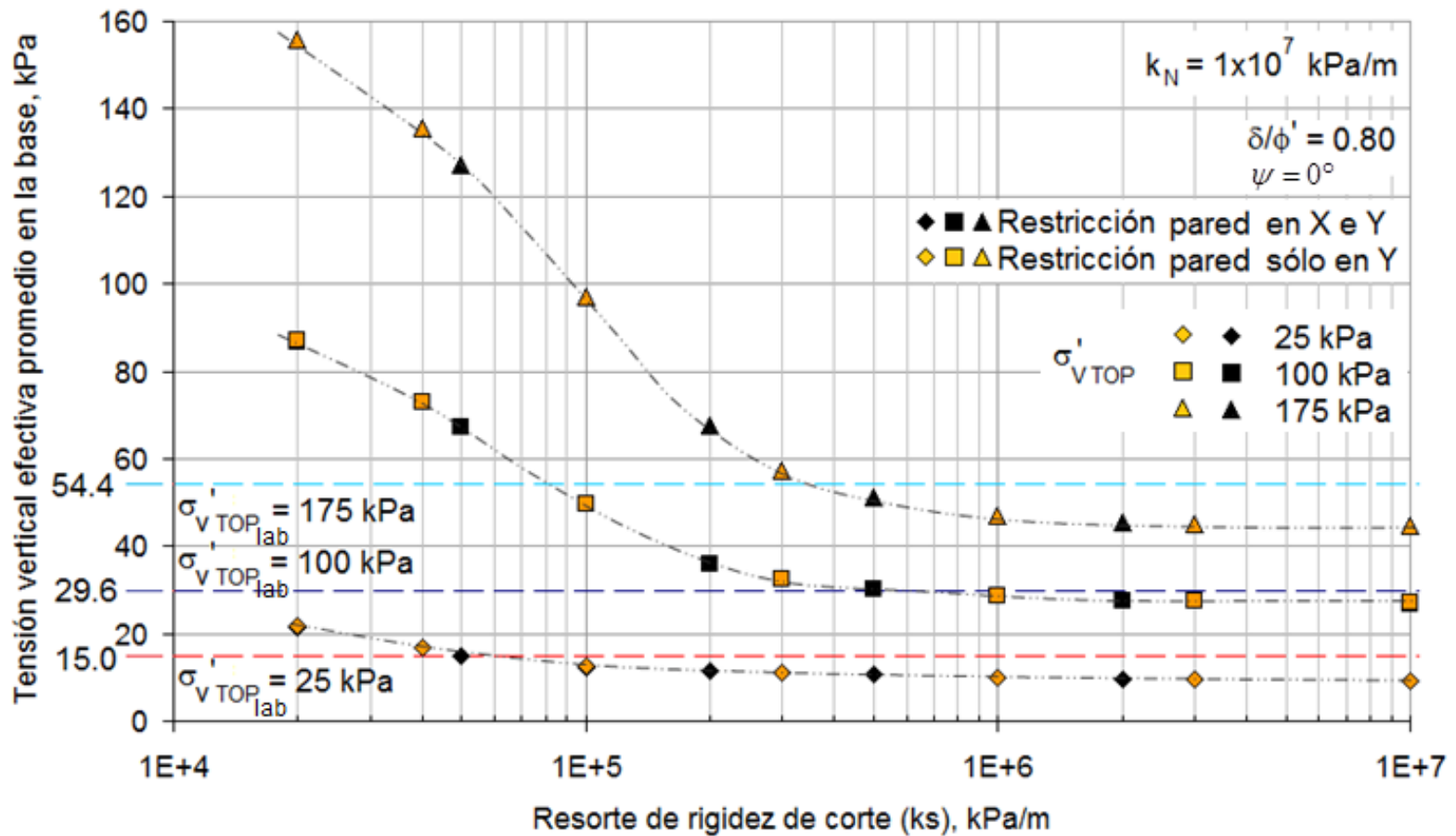


Figura 9.6. Sensibilidad en FLAC del resorte de rigidez de corte de la interfaz,  $k_s$ . Comparación entre pared de permeámetro con restricción de movimiento en X e Y, y restricción de movimiento sólo en Y. Material de Transición, Modelo 1.

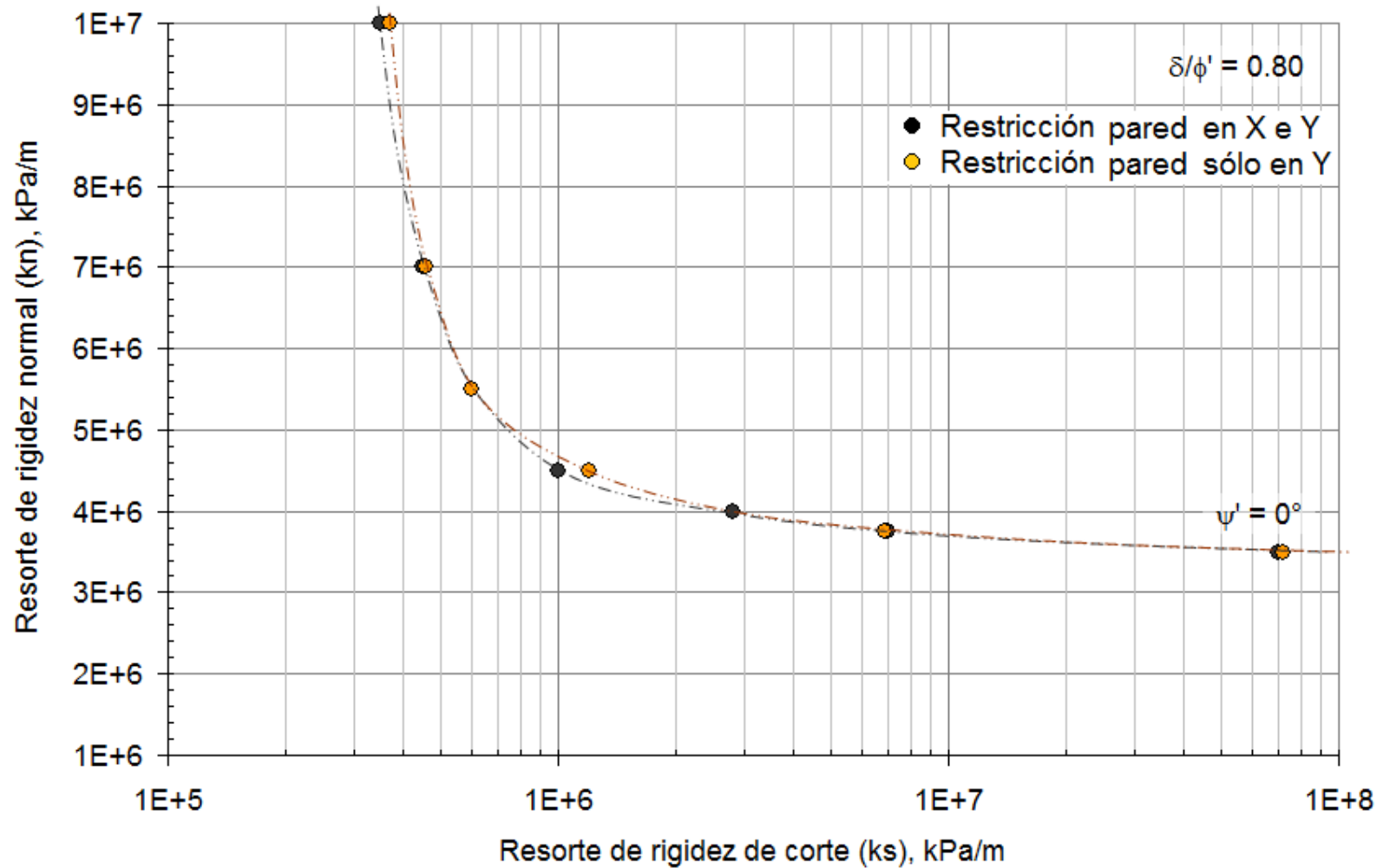


Figura 9.7. Comparación de los valores deducidos del análisis de sensibilidad para  $\delta/\phi' = 0.8$  efectuados en FLAC para pared de permeámetro con restricción de movimiento en X e Y, y restricción de movimiento sólo en Y. Material de Transición, Modelo 1.

### 9.1.2.2. Flujo preferencial en pared del permeámetro

Una de las interrogantes que surgen cuando se interpreta lo que ocurre dentro del permeámetro durante la etapa de carga variable es si el flujo viaja a través de la probeta de forma homogénea o si existe un canal preferencial en la discontinuidad, esto es, en el contacto del suelo con el manto del cilindro que lo contiene.

Este aspecto se implementa en el Modelo 1 de la siguiente forma: se especifica la columna de elementos que pertenece a la matriz porosa y que se encuentra en la vecindad de la interfaz, con las mismas propiedades que el resto del suelo pero con una permeabilidad mayor que la de los horizontes respectivos, tomándose mayor a la del Horizonte 6 – 7 (la máxima medida en el sistema, ver tabla 5.6). De esta forma se simula un flujo preferencial localizado que podría provocar la disminución de esfuerzos que se generen en el resto del diámetro, permitiendo así una cercanía a los esfuerzos promedios obtenidos en laboratorio.

Los resultados se muestran en la figura 9.8, los que se comparan con los obtenidos en el capítulo 8 en la Figura 9.9. Los parámetros de la interfaz aquí utilizados son los siguientes:

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 4.5 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 1.0 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 0.8$
- Ángulo de Dilatancia de la Interfaz:  $\psi = 0^\circ$

El valor de la permeabilidad utilizado en la columna definida es igual a 1 cm/s.

Como es posible apreciar los esfuerzos efectivos verticales calculados en la base se alejan del resultado de la solución inicial propuesta, divergiendo aún más de los valores experimentales. No obstante, y como se postuló en un principio, los esfuerzos disminuyen casi en la totalidad de la probeta (ver figura anterior). Esto, debido a que el flujo preferencial impide que las fuerzas de flujo actúen homogéneamente en todo el diámetro de la probeta.

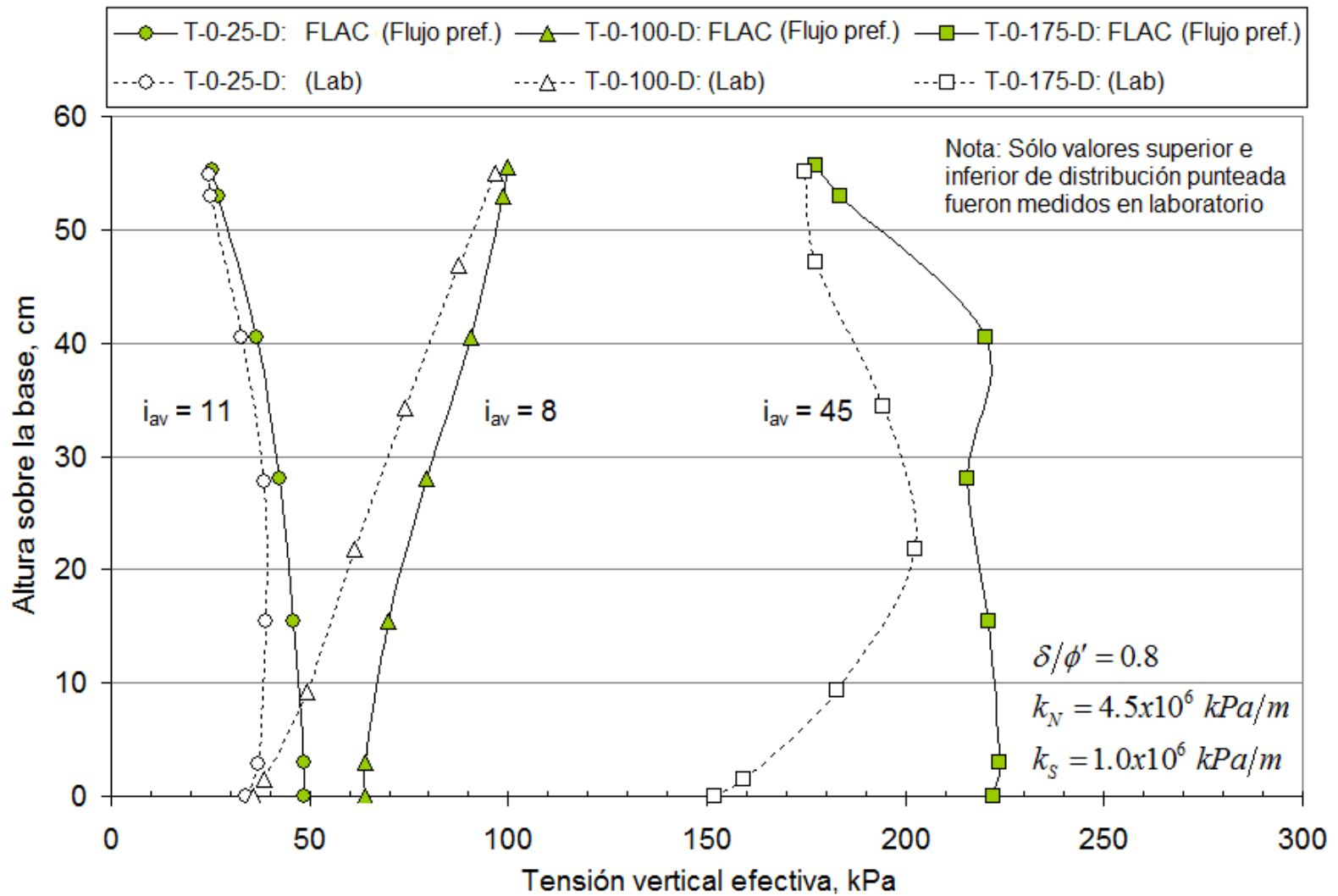


Figura 9.8. Distribución de esfuerzos efectivos verticales en FLAC cuando se define una columna permeable en la interfaz, Material de Transición, Modelo 1

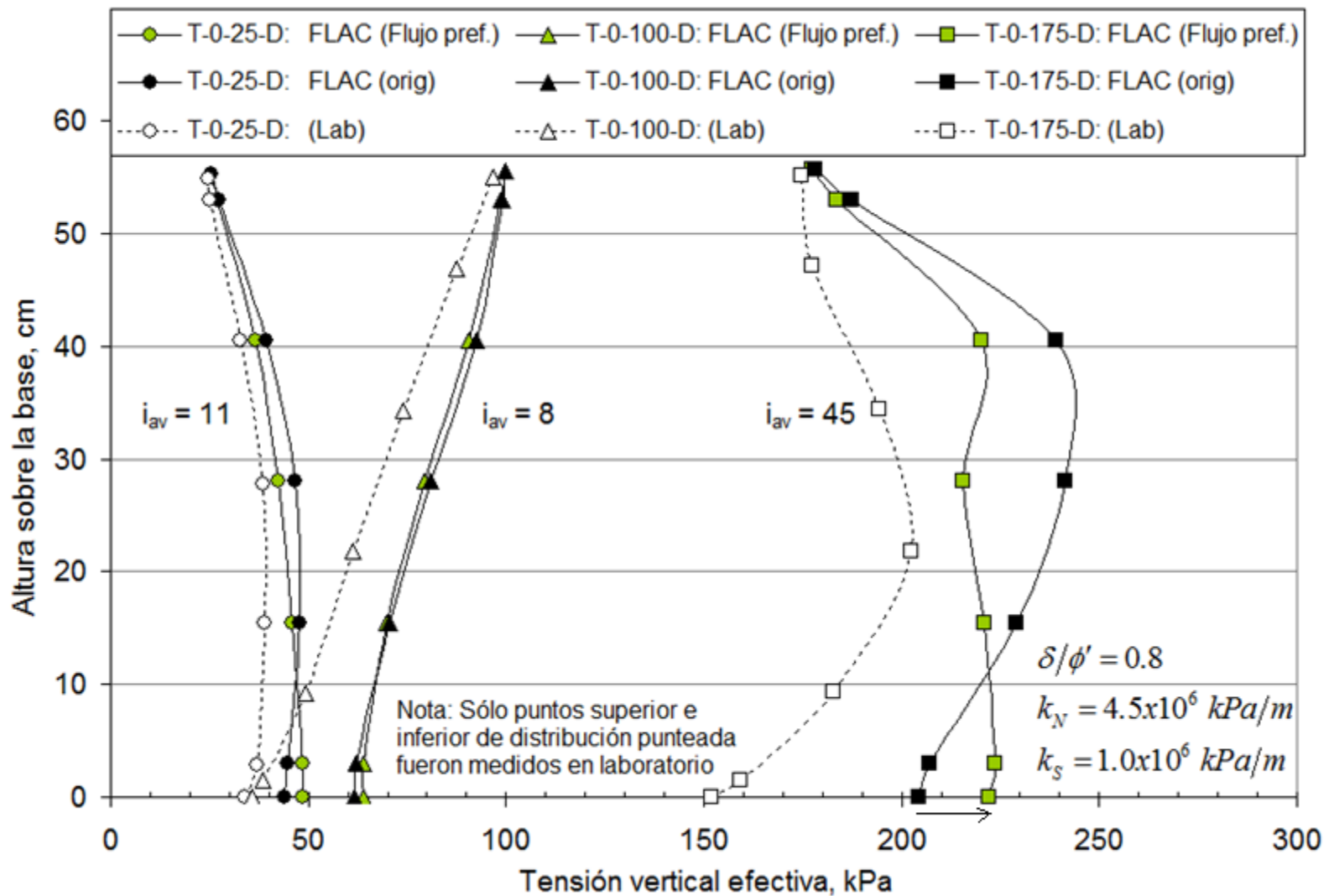
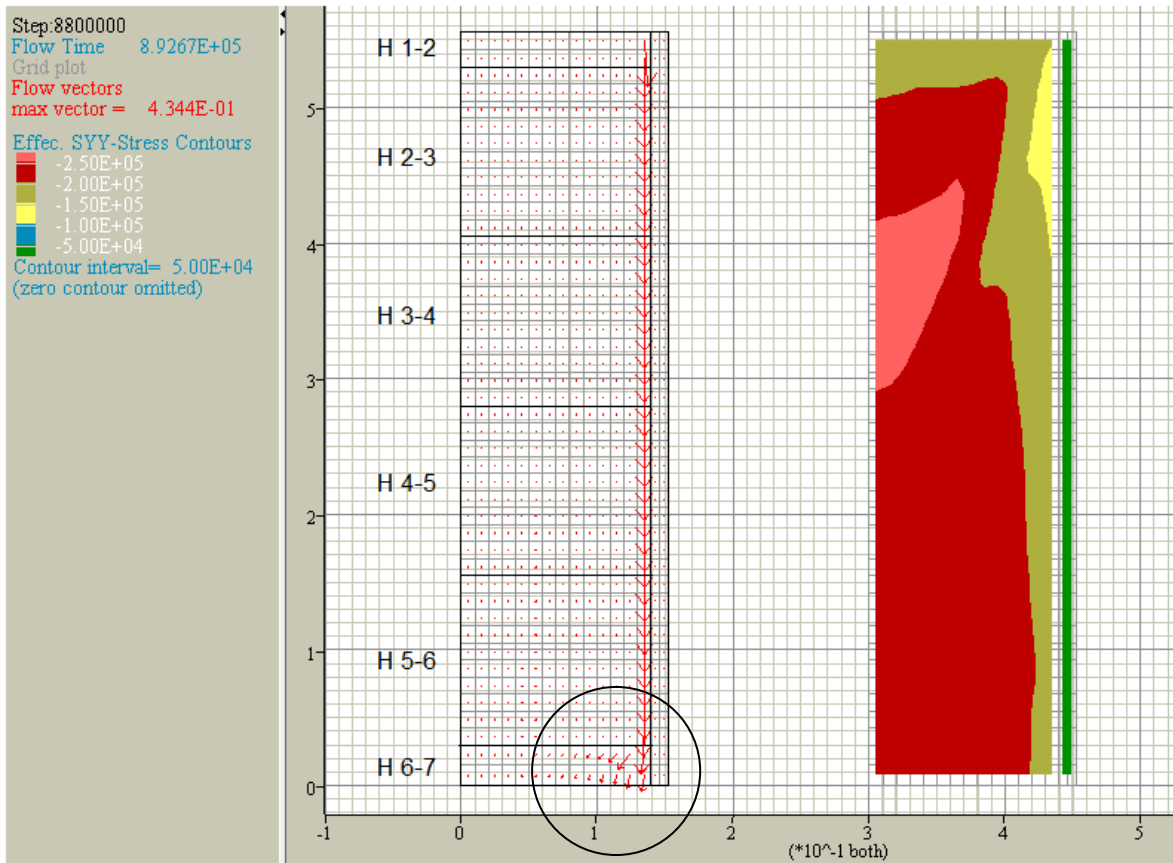


Figura 9.9. Comparación entre una situación con columna permeable en la interfaz y el modelo original, Material de Transición, Modelo 1

El hecho que la columna contigua a la interfaz tenga un valor de permeabilidad sólo un orden de magnitud mayor que la del horizonte inferior de cada probeta, provoca que el flujo intente penetrar hacia el horizonte 6 – 7, tal como lo muestra la figura 9.10. Con esto los esfuerzos generados en este estrato aumentan respecto de los medidos anteriormente por motivos de la altura total de presión que el horizonte percibe.

Finalmente, se puede decir que esta solución no es adecuada para conseguir el objetivo.



**Figura 9.10. Flujo a través de la columna permeable, probeta T-0-175-D, Modelo 1**

### 9.1.2.3. Abrazaderas perimetrales

Como se mencionó anteriormente en el capítulo 5, el permeámetro en el laboratorio fue asegurado con 3 abrazaderas dispuestas en los cuartos de la probeta para evitar el “abarrilamiento” producto de los esfuerzos horizontales que se pudiesen generar durante los ensayos. Se considera como configuración inicial la del modelo que contempla las dos



columnas que conforman el permeámetro con restricciones en ambos sentidos, horizontal y vertical.

Como las probetas de Transición fueron modeladas con 44 elementos en la vertical, la única forma de mantener una condición de nulos desplazamientos en las tres alturas (correspondientes a las filas de nodos 13, 23 y 33) es restringiendo el movimiento manualmente en los elementos que se encuentran bajo y sobre el punto de aplicación, en el lado izquierdo de la interfaz, en contacto con el suelo. Es decir, si la interfaz quedó definida mediante la asignación *null* de la columna de elementos  $i = 15$ , las restricciones serán:

*fix x i 15 j 12 14*

*fix x i 15 j 22 24*

*fix x i 15 j 32 34*

Los parámetros de la interfaz son nuevamente los que se han utilizado en todas las iteraciones anteriores:

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 4.5 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 1.0 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 0.8$
- Ángulo de Dilatancia de la Interfaz:  $\psi = 0^\circ$

Los resultados se muestran en la Figura 9.11 y un cuadro comparativo en la Figura 9.12.

Se aprecia que esta consideración hace divergir el modelo numérico respecto de los valores de esfuerzos medidos en la base en laboratorio. Justamente, los esfuerzos que han alcanzado la abrazadera superior no logran disiparse ya que la interfaz no trabaja, siendo derivados a profundidades mayores. Como consecuencia, el esfuerzo vertical efectivo en profundidad, a partir del punto de la abrazadera 3, aumenta considerablemente alcanzando valores en la base muy por encima de los determinados hasta este punto. En definitiva, esta solución no es adecuada como modelo.

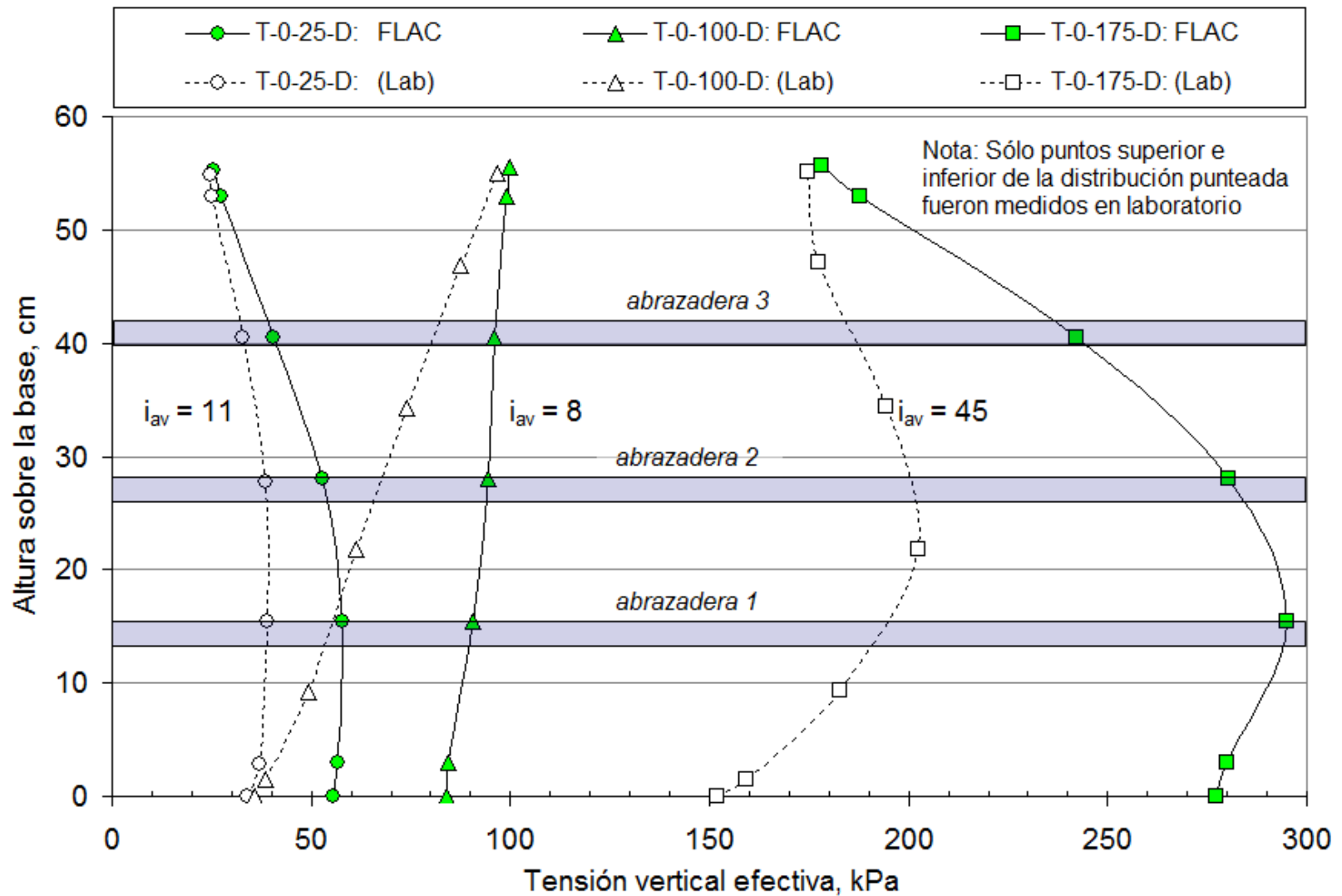


Figura 9.11. Resultados de esfuerzos efectivos cuando se considera la acción de abrazaderas (restricción horizontal), Material de Transición, Modelo 1

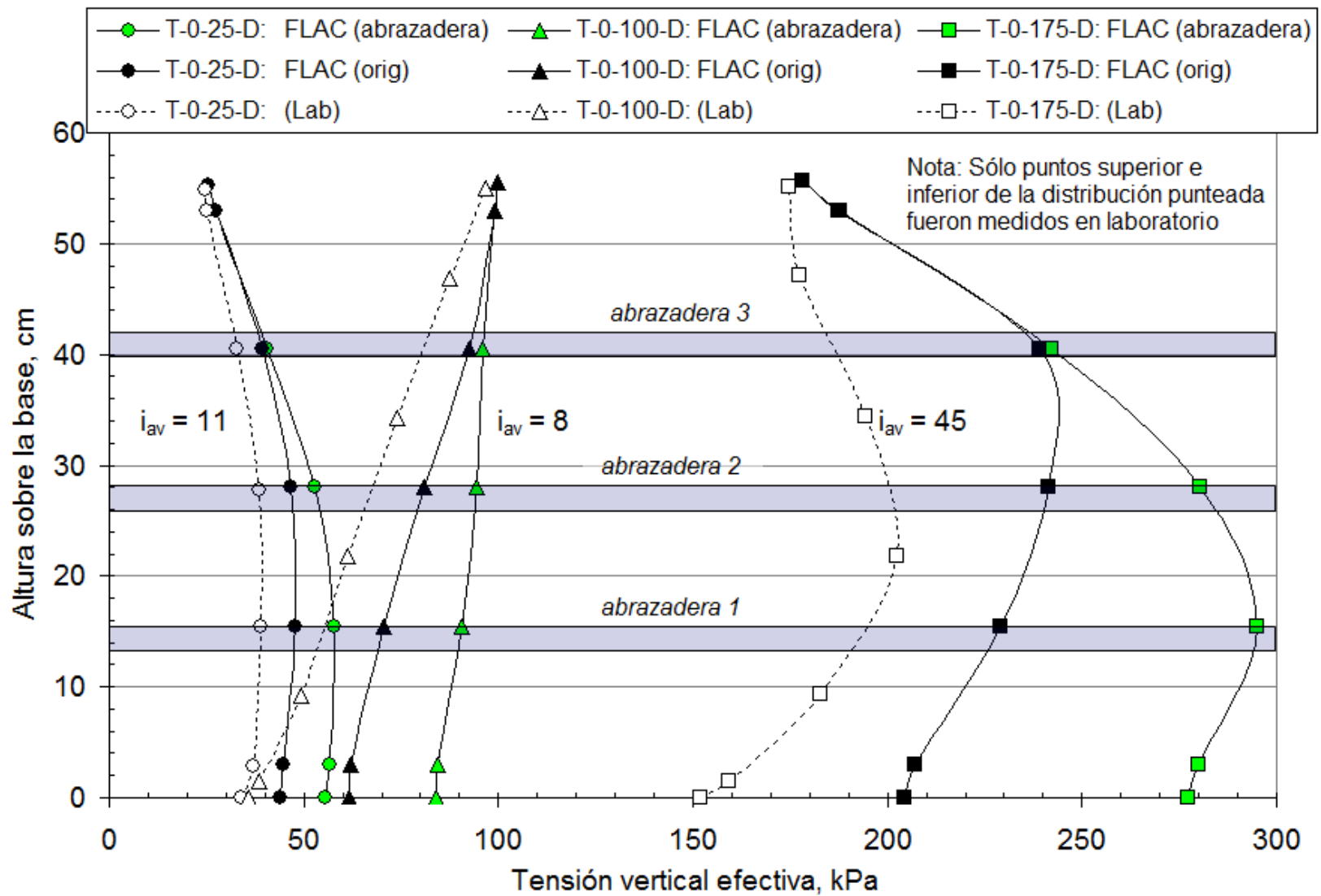


Figura 9.12. Comparación de caso con abrazaderas y sin abrazaderas, Material de Transición, Modelo 1

#### 9.1.2.4. Cadenas de esfuerzos.

En el análisis inicial de resultados, se comentó que la interfaz trabaja y disipa alrededor de un 37% de los esfuerzos que se debieran generar idealmente (ver Figura 8.36), pero no resultó ser suficiente como para disminuir los esfuerzos medidos en la base en laboratorio. Para solucionar el problema de traspaso de esfuerzos en profundidad se incluye, en esta oportunidad y de manera indirecta, la forma de conducir forzosamente los esfuerzos verticales generados durante la etapa de flujo hacia el manto interno del cilindro.

Si se considera que existe un arreglo de partículas que se encuentran “atascadas” a una o varias alturas del contacto en la probeta debido a un punzonamiento leve en el material de acrílico o, simplemente, debido a una trabazón mecánica, se estima que las cadenas de esfuerzos dentro del material tendrán una dirección de descarga preferente hacia la pared del permeámetro y no hacia la base, mejorando la condición de esfuerzos verticales a las que se desea llegar. Entonces, la forma de reproducir esto en el Modelo 1 será asignando a alguna zona, perteneciente a la columna de suelo contigua a la interfaz, una condición de desplazamiento nulo en la dirección vertical, dejando el movimiento horizontal libre como se ha hecho previamente (ya se vio en el acápite 9.1.2.3 que una restricción horizontal empeora la condición de esfuerzos verticales en la base). De acuerdo a esto, se analizará lo siguiente:

- Restricción del movimiento vertical a una altura arbitraria
- Combinaciones de restricciones

Se han elegido 3 alturas, correspondientes a los cuartos de la probeta. Las zonas escogidas de forma aleatoria con restricción vertical en los horizontes 2-3, 3-4 y 4-5 son analizadas inicialmente de manera independiente y, luego, mediante combinaciones entre ellas. Las instrucciones en FLAC para cada caso son:

*fix y i 14 15 j 13 14*

*fix y i 14 15 j 23 24*

*fix y i 14 15 j 33 34*

Los parámetros de la interfaz son los que se han utilizado anteriormente, es decir:

- Rigidez Normal de la Interfaz:  $k_N = 4.5 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Rigidez de Corte de la Interfaz:  $k_S = 1.0 \times 10^6 \text{ kPa/m}$
- Ángulo de Fricción de la Interfaz:  $\delta/\phi' = 0.8$
- Ángulo de Dilatación de la Interfaz:  $\psi = 0^\circ$

Los resultados en cada instancia se muestran en las Figuras 9.13 a 9.19.

Como es posible apreciar, esta solución permite alcanzar los resultados de laboratorio. Esto sugiere que las cadenas de esfuerzos generadas durante la consolidación tienen una principal componente en la parte superior de la probeta que se atribuye a un efecto localizado de importante constricción, mayor a la que se produce en la parte inferior. Con estos antecedentes e inspeccionando los horizontes a los cuales todas las probetas exhiben la inestabilidad interna (ver figura 6.16), un 67% de las probetas tanto del suelo de Transición como del suelo del Núcleo, sufrieron migración de partículas en los horizontes inferiores,  $H_{45}$  ó  $H_{56}$ , pudiendo ser, para probetas de gran tamaño, los sectores que a priori pueden ser denominados como potencialmente susceptibles.

Finalmente, se puede decir que las restricciones consideradas en la figura 9.16 permiten la disipación de los esfuerzos que el modelo 1 requiere para alcanzar los resultados de laboratorio. No obstante, esta solución aleatoria (ubicación arbitraria de restricciones verticales en el material ensayado), corresponde a una alternativa indirecta de análisis que no necesariamente es la indicada cuando se desea modelar los resultados obtenidos en el laboratorio de UBC.

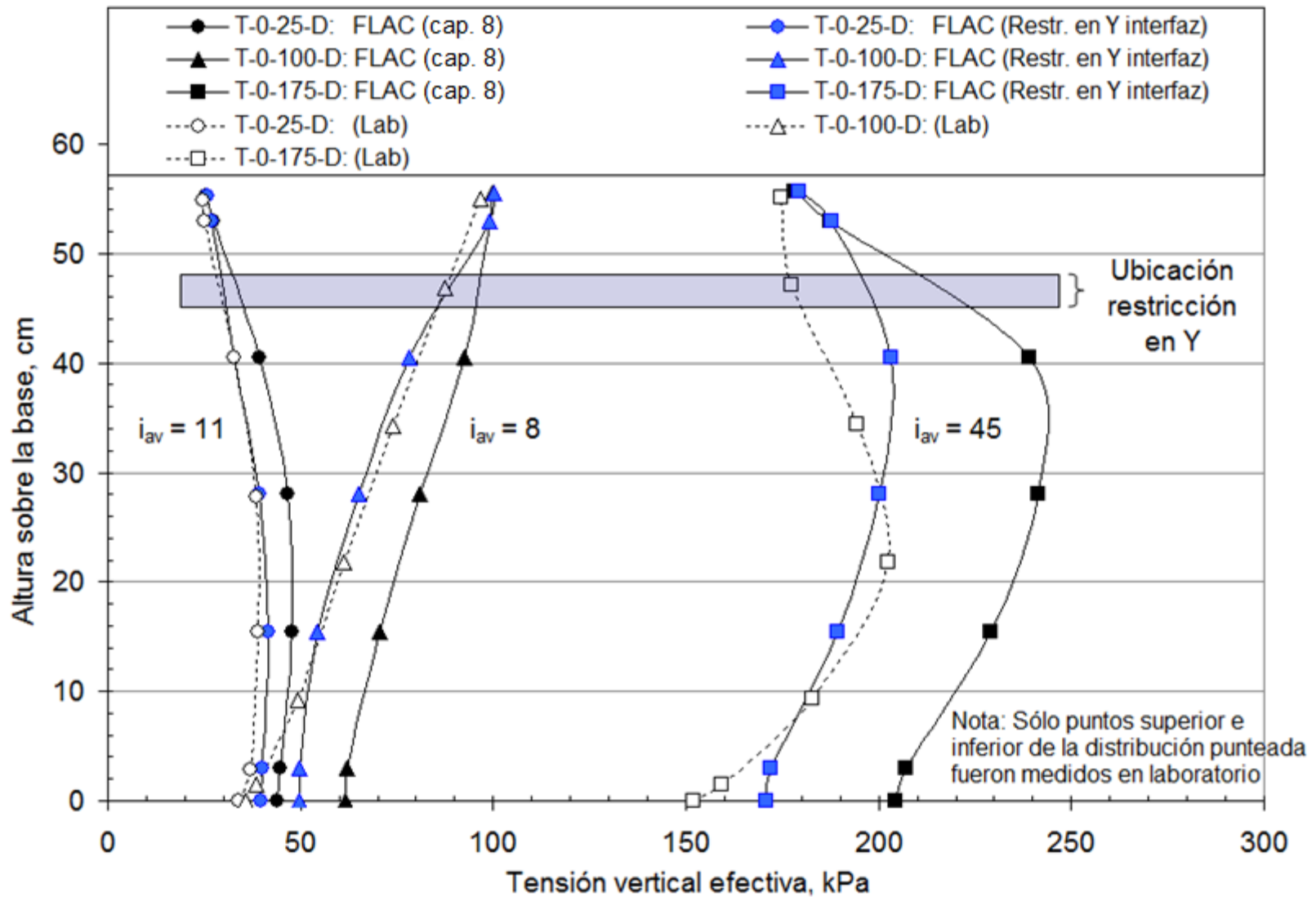


Figura 9.13. Comparación entre restricción vertical en horizonte 2 – 3 y los resultados del modelo 1 del capítulo 8

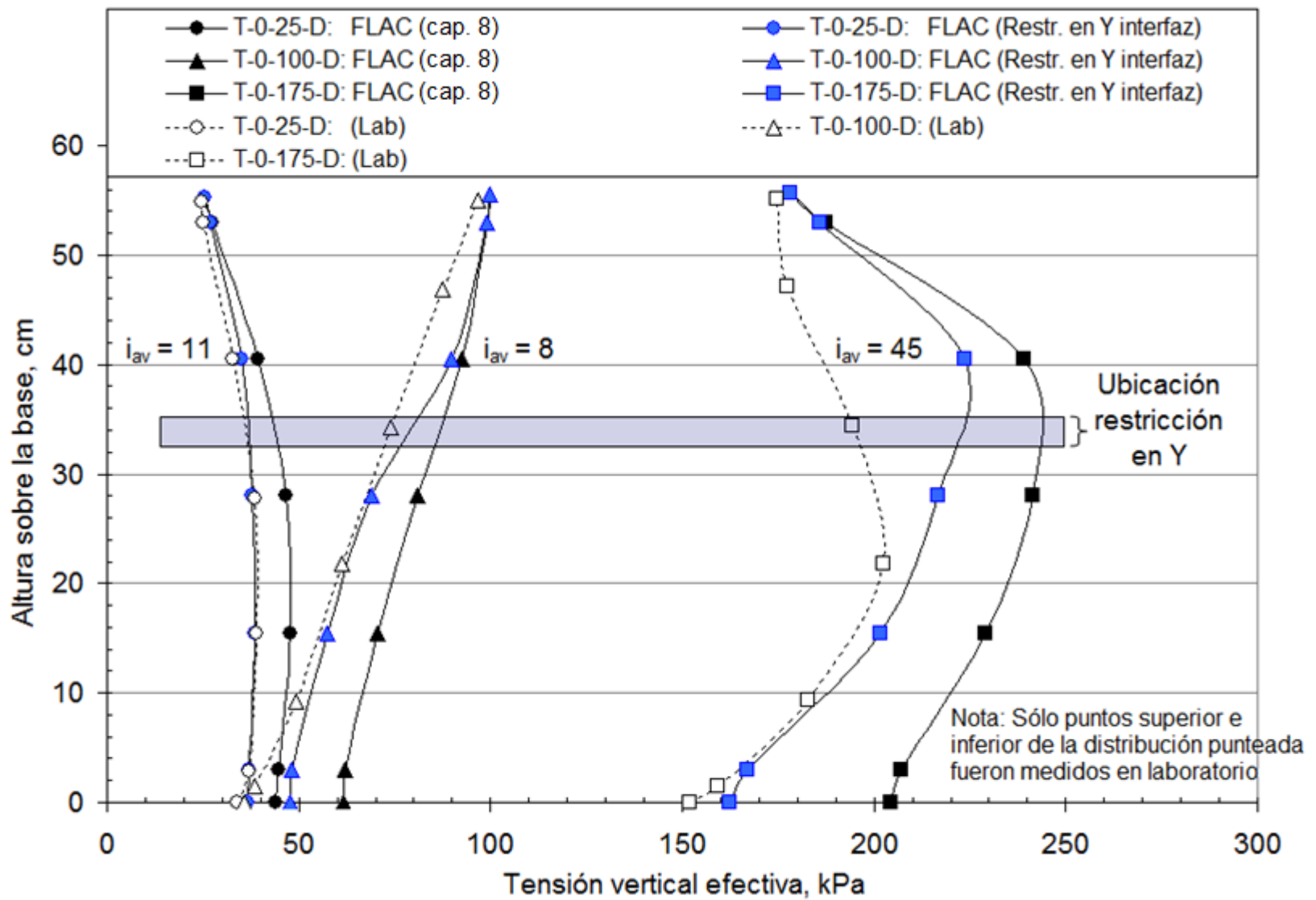


Figura 9.14. Comparación entre restricción vertical en horizonte 3 – 4 y los resultados del modelo 1 del capítulo 8.

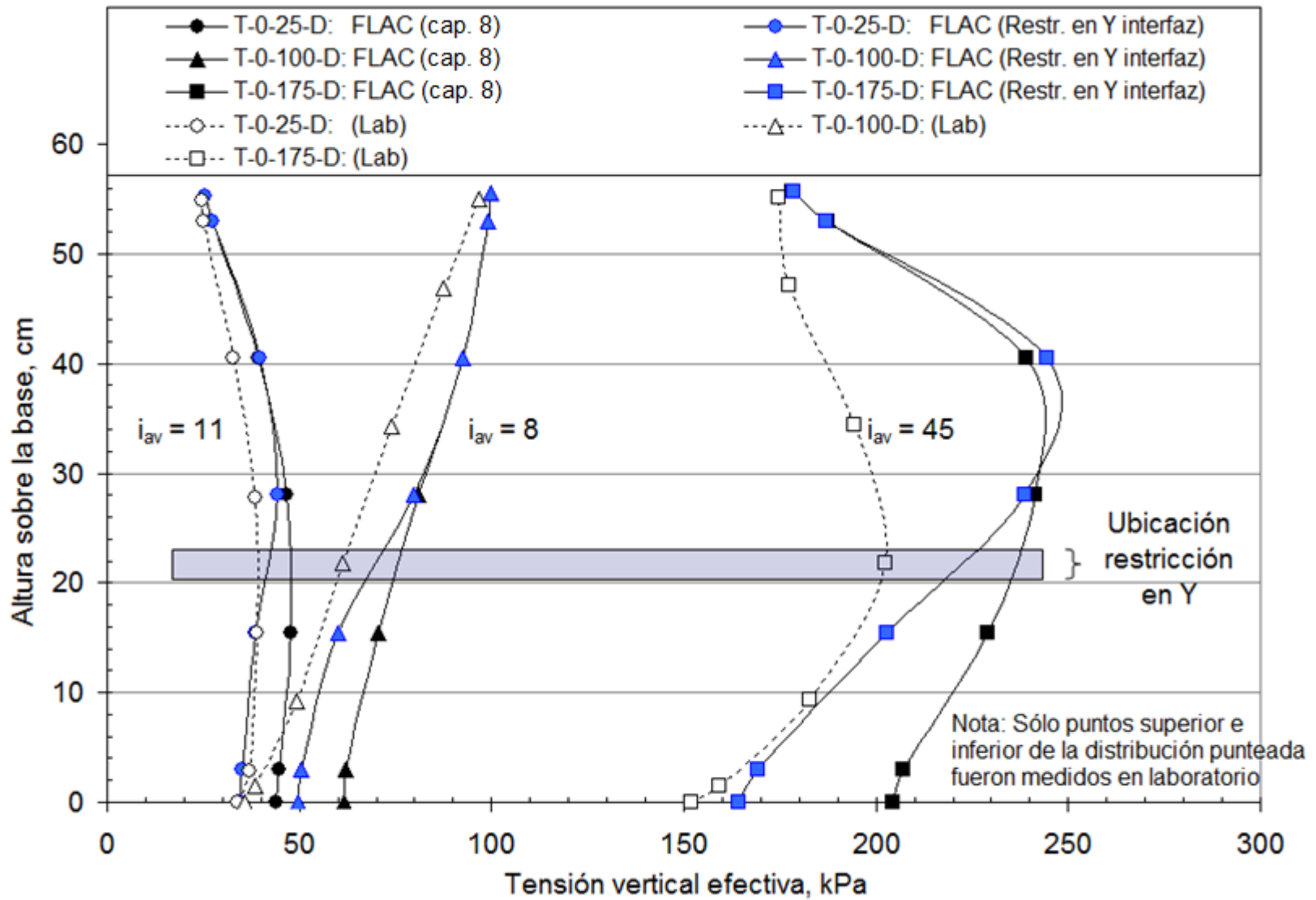


Figura 9.15. Comparación entre restricción vertical en horizonte 4 – 5 y los resultados del modelo 1 del capítulo 8



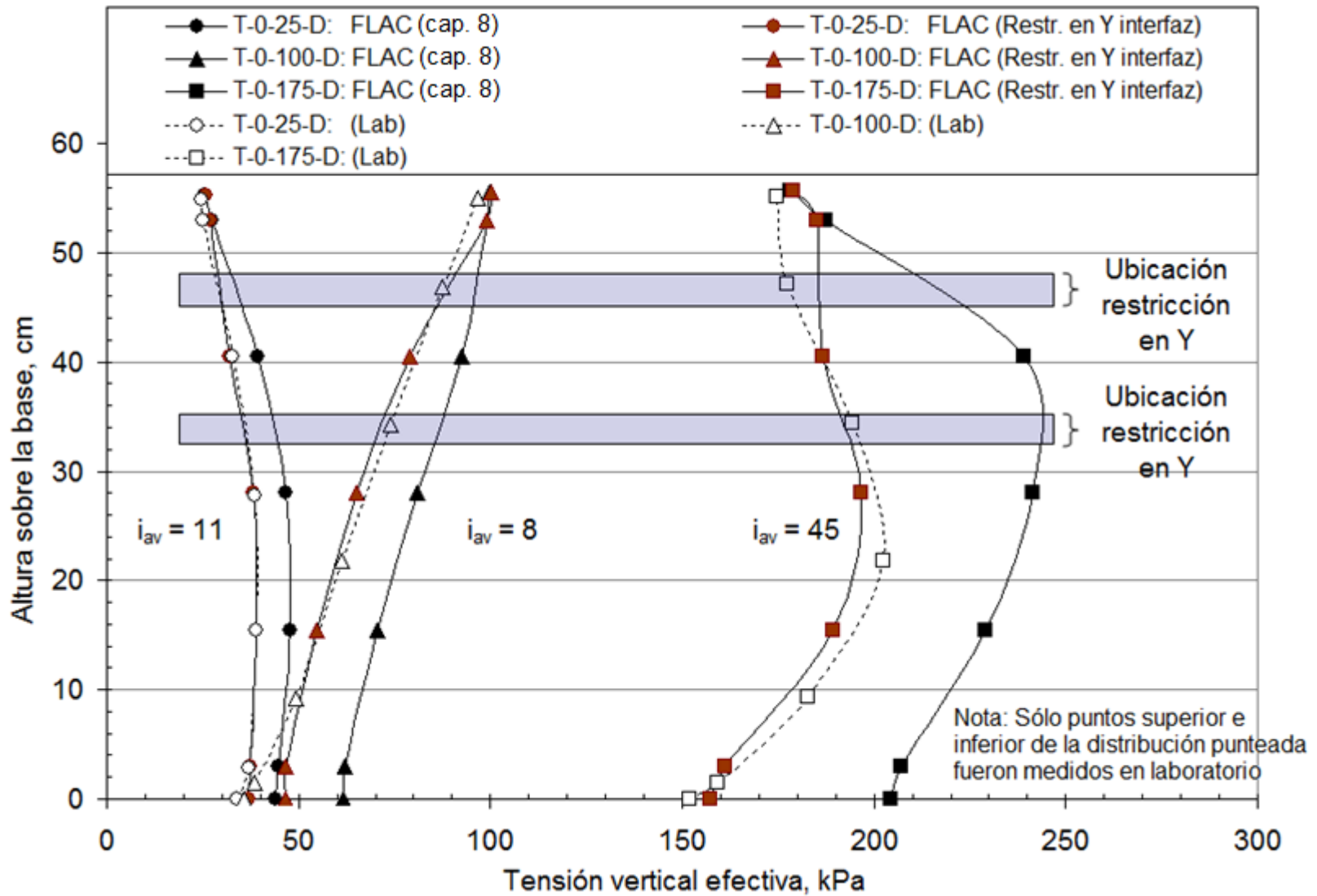


Figura 9.16. Comparación entre restricciones en horizontes superiores y los resultados del modelo 1 del capítulo 8

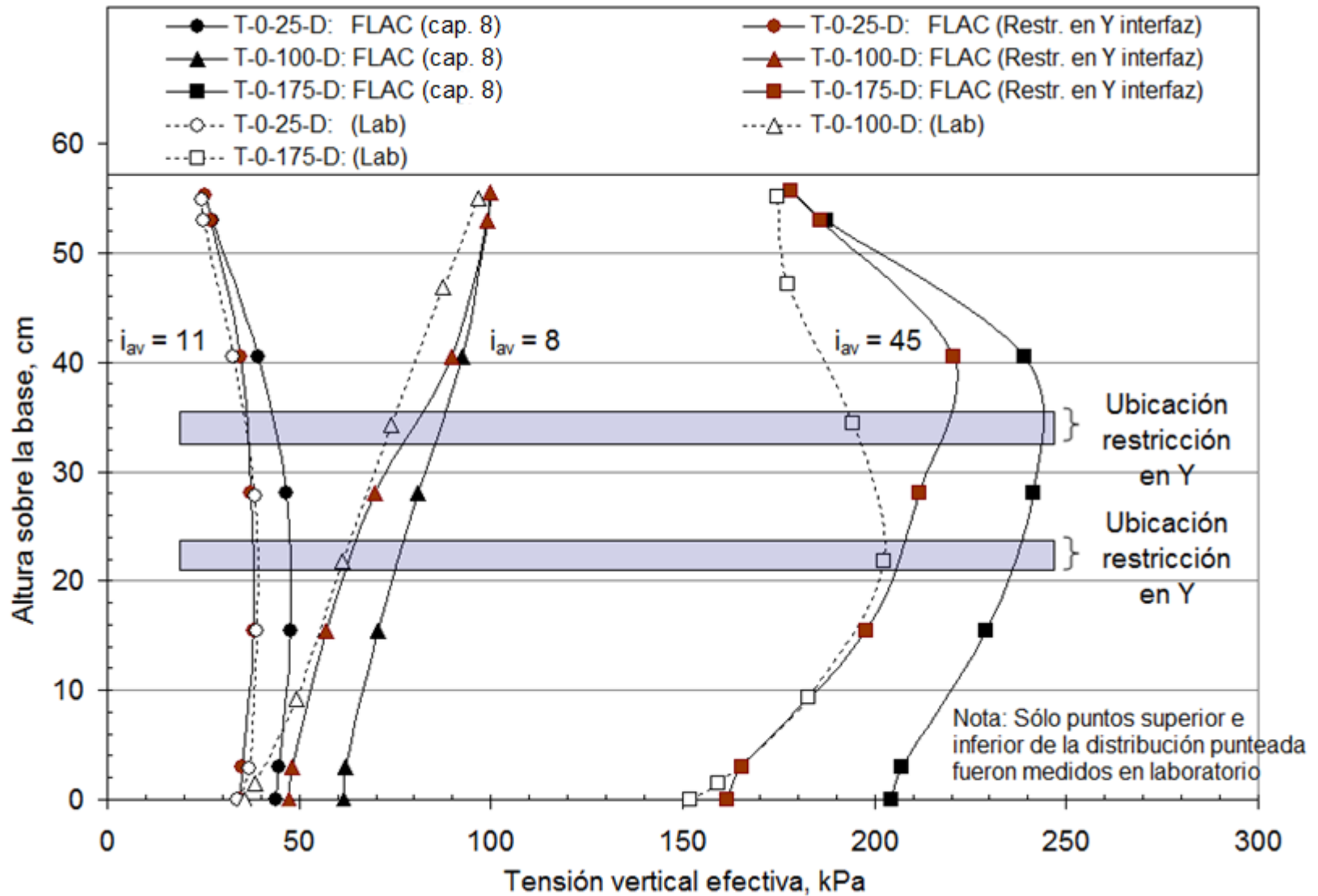


Figura 9.17. Comparación entre restricciones en horizontes inferiores y los resultados del modelo 1 del capítulo 8

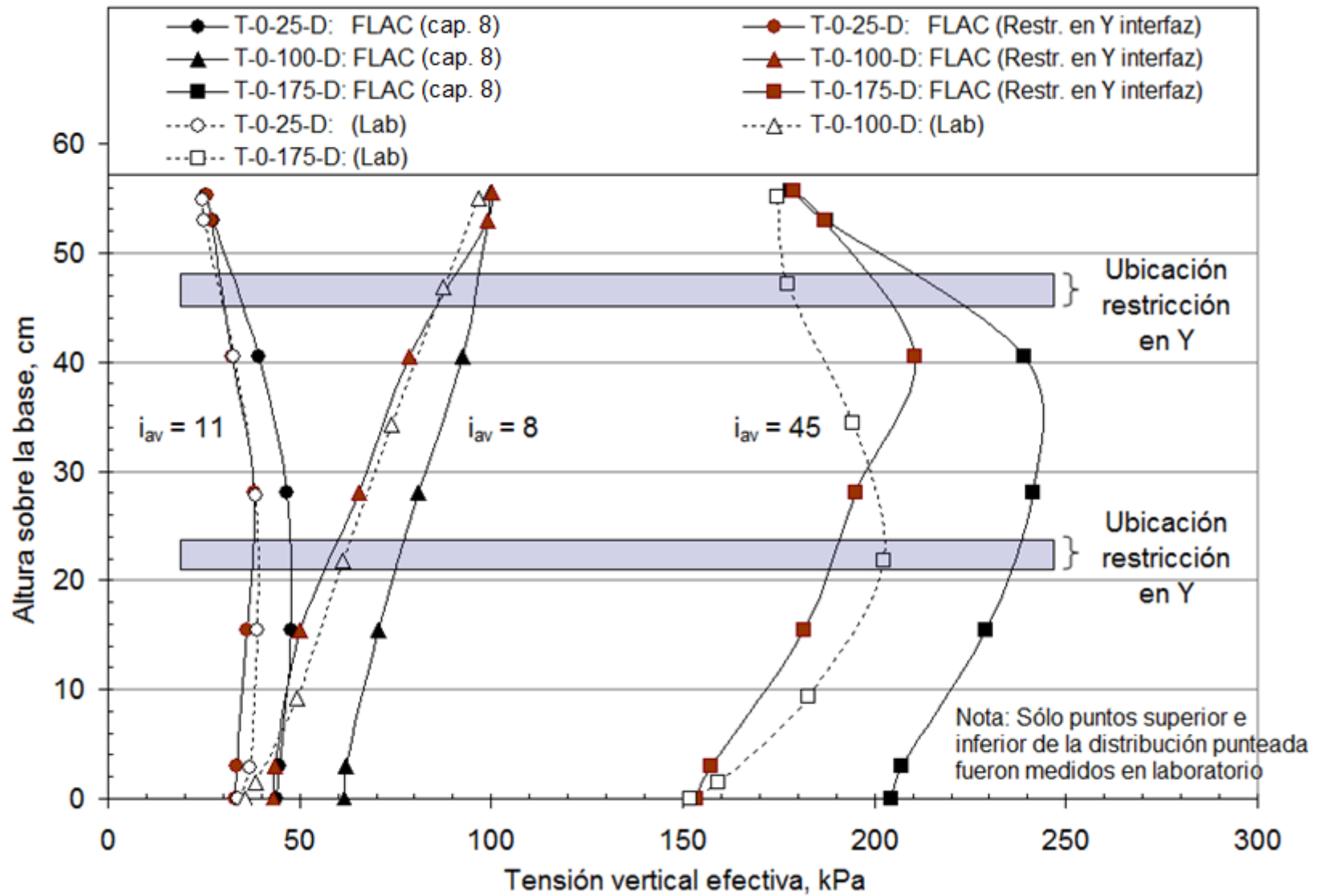


Figura 9.18. Comparación entre restricciones en horizontes superior e inferior y los resultados del modelo 1 del capítulo 8

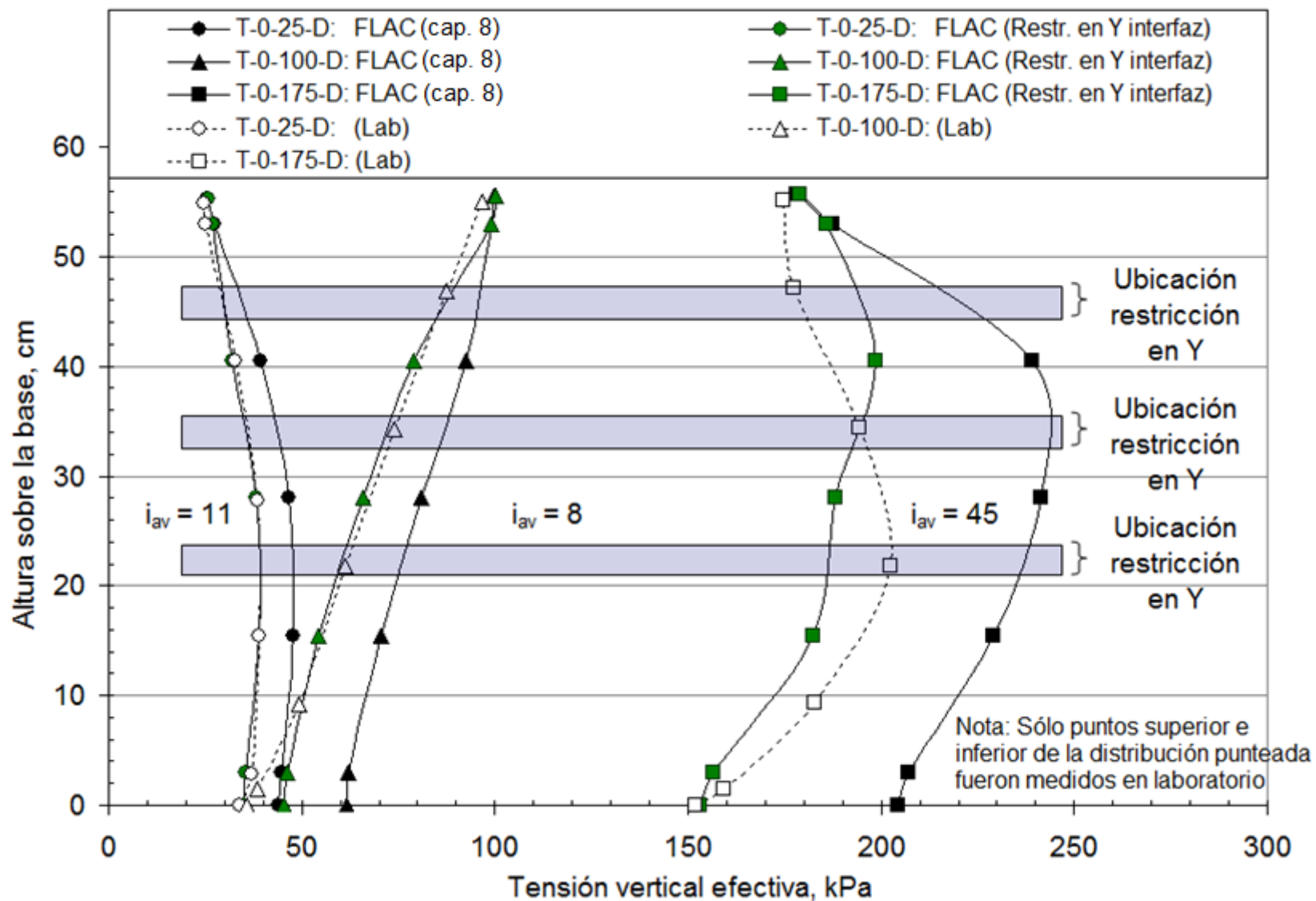


Figura 9.19. Comparación entre todas las restricciones consideradas en el modelo y los resultados del modelo 1 del capítulo 8

## 9.2. Modelo 2

Se estima que la solución numérica definida por este modelo es la adecuada para representar los mecanismos que se generan en las etapas de sollicitación y de flujo de los ensayos efectuados en laboratorio. Los aspectos que tiene este modelo son los siguientes:

- Pared del permeámetro completamente arriostrada
- Aplicación de sollicitación en la placa superior mediante deformación controlada

Como fue posible apreciar en los resultados presentados en las Figuras 8.69 a 8.105, la cercanía de los esfuerzos efectivos verticales medidos en la base de las probetas en FLAC, si bien no es la exacta, se considera adecuada para establecer las trayectorias en el plano esfuerzo vertical efectivo – gradiente hidráulico local, tanto para los ensayos de flujo descendente (Material de Transición sin contenido de finos), como para los ensayos de flujo ascendente (Material de Núcleo con 30% de finos).

A continuación se efectúa el análisis por tipo de material.

### 9.2.1. Material de Transición, T-0

Los valores obtenidos en la base en este modelo numérico presentan pequeñas divergencias en cada uno de los mecanismos antes mencionados. Cuantitativamente, estas diferencias porcentuales son presentadas en la Tabla 9.1.

Es posible apreciar que las diferencias porcentuales al inicio del ensayo, punto para el cual se consideró la calibración de los parámetros elásticos, son bastante cercanas cuando la carga vertical en superficie es de 100 y 175 kPa, y menores a 7.7%. Es necesario recordar que el estado de calibración se mantuvo para un Módulo de Poisson mínimo e igual a 0.2. En caso de haber continuado disminuyendo este parámetro, se hubiera logrado la disminución de la diferencia de la probeta ensayada a 25 kPa. No obstante, las diferencias para las otras dos probetas hubieran aumentado.

**Tabla 9.1. Material de Transición sin contenido de finos (flujo descendente)**

Comparación de Resultados	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)		
	T-0-25-D	T-0-100-D	T-0-175-D
Laboratorio, Final de Solicitación	15.0	29.6	54.5
Modelo 2 FLAC, Final de Solicitación	9.9	29.7	50.2
<b>Diferencia porcentual 1 (%)</b>	<b>34.2</b>	<b>0.2</b>	<b>7.7</b>
Laboratorio, Final Etapa de Flujo	34.0	35.8	152.0
Modelo 2 FLAC, Final Etapa de Flujo	40.1	52.6	173.9
<b>Diferencia porcentual 2 (%)</b>	<b>18.1</b>	<b>46.9</b>	<b>14.4</b>

Además, cuando se comparan los resultados al inicio y final de los ensayos, se puede distinguir que la probeta ensayada a 100 kPa presenta una anomalía en cuanto al incremento de esfuerzo en la base durante el flujo en el laboratorio. Para visualizar de mejor manera este aspecto, se efectúa un análisis simplificado donde se obtiene la diferencia de esfuerzos verticales al final y al principio del ensayo, dividida por el gradiente hidráulico promedio para el cual cada una de las probetas presentó migración de partículas. Estos resultados se presentan en la Tabla 9.2.

La tabla indica que el incremento de esfuerzo vertical efectivo por gradiente hidráulico promedio en la probeta de 100 kPa durante la etapa de flujo es de  $(35.8-29.6)/8=0.8$  kPa, la cual es baja comparada con los incrementos que experimentaron las probetas ensayadas a 25 kPa y 175 kPa, de 1.7 kPa y 2.2 kPa, respectivamente. Entonces, se puede decir que los resultados de este ensayo en laboratorio podrían ser descartados cuando se analicen las trayectorias de esfuerzos durante el ensayo.

Por su parte, el modelo numérico acondicionado presenta un incremento de esfuerzos por gradiente hidráulico aplicado promedio de 2.8 kPa, el cual es consistente en todas las probetas. Esto, debido a que el análisis en FLAC considera resolución lineal de las ecuaciones de movimiento y esfuerzo durante la aplicación del flujo. Finalmente se puede decir que el resultado obtenido es levemente superior al de laboratorio, incremento de esfuerzo vertical promedio que se puede considerar cercano a 2.0 kPa por gradiente hidráulico aplicado.

De lo expuesto en el párrafo anterior se puede indicar que, en flujo descendente, el modelo numérico sobrestima levemente los incrementos de esfuerzos medidos en la placa inferior, fenómeno que se puede fundar en la imposibilidad del modelo de evaluar cambios de permeabilidad en el material o mecanismos distintos al roce del material en contacto como, por

ejemplo, cadenas de esfuerzos que permitan una redistribución tensional adicional hacia la pared interna del permeámetro.

**Tabla 9.2. Incremento de esfuerzos durante el ensayo en Material de Transición, T-0 (flujo ascendente)**

Comparación entre inicio y final de ensayo	Esfuerzo incremental, $\Delta\sigma'_v/i_{prom}$ (kPa)		
	T-0-25-D	T-0-100-D	T-0-175-D
Laboratorio	1.7	0.8	2.2
Modelo 2 FLAC	2.8	2.9	2.7

En las Figuras 9.20 a 9.22, se presentan las trayectorias de esfuerzos deducidas para las probetas ensayadas a 25, 100 y 175 kPa, respectivamente; las trayectorias de los horizontes más susceptibles del material T-0 en la Figura 9.23; la comparación con los resultados de laboratorio de los horizontes críticos en la Figura 9.24; y la evolución de gradientes críticos para cada probeta en la Figura 9.25.

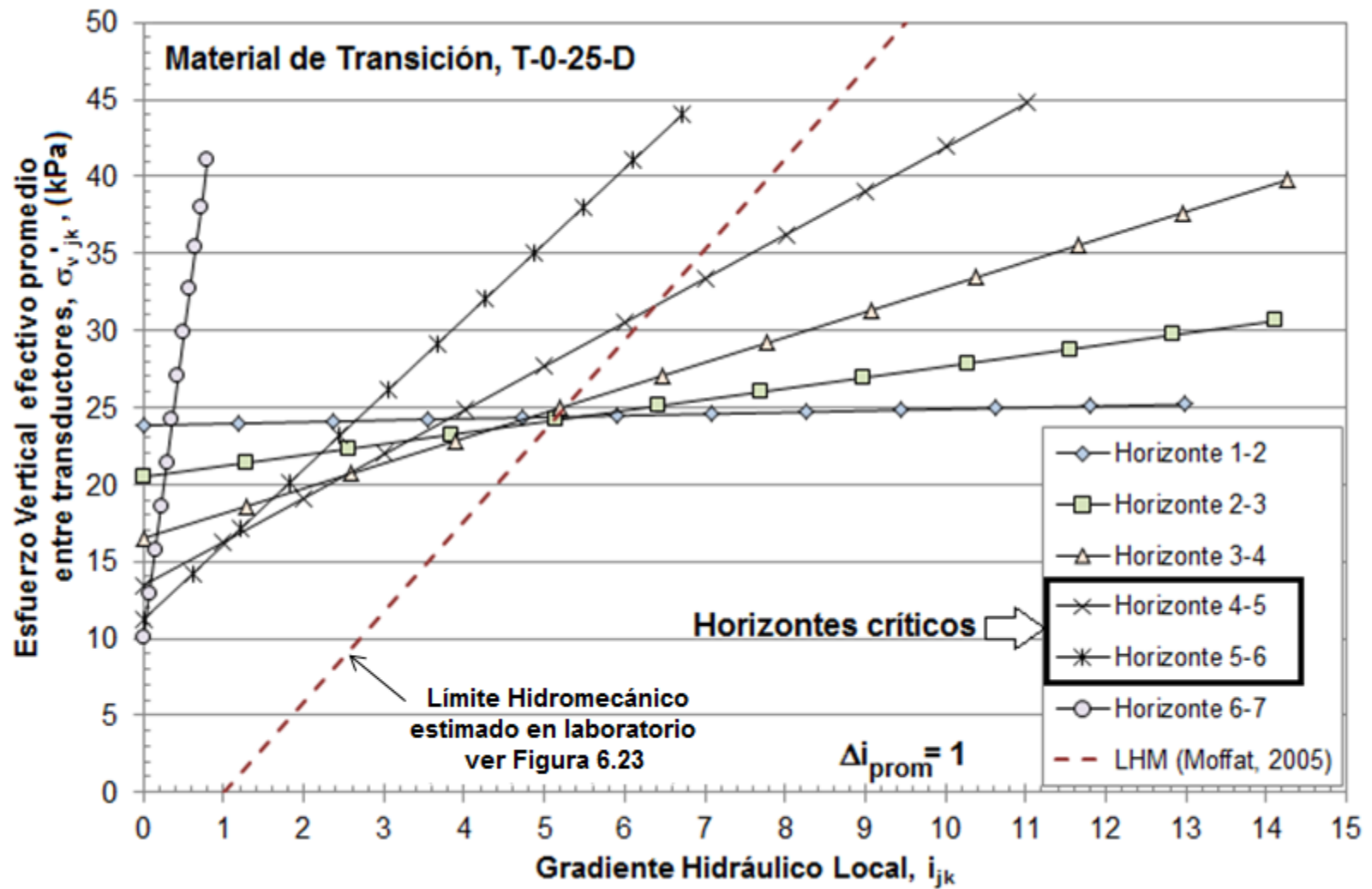


Figura 9.20. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta T-0-25-D



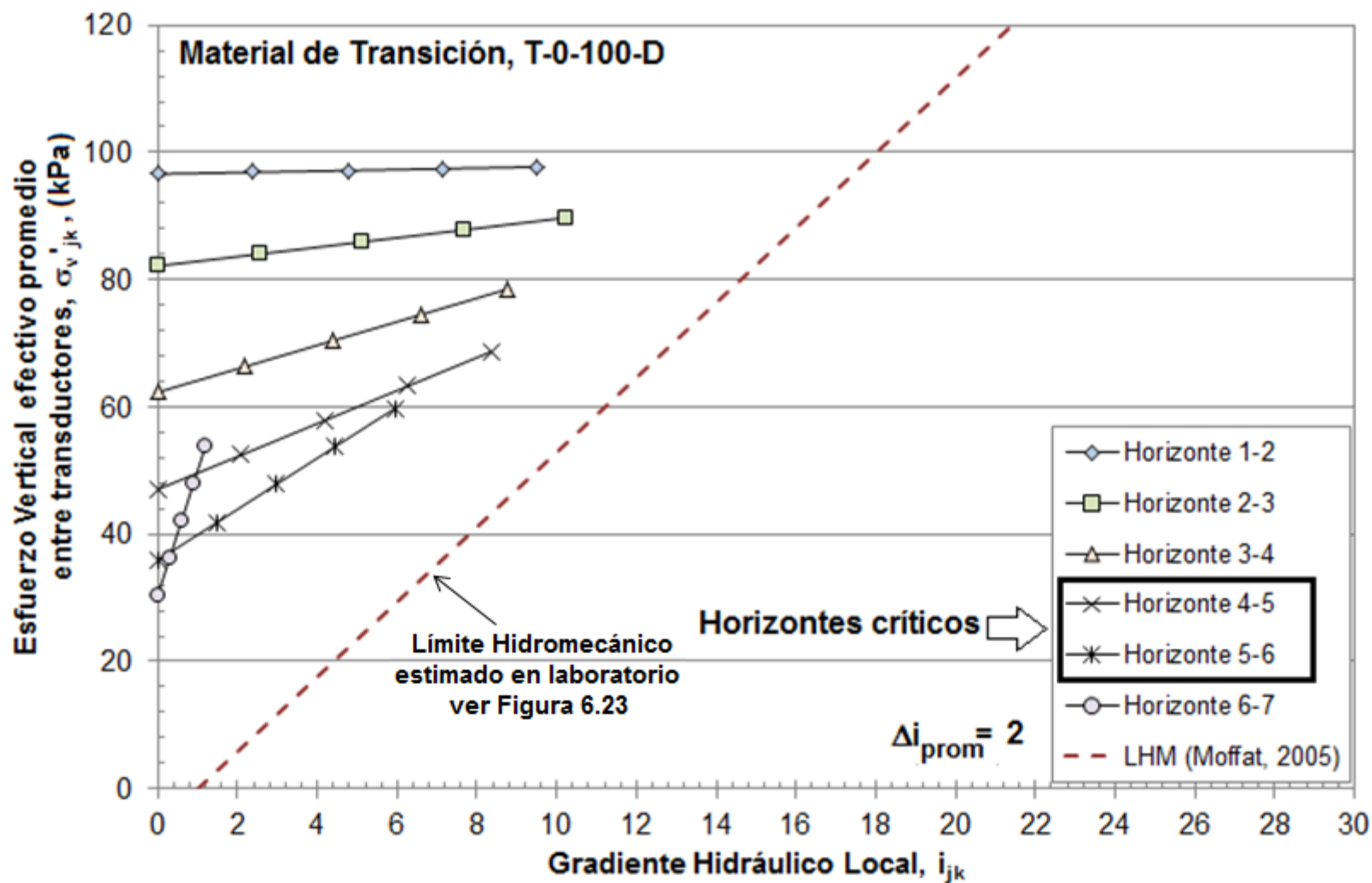


Figura 9.21. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta T-0-100-D

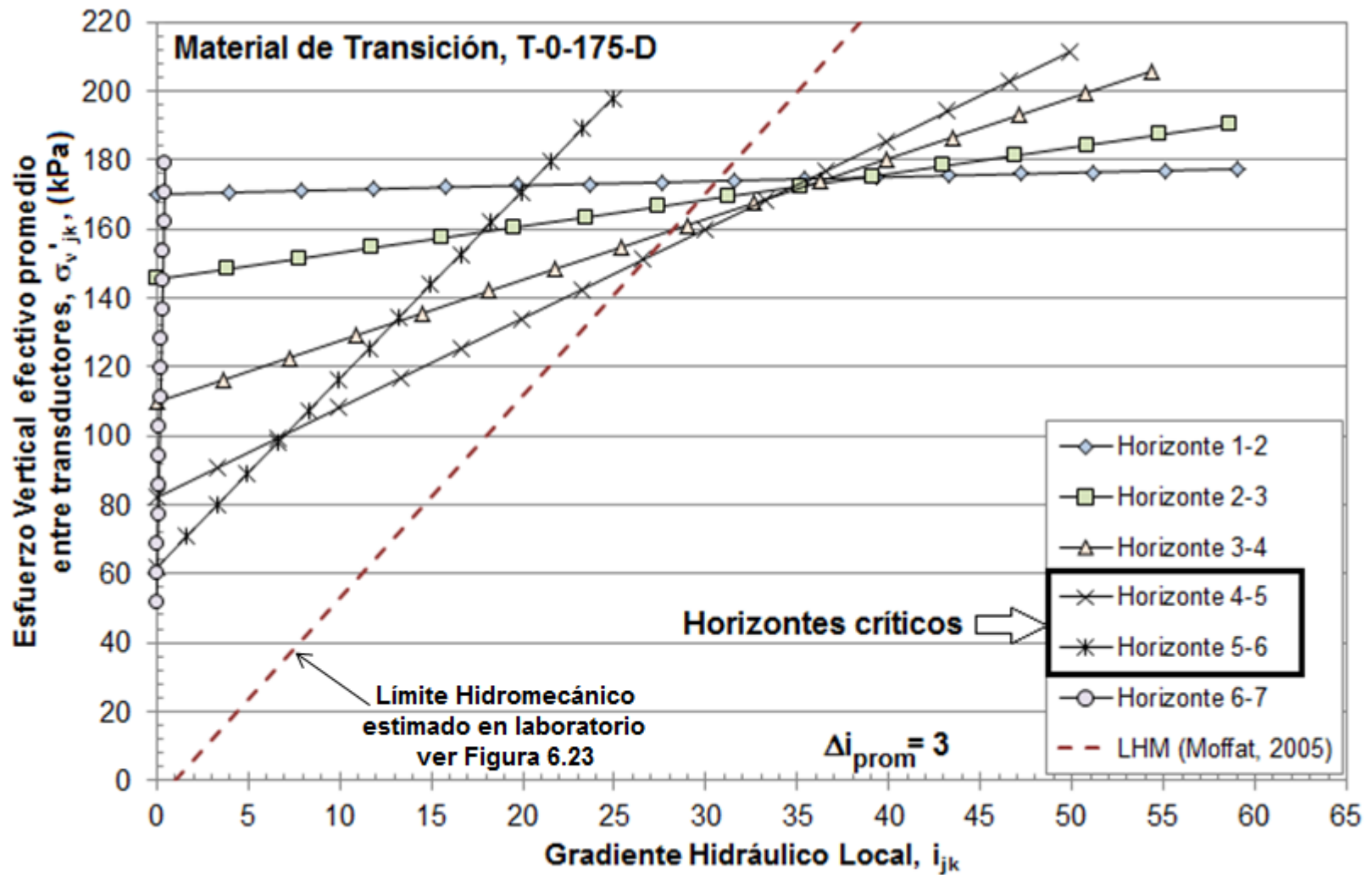


Figura 9.22. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta T-0-175-D

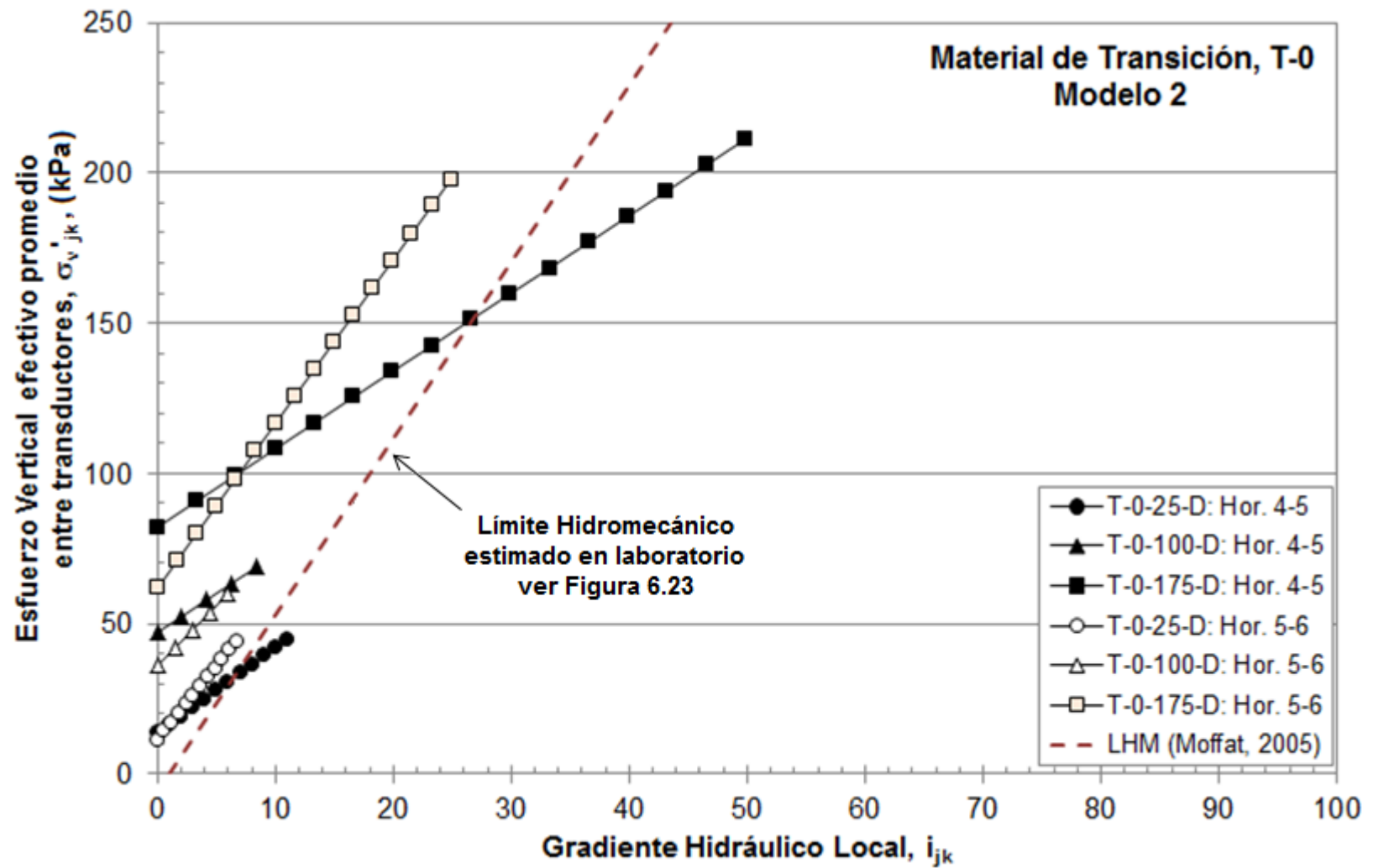


Figura 9.23. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en los horizontes más susceptibles del Modelo 1 (T-0-D)

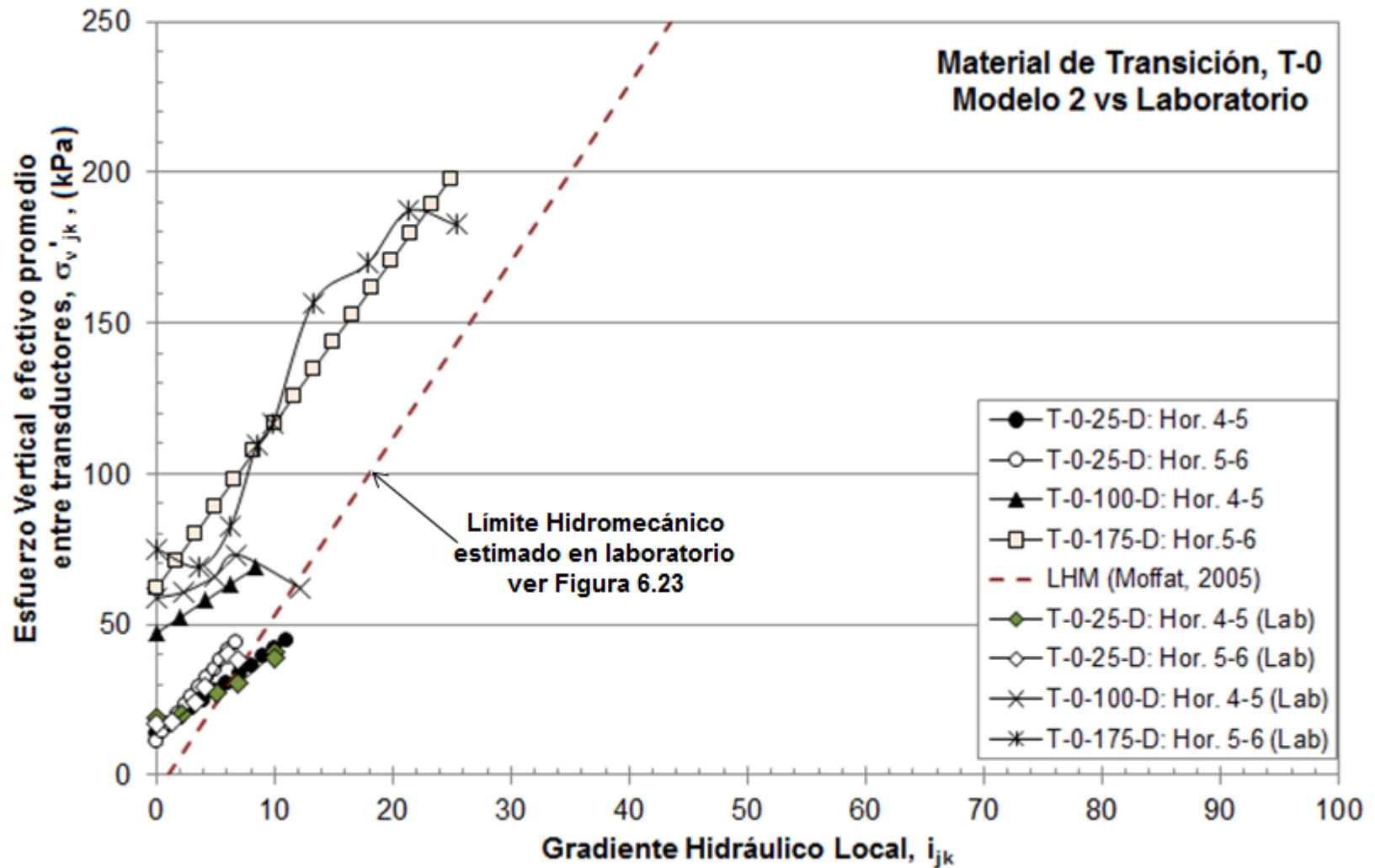


Figura 9.24. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en horizontes críticos, cuadro comparativo entre resultados del Modelo 2 y laboratorio (T-0-D)

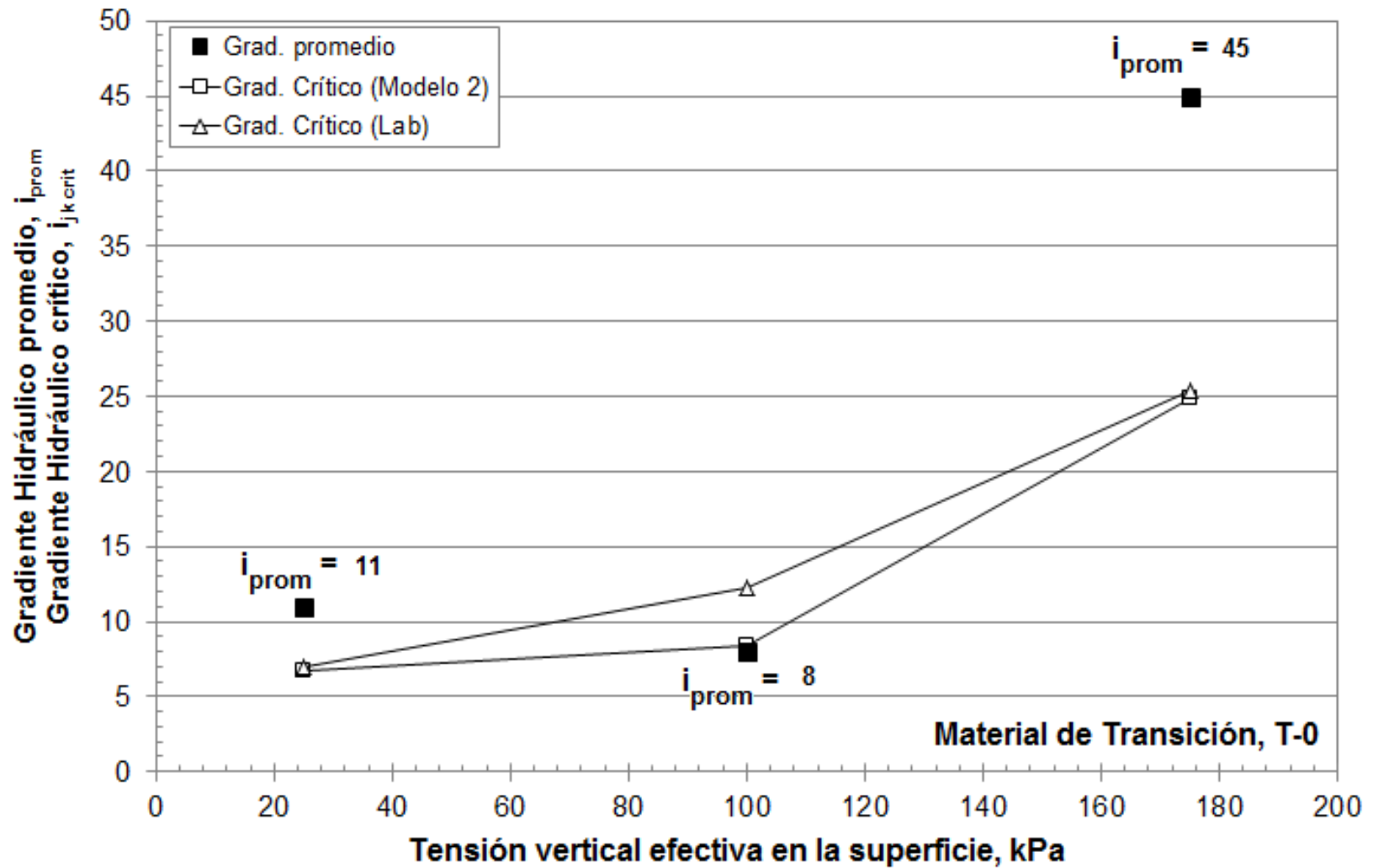


Figura 9.25. Comparación entre gradientes hidráulicos locales críticos deducidos en el Modelo 2 y en el laboratorio (T-0-D)

## 9.2.2. Material de Núcleo, C-30

Los resultados del material de Núcleo mostraron una buena convergencia a los esfuerzos medidos en la base de las probetas cuando el Módulo de Poisson es igual a 0.28, tal como se definió inicialmente en el input de parámetros del modelo. Porcentualmente, las diferencias entre estos valores con los medidos en laboratorio se presentan en la Tabla 9.3.

**Tabla 9.3. Material de Núcleo con 30% de finos (flujo ascendente)**

Comparación de Resultados	Esfuerzo vertical efectivo en la base (kPa)			
	C-30-25-U	C-30-50-U	C-30-80-U	C-30-100-U
Laboratorio, Final de Solicitación	13.3	19.6	28.0	37.8
Modelo 2 FLAC, Final de Solicitación	9.8	17.6	28.4	36.1
<b>Diferencia porcentual 1 (%)</b>	<b>26.3</b>	<b>10.2</b>	<b>1.4</b>	<b>4.5</b>
Laboratorio, Final Etapa de Flujo	8.5	11.8	17.1	16.2
Modelo 2 FLAC, Final Etapa de Flujo	0.3	8.5	10.8	23.5
<b>Diferencia porcentual 2 (%)</b>	<b>96.5</b>	<b>28.0</b>	<b>36.8</b>	<b>45.1</b>

Se puede apreciar que la diferencia porcentual de esfuerzos al final de la etapa de sollicitación es muy baja. Las probetas de 50, 80 y 100 kPa muestran diferencias que no superan el 10.2%. Nuevamente, y al igual que para el material de Transición, la probeta de 25 kPa se encuentra por debajo del esfuerzo vertical medido en laboratorio, mostrando una diferencia que supera levemente el 25%.

Cuando se comparan los resultados al inicio y final de los ensayos en la base de cada probeta del material de Núcleo, se puede apreciar que estas diferencias también muestran cierta concordancia, excepto para el material ensayado a 25 kPa. La sustancial diferencia observada en este último caso se produce porque la magnitud de esfuerzos generados en la base de la probeta se encuentra muy por debajo del esfuerzo objetivo medido en laboratorio, punto de inicio para la fase de flujo, donde la disminución de esfuerzos verticales desarrollada en el modelo 2 es mayor al que se generó en laboratorio alcanzando, antes del gradiente hidráulico crítico aplicado, una condición de inestabilidad global o levantamiento del suelo, es decir,  $\sigma'_v \sim 0$  (el esfuerzo vertical efectivo en la base medido para un gradiente promedio de 12 resultó ser igual a 0.3 kPa). Es probable que la simplificación del contacto del modelo 2 no sea capaz, por sí sola, de representar las pérdidas que se generaron en las pruebas experimentales. Factores como trabazón mecánica u otros elementos que no fueron incorporados en el modelo, sean los

causantes del comportamiento que se desea modelar y que, por efectos prácticos, no fueron implementados.

Al igual que para el material de Transición, en la Tabla 9.4 se presentan los incrementos de esfuerzo en el laboratorio y en el Modelo. El decrecimiento tensional producto del flujo ascendente parece ser consistente en magnitud en ambos casos. Es decir, el modelo responde aproximadamente de igual manera a como respondió el material ensayado en su oportunidad en UBC.

**Tabla 9.4. Incremento de esfuerzos durante el ensayo en Material de Núcleo, C-30 (flujo descendente)**

Comparación entre inicio y final del ensayo	Esfuerzo incremental, $\Delta\sigma'_v/i_{prom}$ (kPa)			
	C-30-25-U	C-30-50-U	C-30-80-U	C-30-100-U
Laboratorio	-0.4	-0.6	-0.4	-0.8
Modelo 2 FLAC	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5

En definitiva, se presentan las trayectorias de esfuerzos para las probetas ensayadas a 25, 50, 80 y 100 kPa en las Figuras 9.26 a 9.29, respectivamente, las trayectorias de los horizontes más susceptibles del material C-30 en la Figura 9.30, la comparación con los resultados de laboratorio de los horizontes críticos en la Figura 9.31, y la evolución de gradientes críticos para cada probeta en la Figura 9.32.

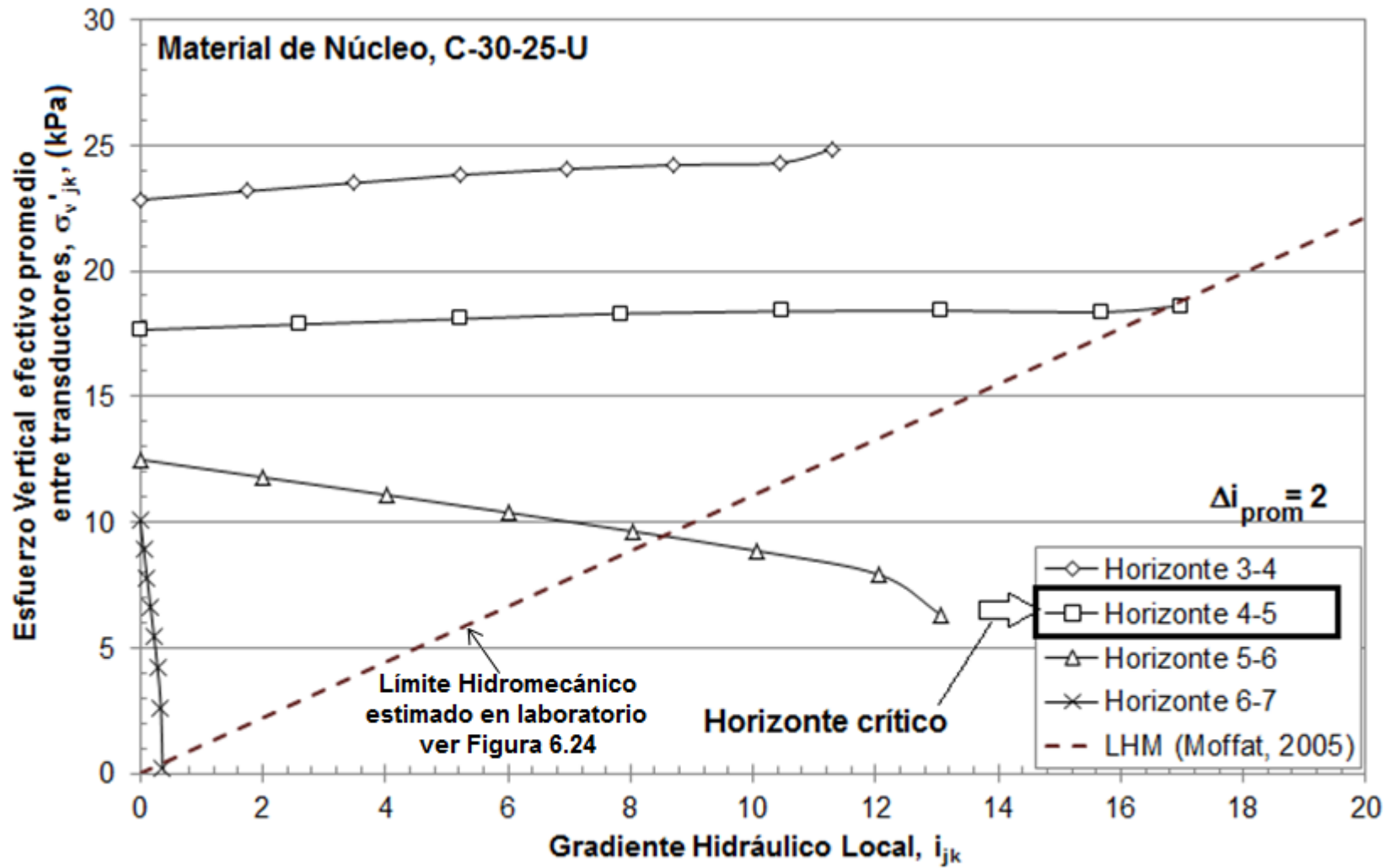


Figura 9.26. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta C-30-25-U



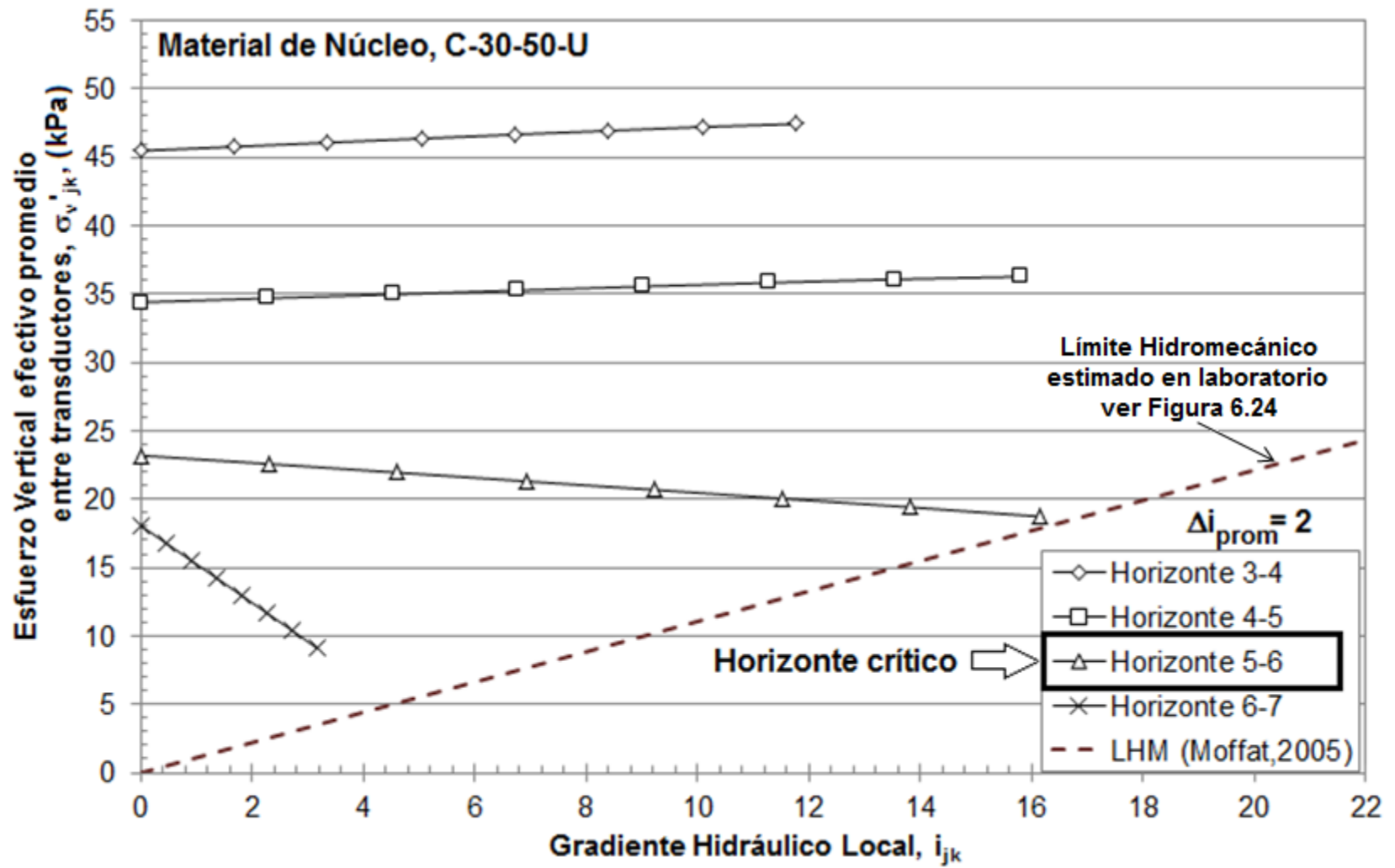


Figura 9.27. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta C-30-50-U

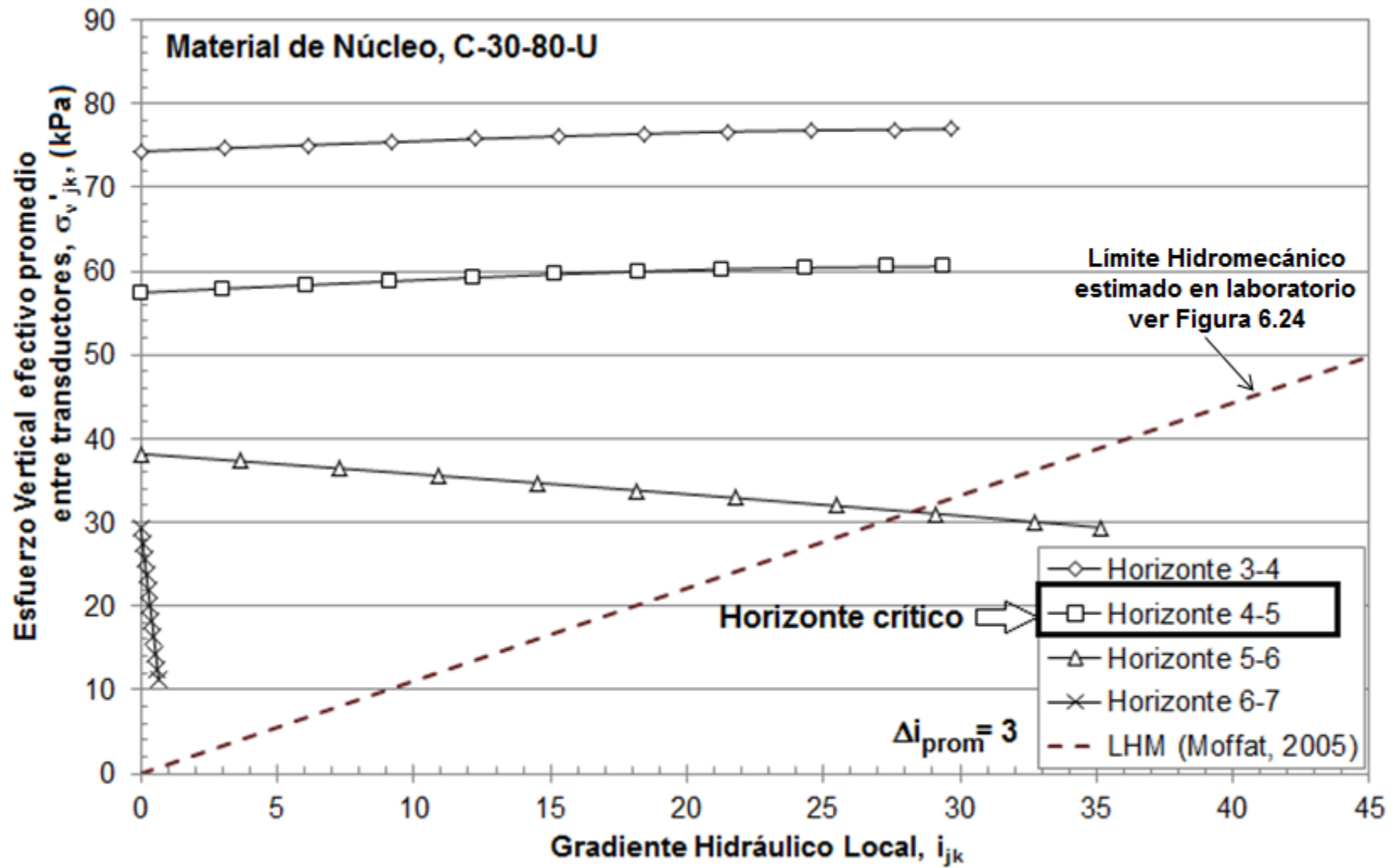


Figura 9.28. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta C-30-80-U

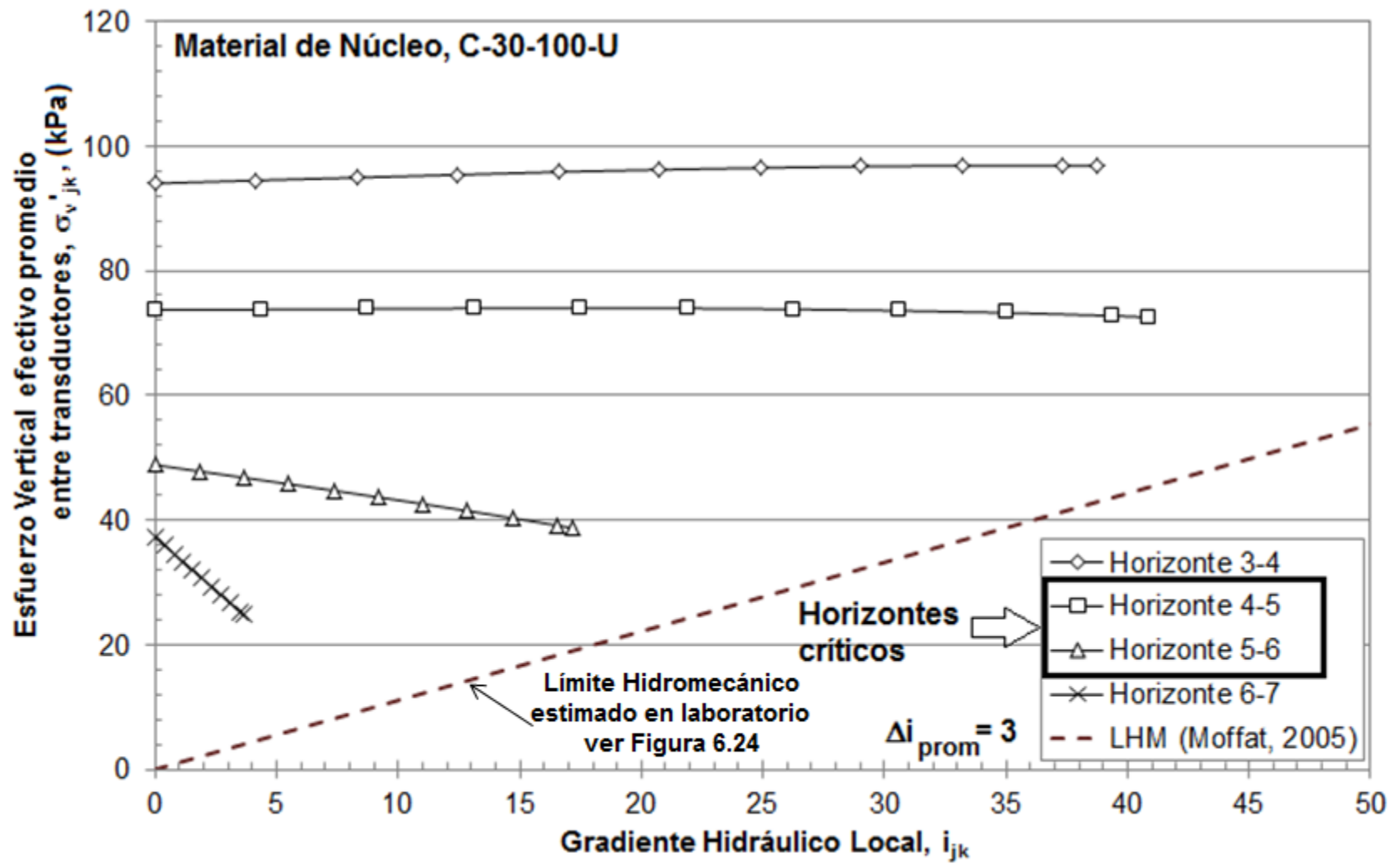


Figura 9.29. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en cada horizonte del Modelo 2, probeta C-30-100-U

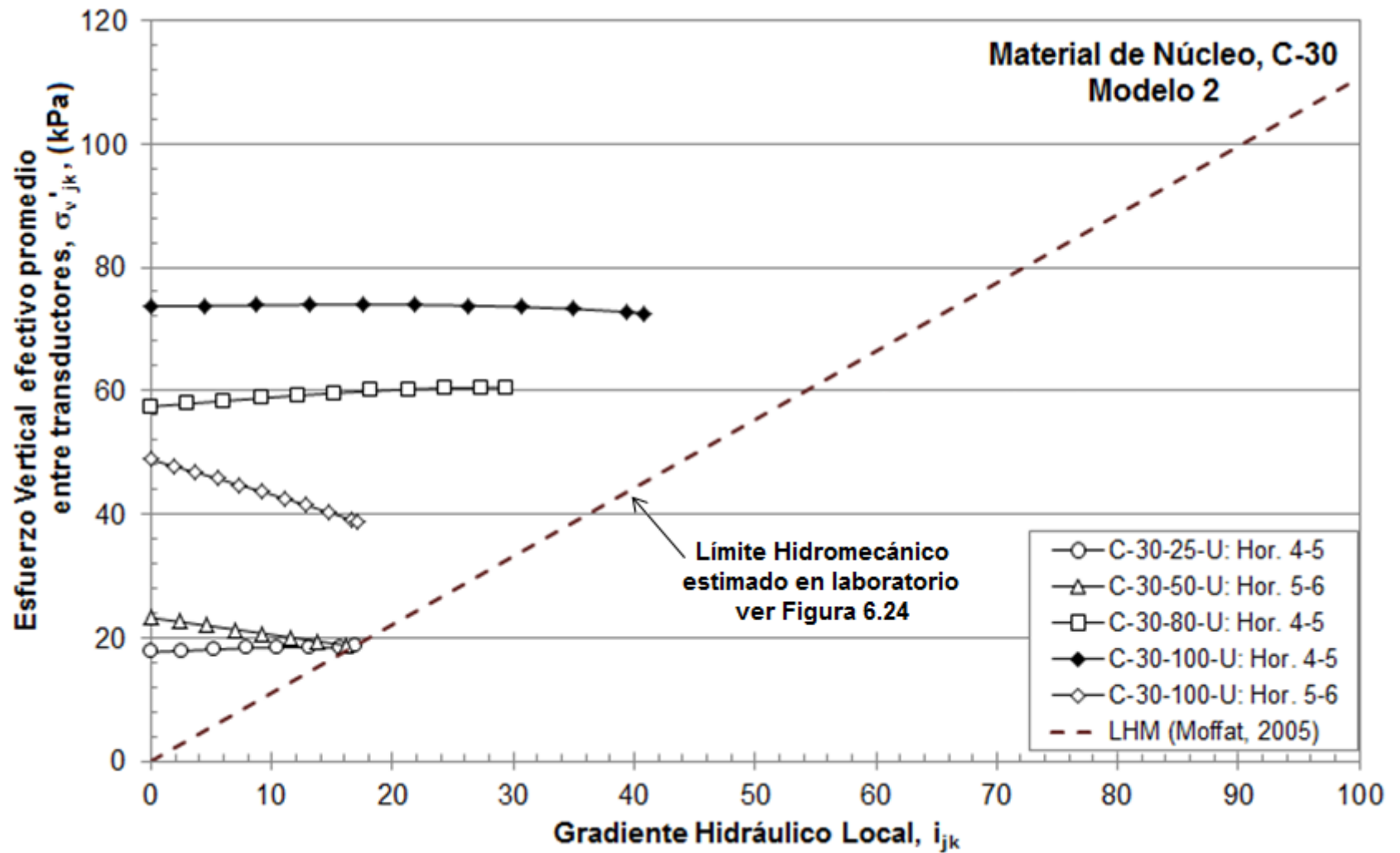


Figura 9.31. Evolución final de los esfuerzos verticales efectivos en los horizontes más susceptibles del Modelo 1 (C-30-U)

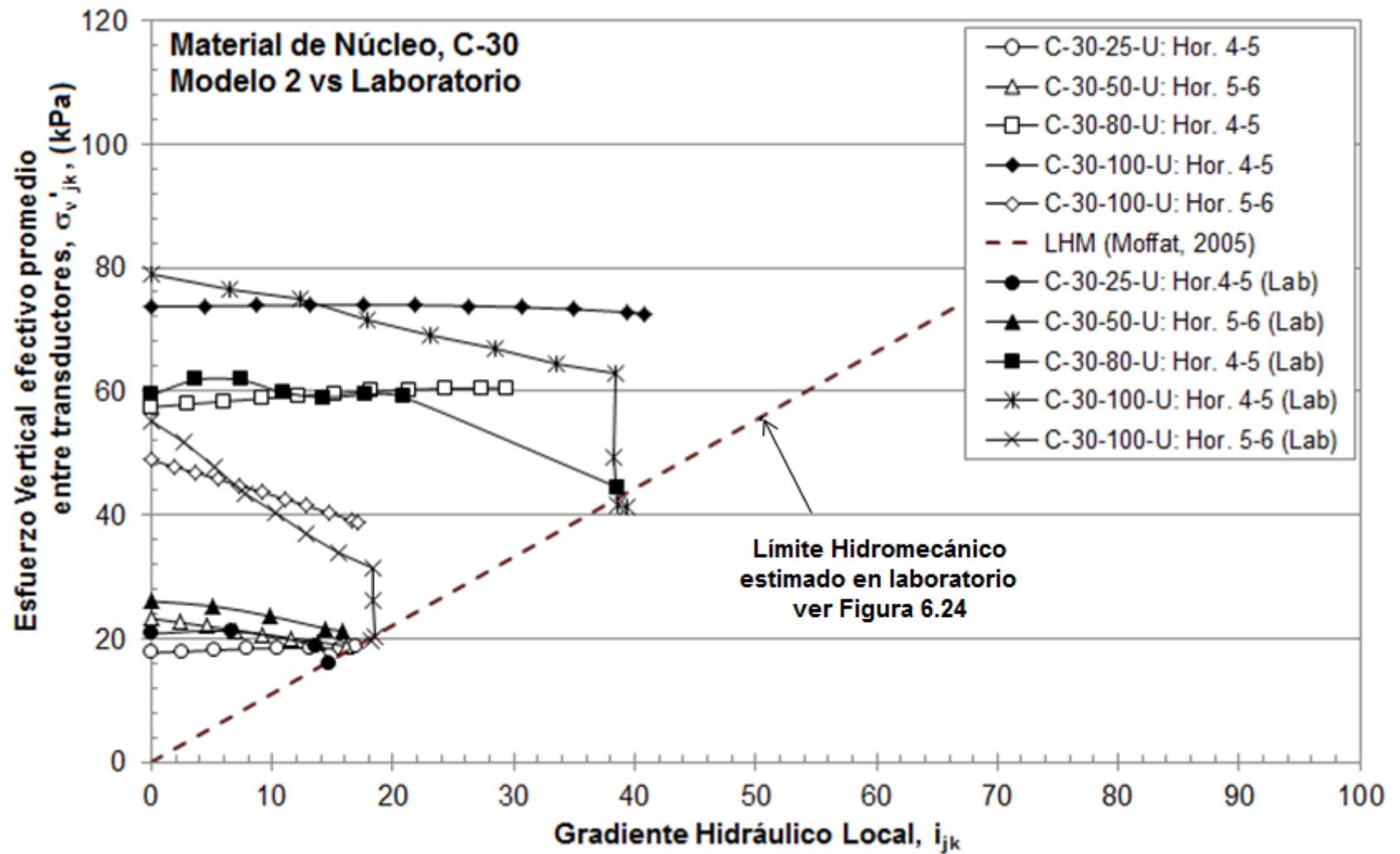


Figura 9.32. Comparación entre gradientes hidráulicos locales críticos deducidos en el Modelo 2 y en el laboratorio (C-30-U)

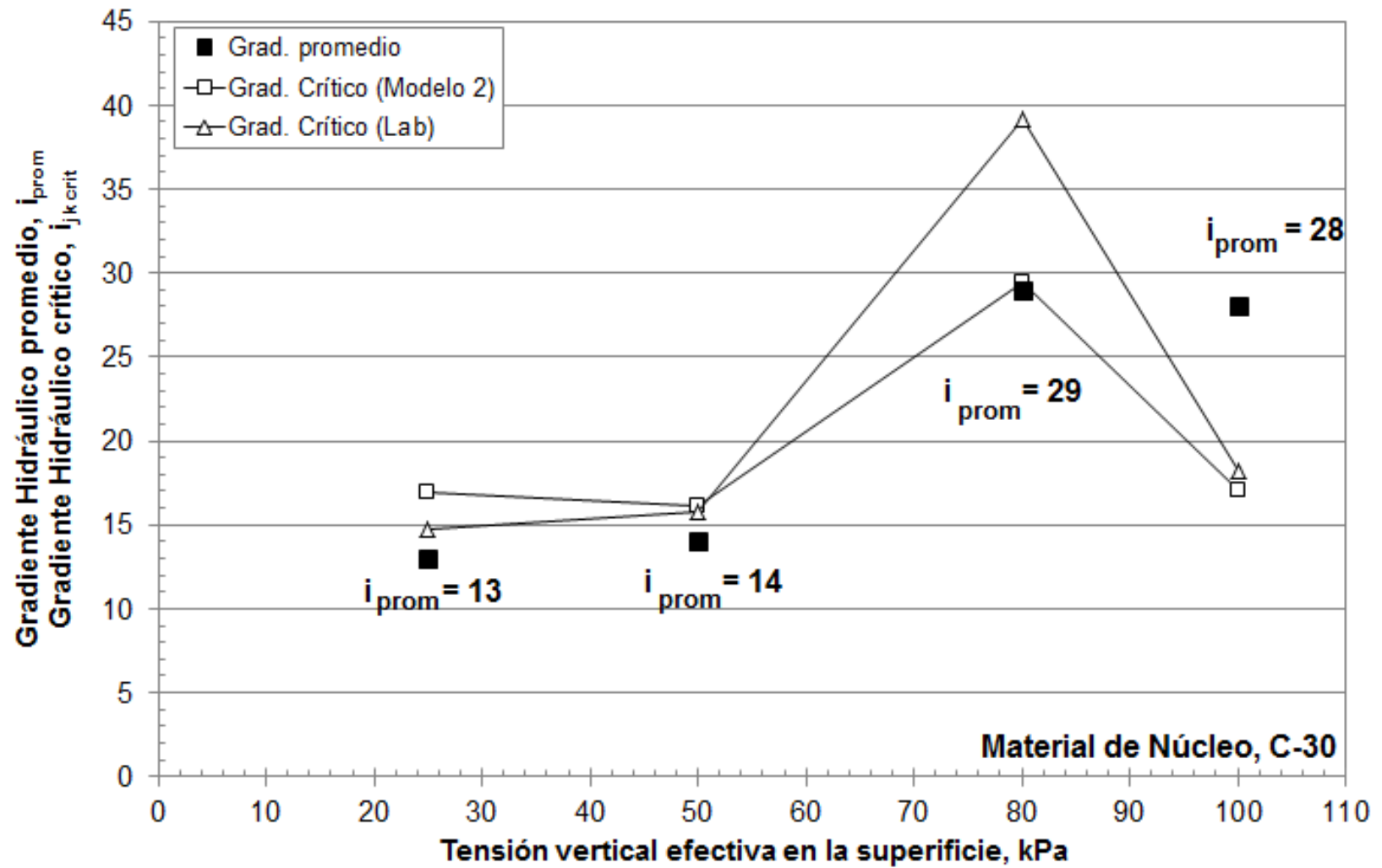


Figura 9.33. Comparación entre gradientes hidráulicos locales críticos deducidos en el Modelo 2 y en el laboratorio (C-30-U)

### 9.3. Esfuerzos en la base del permeámetro

Los modelos desarrollados en esta tesis presentan una muy buena convergencia en la base cuando se evalúan las condiciones al final de la etapa de sollicitación. Las mayores diferencias se muestran cuando se genera el flujo a través de los materiales, en dirección descendente y ascendente, que generan incrementos de esfuerzos en el modelo distintos a los del laboratorio. Se discute a continuación este último aspecto para cada modelo y material.

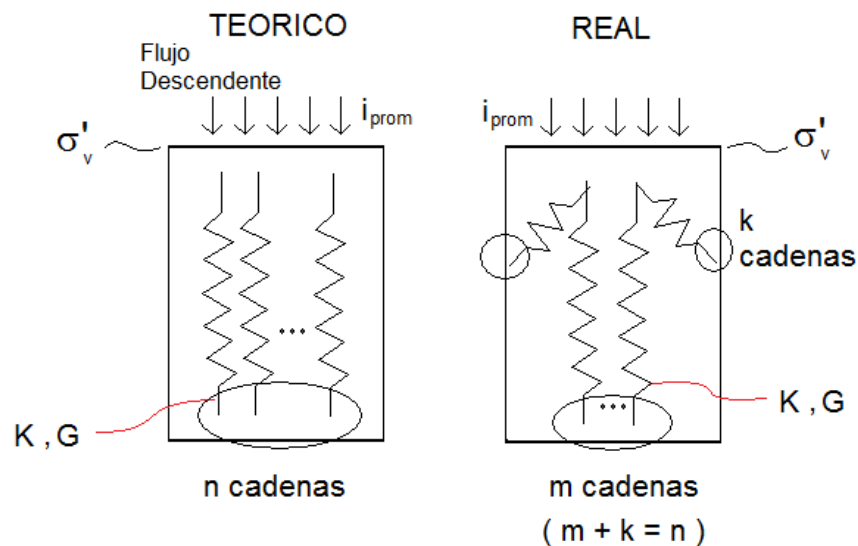
El Modelo 1 presentó esfuerzos efectivos en la base de cada probeta que, producto de la naturaleza de un modelo efectuado en diferencias finitas con una interfaz en el contacto entre el suelo y el permeámetro, no fueron suficientes para converger a los resultados medidos en laboratorio al final de la etapa de flujo: el incremento de esfuerzos producto del aumento de la columna de agua superó los evaluados de forma empírica, teniendo diferencias porcentuales que superaron el 30%, aproximadamente (ver Figura 8.39).

Por su parte, el Modelo 2 presentó un mejor escenario: el uso de una columna de suelo que trabajara en corte para disminuir los esfuerzos en la base del permeámetro permitió determinar esfuerzos en el modelo luego de la etapa de flujo cuyas diferencias con los resultados empíricos arrojan desviaciones menores al 18% en el caso del material de Transición, lo cual constituye una importante mejoría respecto de los resultados del Modelo 1. No obstante, presenta diferencias que alcanzan el 45% en el peor de los casos cuando se analizan los resultados del material del Núcleo (ambos análisis excluyen las probetas ensayadas a 25 kPa).

Respecto de las importantes diferencias obtenidas en el material del Núcleo en el Modelo 2, se puede decir que son válidas sólo cuando se incluyen en el cálculo el punto inicial y el final de la etapa de flujo. Sin embargo, las trayectorias de esfuerzos verticales de la Figura 9.23 permiten entregar una mayor claridad respecto de la cercanía de los valores del modelo con las mediciones de laboratorio. Se aprecia en dicha gráfica que existen caídas del valor del esfuerzo efectivo vertical en cierto punto del ensayo en las probetas solicitadas en la parte superior a 25, 80 y 100kPa, las cuales constituyen en un cambio abrupto de las tasas de decrecimiento de los esfuerzos en cada horizonte. La comparación de las trayectorias de esfuerzos efectivos verticales parece entregar trayectorias, antes de estos cambios, que son adecuadas y se ajustan bastante al análisis en cada probeta. Esto permite estimar que los valores presentados anteriormente en la Tabla 9.3 corresponden a diferencias que son ajenas a los mecanismos que se pueden modelar en un programa de elementos finitos, aspectos tales como cadenas de

esfuerzos, migración parcial de partículas, cambios de permeabilidades entre capas durante la fábrica, entre otros, que serían los causales de las desviaciones obtenidas.

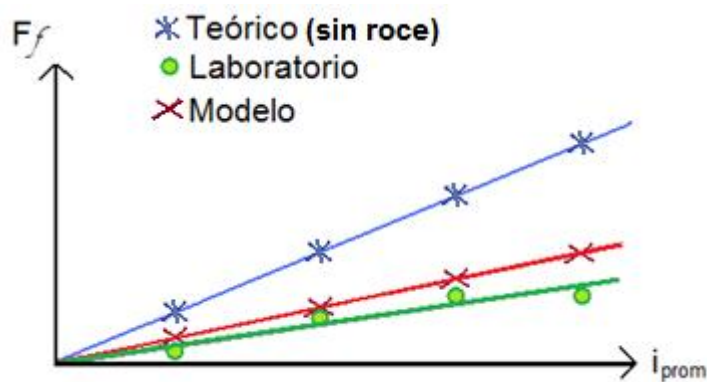
Respecto de las cadenas de esfuerzos, teóricamente éstas se desarrollan principalmente en profundidad, trasapando las cargas a través de los contactos en forma vertical. No obstante, las restricciones geométricas de los ensayos efectuados en laboratorio no sólo permiten una disipación tangencial a lo largo del contacto suelo – pared interna del permeámetro, sino que también permiten la generación de ciertas conexiones que no alcanzan la base de las probetas y se descargan hacia el permeámetro. Ilustrativamente, ambos casos son presentados en la Figura 9.34 para el caso particular del flujo descendente.



**Figura 9.34. Esquema de sistemas de trasapado de esfuerzos verticales hacia la base**

Como es posible apreciar, la disminución del número de cadenas que llegan a la base  $m < n$  hacen la diferencia. Así, se puede decir que las fuerzas de flujo teóricas generadas en el modelo son mayores a las generadas realmente producto forma y distribución granulométrica de las partículas y de la fábrica de los especímenes, es decir,  $Ff_{Teórica} > Ff_{Real}$ . Esto puede ser visualizado en la Figura 9.35, que muestra lo que se determinó anteriormente en el material de Transición en el Modelo 2 en el acápite 8 (ver Figura 8.82).





**Figura 9.35. Esquema de curvas según el uso de cadenas de esfuerzos en el modelo**

En definitiva, se estima que los esfuerzos obtenidos en la base de cada probeta de los materiales ensayados del modelo 2, si bien no son los que corresponden a los realmente medidos, son una buena aproximación, aun cuando no se pueden modelar en FLAC efectos como los expuestos anteriormente.

## 9.4. Trayectorias de Esfuerzos

Las trayectorias presentadas en las Figuras 9.24 y 9.32 muestran la evolución de esfuerzos verticales según el gradiente hidráulico que se genera en los horizontes que resultaron críticos en el laboratorio. Las diferencias en las variaciones de esfuerzos y en el desarrollo de gradientes hidráulicos locales dan cuenta de los distintos valores de permeabilidades en altura.

Generalmente las permeabilidades se mantienen relativamente constantes en los horizontes superiores (H1-2 a H4-5 en el caso del material de Transición y H3-4 a H4-5 en el material del Núcleo), mientras que en los dos horizontes inferiores podían aumentar en hasta 1 ó 2 órdenes de magnitud respecto de ellos (ver Tabla 5.6), causa que se explica con la pérdida de partículas más finas producto de la rejilla agujereada en la base durante la confección de la probeta. Tal como se mostró previamente, estratos inferiores con permeabilidades mayores provocan que los gradientes hidráulicos se desarrollen mayoritariamente en la parte superior de la probeta ya que el gasto a través de suelos impermeables es mayor. Tomando esto en consideración se puede decir que, efectivamente, el modelo 2 responde coherentemente (ver Figuras 9.20 a 9.22 para el material de Transición y Figuras 9.26 a 9.29 para el material de Núcleo), lo cual se encuentra en total concordancia con lo mencionado anteriormente respecto de los resultados de

laboratorio, donde se presentaron las trayectorias de todos los horizontes del material de Transición (ver figuras 6.29 a 6.31).

Ahora bien, la frontera hidromecánica que se obtiene de los ensayos fue exclusivamente definida para los horizontes que mostraron ser críticos en laboratorio. Las figuras 6.29 a 6.31 dan cuenta de cómo los esfuerzos efectivos en el resto de los horizontes superaron dicho límite en laboratorio. Esto mismo es mostrado por el modelo 2 en las figuras 9.20 a 9.22 para el material de Transición y en las figuras 9.26 a 9.29 para el material de Núcleo. Luego, la recta definida como Línea Hidro-Mecánica (LHM) debe ser redefinida tomando en consideración algún parámetro relacionado al suelo o al ensayo que la caracterice, ya que no corresponde al punto donde se genera el máximo par ordenado  $(\sigma'_v, i_{jk})$  en el material ensayado. Presumiblemente, un mejoramiento del equipo en cuanto al refinamiento de las aperturas de la placa inferior que permiten el éxodo de finos desde el espécimen podría establecer una distribución más uniforme de permeabilidad en altura y, consecuentemente, generar trayectorias distintas que cumplan que los horizontes más críticos sean los sujetos a los mayores esfuerzos verticales internos.

## 9.5. Corrección de la Frontera Hidromecánica

Esta etapa del análisis es efectuada sólo en el modelo 2, pues es el que obtiene una mayor cercanía a los esfuerzos verticales efectivos medidos en la base en laboratorio. Es decir, se desestima el uso de factores externos en el modelo 1 que pudieran mejorar el valor del esfuerzo en la base que fue obtenido en FLAC (ver Figura 8.39).

Como es posible apreciar en las Figuras 8.71 y 8.101, la simplificación de una distribución lineal que une los valores extremos medidos en la superficie y en la base de cada probeta ensayada en laboratorio, correspondería a una sobre estimación de los valores de esfuerzos que se generan en el cuerpo de la probeta. Las distribuciones en altura del modelo 2 muestran diferencias cuando se comparan con la distribución simplificada de laboratorio, las cuales son considerables en el sector medio de cada espécimen. Esto último incide directamente en el valor de esfuerzo vertical efectivo inicial (para  $i = 0$ ) de los horizontes intermedios, que corresponden a los puntos de partida de las trayectorias presentadas en las Figuras 9.24 y 9.32, para los materiales de Transición y de Núcleo, respectivamente. Ilustrativamente se muestran estas diferencias en las Figuras 9.34 y 9.35.

Como es posible apreciar, dichas diferencias pueden ser corregidas. Para evaluar en definitiva la corrección de las trayectorias, se inspeccionan los siguientes aspectos:

- Los esfuerzos verticales efectivos medidos tanto en la parte superior como en la parte inferior de las probetas se consideran como correctos.
- Los esfuerzos verticales en etapa de flujo en el plano esfuerzo vertical – gradiente hidráulico local de las Figuras 6.23 y 6.24, corresponden al valor de esfuerzo inicial (para  $i = 0$ , proveniente de la distribución simplificada de laboratorio) más los incrementos de esfuerzos medidos
- Los gradientes hidráulicos locales medidos en laboratorio corresponden efectivamente a los generados en las probetas en cada horizonte.

El primer punto sugiere que los valores extremos superior e inferior del modelo numérico (modelo 2) pueden ser corregidos, asignándoles los valores medidos en laboratorio en estos sectores.

El segundo punto indica que los incrementos de esfuerzos medidos en laboratorio corresponden verdaderamente a los generados en cada etapa de flujo, razón por la cual un cambio en el punto de partida no altera la forma de la distribución a lo largo de la etapa de flujo.

El tercer punto indica que los gradientes hidráulicos locales no pueden ser modificados.

Entonces, asumiendo que los valores extremos de esfuerzo vertical del laboratorio son correctos y ajustando la distribución de esfuerzos para  $i=0$  de los horizontes intermedios obtenidas con el modelo 2 a los puntos extremos, según se indica en las Figuras 9.36 y 9.37, se obtiene que las trayectorias determinadas experimentalmente se desplazan verticalmente hacia abajo en el plano esfuerzo vertical – gradiente hidráulico local, tal como se muestra en las Figuras 9.38 y 9.39 para el material de Transición y de Núcleo, respectivamente.

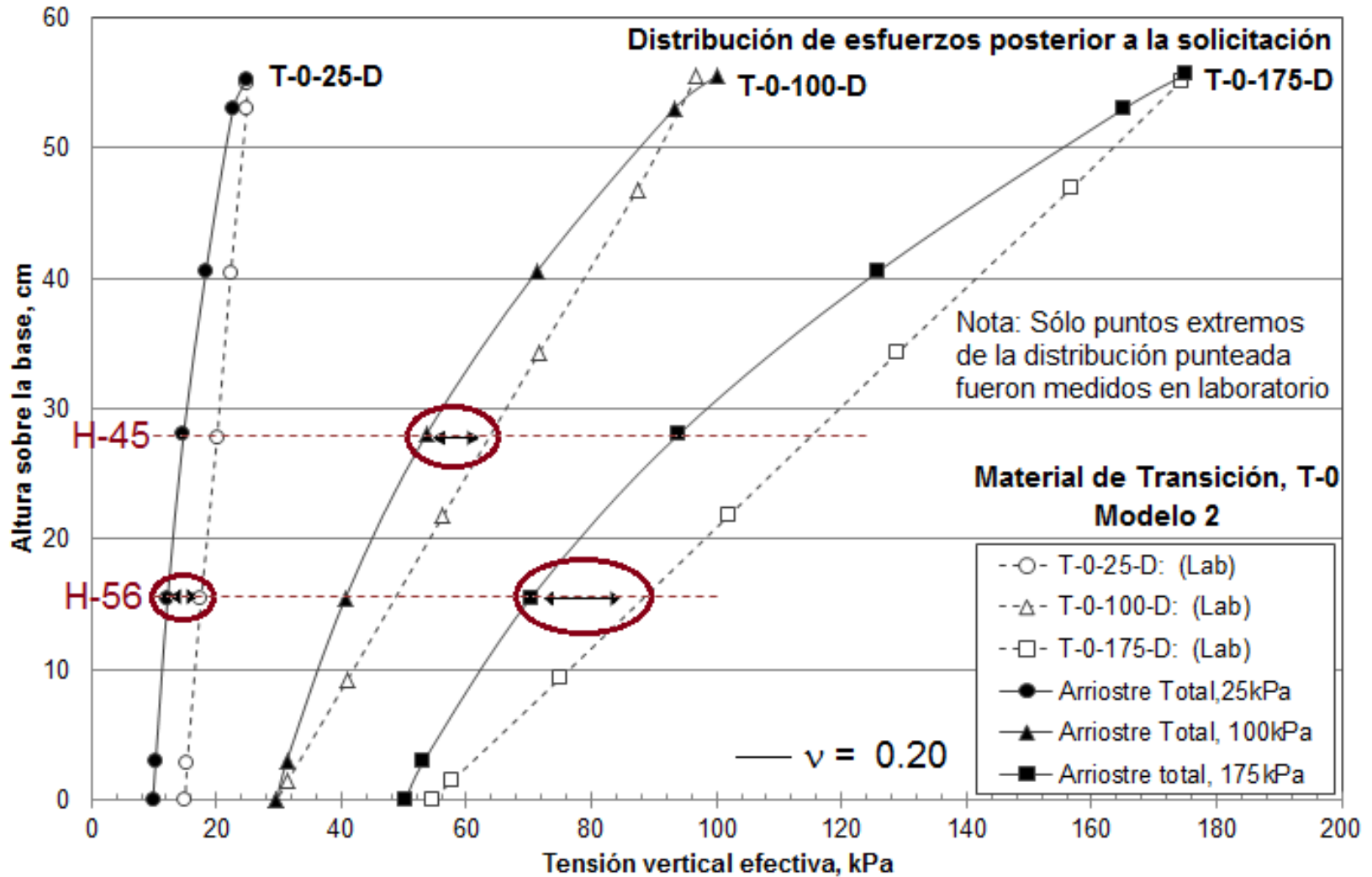


Figura 9.36. Diferencias en esfuerzo vertical en sector intermedio de las probetas entre el Modelo 2 y la distribución simplificada de laboratorio, Material de Transición, T-0.

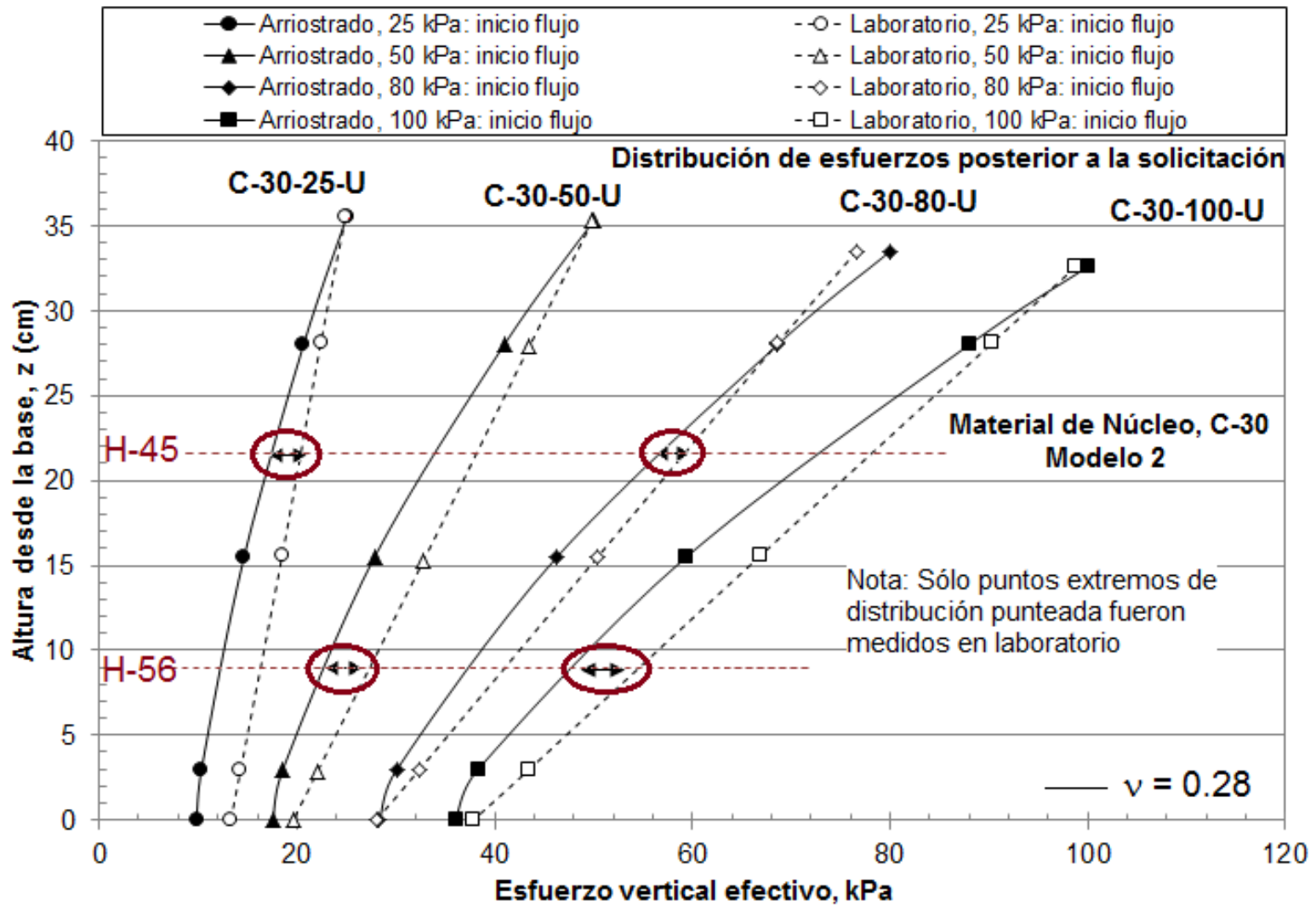


Figura 9.37. Diferencias en esfuerzo vertical en sector intermedio de las probetas entre el Modelo 2 y la distribución simplificada de laboratorio, Material de Núcleo, C-30.

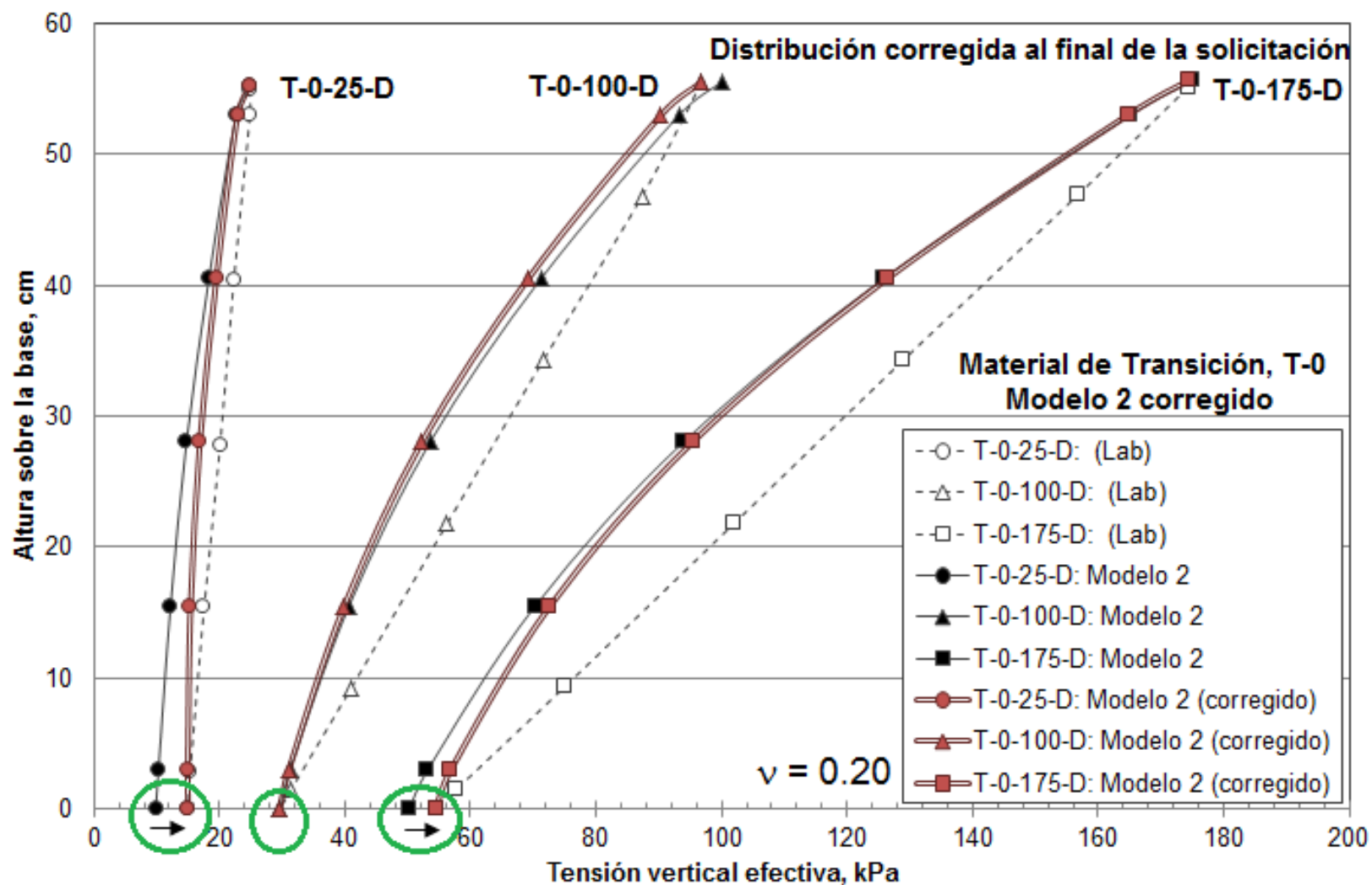


Figura 9.38. Ajuste de la distribución del Modelo 2 respecto de los valores extremos medidos en laboratorio, Material de Transición, T-0.

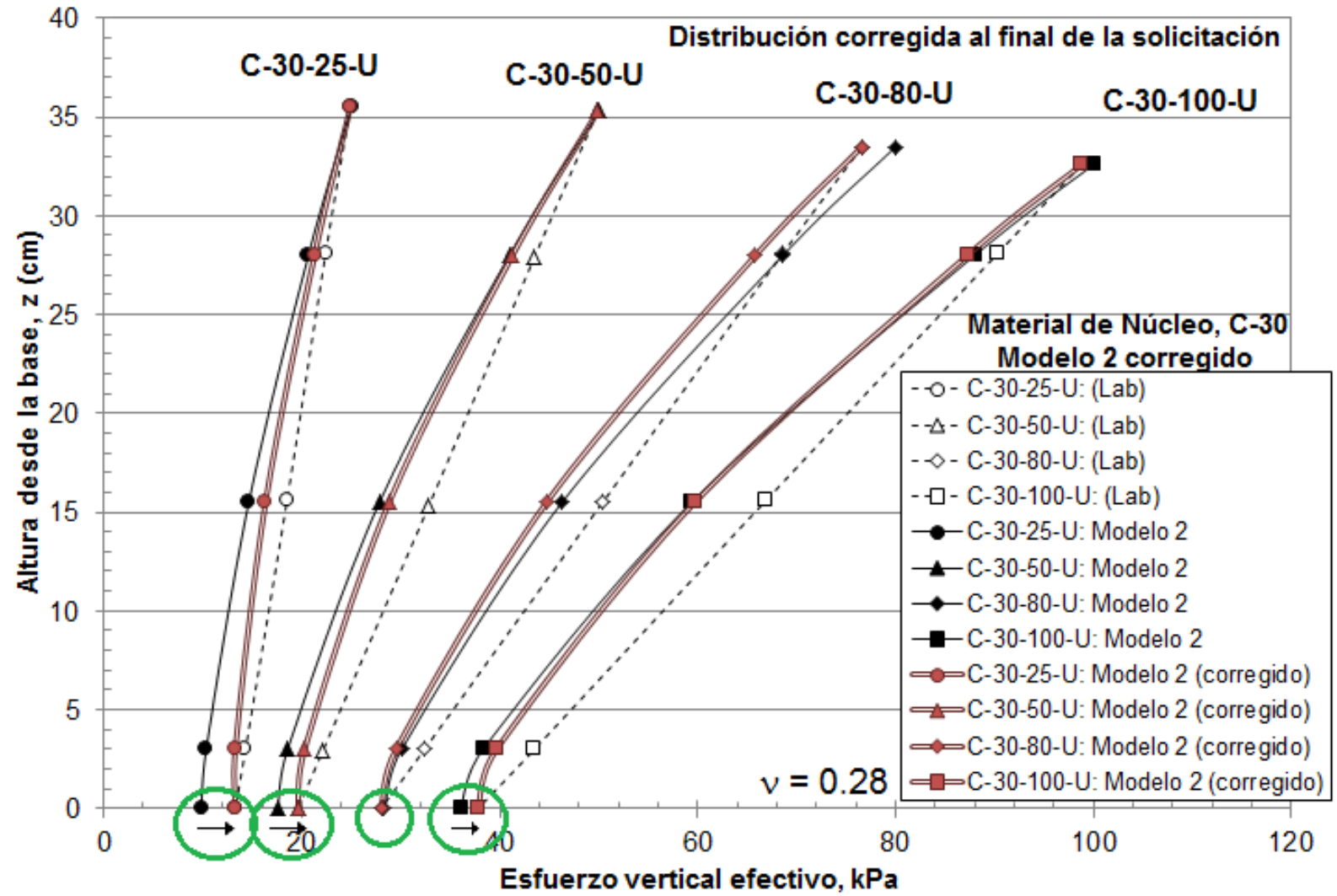


Figura 9.39. Ajuste de la distribución del Modelo 2 respecto de los valores extremos medidos en laboratorio, Material de Núcleo, C-30.

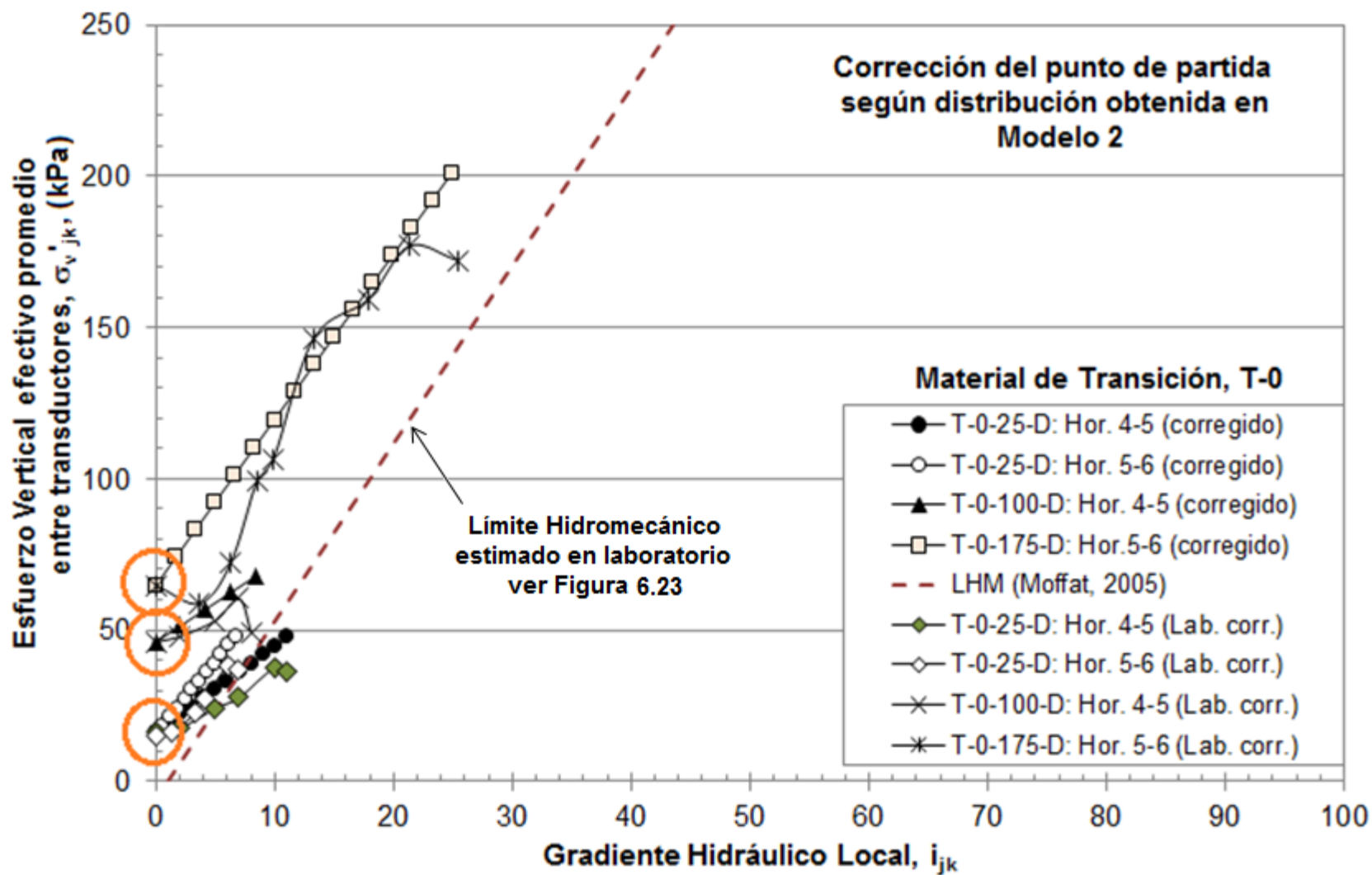


Figura 9.40. Ajuste al inicio de la trayectoria de esfuerzos verticales (para  $i = 0$ ) del Material de Transición T-0, Modelo 2



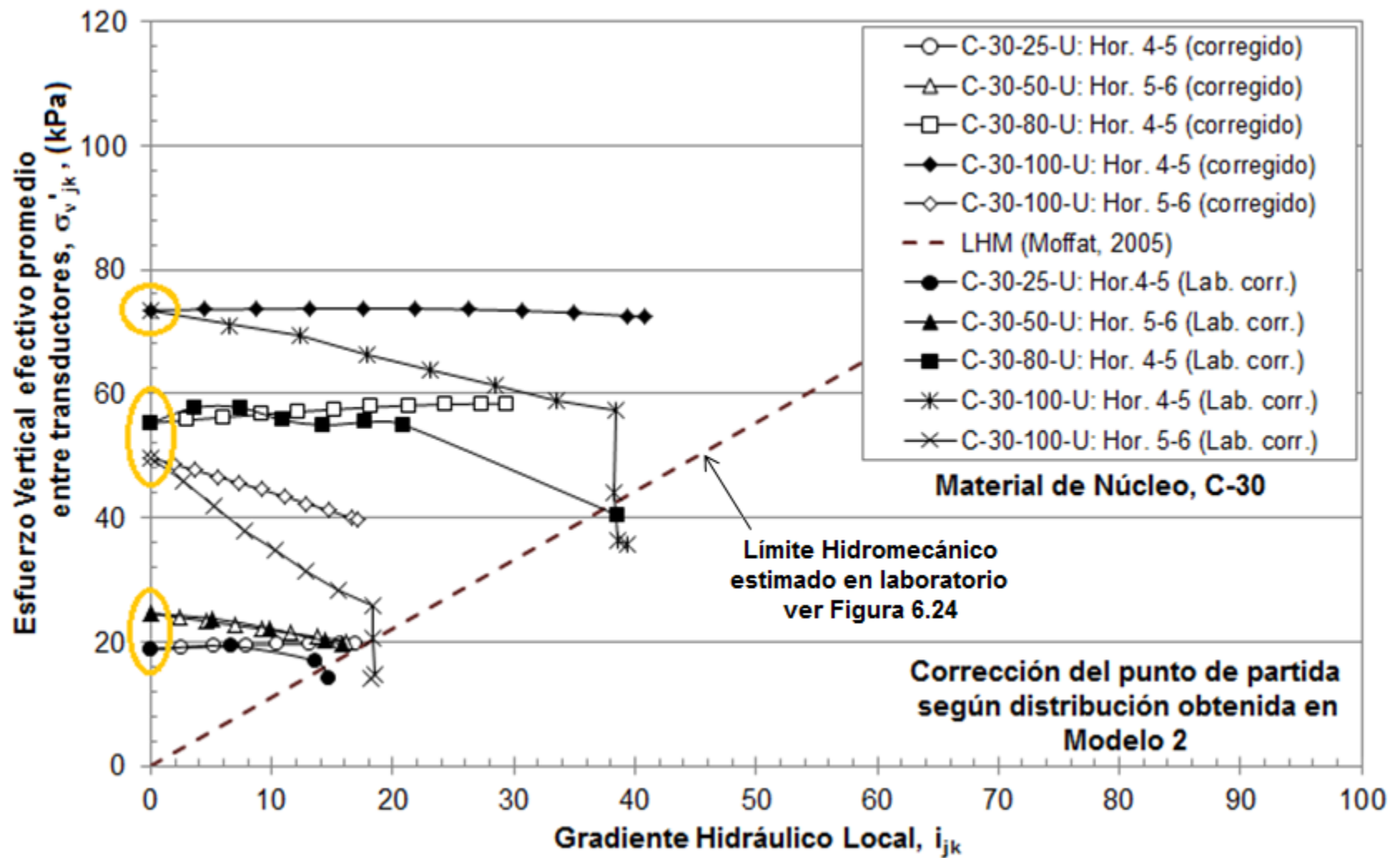


Figura 9.41. Ajuste al inicio de la trayectoria de esfuerzos verticales (para  $i = 0$ ) del Material de Núcleo C-30, Modelo 2

Las Figuras 9.40 y 9.41 muestran que los valores iniciales de esfuerzos efectivos fueron corregidos con éxito, es decir, tanto los esfuerzos de laboratorio como los del modelo 2 presentan el mismo valor para  $i = 0$ . Como la cantidad en que se corrige pos consolidación es una constante, y sabiendo que en laboratorio las curvas fueron construidas mediante los incrementos de esfuerzos medidos, entonces esta diferencia fue aplicada a todos los puntos de la curva, resultando en un traslado de las curvas hacia abajo (comparar estas Figuras con 9.24 y 9.32). Esto determina que la pendiente de la nueva falla hidromecánica debiera girar respecto al punto inferior en que el esfuerzo vertical efectivo promedio es igual a cero (se mantuvo el valor sugerido por los resultados del ejercicio empírico, ver Figuras 6.23 y 6.24). No obstante, la actual traza de la línea punteada parece aún tener sentido con esta corrección.

Por otro lado se puede considerar que, para el Material de Transición T-0, los valores máximos de esfuerzos que han resultado del Modelo 2 corresponderían a las proyecciones de las trayectorias trazadas en el laboratorio para los gradientes hidráulicos críticos alcanzados. Esto se cumple también para el material de Núcleo C-30, excepto para la probeta ensayada a 100 kPa en laboratorio, cuyas pendientes en el plano esfuerzo vertical – gradiente hidráulico local resultan más pronunciadas (disminuyen más fuertemente) que las de las probetas solicitadas a 25, 50 y 80 kPa (ver Figura 9.41). La fuerte disminución de las trayectorias del espécimen solicitado a 100 kPa podría ser atribuible a características como contacto entre partículas, cadenas de esfuerzos o cambios locales en la permeabilidad durante el ensayo, entre otras, que no pueden ser modeladas en FLAC.

De acuerdo a lo mencionado en el párrafo anterior, casi la totalidad de las probetas muestran caídas del esfuerzo vertical en etapas previas al estado de pre-falla definido en laboratorio. Presumiblemente, se generan migraciones imperceptibles que permiten la existencia de pequeños canales de flujo dentro de la probeta, provocando que los horizontes no tomen el esfuerzo vertical efectivo que corresponde para el estado de carga con que se les solicita.

En definitiva, si se considera que el estado de carga de los especímenes donde se produce la caída de esfuerzos verticales corresponde a un punto singular donde la migración de partículas dentro de la probeta se comienza a manifestar, se puede decir que éstos son los que corresponderían al estado crítico local. En base a esto, se puede corregir la frontera hidromecánica propuesta en laboratorio por las sugeridas en las Figuras 9.42 y 9.43 para los materiales de Transición y Núcleo, respectivamente.

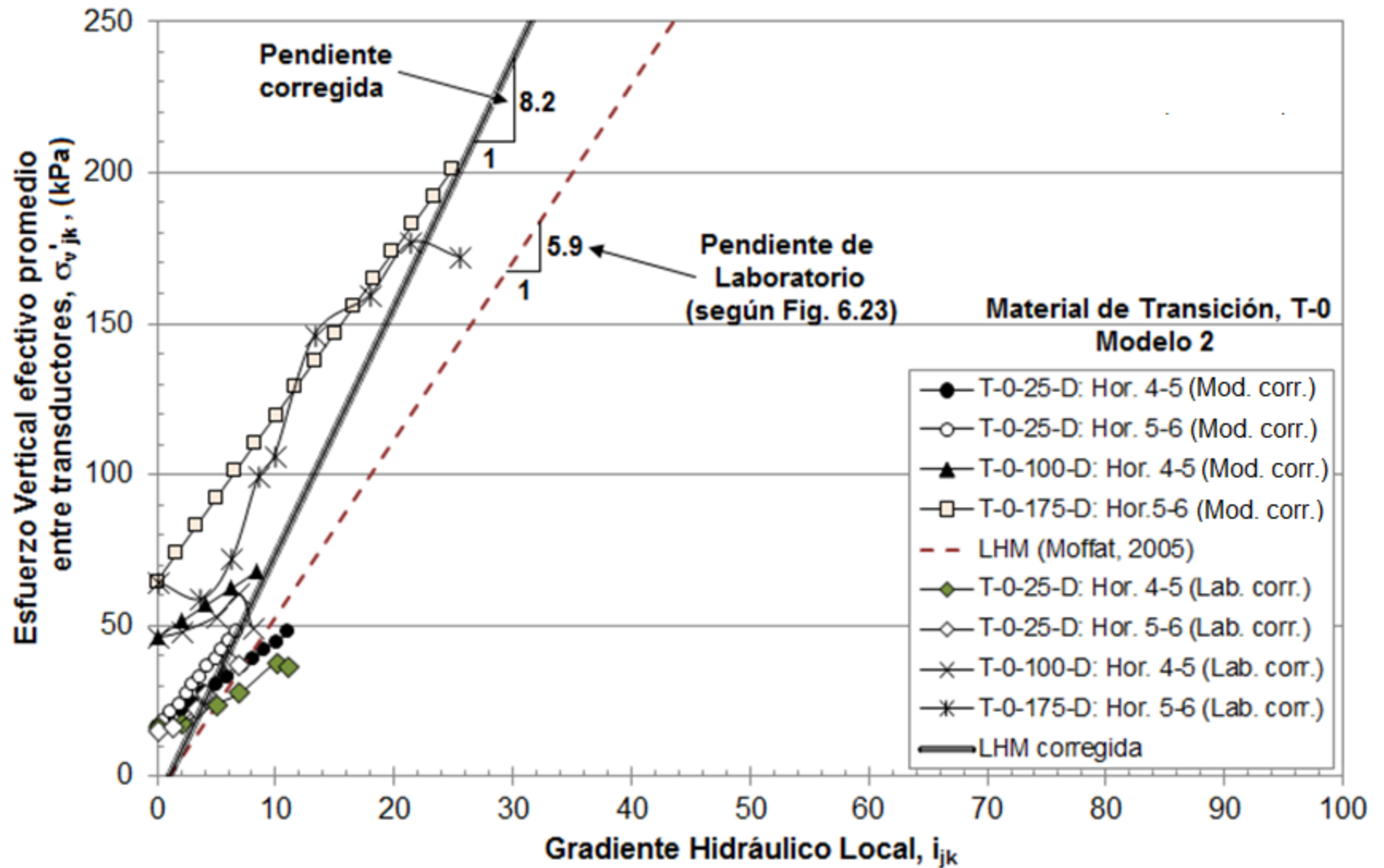


Figura 9.42. Línea Hidromecánica propuesta según ajustes de trayectorias del Material de Transición T-0, Modelo 2

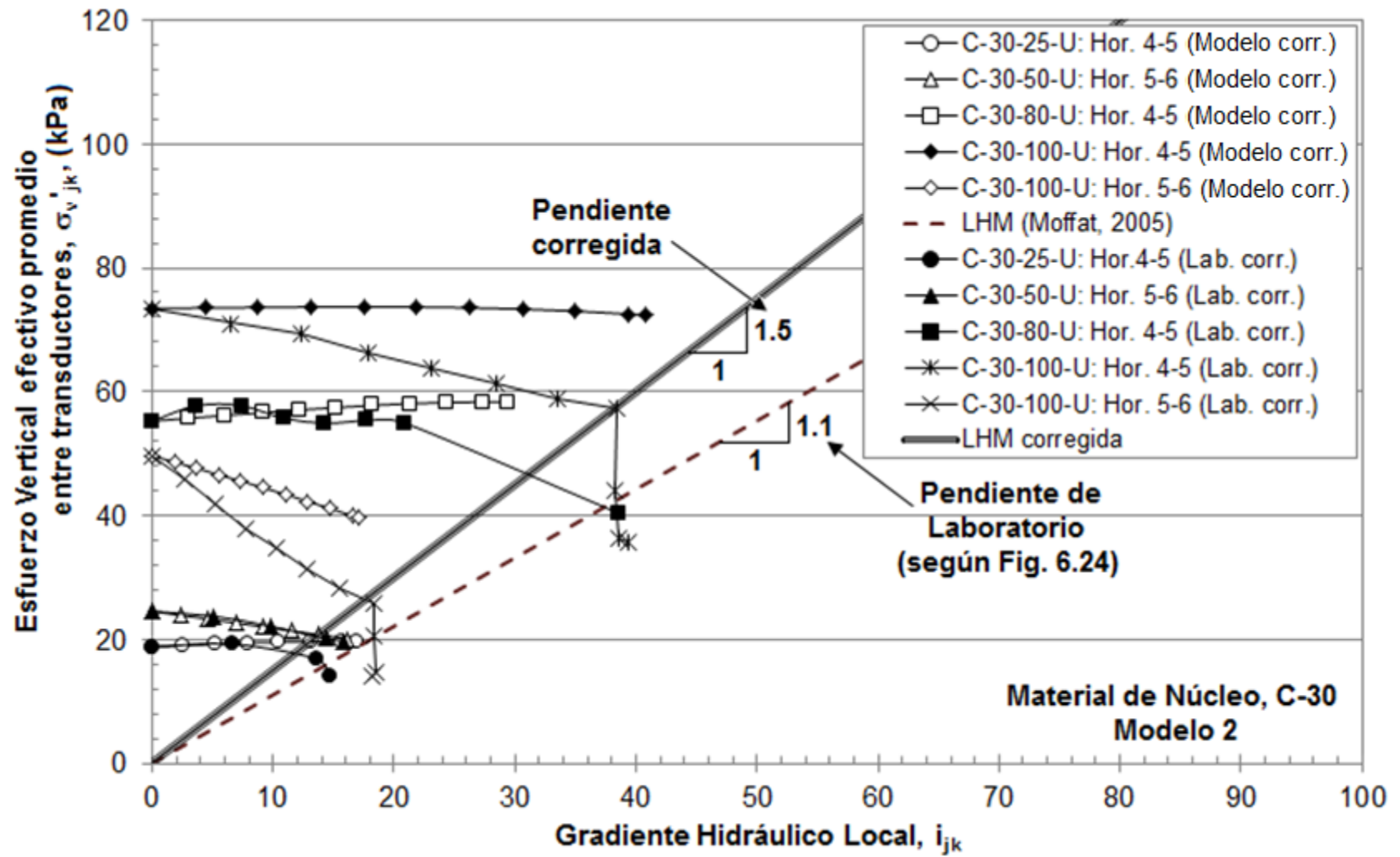


Figura 9.43. Línea Hidromecánica propuesta según ajustes de trayectorias del Material de Núcleo C-30, Modelo 2

Como es posible apreciar en ambas Figuras, se sugiere que las líneas hidromecánicas para los materiales ensayados poseen mayor pendiente que las estimadas en laboratorio. Luego, se recomienda una condición más conservadora de susceptibilidad a la migración de partículas.

En definitiva, las nuevas superficies de falla corresponden a las siguientes:

- Material de Transición, T-0:  $\sigma'_v = 8.2 (i_{jk} - 1)$
- Material de Núcleo, C-30:  $\sigma'_v = 1.5 i_{jk}$

Donde  $i_{jk}$  corresponde al gradiente hidráulico local del horizonte j-k. La Figura 9.43 muestra un resumen de las fronteras escogidas para cada uno de los materiales ensayados.

Finalmente se puede decir que el modelo numérico permite tener una buena aproximación a los resultados de laboratorio, tanto en condición de flujo ascendente como en condición de flujo descendente, considerando como elementos de convergencia los esfuerzos medidos tanto en la base como en la superficie de cada espécimen. En consecuencia, es posible modelar los ensayos de permeabilidad con el programa FLAC 2D.

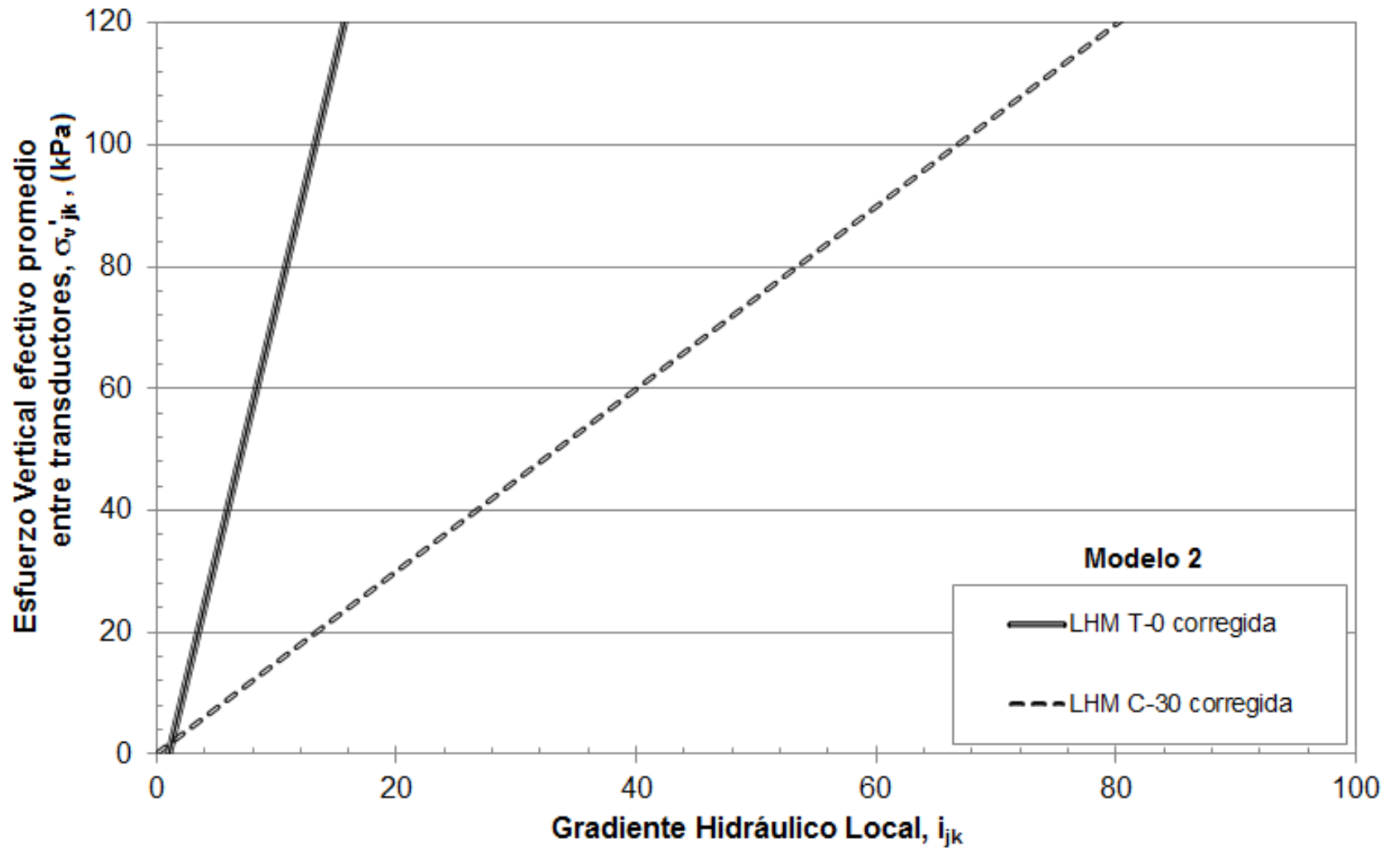


Figura 9.43. Posibles fronteras hidromecánicas, Materiales Bennet Dam

## 10. Conclusiones

El desarrollo de esta tesis permite concluir lo siguiente:

- Las metodologías analíticas y empíricas evaluadas en los materiales de Transición y Núcleo mostraron una inminente inestabilidad interna de estos materiales, exceptuando metodologías de carácter probabilístico que predicen una inestabilidad interna menor al 5%.
- Los resultados de laboratorio indican que es posible generar una línea hidromecánica que delimita la inestabilidad de suelos en el plano Esfuerzo vertical efectivo vs. Gradiente hidráulico local. Según se determinó, esta recta corresponde al horizonte con mayor probabilidad de presentar migración de partículas (horizontes 4 – 5 ó 5 – 6 de probetas ensayadas), y no necesariamente al par esfuerzo – gradiente máximo. Es decir, la inestabilidad se genera en la mitad inferior de las probetas.
- La variación de permeabilidades medida entre horizontes en laboratorio es implementada en FLAC de forma discreta. La diferencia de hasta 1 ó 2 órdenes de magnitud es fundamental para determinar la correcta pendiente de las trayectorias que se generan en el plano esfuerzo vertical efectivo vs. Gradiente hidráulico local. Se cumple que horizontes con menores coeficientes de permeabilidad generan un gasto mayor que los horizontes con mayor permeabilidad y, por ende, desarrollan mayores esfuerzos efectivos en el sub-estrato.
- La disipación de esfuerzos efectivos en profundidad queda bien representada cuando se incorpora un elemento de contacto mecánico. Este contacto entre el suelo y el permeámetro fue concebido de dos maneras: Interfaz de FLAC (modelo 1) y columna de material con restricciones de movimiento (modelo 2).
- En los modelos propuestos, el traspaso de los esfuerzos no sólo es hacia la base de la muestra ensayada, sino también hacia el contacto suelo – permeámetro. Se desarrolla así una distribución radial de esfuerzos en cualquier horizonte que se analice, disminuyendo el esfuerzo vertical en magnitud cuando se aproxima hacia la interfaz.
- El flujo descendente produce un aumento en los esfuerzos en distintos horizontes del espécimen, confirmando la acción de las fuerzas de flujo sobre el material depositado cuando se aumenta el gradiente hidráulico promedio aplicado. Por su

parte, el régimen en flujo ascendente mantiene o disminuye los esfuerzos en cada horizonte.

- Los esfuerzos verticales efectivos, luego de aplicada una sollicitación en la parte superior, disminuyen en profundidad. En general, se cumple la desigualdad  $\sigma'_{12} > \sigma'_{23} > \sigma'_{34} > \sigma'_{45} > \sigma'_{56} > \sigma'_{67}$ . La distribución de esfuerzos verticales obtenida en FLAC no es lineal.
- El diseño mediante la interfaz de FLAC (modelo 1), si bien permite estimar de manera apropiada los esfuerzos verticales en la base de las probetas, es insuficiente para determinar la disipación de esfuerzos durante la etapa de flujo. En este contexto, se estima que el uso de la columna de suelo como elemento disipador es más apropiado, ya que logra acercar los resultados del modelo a los obtenidos en laboratorio durante la etapa de flujo. Este caso corresponde a la solución de permeámetro completamente arriestrado.
- De acuerdo a los resultados del modelo 1, se concluye que:
  - o El ángulo de fricción de la interfaz se encuentra en el rango de superficies rugosas, es decir  $\delta/\phi = 0.65 - 1.00$ . Por su parte, la rigideces de corte y normal no deben ser mayores que  $1 \times 10^7$  kPa/m.
  - o El modelo 1 es incapaz de determinar una combinación de parámetros de la interfaz en el material de Núcleo que permitieran obtener los esfuerzos verticales medidos en la base de cada espécimen.
  - o Los ensayos descendentes del modelo 1 muestran una divergencia de un 30% respecto de las mediciones de laboratorio, diferencia que se estima fuera de los rangos de convergencia o de aceptación. Un cambio en los parámetros de la interfaz permitió un mejoramiento muy leve que se mantiene alejado del objetivo.
- De acuerdo a los resultados del modelo 2, se concluye que:
  - o Las calibraciones de los distintos suelos permitió encontrar valores del módulo de Poisson iguales a  $\nu = 0.20$  para el material de Transición, T-0, y  $\nu = 0.28$  para el material de Núcleo, C-30.
  - o Al final de la etapa de sollicitación, el modelo numérico en flujo descendente (T-0) sobrestima levemente los incrementos de esfuerzos medidos en la placa inferior, diferencias que son menores al 7.7%. Por su parte, en régimen ascendente (C-30), estas diferencias no superan el 10.2%.



- Los esfuerzos verticales en estado crítico (antes de la migración), presentan desviaciones respecto de los resultados empíricos menores al 18% en el caso del material de Transición, lo cual constituye una importante mejoría respecto de los resultados del Modelo 1. No obstante, presenta diferencias que alcanzan el 45%, en el peor de los casos, cuando se analizan los resultados del material del Núcleo.
  - Las trayectorias de esfuerzos en el plano esfuerzo vertical – gradiente hidráulico local tienen absoluta concordancia con las trazadas en laboratorio y se consideran adecuadas para el modelamiento de la frontera hidromecánica.
- La corrección de las distribuciones de esfuerzos efectivos debido a la diferencia de la distribución de esfuerzos verticales al final de la etapa de sollicitación y las consideraciones de las trayectorias en estado crítico efectuadas en el capítulo 9, permiten la redefinición de las fronteras hidromecánicas propuestas en laboratorio. Estas quedan expresadas de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$\text{Material de Transición, T-0:} \quad \sigma'_v = 8.2 (i_{jk} - 1)$$

$$\text{Material de Núcleo, C-30:} \quad \sigma'_v = 1.5 i_{jk}$$

- El éxito del modelo numérico escogido (permeámetro arriestrado completamente del modelo 2) queda reflejado con la favorable cercanía de los resultados del modelo con los resultados experimentales. Mediante las correcciones por distribución inicial de tensiones, fue posible efectuar las correcciones de las fronteras hidromecánicas propuestas por Moffat, R. (2005).

## 11. Bibliografía

Abdullah, I. A. (2005). Shearing rate effect on interfacial friction between sand and steel. Proceedings of the Fifteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, Seoul, Korea, pp. 633 – 640.

Åberg, B. (1993). Washout of grains from filtered sand and gravel materials. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 1, pp. 36 – 53.

Acar, Y. B., Durgunoglu, H. T. and Tumay, M. T. (1981). Interface properties of sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 108, No. GT4, pp. 648 – 654.

Adel, H. den, Bakker, K. J. and Klein Breteler, M. (1988). Internal stability of minestone. International Symposium on Modelling Soil – Water – Structure Interactions, Balkema, Rotterdam, pp. 225 – 231.

American Society for Testing and Materials. Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM D 4254 – 00.

American Society for Testing and Materials. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM D 2487 – 00.

Arulanandan, K. and Perry, E. B. (1983). Erosion relation to filter design criteria in earth dams. Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 5, pp. 682 – 698.

Bertram, G. E. (1940). An experimental investigation of protective filters. Graduate School of Engineering, Harvard University Cambridge, Mass. Pub. 267, Series 7.

Billstein, M. and Svensson, U. (2002). A numerical evaluation of air bubbles as a potential explanation to the higher than expected pore pressures in the core of WAC Bennett Dam. Journal of Hydraulic Research, Vol. 40, No. 5, pp. 623 – 629.

Bosscher, P. J. and Ortiz, C. G. (1987). Frictional properties between sand and various construction materials. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 133, No. 9, pp. 1035 – 1039.

Bowles, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design. 5<sup>th</sup> Edition. The McGraw – Hill Companies, Inc.

Burenkova, V. V. (1993). Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Proceedings of the First International Conference "Geo-filters", Karlsruhe, Germany, pp. 357 – 360.

Carman, P.C., 1956. "Flow of Gases through Porous Media". Butterworth, London.

Cedergreen, H. R. (1967). Seepage, Drainage and Flow nets. John Wiley and Sons, Inc., pp. 184 – 189.

Chung, R. M., Yokel, F. Y. and Drnevich, V. P. (1984). Evaluation of dynamic properties of sands by resonant column testing. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 7, No. 2, pp. 60 – 69.

Clough, G. W. and Duncan, J. M. (1971). Finite element analyses of retaining wall behavior. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. SM12m pp. 1657 – 1673.

Das, B.M. (1941). Fundamentals of soil dynamics. Elsevier Science Publishing Co., Inc. The Netherlands.

Das, B. M. (1999). Principles of foundation engineering, PWS Publishing.

De Grot, M. B., Bakker, K. J. and Verheij, H. J. (1993). Design of geometrically open filters in hydraulic structures. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Proceedings of the First International Conference "Geo-Filters", Karlsruhe, Germany, pp. 143 – 154.

De la Hoz, K. H. (2007). Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería – mención Geotecnia, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. (Ref. Bca. Central: 2007 D370).

Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 56, No. SM5, Proc. Paper 7513, pp. 1625 – 1653.

Engelhardt, W. (1960). "Porosity of Sediments". Springer, Berlin, Göttingen, Heidelberg.

Evgin, E. and Fakharian, K. (1996). Effect of stress paths on the behavior of sand-steel interfaces. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 853 – 865.

Filz, G. M. and Duncan, J. M. (1997). Vertical shear loads on nonmoving walls. I: Theory. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 9, pp. 856 – 862.

Gómez, J. E., Filz, G. M. and Ebeling, R. M. (2000a). Development of an improved numerical model for concrete-to-soil interfaces in soil-structure interaction analyses, Report 2, Final study. ERDC/ITL TR-99-1, US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center.

Gordon, B. B., and Miller, R. K. (1966). Control of Earth and Rock-Fill for Oroville Dam. *Journal, Soil Mechanics and Foundations Division American Society of Civil Engineers*, Volumen 92, No. SM3, pp. 1-23.

Goto, S., Syamoto, Y., and Tamaoki, S. (1987). Dynamics properties of undisturbed gravel samples obtained by the in situ freezing method. *Proceedings of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kyoto, pp. 233-6.

Green, R. A. and Ebeling, R. M. (2003). Modeling the dynamic response of cantilever earth-retaining walls using FLAC. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on FLAC and FLAC3D: Numerical Modeling in Geomechanics*, Sudbury, ON, Canada.

Hagerman, T.H. (1938). "About the Relation between the Distribution Field of the Relative Width of the Particles and the Genesis of the Sediment". *Geologiska Foreningens Förhandl.*, No. 3.

Hannoura, A. A. and Barends, F. B. J. (1981). Non – darcy flow; A state of the art. *Proceedings of Euromech 143*, Delft, Holanda, pp. 37 – 51.

Hardin, B.O. (1978). The nature of stress-strain behavior of soils. *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*, Vol. 1, pp. 3 – 90.

Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966). Sand stiffness under various triaxial stresses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE 89 (SM 2), pp. 27 – 42.

Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972a). Shear modulus and damping soils: Measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE 98 (SM 6), pp. 603 – 624.

Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972b). Shear modulus and damping soils: Design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* 98 (SM 7), pp. 667 – 692.

Hardin, B. O. and Richart, F. E. Jr. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 89, No. SM 1*, pp. 33 – 65.

Hazen, A. (1895). "The Filtration of Public Water Supplies". New York.

Hellström, J. G. I. and Lundström, T. S. (2006). Flow through Porous Media at Moderate Reynolds number. *International Scientific Colloquium, Riga*.

Heywood, H. (1938). "Measurement of the Fineness of Powdered Materials". *Proceedings of Institute of Mechanical Engineers*.

Honjo, Y. and Veneziano, D. (1989). Improved filter criterion for cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1*, pp. 75 – 94.

Honjo, Y., Haque, M.A. and Tsai, K.A. (1996). Self-filtration behaviour of broadly and gap graded cohesionless soils. *Geofilters' 96, BiTech Publishers, Montreal, Canada*, pp. 227 – 236.

Hryciw, R. D. and Irsyam, M. (1993). Behavior of sand particles around a rigid ribbed inclusions during shear. *Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3*, pp. 1 – 13.

Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford University Press Inc., New York.

Indraratna, B. and Radampola, S. (2002). Analysis of critical hydraulic gradient for particle movement in filtration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 4*, pp. 347 – 350.

Indraratna, B. and Vafai, F. (1997). Analytical model for particle migration within base soil-filter system. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 2*, pp. 100 – 109.

Itasca Consulting Group Inc. (2005). *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), User's Guide. Version 5.0*. Minneapolis: ICG, 2005.

Ivicsics, L. (1957). "Hydraulic design of Sedimentary Basins and Determination of Velocity of Sedimentation". *Vizügyi Közlemények*, 3.

Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear modulus of sands. *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp. 19 – 35.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundations*, Vol. 87, No. 1, pp. 39 – 56.

Jáky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest (Magyar Menok es Epitesz Kozloi). *Journal of the Society of Hungarian Architects and engineers*.

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer test and triaxial tests. *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Weisbaden, Germany, pp. 19 – 26.

Kenney, T. C. and Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, pp. 215 – 225.

Kenney, T. C. and Lau, D. (1986). Internal stability of granular filters: Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, pp. 420 – 423.

Kenney, T. C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G. I., Orange, G. N. and Ume, C. A. (1985). Controlling constriction sizes of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, pp. 32 – 43.

Kézdi, Á. (1976). Problems in Soil Physics. Conferencia dictada en la Universidad Autónoma de México. *Sociedad Mexicana de suelos*, A. C. México D.F.

Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations*, Vol. 20, pp. 45 – 60.

Kokusho, T. (1987). In situ dynamic soil properties and their evaluation. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kyoto, Vol. 2, pp. 215 – 435.

Kokusho, T. and Esashi, Y. (1981). Cyclic triaxial test on sands and coarse materials. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1

Kokusho, T. and Tanaka, Y. (1994), Dynamic properties of gravel layers investigated by in situ freezing sampling. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Ground Failures under Seismic Conditions, Atlanta. pp, 12140.

Kóvacs, G. (1968a). "Characterization of Shape of Grains in Seepage Hydraulics". Építés- és Közlekedéstudományi Közlemények, No. 1-2.

Kóvacs, G. (1981). Seepage Hydraulics. Elsevier Scientific Publishers BV, Amsterdam, Holanda.

Kozeny, J. (1953). Hydraulics. Springer, Wien.

Lafleur, J. (1989). Filters (natural materials and geotextiles). General report. Proceedings of the twelfth International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2697 – 2699.

Lafleur, J., Mlynarek, L. and Rollin, A. L. (1993). Filter criteria for well graded cohesionless soils. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Proceedings of the First International Conference "Geo-filters", Karlsruhe, Germany, pp. 97 – 106.

Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology, John Wiley and Sons, Inc.

Li, M. (2008). Seepage induced instability in widely graded soils. Ph.D. thesis, The University of British Columbia, Vancouver, B.C

Lindquist, E. (1933). "On the Flow of Water through Porous Soil". First Congress of ICOLD, Stockholm.

Lo Presti, D. (1987): Mechanical behaviour of Ticino sand from resonant-column tests, Ph.D. Thesis, Department of Structural Engineering, Politecnico di Torino, Italia.

Locke, M. and Indraratna, B. (2002). Filtration of broadly graded soils: the reduced PSD method. Géotechnique, Vol. 52, No. 4, pp. 285 – 287.

Loebotsjkov, E. A. (1969). The calculation of suffusion properties of noncohesive soils when using the non-suffusion analog (in Russian). International Conference on Hydraulic Research. Brno. Czechoslovakia. Publication of the Technical University of Brno., Sbazek B-5, pp. 135 – 148.

Low, W. and Lyell, A. (1967). Portage Mountain Dam: III. Development of Construction Control. Canadian Geotechnical Journal, Volume 4, No. 2, pp. 184 - 217.

Lubochkov, E. A. (1965). Graphical and analytical methods for the determination of the properties of non – cohesive soils characterizing suffusion. (en Ruso). Izvestia VNIG, No. 78.

Mao, C. X. (2005). Study of piping and filters: part I of piping. (en Chino). Rock and Soil Mechanics, Vol. 26, No. 2, pp. 209 – 215.

McCarthy, D. F. (1977). Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Reston Publishing Company, Inc. Prentice – Hall.

Melentev, V.A. (1960). Hydraulics dams from gravels and sands. Goztekhnizdat, Moscow.

Miháltz, J. and Ungár, T. (1954). “Separation of Alluvial and Wind-borne Sands”. Földtani Közlöny, No. 1-2.

Moffat, R. (2005). Experiments on the internal stability of widely-graded cohesionless soils. Ph.D. thesis, The University of British Columbia, Vancouver, B.C

Morgan, G.C. and Harris, M. C. (1967). Portage Mountain Dam: II. Materials. Canadian Geotechnical Journal, Volume 4, No. 2, pp. 142 – 166.

Mott, R. L. (1996). Mecánica de fluidos aplicada. Prentice Hall, 1996.

Myogahara, Y., Morita, S. and Kuroki, H. (1993). Piping stability in the filter material of rock-fill dams. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Proceedings of the First International Conference “Geo-Filters”, Karlsruhe, Germany, pp. 107 – 111.

Nishio, N., Tamaoki, K., and Machida, Y. (1985). Dynamic deformation characteristics of crushed gravel by means of large-size triaxial test apparatus. Proceedings of the 20<sup>th</sup> Annual Convention, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 603-4.



Ohsaki, Y. and Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 4, pp. 61 – 73.

Peterson, M. S., Kulhawy, F. H., Nucci, L. R. and Wasil, B. A. (1976). Stress – deformation behavior of soil-concrete interfaces. Contract Report B-49 to Niagara Mohawk Power Corporation, Syracuse, N.Y.

Potyondy, J. G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials. *Geotechnique*, Vol. 11, No. 4, 1961, pp. 339 – 353.

Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974). *Elastic solutions for soils and rock mechanics*. John Wiley and Sons, Inc. New York – London – Sidney – Toronto.

Prange, B. (1981). Resonant column testing of railroad ballast. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 1.

Prinz, E. (1923). *Handbuch der Hydroloie*. 2. Aufl. Julius Springer, Berlin.

Ripley, Ch. (1967). Portage Mountain Dam: I. An outline of the Project. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 4, No. 2, pp. 125-138.

Roesler, S. K. (1979). Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT7, pp. 871 – 880.

Rollins, K., Evans, M., Diehl, N. and Daily, W. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 5, pp. 396 – 405.

Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 5, pp. 451 – 462.

Santamarina, J. C., Klein, K. A. and Fam, M. A. (2001). *Soils and Waves. Particulate Materials Behavior Characterization and Process Monitoring*. John Wiley and Sons, Ltd.

Scheidegger, A. E. (1957). *The Physics of Flow through Porous Media*, Macmillan, New York.

Schuler, U. and Brauns, J. (1993). Behaviour of coarse and well-graded filters. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering. Proceedings of the First International Conference "Geo-Filters", Karlsruhe, Germany, pp. 3 – 17.

Seed, B., Wong, R., Idriss, I., Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 11, pp. 1016 – 1032.

Sherard, J. L. and Dunnigan, L. P. (1989). Critical filters for impervious soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 7, pp. 927 – 947.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. and Talbot, J. R. (1984a). Basic properties of sand and gravel filters. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 100, No. 6, pp. 684 – 700.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. and Talbot, J. R. (1984b). Filters for silts and clays. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 100, No. 6, pp. 701 – 718.

Sichardt, W. (1952). Kies- und Sandfilter im Grund- und Wasserbau. Die Bautechnik 29. Jahrg., Heft 3, pp. 72 – 76.

Skempton, A. W. and Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. Géotechnique, Vol. 44, No. 3, pp. 499 – 460.

Stelczer, K. (1967). "Abrasion of Bed-load Material". Vizügyi Közlemények, 2.

Stewart, R. and Imrie, A. (1993). A new perspective based on the 25 year performance of WAC Bennett Dam. International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, pp. 53 – 69.

Stewart, R., Imrie, A. and Hawson, H. (1990); Unusual behaviour of the core at WAC Bennett Dam. 43<sup>rd</sup> Canadian Geotechnical Conference, Quebec, 2, pp. 549 – 558

Szadeczky-Kardoss, E., 1933: "Determination of the Coefficient of Roundness". Centralblatt für Mineralogie.

Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y., and Ikemi, M. (1987). A study of the mechanical properties of sandy gravel – dynamic properties of reconstituted sample. Report U87019, Central Research Institute of Electric Power Industry, (in Japanese)

Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y., and Kokusho, T. (1992). Undrained cyclic strength of gravelly soil and its evaluation by penetration resistance and shear modulus. *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 4, pp. 128 – 142.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., pp. 134 – 135.

Terzaghi, K. and Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1965). *Mécanique des Sols Appliquée*. Dunod, Paris.

Terzaghi, K., Peck, R. and Gholamreza, M. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Third edition, John Wiley and Sons, Inc.

Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1986b). Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp 53 – 64.

Tomlinson, S. S. and Vaid, Y. P. (2000). Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 1 – 13.

U. S. Department of the Interior, B. R. (1998). *Earth Manual, Part 1. Third Edition*. Earth Science and Research Laboratory, Geotechnical Research. U. S. Government Printing Office.

Uesugi, M. and Kishida, H. (1984). A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles (Discussion). *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 3, pp. 125 – 126.

Uesugi, M. and Kishida, H. (1986a). Influential factors of friction between steel and dry sands. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 2, pp. 33 – 46.

Uesugi, M. and Kishida, H. (1986b). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 139 – 149.

Uesugi, M., Kishida, H. and Tsubakihara, Y. (1988). Behavior of sand particles in sand-steel friction. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No.1, pp. 107 – 118.

Vaughan, P. R. and Soares, H. F. (1982). Design for clay cores of dams. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, VOI. 108, No. GT1, pp. 17 – 31.

Wan , C. F. and Fell, R. (2004). Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations. UNICIV Report No. R-429, University of New South Wales, Sydney, Australia, pp. 223.

Wan, C.F., and Fell, R. (2008). “Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations.” J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg. 134 (3):401-407.

Warner, J., Jefferies, M. and Garner, S. (2003). Compaction Grouting for Sinkhole Repair at WAC Bennett Dam. ASCE Conf. Proc. Grouting and Ground Treatment (GSP 120) Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment.

Wood, D.M., (2007). The Magic of Sands. 20<sup>th</sup> Bjerium Lecture presented in Oslo 25 November 2005. Canadian Geotechnical Journal, Volume 44, No. 11, pp. 1329 – 1350

Yu, B. P. and Richart, F. E. Jr. (1984). Stress ratio on shear modulus of dry sands. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No.3, pp. 331 – 345.

Zeghal, M. and Edil, T. (2002). Soil structure interaction analysis: modeling the interface. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, pp. 620 – 628.

Zhou, Y, Chen, Y. and Huan, B. (2005). Experimental study of seismic cyclic loading effects on small strain modulus of saturate sands. Journal of Zhejiang Univerity SCIENCE, Vol. 6A, No. 3, pp. 229 – 236.

#### Softwares

Google Earth software (2008).

FLAC 2D v5.0

#### Sitios web.

<http://edboyden.org/constants.html>

<http://www.sas.org/E-Bulletin/archive/reference/material/byProperty.html>

## **ANEXOS**

## Anexo A: Determinación de $G_s$

Moffat, R. (2005) explica en su tesis que se determinó el valor del peso específico,  $G_s$ , de la fracción de arena fina de las distintas muestras de suelo. Asumió el mismo valor para la fracción gruesa del suelo. En esa oportunidad se determinó que  $G_s$  es igual a 2.7.

Para corroborar dicho valor, se recurre a la información proporcionada en las Tablas expuestas en su tesis doctoral: Posterior a la consolidación de cada uno de los suelos, Transición y Núcleo, se midieron el largo de la probeta, la tensión vertical aplicada en la parte superior, el índice de vacíos y la densidad seca respectiva.

Ayudados del diagrama trifásico (Figura A), los valores de  $G_s$  son los que se muestran en las Tablas A1 y A2 para los suelos tipo Transición y Núcleo, respectivamente. Como es posible apreciar, los valores de  $G_s$  se encuentran entre 2.69 y 2.71, corroborando el valor del peso específico expuesto en dicha publicación.

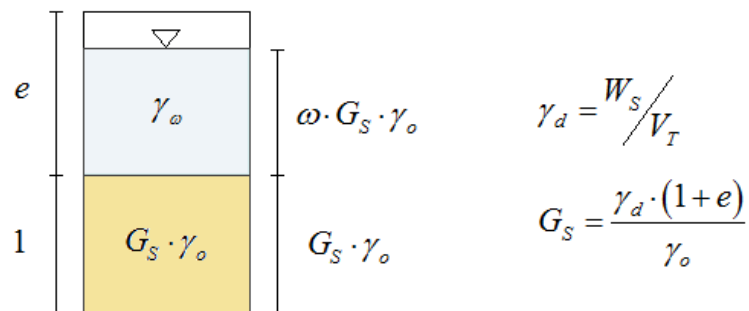


Figura A: Diagrama Trifásico

**Tabla A1: Valores de G<sub>s</sub> para el suelo tipo Transición T-0 y T-5.**

Código ensayo	L <sub>c</sub> <sup>†</sup> (cm)	σ <sub>v'c</sub> (kPa)	e <sub>c</sub>	(γ <sub>d</sub> ) <sub>c</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>
T-0-25-D	55.2	25	0.38	19.3	2.71
T-0-100-D	55.5	100	0.33	20.0	2.71
T-0-175-D	55.6	175	0.33	20.0	2.71
T-5-25-D	44.2	25	0.28	20.8	2.71
T-5-175-U	44.0	175	N.A.	N.A.	N.A.
T-5-50-D	45.0	50	0.29	20.5	2.70
T-5-50-D-R	42.4	50	N.A.	N.A.	N.A.
T-5-25-U	45.5	25	0.30	20.3	2.69
T-5-30-U	45.0	30	0.29	20.5	2.70

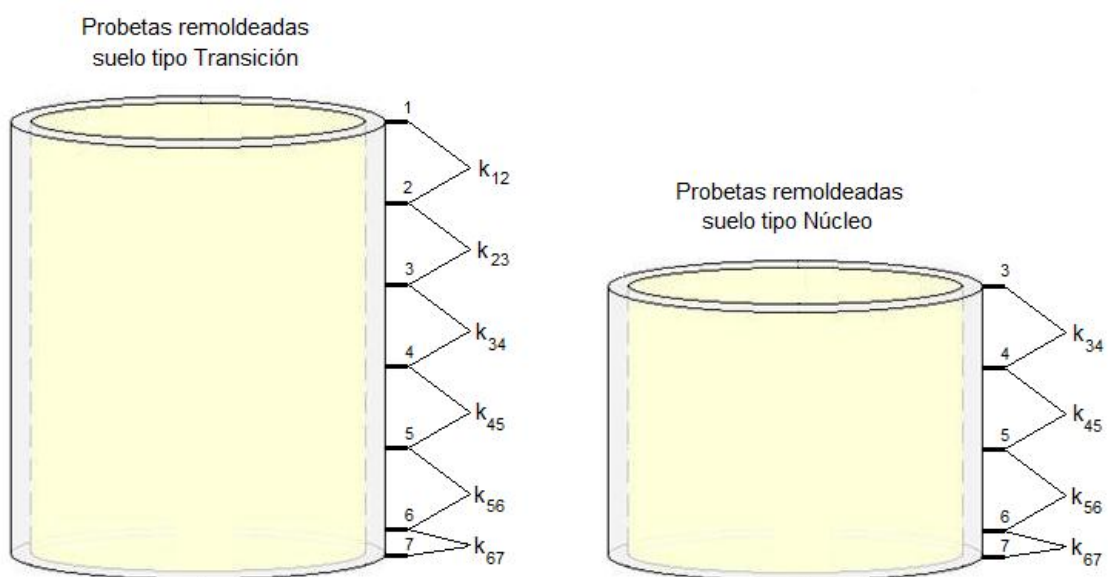
**Tabla A2: Valores de G<sub>s</sub> para el suelo tipo Núcleo C-20 y C-30**

Código ensayo	L <sub>c</sub> (cm)	σ <sub>v'c</sub> (kPa)	e <sub>c</sub>	(γ <sub>d</sub> ) <sub>c</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>
C-20-50-U	34.0	50	0.37	19.3	2.70
C-20-85-U	34.5	85	0.39	19.1	2.71
C-30-25-U	35.5	25	0.44	18.4	2.70
C-30-50-U	35.4	50	0.44	18.4	2.70
C-30-80-U	33.5	80	0.36	19.5	2.70
C-30-100-U	32.5	100	0.39	19.1	2.71

<sup>†</sup> El subíndice 'c' indica que los datos son posteriores a la consolidación de cada probeta.

## Anexo B: Determinación de permeabilidades en cada suelo

Cada uno de los suelos ensayados tiene una permeabilidad que no es uniforme en todo el espécimen. Su variación en altura depende de factores como la pérdida de finos en la base de la probeta debido a la abertura de la malla metálica en la base y la densidad inducida por efectos de la depositación saturada del suelo (tipo slurry). Moffat, R. (2005), midió durante todo el ensayo los valores de la permeabilidad en función de gradiente hidráulico aplicado (en sentido ascendente o descendente) a distintas alturas respecto de la base de la probeta, de acuerdo a la disposición de los transductores en el manto del permeámetro, tal como lo muestra la Figura B.



**Figura B: Esquema de la distribución de transductores con que se miden las permeabilidades en probetas con suelo tipo transición y núcleo**

Cada suelo presenta distintas permeabilidades locales en la probeta, de acuerdo a la ubicación respecto a la base. En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos experimentalmente. Es posible visualizar que las permeabilidades no varían en demasía a lo largo del ensayo u oscilan alrededor de un valor determinado. La permeabilidad escogida para cada ensayo corresponde al valor promedio de los valores medidos hasta el punto antes de la migración de partículas.



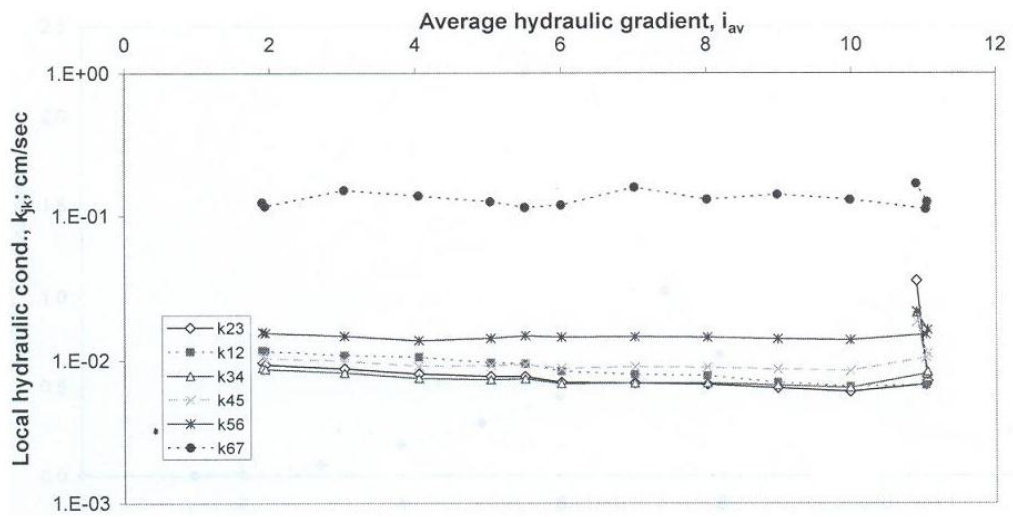


Figura B1: Permeabilidades en altura, ensayo T-0-25-D.

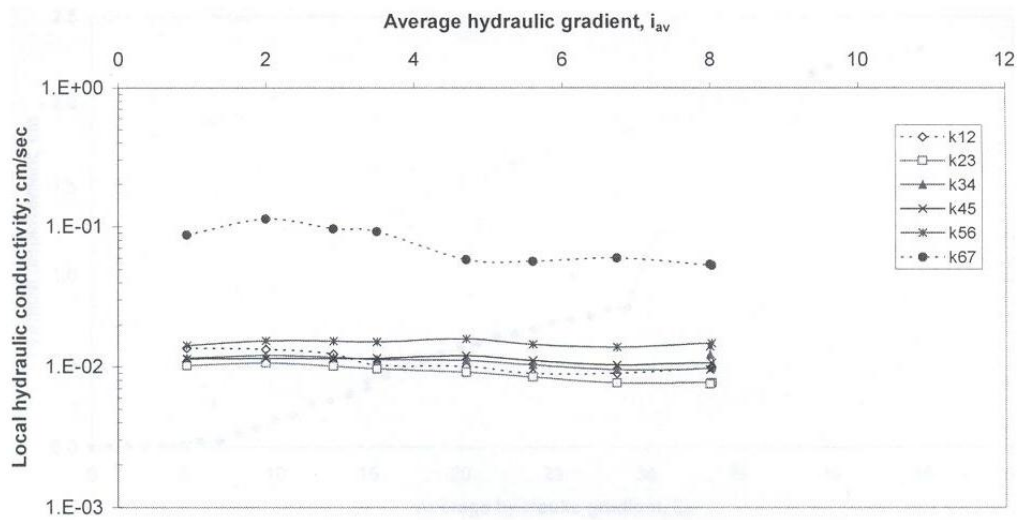


Figura B2: Permeabilidades en altura, ensayo T-0-100-D.

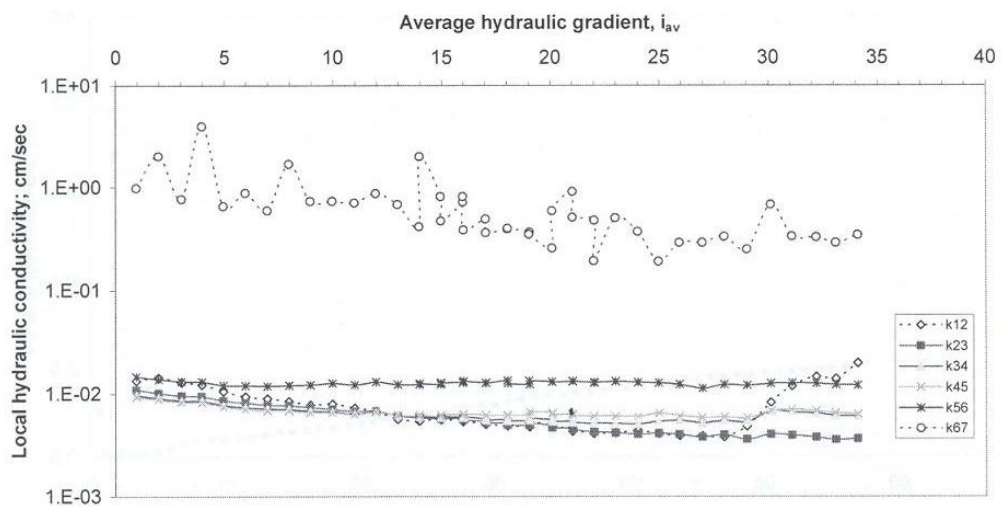


Figura B3: Permeabilidades en altura, ensayo T-0-175-D.

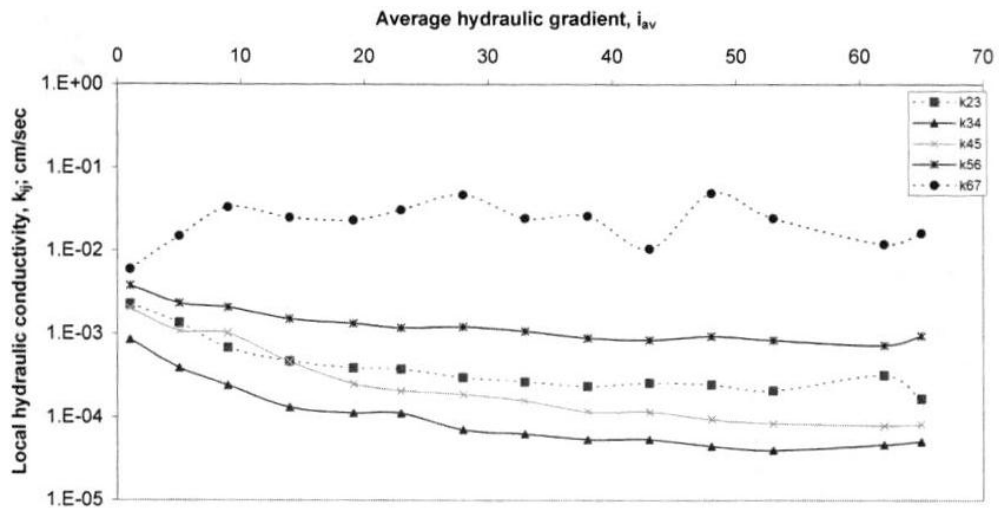


Figura B4: Permeabilidades en altura, ensayo T-5-25-D.

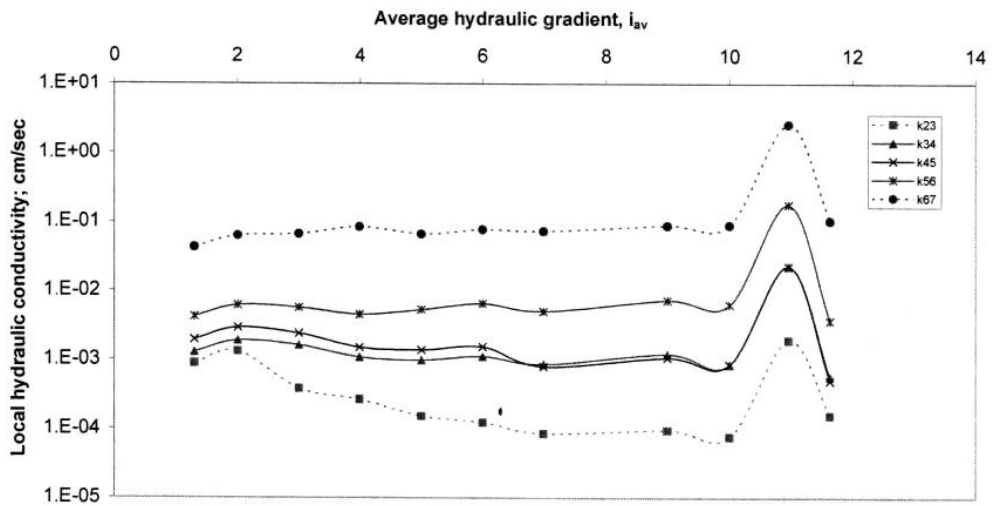


Figura B5: Permeabilidades en altura, ensayo T-5-50-D.

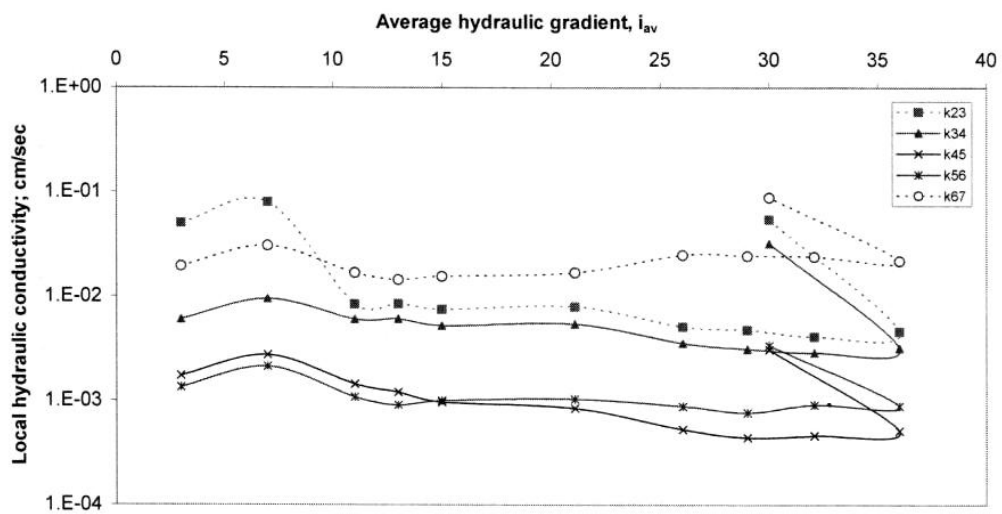


Figura B6: Permeabilidades en altura, ensayo T-5-50-D (R).

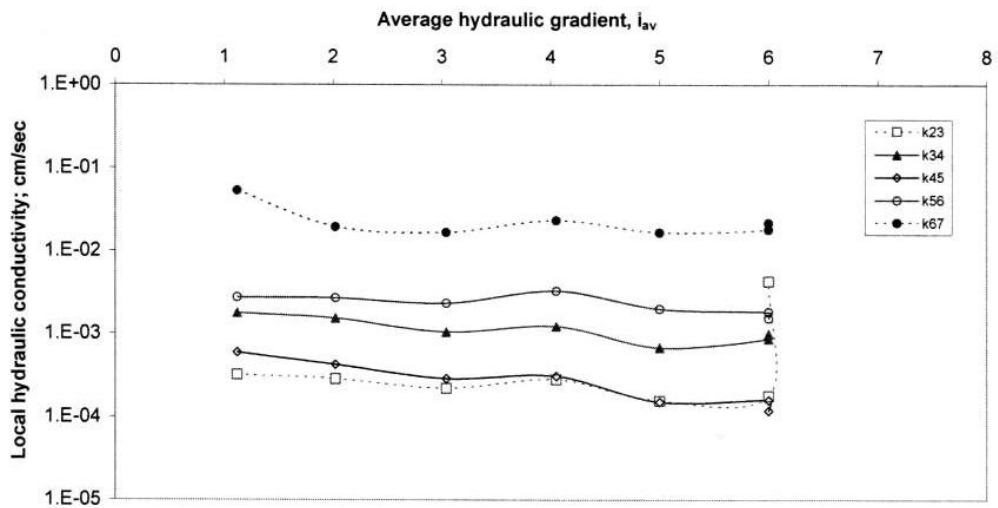


Figura B7: Permeabilidades en altura, ensayo T-5-25-U.

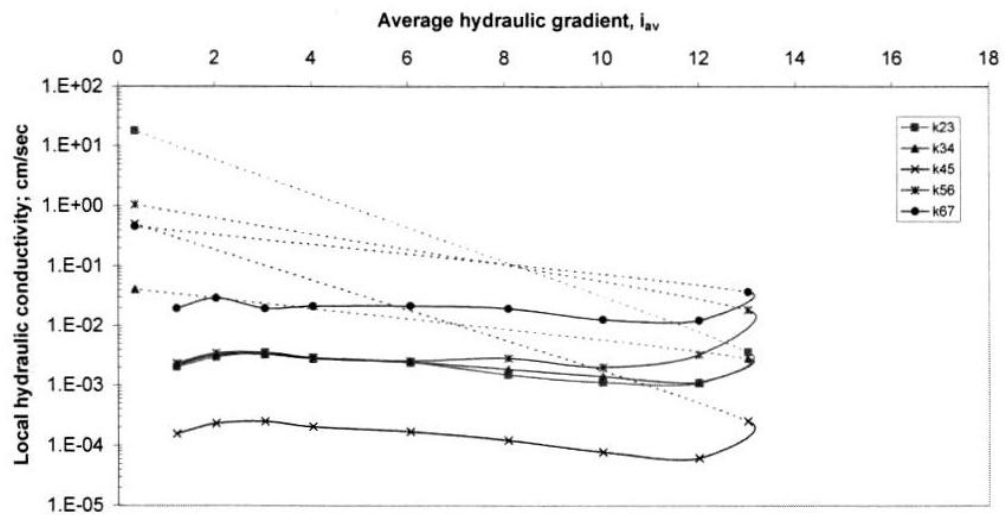


Figura B8: Permeabilidades en altura, ensayo T-5-30-U.

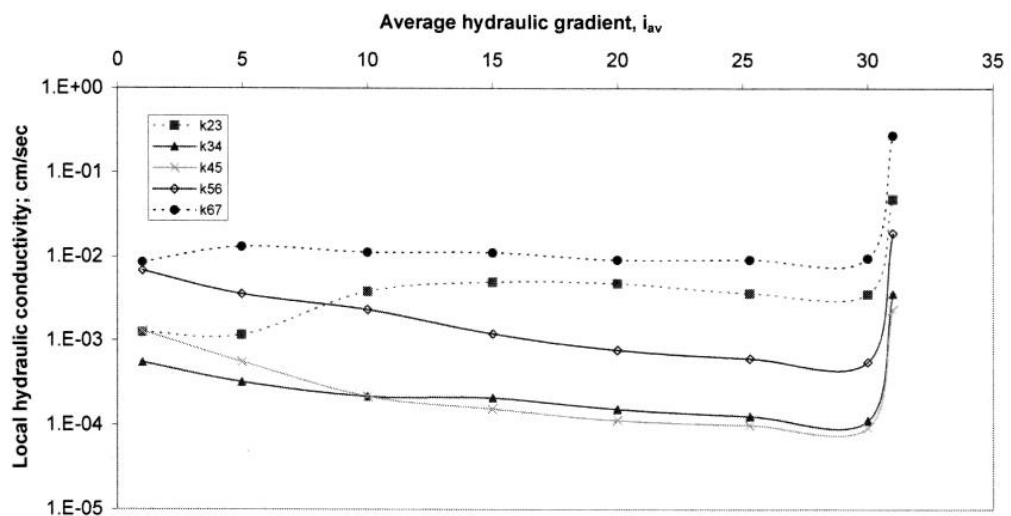


Figura B9: Permeabilidades en altura, ensayo T-5-175-U.

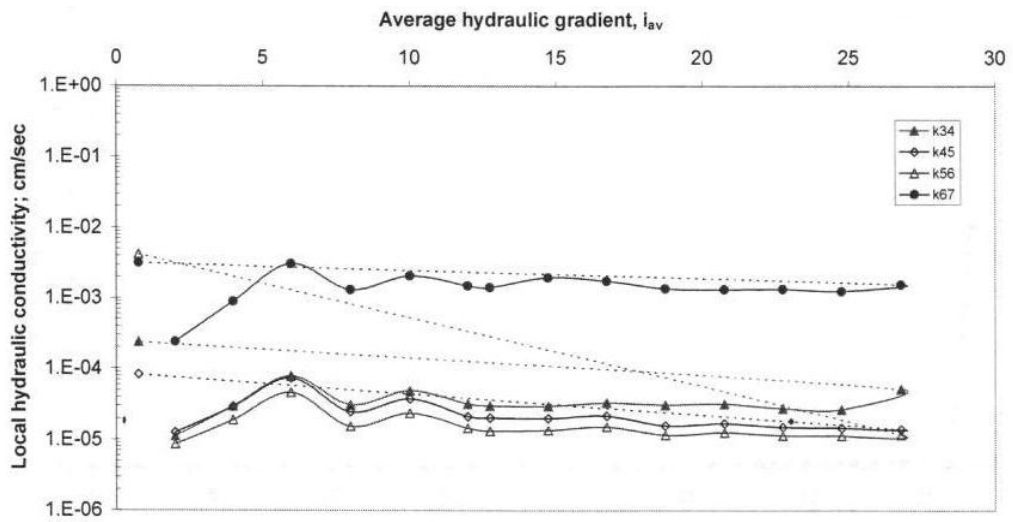


Figura B10: Permeabilidades en altura, ensayo C-20-50-U.

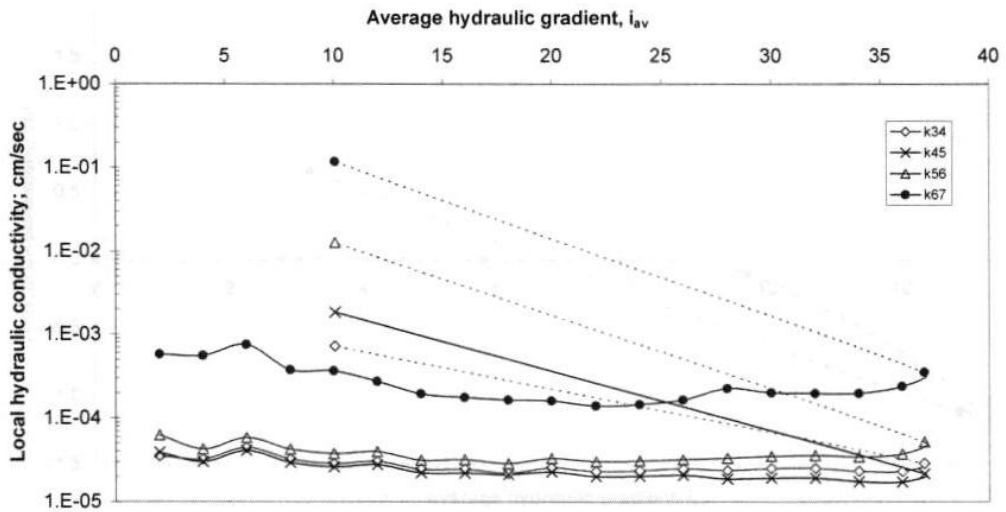


Figura B11: Permeabilidades en altura, ensayo C-20-85-U.

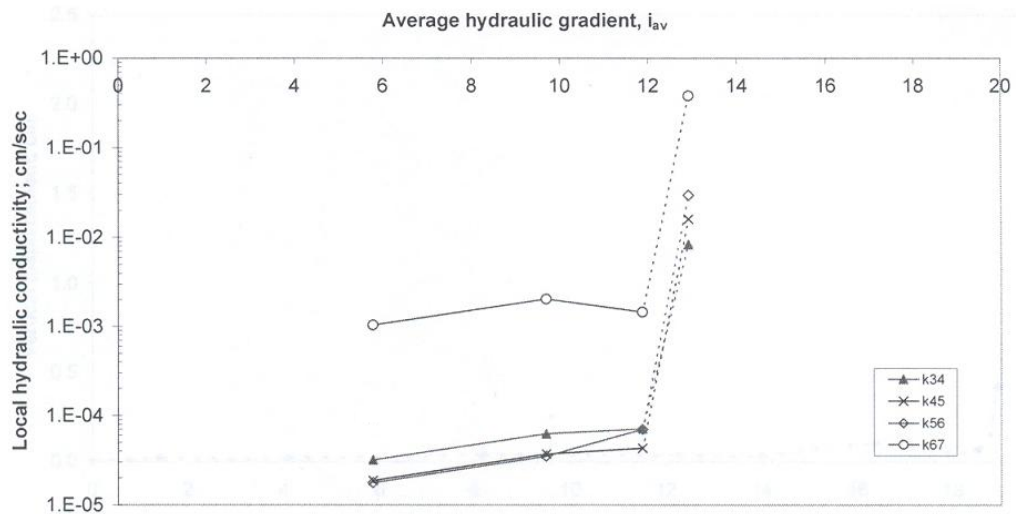


Figura B12: Permeabilidades en altura, ensayo C-30-25-U.

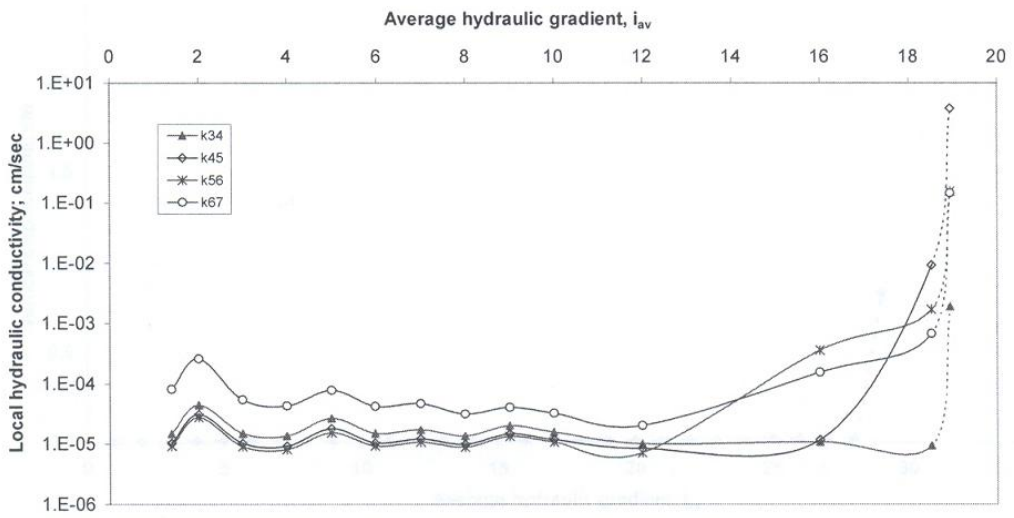


Figura B13: Permeabilidades en altura, ensayo C-30-50-U.

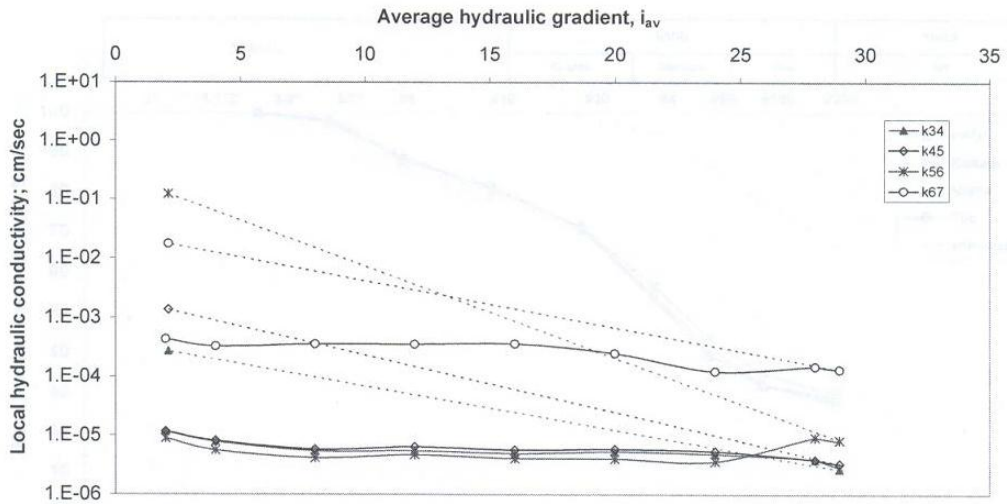


Figura B14: Permeabilidades en altura, ensayo C-30-85-U.

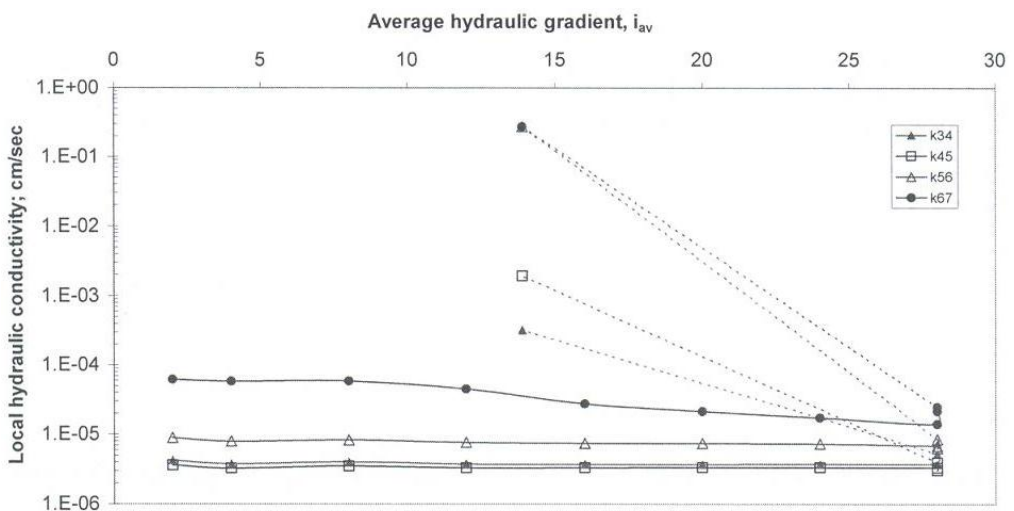


Figura B15: Permeabilidades en altura, ensayo C-30-100-U.

## **Anexo C: Cálculo del módulo de corte para los distintos suelos**

Basado en los estudios presentados en el capítulo 5 de esta tesis, se dispone de las tablas con las expresiones del módulo de corte en función de la tensión de confinamiento, tanto para gravas como para arenas (Tablas 5.1 a 5.3). Reemplazando los valores de la tabla 5.7 en las expresiones que cada autor propuso es posible obtener las curvas que se muestran en la figura 5.33, para el suelo perteneciente al sector de Transición, y en la figura 5.36, para el suelo perteneciente al sector del Núcleo.

### **Suelo perteneciente al sector de Transición**

Los valores deducidos según se explicó previamente, se muestran en la Tabla C.1. Se castiga en un 10% el módulo del suelo con un 5% de contenido de finos respecto del material sin finos. Esta disminución arbitraria es conservadora respecto de lo encontrado por Iwasaki and Tatsuoka (1977) para la arena de Iruma. No obstante, es consecuente con la propuesta hecha validando la existencia de una relación decreciente del módulo de Corte con el aumento del porcentaje de finos en la muestra.

Las correlaciones de Goto et al (1992) son las utilizadas para evaluar el módulo de corte del material de Transición, debido a que tanto la granulometría como el Coeficiente de Uniformidad son similares a los del suelo estudiado por dicho autor. Los resultados se muestran en la Tabla C.2.

**Tabla C.1: Dedución de los valores del módulo de corte de gravas con 0% y 5% de contenido de finos.**

Tipo de flujo	Unidad	T-0			T-5				
		Desc.	Desc.	Desc.	Desc.	Asc.	Asc.	Desc.	Asc.
Tensión vertical eff.	[kPa]	25	100	175	25	25	30	50	175
Largo probeta	[m]	0.552	0.555	0.556	0.442	0.455	0.45	0.45	0.44
Densidad seca	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.3	20	20	20.8	20.3	20.5	20.5	N.A.
Índice de vacíos	[ ]	0.38	0.33	0.33	0.25	0.3	0.29	0.29	N.A.

**Módulo de Corte, Go**

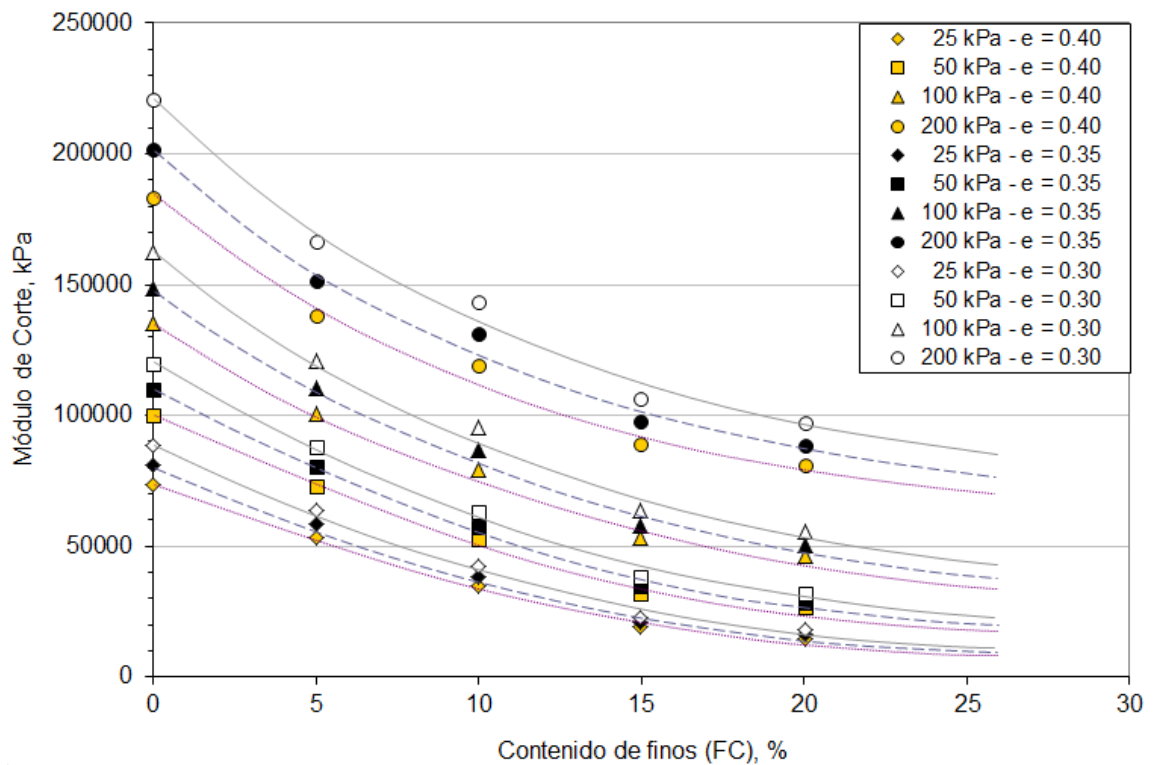
Fórmula	Suelo	Unidad	T-0			T-5				
Prange 1981	Ballasto	[kg/cm <sup>2</sup> ]	914	1527	1884	1113	1032	1110	1319	2754
Kokusho & Esashi 1981	Crushed Rock	[kg/cm <sup>2</sup> ]	1194	2468	3344	1517	1384	1534	1967	4883
Kokusho & Esashi 1981	Grava redondeada	[kg/cm <sup>2</sup> ]	873	1911	2661	1109	1011	1130	1482	3835
Tanaka et al. 1987	Arena gruesa	[kg/cm <sup>2</sup> ]	320	701	976	407	371	414	543	1406
Goto et al. 1987	Grava	[kg/cm <sup>2</sup> ]	231	675	1079	293	268	311	456	1400
Nishio et al 1985	Grava	[kg/cm <sup>2</sup> ]	656	1194	1522	833	759	828	1010	2263
Goto et al. 1992	Grava - Tone river	[kg/cm <sup>2</sup> ]	270	550	760	290	290	320	410	810

**Tabla C.2: Valores del módulo de corte de diseño para el suelo perteneciente al sector de transición.**

Tipo de flujo	Unidad	T-0			T-5				
		Desc.	Desc.	Desc.	Desc.	Asc.	Asc.	Desc.	Asc.
Tensión vertical efectiva	[kPa]	25	100	175	25	25	30	50	175
Tensión vertical efectiva (SI)	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.25	1.02	1.78	0.25	0.25	0.31	0.51	1.78
Densidad (t/m <sup>3</sup> )		1.97	2.04	2.04	2.12	2.07	2.09	2.09	N.A.
Ko	[ ]	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38
Índice de vacíos	[ ]	0.38	0.33	0.33	0.25	0.3	0.29	0.29	N.A.
Tensión media, p'	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.12	0.38	0.66	0.12	0.12	0.14	0.22	0.71
Go (Goto et al., 1992)	[kg/cm <sup>2</sup> ]	270	550	760	290	290	320	410	810

## Suelo perteneciente al sector del Núcleo

Análogo al cálculo del módulo de las gravas, se realiza una disminución del valor de  $G_o$  según lo postulado por Iwasaki and Tatsuoka (1977) por efectos del contenido de finos y del Coeficiente de Uniformidad sobre los suelos de las publicaciones recopiladas que, por lo general, no contienen finos y tienen un Coeficiente de Uniformidad cercano a 1. En el caso de la arena de Ottawa ensayada por Salgado et al. (2000), la corrección por finos se hace respecto de la Figura C.1, correspondiente a los resultados encontrados en su publicación.



**Figura C.1: Corrección por contenido de finos arena de Ottawa para distintos índices de vacíos y tensiones de confinamiento, Salgado et al. (2000)**

Debido a que el suelo perteneciente al Núcleo tiene un 20% y un 30% de contenido de finos y un Coeficiente de Uniformidad promedio cercano a 30, se reduce el valor en un 65% para el material que tiene un 30% de finos y en un 60% para el material que tiene un 20% de finos. Por su parte, el efecto del Coeficiente de Uniformidad castiga a ambos suelos en un 40%.

La Tabla C.3 muestra los pasos realizados para generar la Figura 5.31. La Tabla C.4 entrega el resultado final del valor del módulo de corte buscado para el suelo del Núcleo.



**Tabla C.3: Dedución de los valores del módulo de corte para un suelo arenoso con 20% de finos y 30% de finos.**

Tipo de flujo	Unidad	C-20		C-30			
		Asc.	Asc.	Asc.	Asc.	Asc.	Asc.
Tensión confinam.	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.21	0.35	0.11	0.20	0.45	0.56
Largo probeta	[cm]	34.0	34.5	35.5	35.4	33.5	32.5
Densidad seca	[g/cm <sup>3</sup> ]	1.97	1.95	1.88	1.88	1.99	1.95
Indice de vacios	[ ]	0.37	0.39	0.44	0.44	0.36	0.39

**Módulo de Corte, Go ARENAS LIMPIAS (Estos resultados son válidos si los suelos de esta tesis no tuvieran finos)**

Fórmula	Suelo	Unidad	C-20		C-30			
Hardin & Richart 1963	Crushed Quartz	[kg/cm <sup>2</sup> ]	744	919	485	654	1094	1169
Shibata & Soelamo 1975	3 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	785	972	517	698	1151	1236
Iwasaki & Tatsuoka 1977	16 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	1149	1343	780	990	1573	1628
Kokusho 1980	Toyoura y Gifu	[kg/cm <sup>2</sup> ]	919	1127	585	788	1355	1434
Yu & Richart 1984	3 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	766	939	487	657	1129	1195
Chung et al. 1984	Monterrey # 0	[kg/cm <sup>2</sup> ]	1231	1506	813	1084	1783	1897
Salgado et al. 2000	Arena de Ottawa	[kg/cm <sup>2</sup> ]	736	876	487	633	1037	1082
Zhou et al. 2005	Arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	496	614	323	436	732	783

**Módulo de Corte, Go ARENAS CON FINOS (Castigo de 60% para un 20% F.C. y de 65% para un 30% F.C., excepto Salgado et al. 2000)**

Fórmula	Suelo	Unidad	C-20		C-30			
Hardin & Richart 1963	Crushed Quartz	[kg/cm <sup>2</sup> ]	298	368	170	229	383	409
Shibata & Soelamo 1975	3 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	314	389	181	244	403	433
Iwasaki & Tatsuoka 1977	16 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	460	537	273	347	551	570
Kokusho 1980	Toyoura y Gifu	[kg/cm <sup>2</sup> ]	368	451	205	276	474	502
Yu & Richart 1984	3 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	306	376	171	230	395	418
Chung et al. 1984	Monterrey # 0	[kg/cm <sup>2</sup> ]	493	602	285	379	624	664
Salgado et al. 2000	Arena de Ottawa	[kg/cm <sup>2</sup> ]	196	249	119	167	307	331
Zhou et al. 2005	Arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	199	246	113	153	256	274

**Módulo de Corte, Go ARENAS CON FINOS Y C.U. = 30 (Castigo de 40% por efectos del C.U.)**

Fórmula	Suelo	Unidad	C-20		C-30			
Hardin & Richart 1963	Crushed Quartz	[kg/cm <sup>2</sup> ]	179	221	102	137	230	245
Shibata & Soelamo 1975	3 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	188	233	109	147	242	260
Iwasaki & Tatsuoka 1977	16 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	276	322	164	208	330	342
Kokusho 1980	Toyoura y Gifu	[kg/cm <sup>2</sup> ]	221	271	123	166	285	301
Yu & Richart 1984	3 tipos de arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	184	225	102	138	237	251
Chung et al. 1984	Monterrey # 0	[kg/cm <sup>2</sup> ]	296	361	171	228	374	398
Salgado et al. 2000	Arena de Ottawa	[kg/cm <sup>2</sup> ]	117	150	71	100	184	199
Zhou et al. 2005	Arena	[kg/cm <sup>2</sup> ]	119	147	68	92	154	165

**Tabla C.4: Valores del módulo de corte de diseño para el suelo perteneciente al sector del Núcleo.**

Tipo de flujo	Unidad	C-20		C-30			
		Asc.	Asc.	Asc.	Asc.	Asc.	Asc.
Tensión vertical efectiva superficie	[kPa]	50	85	25	50	80	100
Tensión vertical efectiva sup. (SI)	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.51	0.87	0.25	0.51	0.82	1.02
K*	[ ]	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37
Tensión media, p'	[kg/cm <sup>2</sup> ]	0.22	0.35	0.11	0.21	0.44	0.56
Indice de vacios	[ ]	0.37	0.39	0.44	0.44	0.36	0.39
Go promedio	[kg/cm <sup>2</sup> ]	200	240	110	150	250	270

## Anexo D: Resultados de Laboratorio, Moffat, R. (2005)

Se muestran a continuación los gráficos obtenidos de los ensayos en el laboratorio para los suelos de Transición sin contenido de finos y del Núcleo con un 30% de finos. Cabe destacar que las permeabilidades medidas respectivas fueron entregadas previamente en el Anexo B, acápite construido con el objeto de determinar los parámetros obtenidos empíricamente en el capítulo 5.2, requeridos por la construcción del modelo numérico.

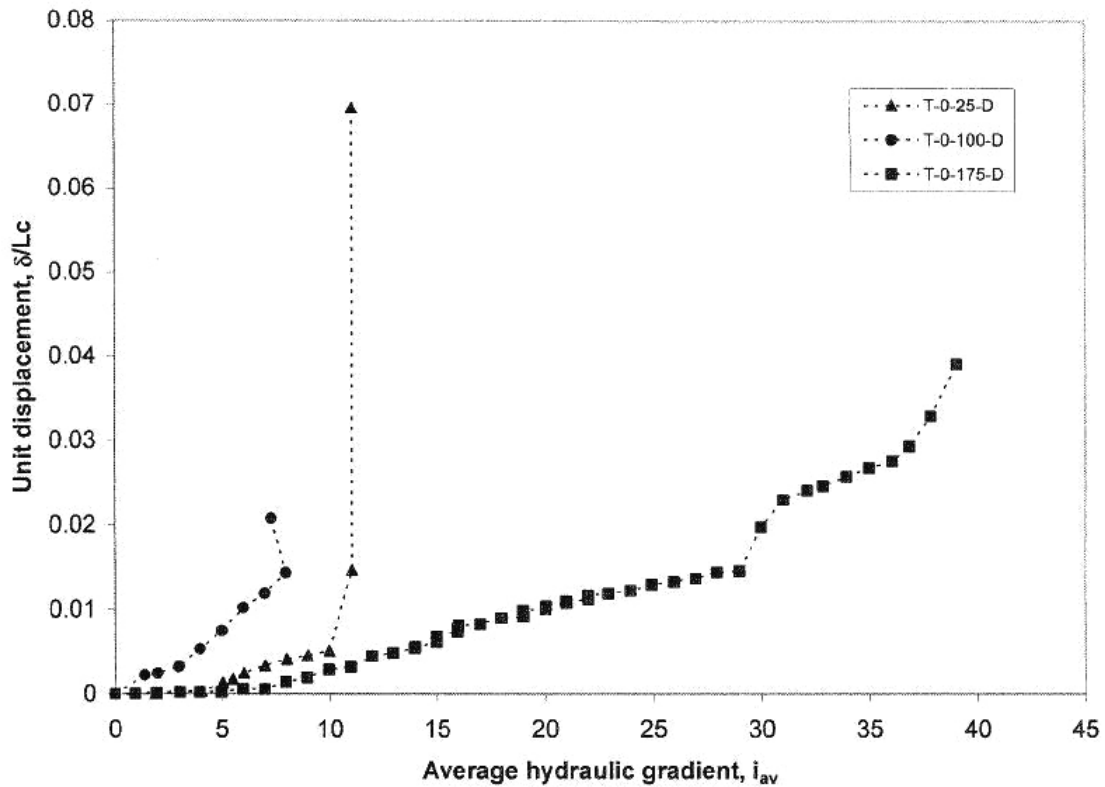


Figura D.1. Desplazamiento unitario del suelo de Transición (T-0) en función del gradiente hidráulico promedio

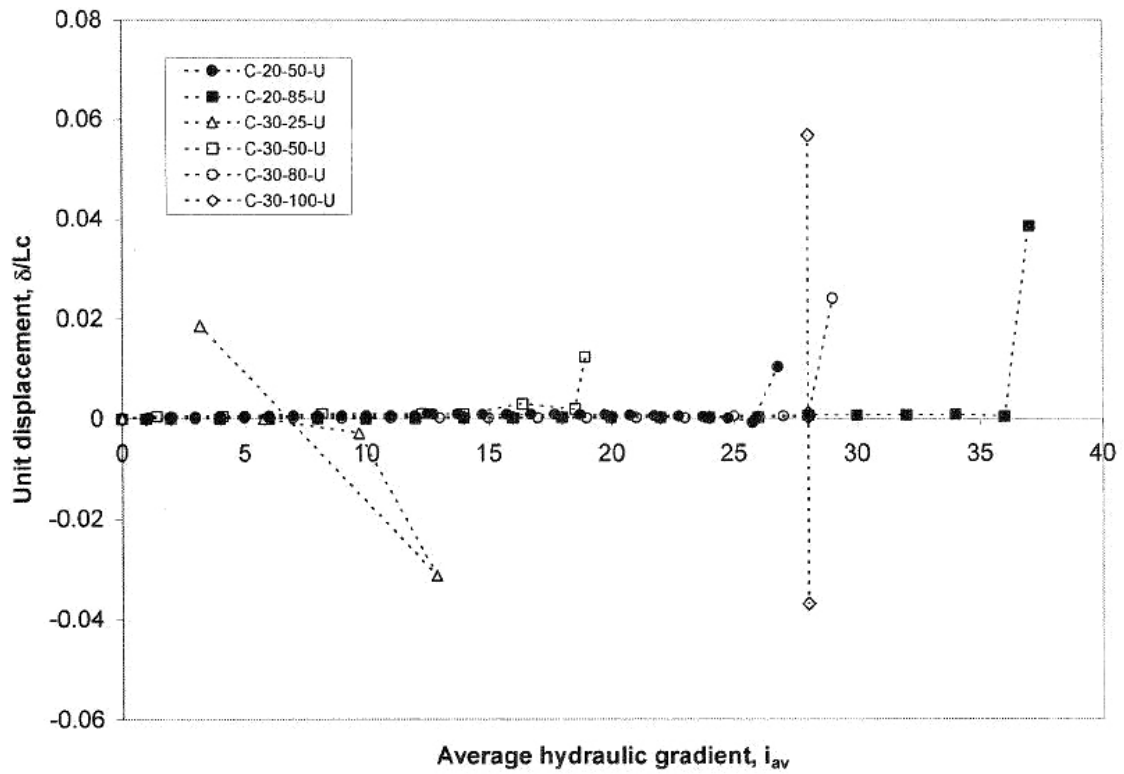
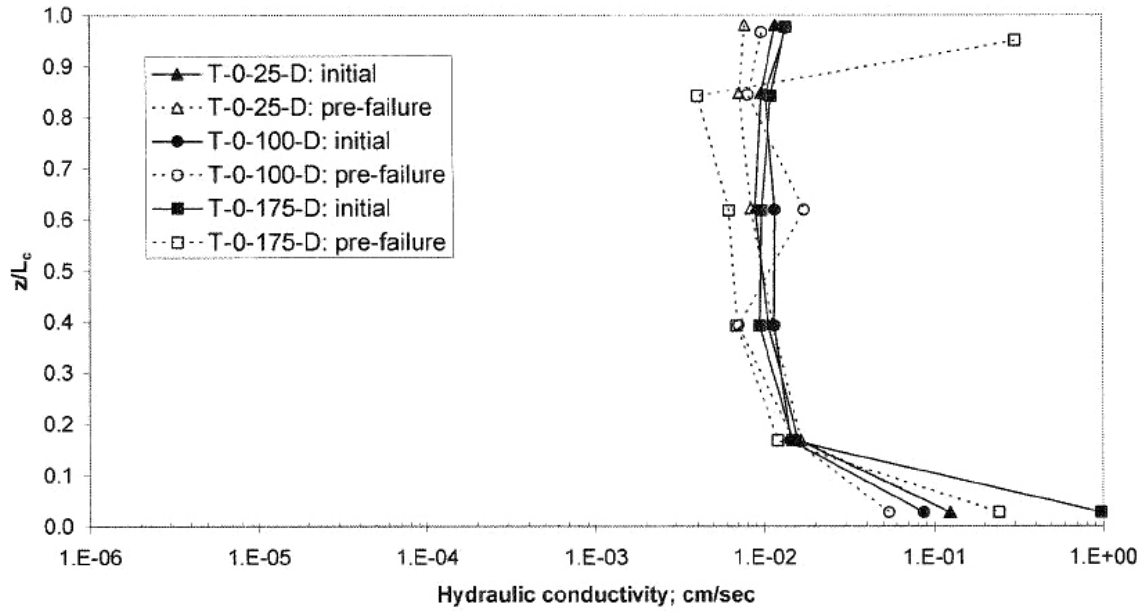
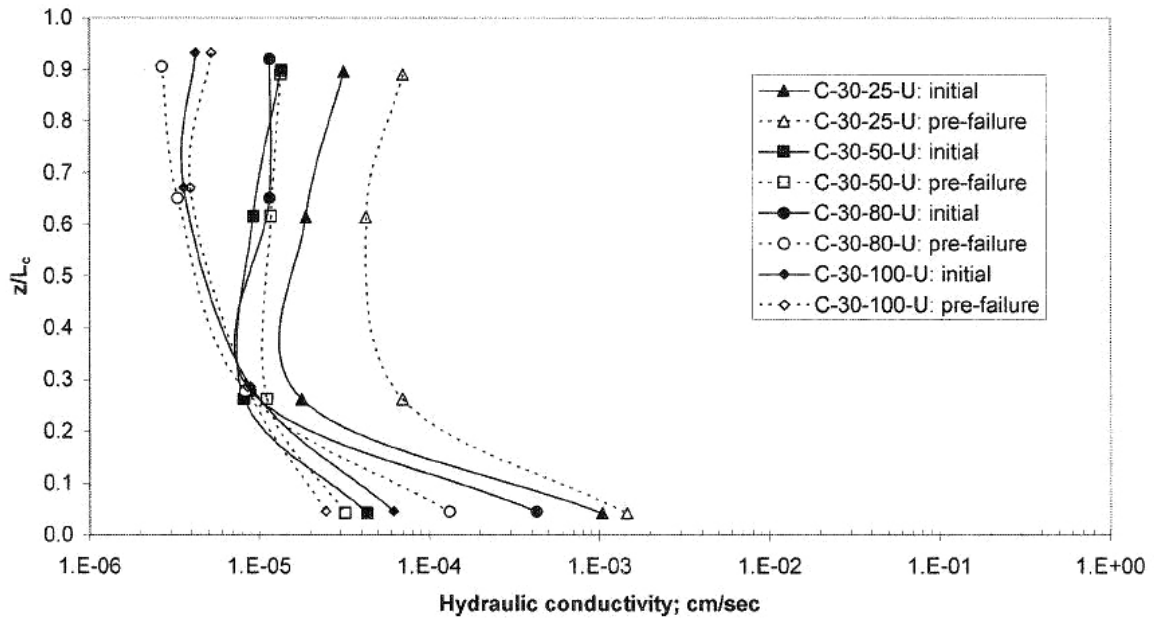


Figura D.2. Desplazamiento unitario del suelo del Núcleo (C-20 y C-30) en función del gradiente hidráulico promedio



**Figura D.3. Conductividad hidráulica del suelo de Transición (T-0) en altura, normalizada por la altura de la probeta después de la consolidación**



**Figura D.4. Conductividad hidráulica del suelo del Núcleo (C-30) en altura, normalizada por la altura de la probeta después de la consolidación**

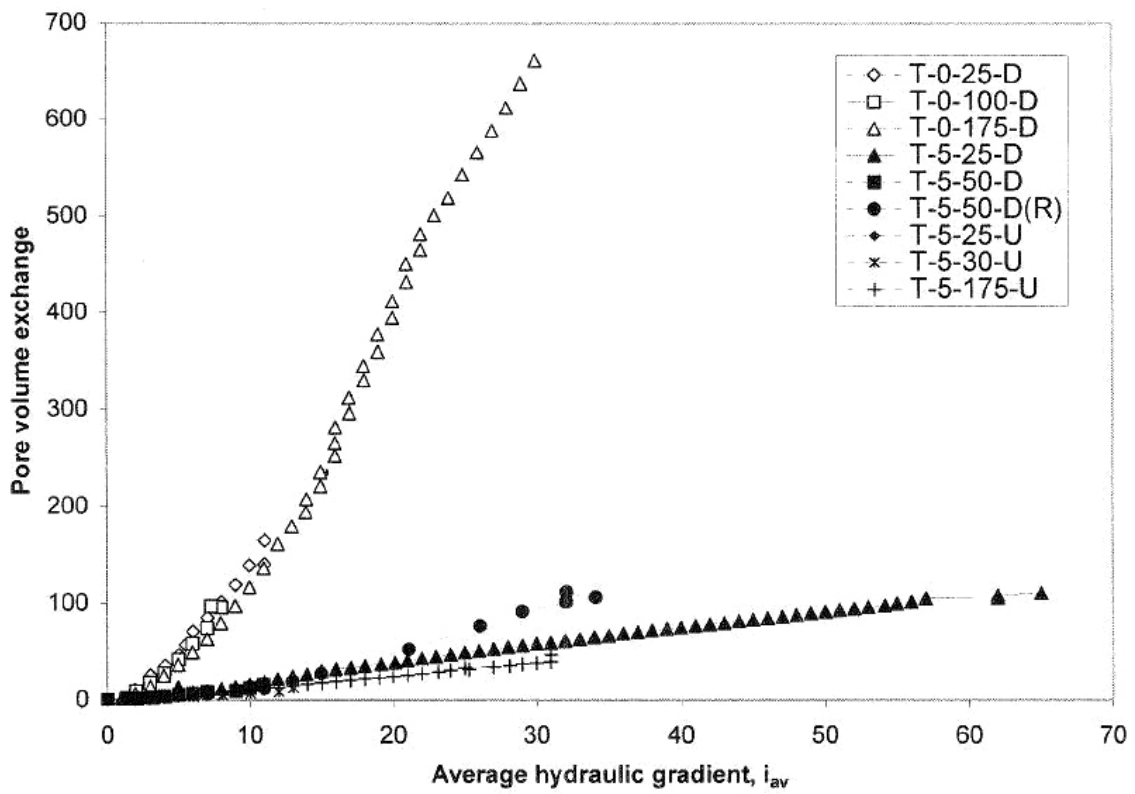


Figura D.5. Flujo volumétrico del suelo de Transición (T-0 y T-5) en función del gradiente hidráulico promedio

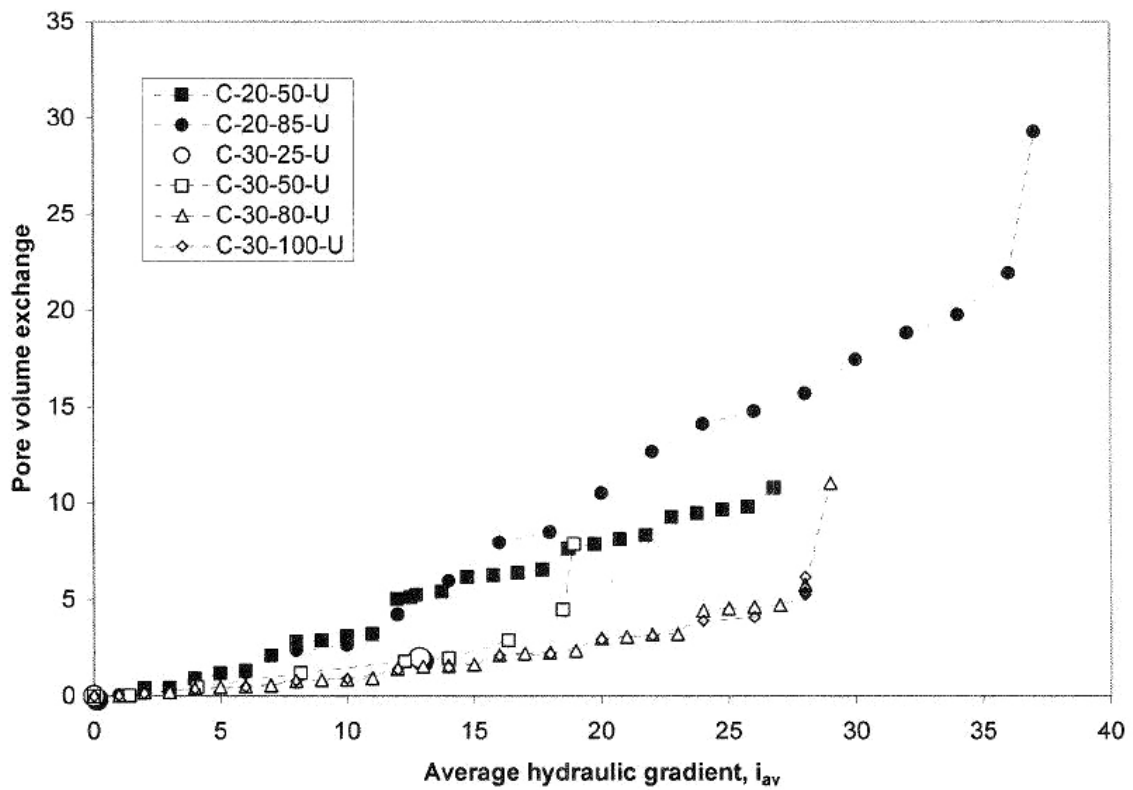


Figura D.6. Flujo volumétrico del suelo del Núcleo (C-20 y C-30) en función del gradiente hidráulico promedio

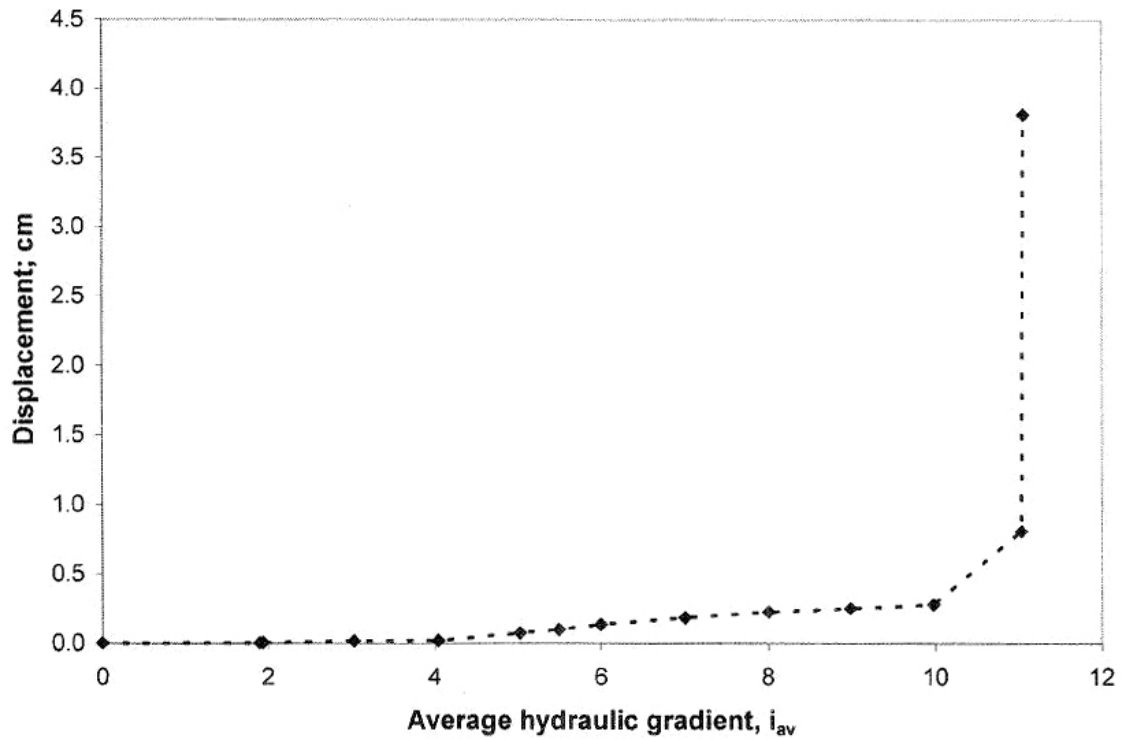


Figura D.7. Desplazamiento vertical del suelo de Transición consolidado a 25 kPa con flujo descendente (T-0-25-D) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado



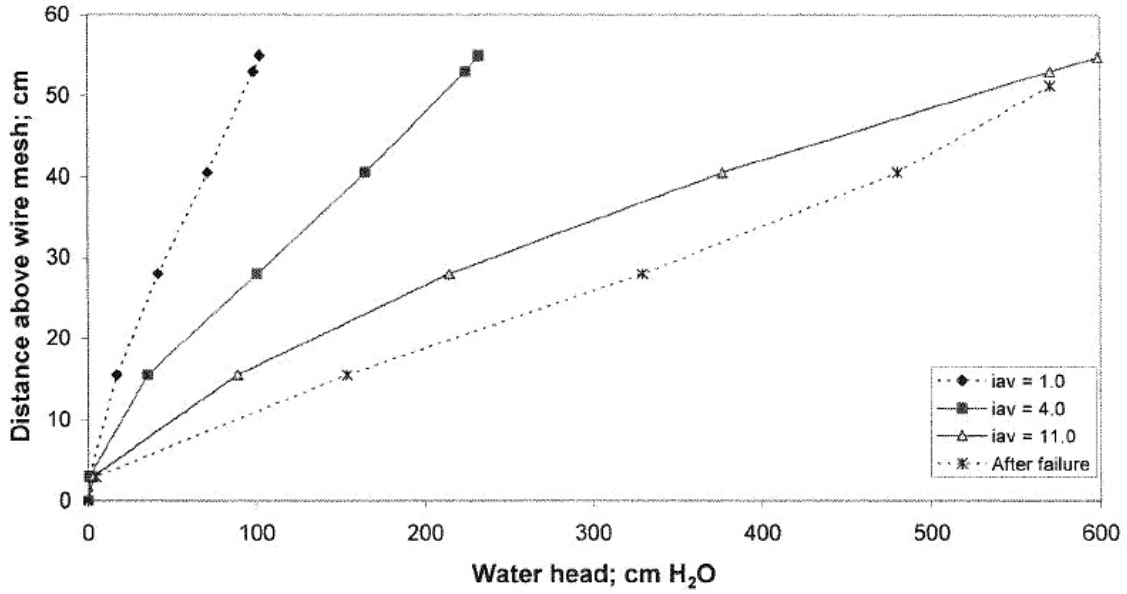


Figura D.8. Distribución de la carga hidráulica del suelo de Transición consolidado a 25 kPa con flujo descendente (T-0-25-D) en altura

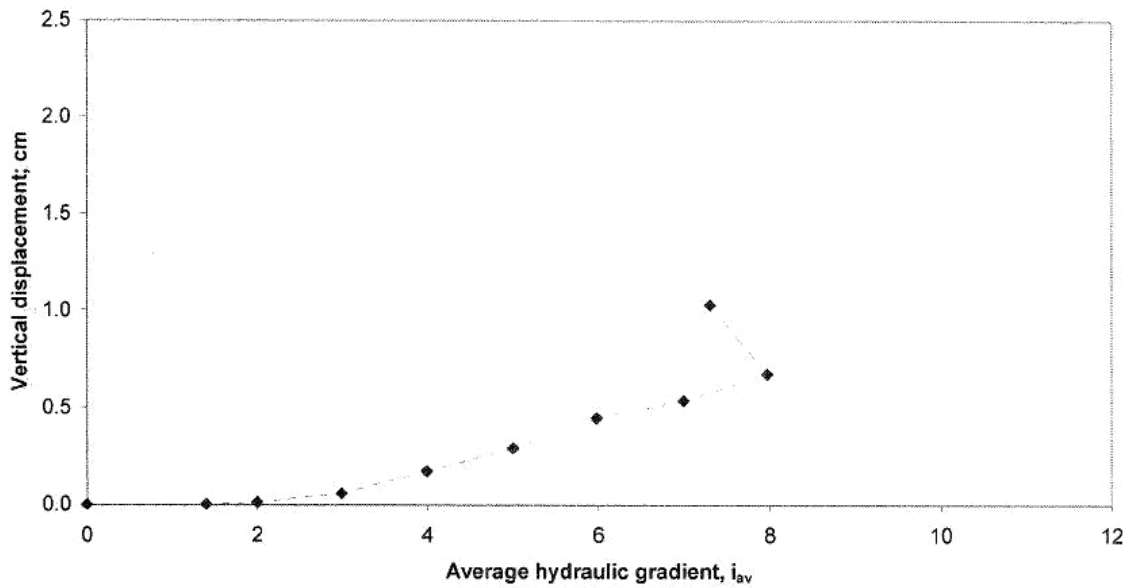


Figura D.9. Desplazamiento vertical del suelo de Transición consolidado a 100 kPa con flujo descendente (T-0-100-D) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado

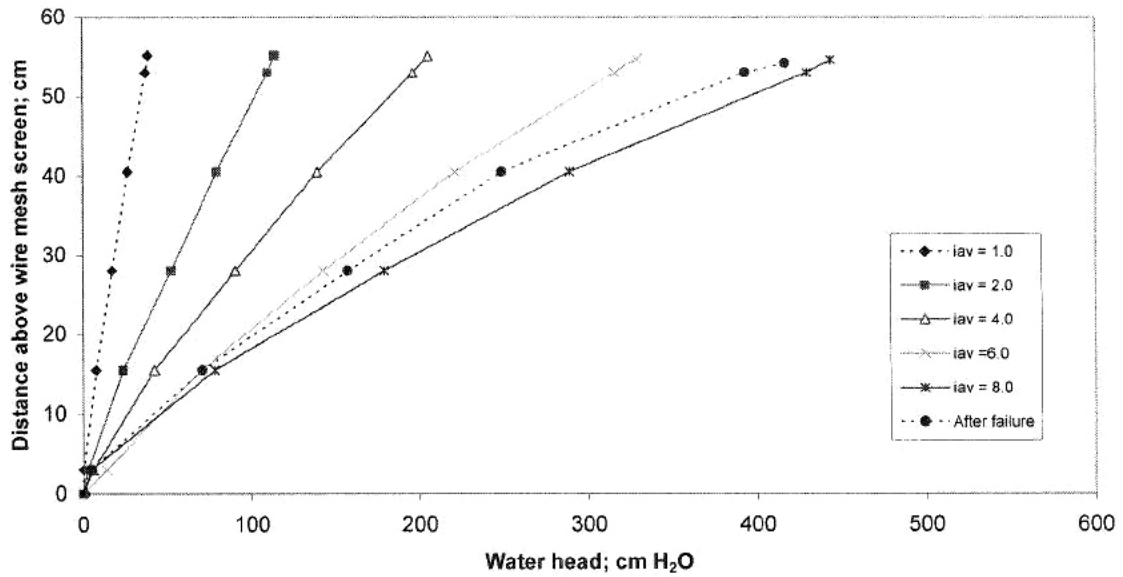


Figura D.10. Distribución de la carga hidráulica del suelo de Transición consolidado a 100 kPa con flujo descendente (T-0-100-D) en altura

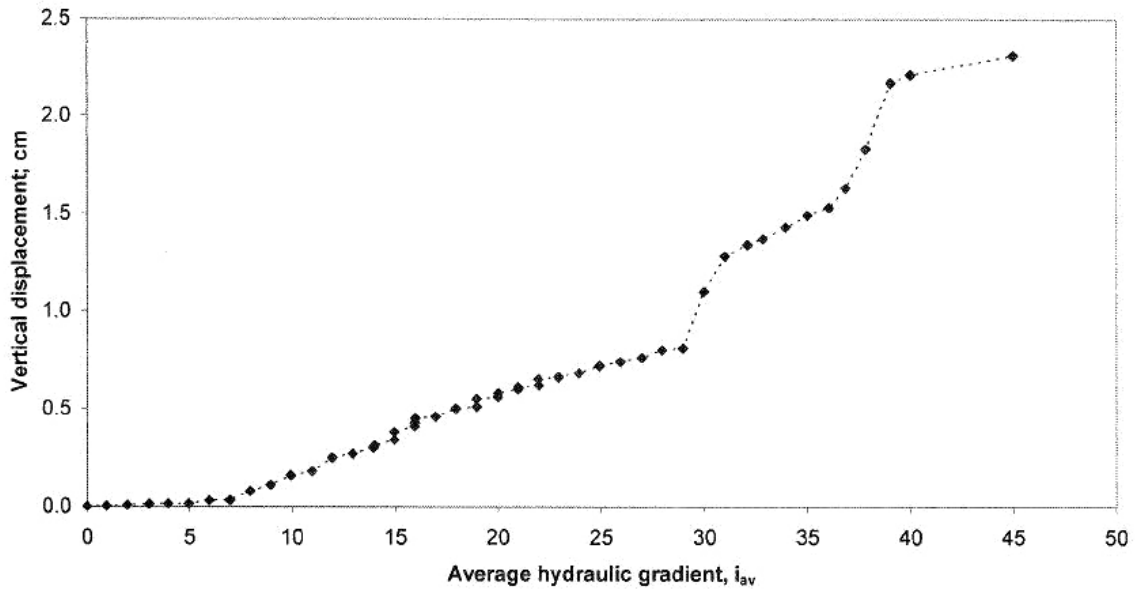


Figura D.11. Desplazamiento vertical del suelo de Transición consolidado a 175 kPa con flujo descendente (T-0-175-D) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado

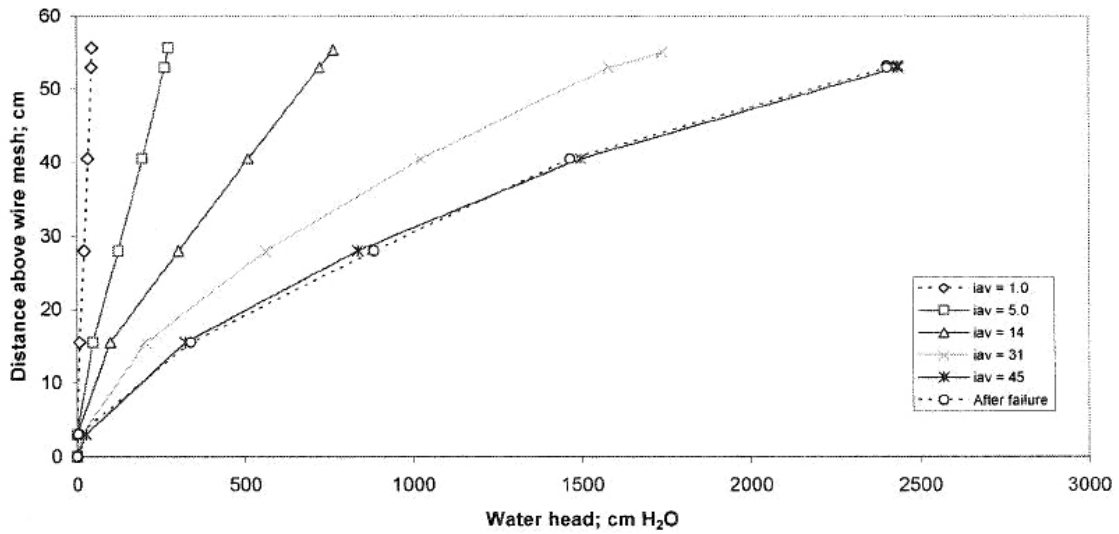


Figura D.12. Distribución de la cabeza del suelo de Transición consolidado a 175 kPa con flujo descendente (T-0-175-D) en altura

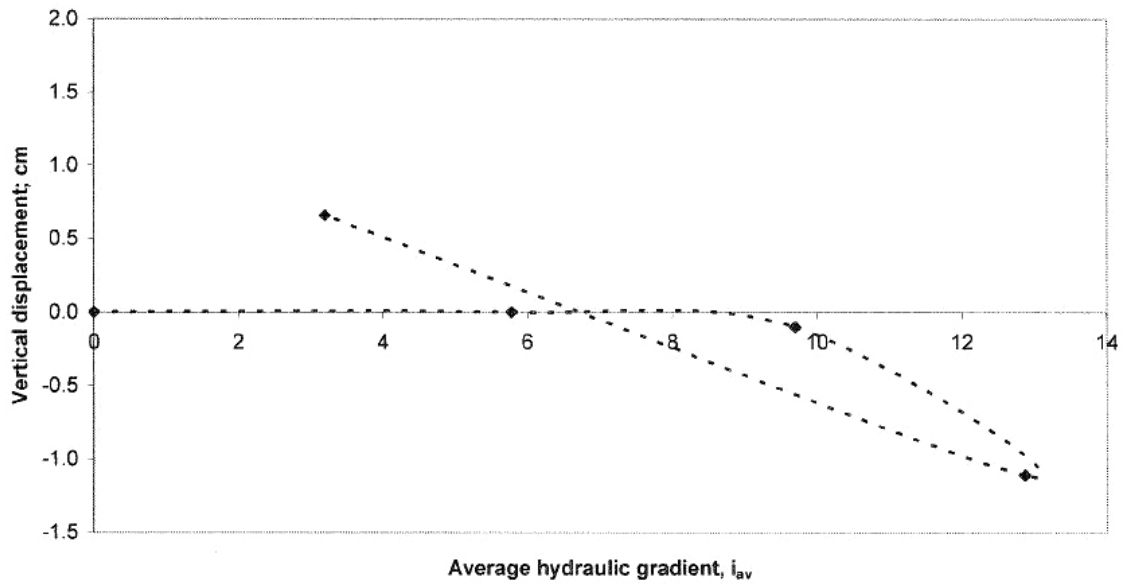


Figura D.13. Desplazamiento vertical del suelo del Núcleo consolidado a 25 kPa con flujo ascendente (C-30-25-U) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado

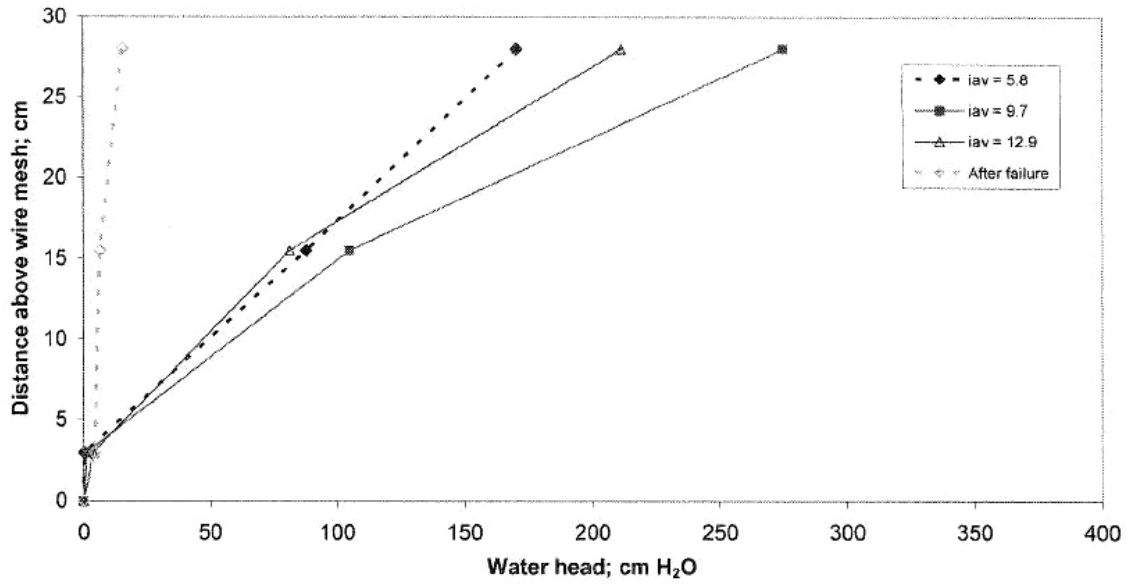


Figura D.14. Distribución de la cabeza del suelo del Núcleo consolidado a 25 kPa con flujo ascendente (C-30-25-U) en altura

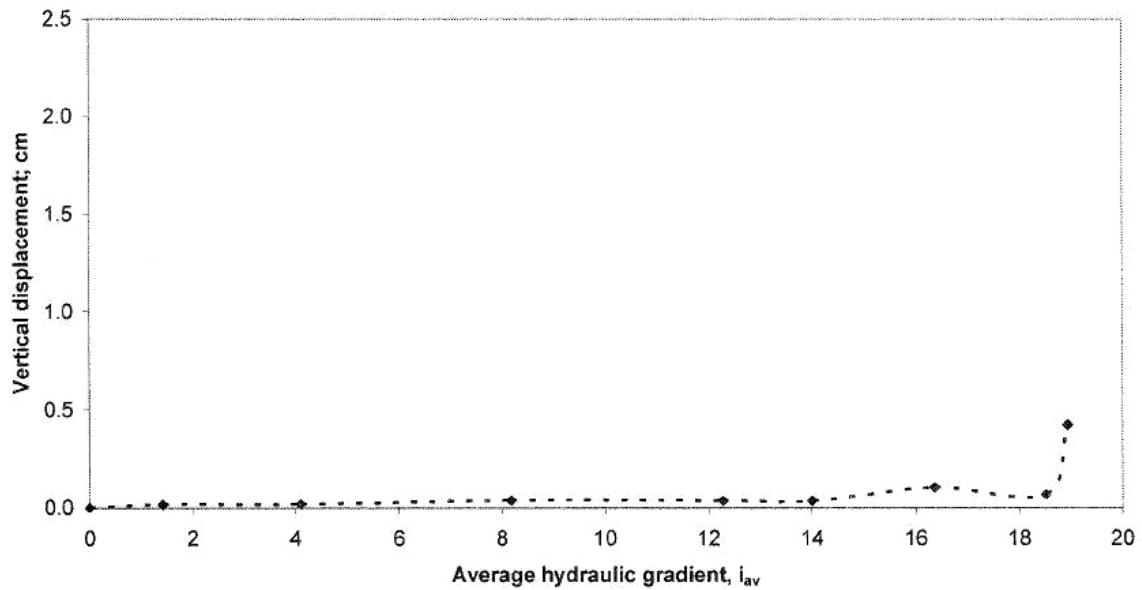


Figura D.15. Desplazamiento vertical del suelo del Núcleo consolidado a 50 kPa con flujo ascendente (C-30-50-U) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado

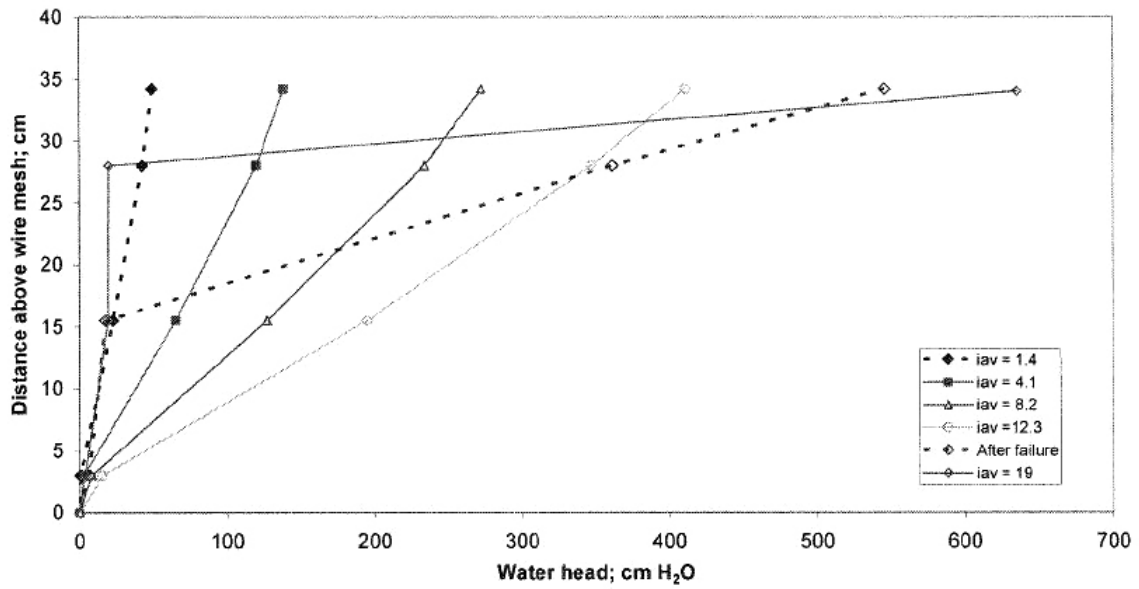


Figura D.16. Distribución de la cabeza del suelo del Núcleo consolidado a 50 kPa con flujo ascendente (C-30-50-U) en altura

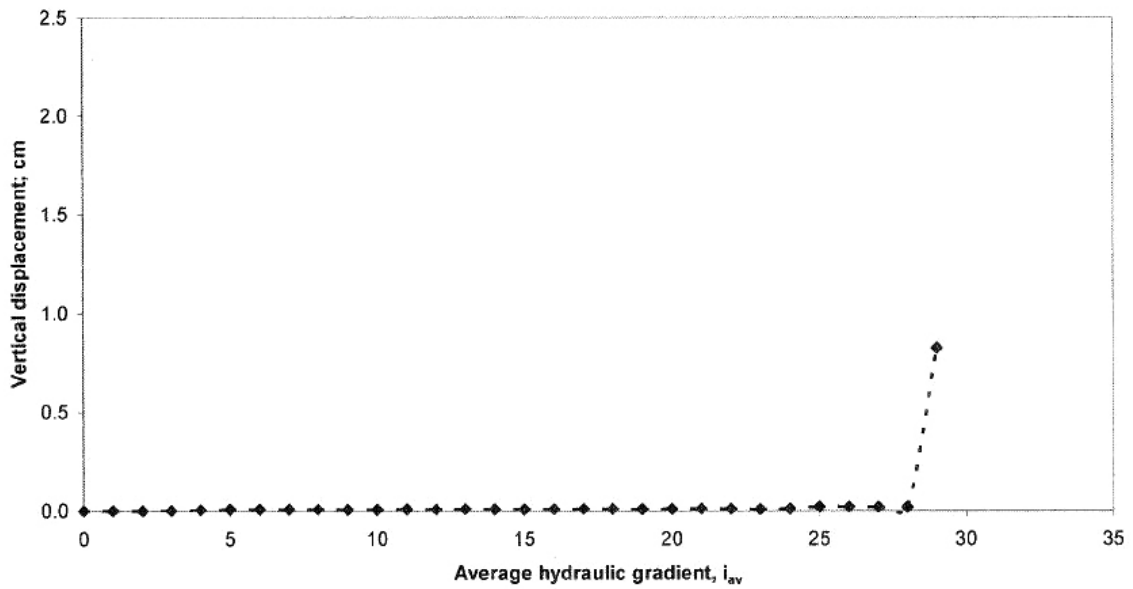


Figura D.17. Desplazamiento vertical del suelo del Núcleo consolidado a 80 kPa con flujo ascendente (C-30-80-U) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado

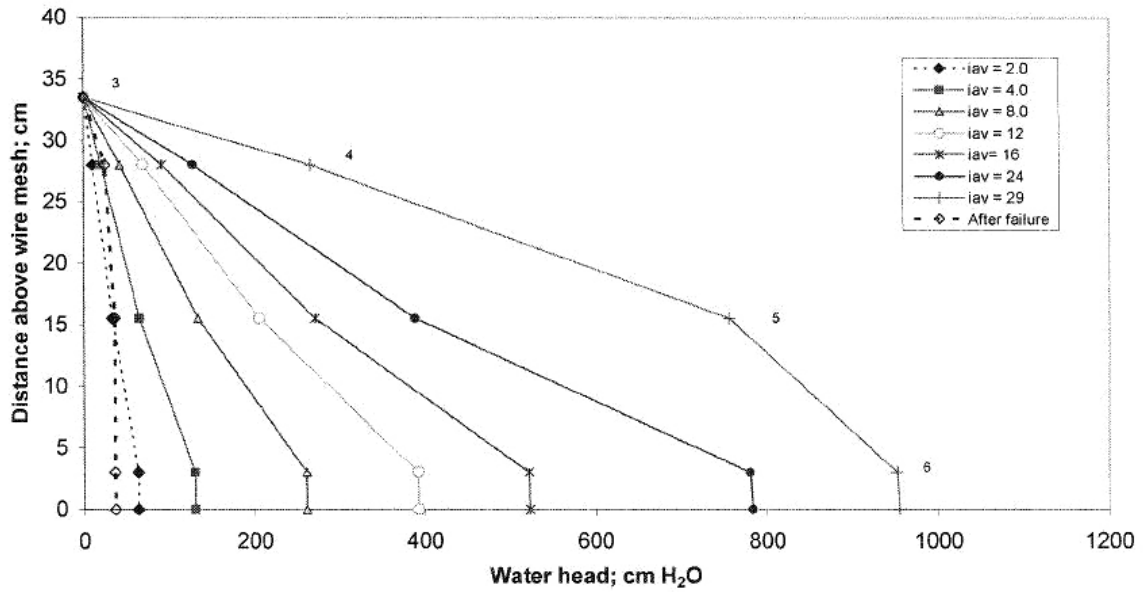


Figura D.18. Distribución de la cabeza del suelo del Núcleo consolidado a 80 kPa con flujo ascendente (C-30-80-U) en altura

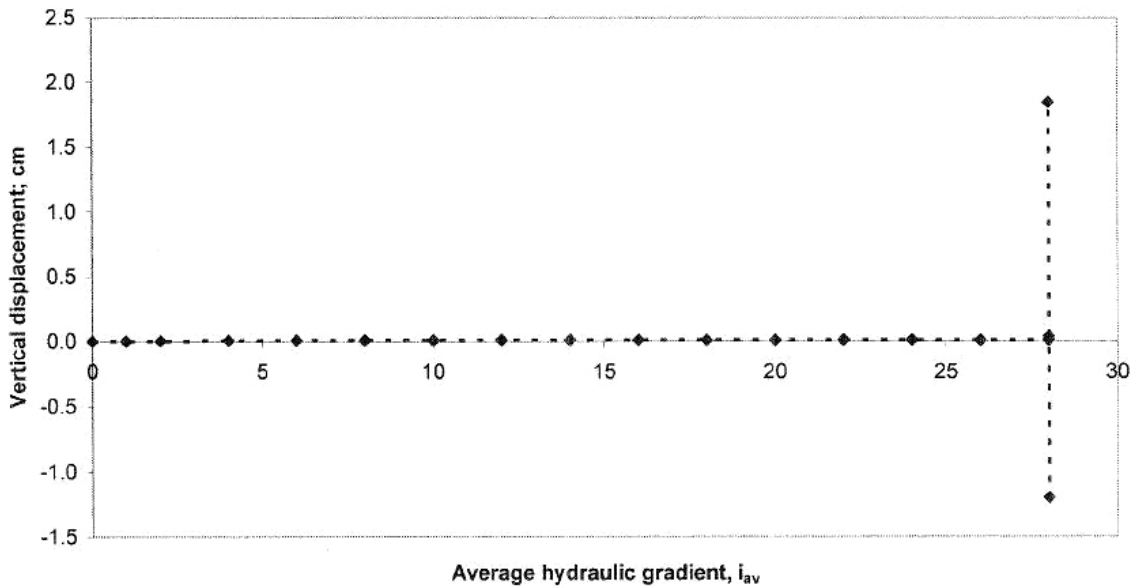
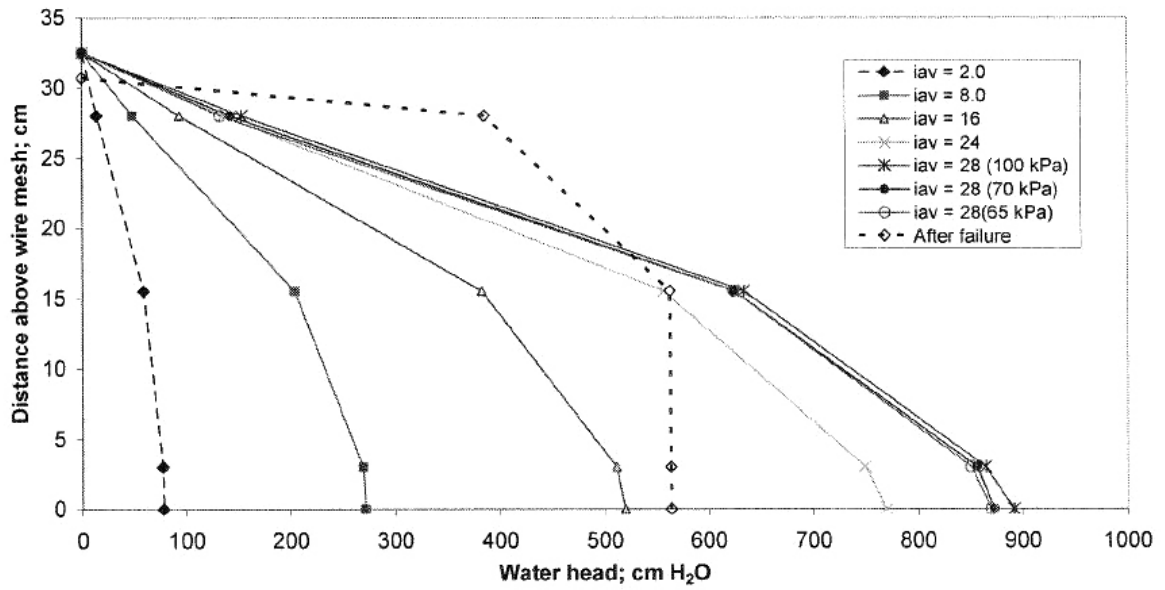


Figura D.19. Desplazamiento vertical del suelo del Núcleo consolidado a 100 kPa con flujo ascendente (C-30-100-U) en función del gradiente hidráulico promedio aplicado



**Figura D.20. Distribución de la cabeza del suelo del Núcleo consolidado a 100 kPa con flujo ascendente (C-30-100-U) en altura**

## **Anexo E: Avances en modelo W.A.C. Bennet Dam**

Posterior al desarrollo de esta tesis, una de las aplicaciones que quedan propuestas tiene relación con la implementación de las líneas hidromecánicas en la represa W.A.C. Bennet, que fueron corregidas con los resultados obtenidos en el modelo 2. El objetivo principal consiste en identificar, mediante cambios en la permeabilidad de los materiales producto de migración de partículas, el cambio de esfuerzos efectivos y la consecuente inestabilidad que se produjo en la presa, manifestada en el coronamiento con dos sinkholes de profundidades considerables, tal como se explicó extensamente en el acápite 3.

En lo que a modelo respecta, la convergencia inicial del estado tensional y flujo en la presa, es un aspecto importante a considerar. En particular, un alto contraste de permeabilidades entre materiales correspondería a la ruta crítica que puede reducir de manera significativa los tiempos de convergencia estática en FLAC. Considerando un análisis desacoplado, durante la fase hidráulica se podrían superar los 2 meses de corrida, periodo que se considera excesivo para desarrollar el análisis en esta tesis. No obstante, es posible recurrir a ciertas técnicas que permitirían una mejora en los tiempos de análisis.

Algunos aspectos que se requieren para validar el modelo numérico de la presa son presentados en este anexo. Finalmente, se adjunta el código de la malla.

### **Modelo numérico**

La modelación en dos dimensiones se fundamenta directamente en la geometría que se desea analizar. La validez queda controlada por la razón que existe entre las dimensiones del plano a modelar y la dimensión que se desea considerar como semi-infinita. En el caso particular de la presa W.A.C. Bennet, si se relaciona su altura con la longitud del coronamiento. Se debe cumplir que:



$$\frac{\textit{Longitud coronamiento}}{\textit{Altura presa}} > 5$$

Bennet tiene una altura máxima de 183 m y una longitud total de coronamiento igual a 2042 m. Esto entrega una razón superior a 11. De acuerdo a la geometría del coronamiento, es posible apreciar que la presa presenta una curvatura leve hacia el estribo izquierdo, pudiendo ser causal de imposibilitar un modelamiento en 2D. No obstante, gran parte del centro de la presa y del estribo derecho tienen un coronamiento recto y casi perpendicular al eje del cañón, con una longitud aproximada de 1160 m aproximadamente, obteniendo una razón igual a 6.3. Esto último ratifica la restricción para efectuar un análisis semi-infinito.

### **Aspectos generales de la zona**

Once secciones del cañón fueron estudiadas para el emplazamiento de la presa. La geología del sector escogido presenta pizarras delgadas y areniscas tanto en la superficie como a bajas profundidades, lo cual da una excelente condición de fundación. La formación de roca consiste en una estratificación de estos materiales con eventuales vetas de carbón de la era cretácea, que se desarrollan principalmente sobre el nivel de fundación. Dicha estratificación es relativamente plana y completamente libre de fallas.

Los espesores de material sobre la roca de fundación son insignificantes. Sólo se presentan grandes bolones dispersos en los 2/3 de la presa aguas abajo. Sectores con depresiones u orificios fueron rellenados con arenas, gravas y bolones. Se dispuso de contactos desnudos de roca hacia las paredes de ambos estribos, cubriendo con terrazas de limos de hasta 30 m de espesor algunas de las superficies inclinadas de la roca.

Hacia el estribo derecho, la roca emerge de forma más bien horizontal, y hacia el estribo izquierdo la roca se encumbra de forma súbita (ver Fig. 3.2), permitiendo

determinar que la profundidad de la roca se encuentra sólo a unos cuantos metros por debajo del lecho del río.

### Características de la presa

El capítulo 3 contiene antecedentes de los suelos compactados en la presa como procedencia, características mineralógicas, ensayos de laboratorio e in-situ, parámetros de resistencia al corte, densidades y permeabilidades; y, por otra parte, las dimensiones, geometría, procesos de compactación, comportamiento en el tiempo y periodo en el que W.A.C. Bennet se mostró internamente estable antes de la anomalía.

Las pendientes de las caras externas, según Morgan and Harris, son conservativas. Se utilizó H:V = 2.5:1 para el talud aguas arriba y H:V = 1:1 para el talud aguas abajo, pendientes que se aumentan en los 24 m superiores a 2:1 y 1.7:1, respectivamente. Dichos valores son comparables con los utilizados en las presas construidas en la época.

La presa es zonificada y se compone de diversos materiales de distintas graduaciones para otorgar una mayor y mejor protección de cada uno de los materiales. Una ilustración de la sección de la presa es mostrada en la Fig. E.1.

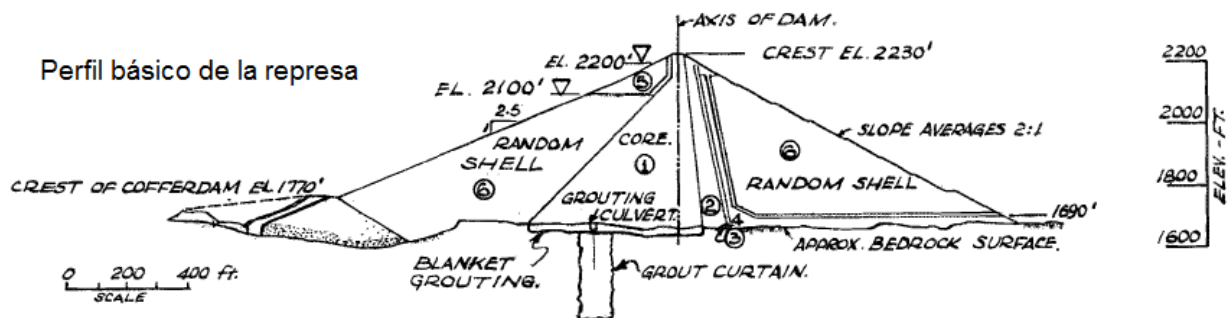


Fig. E.1.- Ilustración de la sección de la presa, Morgan and Harris

Los suelos que la componen son el Núcleo (zona 1), material de Transición (zonas 2 y 3), Dren (zona 4), cuña de grava seleccionada en el rango de depresión de la superficie

freática aguas arriba (zona 5), Espaldones de grava arenosa (zona 6) y un rip-rap sobre toda la cara aguas abajo de la presa.

Las características geotécnicas de los materiales fueron medidas y estimadas de acuerdo a los ensayos in-situ y de laboratorio que en ellos se efectuaron. La Tabla 3.1 de esta tesis resume algunos de los parámetros informados por Morgan and Harris. La totalidad de estos suelos son granulares de tipo gravoso, excepto el Núcleo que clasifica como una arena limosa.

Los materiales son de baja compresibilidad. Las características de deformación y las observaciones de asentamientos de una parte de la presa que ya se encontraba completa, indican valores in-situ del módulo de elasticidad del núcleo (zona 1) entre 2070 y 4830  $kg/cm^2$  y para los espaldones (zona 6) de 2760 a 6900  $kg/cm^2$ .

Además, y tal como lo muestra la Fig. E.1, el núcleo tiene un amplio contacto con la fundación y se encuentra sobre una cama de grout que tiene un espesor promedio de 6 m. Múltiples cortinas de grout fueron dispuestas debajo de este sistema, dependiendo de las condiciones de la roca, para proveer una impermeabilización absoluta. Las profundidades promedio de estas cortinas superan levemente los 100 m.

### **Malla de elementos finitos**

La malla de elementos finitos se especifica de acuerdo a las dimensiones de la Fig. 3.3 de esta tesis. La Fig. E.2 muestra la malla de elementos finitos en FLAC. Es posible apreciar que las condiciones de borde se han dispuesto a una distancia equivalente a 2 veces el ancho de la presa, aproximadamente, distancia que puede ser considerada pequeña para el análisis numérico. Sin embargo, al tratarse de un análisis estático, se estima que queda bien determinado ya que sólo se requiere conocer el nivel tensional y la carga hidráulica dentro de la presa producto del cambio de permeabilidades, parámetros que resultan independientes del ancho o largo de la fundación.

Se presenta, finalmente, el código computacional que contiene toda la geometría de la represa y la completa asignación de los grupos a los cuales pertenece cada suelo. Este modelo fue construido según la Figura 3.3 presentada en esta tesis.

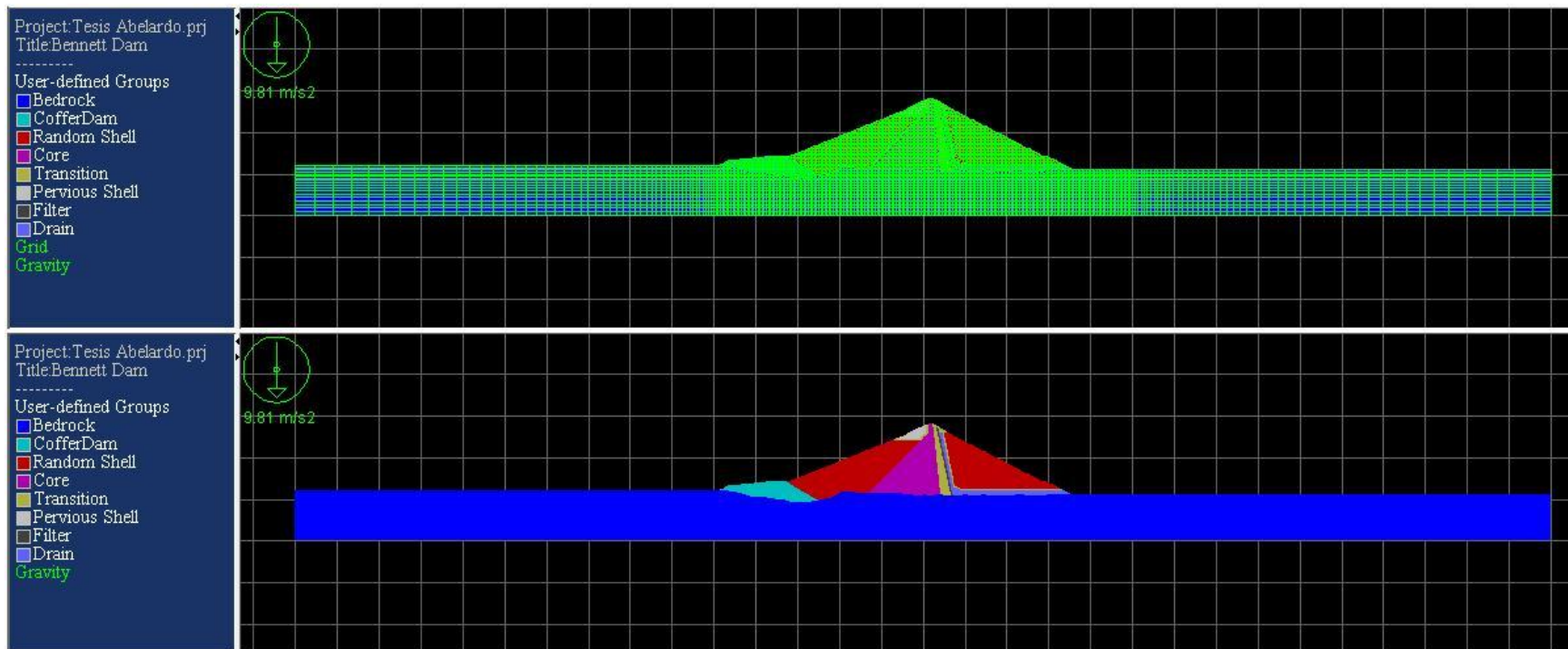


Figura E.2. Malla general de represa W.A.C. Bennet para análisis en FLAC 2D

## Codigo FLAC: Malla W.A.C. Bennet

; ----- Malla.dat -----  
 ; ##### Genero malla #####

gr 300 50

m e

gen 0 400 0 480 1000 480 1000 400 i 1 51 j 1 11 ratio 0.96 0.96  
 gen 0 480 0 680 1000 680 1000 480 i 1 51 j 11 51 ratio 0.96 1

gen 1000 400 1000 480 2000 480 2000 400 i 51 251 j 1 11 ratio 1 0.96  
 gen 1000 480 1000 680 2000 680 2000 480 i 51 251 j 11 51 ratio 1 1

gen 2000 400 2000 480 3000 480 3000 400 i 251 301 j 1 11 ratio 1.04 0.96  
 gen 2000 480 2000 680 3000 680 3000 480 i 251 301 j 11 51 ratio 1.04 1

; ##### Linea 1 : BEDROCK #####

gen line	0	,	520	1005	,	519.6378
gen line	1000	,	519.6378	1007.6488	,	520.0996
gen line	1007.6488	,	520.0996	1015.2976	,	520.0996
gen line	1015.2976	,	520.0996	1022.8542	,	519.6378
gen line	1022.8542	,	519.6378	1030.503	,	519.8225
gen line	1030.503	,	519.8225	1045.8006	,	518.16
gen line	1045.8006	,	518.16	1053.3573	,	516.3127
gen line	1053.3573	,	516.3127	1068.6549	,	512.8953
gen line	1068.6549	,	512.8953	1076.2115	,	510.6785
gen line	1076.2115	,	510.6785	1083.8603	,	507.3535
gen line	1083.8603	,	507.3535	1091.5091	,	505.5985
gen line	1091.5091	,	505.5985	1099.0658	,	504.3055
gen line	1099.0658	,	504.3055	1106.7146	,	503.936
gen line	1106.7146	,	503.936	1114.3634	,	503.4742
gen line	1114.3634	,	503.4742	1121.92	,	503.4742
gen line	1121.92	,	503.4742	1129.5688	,	502.6429
gen line	1129.5688	,	502.6429	1137.2176	,	501.8116
gen line	1137.2176	,	501.8116	1144.7742	,	500.7033
gen line	1144.7742	,	500.7033	1152.423	,	499.3178
gen line	1152.423	,	499.3178	1160.0718	,	498.856
gen line	1160.0718	,	498.856	1167.7206	,	497.84
gen line	1167.7206	,	497.84	1175.2773	,	495.9927
gen line	1175.2773	,	495.9927	1182.9261	,	493.4989
gen line	1182.9261	,	493.4989	1190.5749	,	493.1295
gen line	1190.5749	,	493.1295	1198.1315	,	492.5753
gen line	1198.1315	,	492.5753	1205.7803	,	493.3142
gen line	1205.7803	,	493.3142	1213.4291	,	492.2982
gen line	1213.4291	,	492.2982	1220.9858	,	492.6676
gen line	1220.9858	,	492.6676	1228.6346	,	492.6676
gen line	1228.6346	,	492.6676	1236.2834	,	494.3302

gen line	1236.2834	,	494.3302		1243.84	,	495.9927
gen line	1243.84	,	495.9927		1251.4888	,	497.3782
gen line	1251.4888	,	497.3782		1259.1376	,	499.0407
gen line	1259.1376	,	499.0407		1266.6942	,	500.9804
gen line	1266.6942	,	500.9804		1274.343	,	502.8276
gen line	1274.343	,	502.8276		1281.9918	,	503.5665
gen line	1281.9918	,	503.5665		1289.6406	,	507.6305
gen line	1289.6406	,	507.6305		1297.1973	,	510.9556
gen line	1297.1973	,	510.9556		1304.8461	,	516.7745
gen line	1304.8461	,	516.7745		1312.4949	,	516.3127
gen line	1312.4949	,	516.3127		1320.0515	,	517.2364
gen line	1320.0515	,	517.2364		1327.7003	,	516.3127
gen line	1327.7003	,	516.3127		1335.3491	,	515.9433
gen line	1335.3491	,	515.9433		1342.9058	,	515.4815
gen line	1342.9058	,	515.4815		1350.5546	,	515.6662
gen line	1350.5546	,	515.6662		1358.2034	,	514.2807
gen line	1358.2034	,	514.2807		1373.4088	,	514.2807
gen line	1373.4088	,	514.2807		1381.0576	,	514.7425
gen line	1381.0576	,	514.7425		1388.6142	,	514.3731
gen line	1388.6142	,	514.3731		1396.263	,	514.2807
gen line	1396.263	,	514.2807		1403.9118	,	513.4495
gen line	1403.9118	,	513.4495		1411.5606	,	513.1724
gen line	1411.5606	,	513.1724		1419.1173	,	513.1724
gen line	1419.1173	,	513.1724		1434.4149	,	514.2807
gen line	1434.4149	,	514.2807		1441.9715	,	514.2807
gen line	1441.9715	,	514.2807		1449.6203	,	513.08
gen line	1449.6203	,	513.08		1457.2691	,	512.064
gen line	1457.2691	,	512.064		1472.4746	,	510.1244
gen line	1472.4746	,	510.1244		1480.1234	,	509.2931
gen line	1480.1234	,	509.2931		1487.68	,	507.6305
gen line	1487.68	,	507.6305		1495.3288	,	509.2931
gen line	1495.3288	,	509.2931		1502.9776	,	510.1244
gen line	1502.9776	,	510.1244		1510.5342	,	509.2931
gen line	1510.5342	,	509.2931		1525.8318	,	509.2007
gen line	1525.8318	,	509.2007		1533.4806	,	510.5862
gen line	1533.4806	,	510.5862		1541.0373	,	510.4015
gen line	1541.0373	,	510.4015		1548.6861	,	509.1084
gen line	1548.6861	,	509.1084		1556.3349	,	508.4618
gen line	1556.3349	,	508.4618		1563.8915	,	508
gen line	1563.8915	,	508		1571.5403	,	508
gen line	1571.5403	,	508		1579.1891	,	508.4618
gen line	1579.1891	,	508.4618		1586.7458	,	508.7389
gen line	1586.7458	,	508.7389		1602.0434	,	510.9556
gen line	1602.0434	,	510.9556		1609.6	,	509.1084
gen line	1609.6	,	509.1084		1617.2488	,	508.8313
gen line	1617.2488	,	508.8313		1624.8976	,	509.3855
gen line	1624.8976	,	509.3855		1632.4542	,	508.6465
gen line	1632.4542	,	508.6465		1640.103	,	509.8473
gen line	1640.103	,	509.8473		1647.7518	,	509.8473
gen line	1647.7518	,	509.8473		1655.4006	,	508.4618
gen line	1655.4006	,	508.4618		1662.9573	,	507.6305
gen line	1662.9573	,	507.6305		1670.6061	,	507.6305
gen line	1670.6061	,	507.6305		1678.2549	,	506.7993

gen line	1678.2549	,	506.7993		1685.8115	,	507.6305
gen line	1685.8115	,	507.6305		1693.4603	,	507.2611
gen line	1693.4603	,	507.2611		1701.1091	,	506.4298
gen line	1701.1091	,	506.4298		1708.6658	,	506.3375
gen line	1708.6658	,	506.3375		1716.3146	,	509.6625
gen line	1716.3146	,	509.6625		1723.9634	,	512.1564
gen line	1723.9634	,	512.1564		1731.52	,	510.8633
gen line	1731.52	,	510.8633		1739.1688	,	510.4015
gen line	1739.1688	,	510.4015		1746.8176	,	508.7389
gen line	1746.8176	,	508.7389		1754.3742	,	508
gen line	1754.3742	,	508		1762.023	,	508.1847
gen line	1762.023	,	508.1847		1769.6718	,	508.4618
gen line	1769.6718	,	508.4618		1777.3206	,	507.0764
gen line	1777.3206	,	507.0764		1784.8773	,	505.7833
gen line	1784.8773	,	505.7833		1792.5261	,	510.1244
gen line	1792.5261	,	510.1244		1800.1749	,	511.4175
gen line	1800.1749	,	511.4175		1807.7315	,	512.1564
gen line	1807.7315	,	512.1564		1815.3803	,	512.1564
gen line	1815.3803	,	512.1564		1823.0291	,	512.3411
gen line	1823.0291	,	512.3411		1830.5858	,	511.7869
gen line	1830.5858	,	511.7869		1838.2346	,	510.9556
gen line	1838.2346	,	510.9556		1845.8834	,	510.9556
gen line	1845.8834	,	510.9556		1853.44	,	512.1564
gen line	1853.44	,	512.1564		1861.0888	,	511.3251
gen line	1861.0888	,	511.3251		1868.7376	,	511.7869
gen line	1868.7376	,	511.7869		1883.943	,	510.9556
gen line	1883.943	,	510.9556		1891.5918	,	512.2487
gen line	1891.5918	,	512.2487		3000	,	510

; ##### arreglo la linea 1 : BEDROCK #####

gen 1046.4937,517.83215 1043.3087,518.5621 1050,520 1050.4921,517.0131 &  
i 60 61 j 18 19

mark i 60 j 18

gen 1082.5009,507.8872 1079.646,509.18552 1085,510 1085.456,506.98737 &  
i 67 68 j 16 17

mark i 67 j 16

gen 1145.1022,500.46088 1145,505 1150,505 1149.9573,499.76443 &  
i 80 81 j 15 16

gen 1160,495 1160.1898,498.81766 1164.7653,498.23257 1165,495 &  
i 83 84 j 14 15

gen 1167.6589,497.6226 1164.7653,498.23257 1170,500 1170.5266,497.15405 &  
i 84 85 j 14 15

gen 1212.4738,492.3942 1209.7068,492.79263 1215,495 1214.8842,492.36932 &  
i 93 94 j 13 14

mark i 80 j 15

mark i 83 j 15



mark i 84 j 14  
mark i 93 j 13

gen 1251.4961,497.85895 1250,505 1255,505 1255.3857,498.22522 &  
i 101 102 j 15 16  
gen 1246.3846,499.51672 1245,505 1250,505 1251.4961,497.85895 &  
i 100 101 j 15 16  
gen 1269.5941,501.68073 1270,505 1275.2019,502.91055 1272.3566,502.14157 &  
i 105 106 j 15 16  
gen 1284.9316,505.12854 1287.9674,507.11493 1291.4211,508.49643 1290,505 &  
i 108 109 j 16 17  
gen 1295.0042,509.99057 1295,515 1300.9214,513.78876 1298.1904,511.81198 &  
i 110 111 j 17 18  
gen 1314.805,516.5951 1315,520 1320,520 1320.0177,516.6472 &  
i 114 115 j 18 19

mark i 103 j 15  
mark i 106 j 15  
mark i 108 j 17  
mark i 109 j 17  
mark i 111 j 17  
mark i 115 j 18

gen 1480.0189,509.27002 1480,515 1485,515 1484.6265,508.30234 &  
i 147 148 j 17 18

mark i 147 j 17

gen 1654.9597,508.71606 1655,515 1660,515 1659.7778,507.98026 &  
i 182 183 j 17 18  
gen 1670,507.6305 1670,515 1675,515 1672.7726,507.47592 &  
i 185 186 j 17 18  
gen 1680,510 1680,515 1685,515 1684.707,510.36032 &  
i 187 188 j 17 18  
gen 1685,500 1684.7894,507.51965 1690.117,507.42258 1690,500 &  
i 188 189 j 15 16

mark i 186 j 17  
mark i 182 j 17  
unmark i 188 j 17

gen 1783.6699,506.40457 1785,510 1790.562,509.0097 1787.1123,507.3158 &  
i 208 209 j 16 17  
gen 1800,505 1799.971,511.36578 1804.817,511.87143 1805,505 &  
i 211 212 j 16 17

mark i 208 j 16  
mark i 209 j 16  
mark i 211 j 17

; ##### Linea 2 : COFFERDAM #####

gen line	1007.6488	,	520.0996		1015.2976	,	522.3164
gen line	1015.2976	,	522.3164		1030.503	,	530.9062
gen line	1030.503	,	530.9062		1038.1518	,	531.7375
gen line	1038.1518	,	531.7375		1129.5688	,	541.7127
gen line	1129.5688	,	541.7127		1152.423	,	543.0982
gen line	1152.423	,	543.0982		1167.7206	,	543.3753
gen line	1167.7206	,	543.3753		1175.2773	,	542.0822
gen line	1175.2773	,	542.0822		1182.9261	,	537.464
gen line	1182.9261	,	537.464		1243.84	,	500.6109
gen line	1243.84	,	500.6109		1251.4888	,	497.3782

; ##### arreglo la linea 2 : COFFERDAM #####

gen 1007,520.0996 1010,525 1015.0,525 1015,520.0996 i 53 54 j 19 20  
gen 1015,520.0996 1014.8637,522.8897 1020.0116,524.97943 1019.9886,519.8129 &  
i 54 55 j 19 20  
gen 1007,520.0996 1011.2331,521.63556 1014.8637,522.8897 1015,520.0996 &  
i 53 54 j 19 20

mark i 53 j 20  
mark i 54 j 20

gen 1182.4788,537.71295 1179.6597,539.4362 1185,540 1185.5355,535.88525 &  
i 87 88 j 22 23  
gen 1177.5569,540.4165 1175.2693,541.6643 1180.317,542.81244 &  
1179.7059,539.37665 i 86 87 j 23 24

mark i 86 j 23  
mark i 86 j 24  
mark i 87 j 22

gen 1241.9844,501.8177 1239.0851,503.48767 1245,505 1245.0432,500.10236 &  
i 99 100 j 15 16  
gen 1244.7891,496.1646 1245.0432,500.10236 1247.3229,498.6644 &  
1249.6302,497.04153 i 100 101 j 14 15

mark i 99 j 15

; ##### Linea 3 : DAM'S OUTER SHAPE #####

gen line	1175.2773	,	542.0822		1182.9261	,	543.1905
gen line	1182.9261	,	543.1905		1449.6203	,	650.1476
gen line	1449.6203	,	650.1476		1512.2845	,	681.3652
gen line	1512.2845	,	681.3652		1523.8974	,	681.3652
gen line	1523.8974	,	681.3652		1576.1492	,	649.7787
gen line	1576.1492	,	649.7787		1579.1891	,	649.7787
gen line	1579.1891	,	649.7787		1609.6	,	632.2291
gen line	1609.6	,	632.2291		1617.2488	,	629.8276

gen line	1617.2488	,	629.8276		1645.8174	,	613.2027
gen line	1645.8174	,	613.2027		1651.6238	,	613.2027
gen line	1651.6238	,	613.2027		1682.3111	,	594.9147
gen line	1682.3111	,	594.9147		1687.2854	,	594.9147
gen line	1687.2854	,	594.9147		1717.1436	,	577.4588
gen line	1717.1436	,	577.4588		1719.6308	,	577.4588
gen line	1719.6308	,	577.4588		1750.318	,	559.9999
gen line	1750.318	,	559.9999		1753.6373	,	559.9999
gen line	1753.6373	,	559.9999		1784.7147	,	543.3761
gen line	1784.7147	,	543.3761		1794.2763	,	543.3761
gen line	1794.2763	,	543.3761		1853.44	,	512.1554

; ##### arreglo la linea 3 : DAM'S OUTER SHAPE #####

gen 1512.2852,675 1512.2845,681.3652 1515,680 1515,675 &  
i 153 154 j 50 51  
gen 1512.2852,675 1512.2845,681.3652 1515,681.3652 1515,675 &  
i 153 154 j 50 51  
gen 1515,675 1515,681.3652 1520,681.3652 1520,675 &  
i 154 155 j 50 51  
gen 1520,675 1520,681.3652 1523.8975,681.3652 1524.583,674.9554 &  
i 155 156 j 50 51

mark i 154 j 51  
mark i 155 j 51

gen 1575,645 1576.1492,649.7787 1579.4655,649.7787 1580,645 &  
i 166 167 j 44 45  
gen 1610.9818,631.4907 1610,635 1615,635 1615.1301,631.4907 &  
i 173 174 j 41 42  
gen 1605,630 1604.9496,634.9127 1607.8339,633.2938 1610.9818,631.4907 &  
i 172 173 j 41 42

mark i 173 j 41  
mark i 173 j 42

gen 1645,610 1645.8174,613.2027 1651.6238,613.2027 1650,610 &  
i 180 181 j 37 38  
gen 1650,610 1651.6238,613.2027 1653.6218,612.2773 1655.5236,610.8786 &  
i 181 182 j 37 38

mark i 182 j 38

gen 1680,590 1682.3112,594.9147 1687.2854,594.9147 1685,590 &  
i 187 188 j 33 34

gen 1715,575 1714.4388,579.0401 1717.1436,577.4588 1720,575 &  
i 194 195 j 30 31  
gen 1720,575 1717.1436,577.4588 1719.6309,577.4588 1724.7439,574.5498 &  
i 195 196 j 30 31

mark i 195 j 31

mark i 196 j 31

gen 1750,555 1750.318,559.9999 1753.6373,559.9999 1755,555 &  
i 201 202 j 26 27

gen 1785,540 1783.4955,543.3761 1790,543.3761 1790,540 &  
i 208 209 j 23 24

gen 1790,540 1790,543.3761 1794.2762,543.3761 1795,540 &  
i 209 210 j 23 24

gen 1797.1626,541.8228 1794.2762,543.3761 1800,545 1800.1469,540.2782 &  
i 210 211 j 23 24

mark i 210 j 24

mark i 210 j 23

gen 1849.7505,511.5701 1849.5752,514.1949 1852.3435,513.168 &  
1855.2134,511.96365 i 221 222 j 17 18

mark i 222 j 18

; ##### Linea 4 : DIVISION ENTRE NUCLEO Y RANDOM SHELL - UPSTREAM CONTACT  
#####

gen line	1370.4599	,	514.2807		1512.2852	,	658.0909
gen line	1512.2852	,	658.0909		1512.2852	,	681.3665

; ##### arreglo la linea 4 : DIVISION ENTRE NUCLEO Y RANDOM SHELL #####

gen 1370,514.2807 1372.4788,516.6637 1375.5577,519.44995 1375.0375,514.379 &  
i 125 126 j 18 19

mark i 125 j 19

; ##### Linea 5 : DIVISION ENTRE NUCLEO Y TRANSICION - DOWNSTREAM CONTACT  
#####

gen line	1523.8966	,	681.3665		1542.1431	,	510.9556
----------	-----------	---	----------	--	-----------	---	----------

; ##### arreglo la linea 5 : DIVISION ENTRE NUCLEO Y TRANSICION #####

gen 1535.0134,510.54874 1535,515 1541.6907,515.181 1542.1431,510.9556 &  
i 158 159 j 17 18

; ##### Linea 6 : FILTRO #####

gen line	1567.0248	,	508.4618		1533.0199	,	669.7287
----------	-----------	---	----------	--	-----------	---	----------

gen line	1533.0199	,	669.7287		1537.1668	,	669.7287
gen line	1537.1668	,	669.7287		1571.1717	,	510.9556
gen line	1571.1717	,	510.9556		1574.4893	,	510.9556
gen line	1574.4893	,	510.9556		1574.4893	,	507.6305

; ##### arreglo la linea 6 : FILTRO #####

gen 1567.0248,508.4618 1565.6187,515.13043 1570.2921,515.06256 1570,508 &  
i 164 165 j 17 18  
gen 1534.0588,664.8016 1535,669.7287 1537.1667,669.7287 1538.2594,664.6272 &  
i 158 159 j 48 49  
gen 1537.1667,669.7287 1537.9205,672.8881 1541.0004,671.02637 &  
1544.0802,669.16455 i 159 160 j 49 50  
gen 1534.0588,664.8016 1533.0199,669.7287 1537.1667,669.7287 &  
1538.2594,664.6272 i 158 159 j 48 49

mark i 160 j 50

gen 1570,508 1571.1718,510.9556 1574.4893,510.9556 1574.4893,507.6305 &  
i 165 166 j 17 18

mark i 166 j 18

gen 1540.0391,656.31775 1539.655,659.7535 1546.29,659.7535 1540.7948,652.789 &  
i 159 160 j 46 47  
gen 1539.1493,659.7535 1538.2594,664.6272 1547.1698,667.2969 1546.29,659.7535 &  
i 159 160 j 47 48

; ##### Linea 7 : CONTIENE AL SUELO DE TRANSICION #####

gen line	1539.655	,	659.7535		1546.2901	,	659.7535
gen line	1546.2901	,	659.7535		1572.8305	,	530.0749
gen line	1572.8305	,	530.0749		1594.3946	,	519.2684
gen line	1594.3946	,	519.2684		1841.5521	,	519.2684
gen line	1820.0000	,	522.5935		1595.2239	,	522.5935
gen line	1595.2239	,	522.5935		1576.148	,	532.5687
gen line	1576.148	,	532.5687		1550.437	,	659.7535
gen line	1550.437	,	659.7535		1559.5603	,	659.7535

; ##### arreglo la linea 7 : CONTIENE AL SUELO DE TRANSICION #####

gen 1547.373,654.46234 1546.8315,657.1079 1550.437,659.7535 &  
1551.5393,654.3004 i 161 162 j 46 47  
gen 1551.5393,654.3004 1550.437,659.7535 1559.5603,659.7535 1560,655 &  
i 162 163 j 46 47  
gen 1550.437,659.7535 1553.4387,663.5073 1556.4995,661.63043 &  
1559.5603,659.7535 i 162 163 j 47 48

mark i 161 j 47

mark i 163 j 48

gen 1551.7632,633.01135 1554.4526,639.88934 1555.295,635.7235 &  
1556.137,631.5573 i 162 163 j 42 43

mark i 163 j 43

gen 1556.8751,608.03424 1559.5044,614.8998 1560.3466,610.7339 &  
1561.1887,606.5679 i 163 164 j 37 38

mark i 164 j 38

gen 1561.987,583.0571 1564.5562,589.9103 1565.3984,585.7445 &  
1566.2405,581.5785 i 164 165 j 32 33

mark i 165 j 33

gen 1566.8384,559.3529 1566.1167,562.879 1570.3213,561.3921 &  
1571.1635,557.2258 i 165 166 j 27 28

gen 1566.1167,562.879 1568.6368,569.7244 1569.4792,565.5584 &  
1570.3213,561.3921 i 165 166 j 28 29

mark i 166 j 29

mark i 166 j 28

gen 1595.519.2684 1595.2239,522.5935 1600,522.5935 1600,519.2684 &  
i 170 171 j 19 20

gen 1574.5945,529.19086 1571.9503,534.37585 1576.148,532.5687 &  
1577.926,527.52136 i 166 167 j 21 22

gen 1587.5895,522.67865 1586.674,527.06445 1590.949,524.829 &  
1595.2239,522.5935 i 169 170 j 20 21

gen 1577.926,527.52136 1576.148,532.5687 1580.1511,530.4755 1584.154,528.3822 &  
i 167 168 j 21 22

gen 1576.148,532.5687 1575.3282,536.6241 1585,540 1580.1511,530.4755 &  
i 167 168 j 22 23

gen 1571.2286,537.9019 1573.6886,544.73486 1574.5085,540.6796 &  
1575.3282,536.6241 i 166 167 j 23 24

mark i 170 j 21

mark i 168 j 22

mark i 167 j 22

mark i 167 j 23

mark i 167 j 24

gen 1820,519.2684 1820,522.5935 1825,522.5935 1825,519.2684 &  
i 215 216 j 19 20

gen 1825,522.5935 1823.213,528.10614 1826.5085,526.3672 1829.8038,524.62823 &  
i 216 217 j 20 21

gen 1830,515 1830,519.2684 1835,519.2684 1835,515 i 217 218 j 18 19

gen 1835,519.2684 1833.0988,522.88947 1836.3943,521.1505 1839.6895,519.41156 &  
i 218 219 j 19 20

gen 1825,519.2684 1825,522.5935 1830,522.5935 1830,519.2684 i 216 217 j 19 20

gen 1830,522.5935 1826.5085,526.3672 1829.804,524.6283 1833.0988,522.88947 &

i 217 218 j 20 21

mark i 219 j 20  
mark i 218 j 21  
mark i 217 j 21

; ##### Linea 8 : CONTIENE A TRANSICION Y TIENE ENCIMA SUELO FILTRO #####

gen line	1494.868	,	640.6342	1425.1995	,	640.6342
gen line	1450.0000	,	643.128	1490.7211	,	643.128
gen line	1490.7211	,	643.128	1506.4795	,	658.9222
gen line	1506.4795	,	658.9222	1506.4795	,	678.0415

; ##### arreglo la linea 8 : CONTIENE A TRANSICION Y TIENE ENCIMA SUELO FILTRO #####

gen 1485,640.6342 1485,643.128 1490.7211,643.128 1490.7211,640.6342 &  
i 148 149 j 43 44  
gen 1489.7532,635.24347 1490.7211,640.6342 1494.7181,640.27795 &  
1492.2357,637.7607 i 149 150 j 42 43

mark i 150 j 42

gen 1445,640.6342 1445,643.128 1450,643.128 1450,640.6342 i 140 141 j 43 44  
gen 1440,640.6342 1440,643.128 1445,643.128 1445,640.6342 i 139 140 j 43 44  
gen 1440,643.128 1442.5719,647.3209 1445.5891,648.53094 1445,643.128 &  
i 139 140 j 44 45  
gen 1435.2473,644.38336 1439.5544,646.1109 1442.5719,647.3209 1440,643.128 &  
i 138 139 j 44 45

mark i 139 j 45  
mark i 138 j 45

gen 1506.4795,658.9222 1506.4795,665 1512.2852,665 1512.2852,660.0 &  
i 152 153 j 47 48  
gen 1506.4795,670 1506.4795,675 1512.2852,675 1512.2852,670 i 152 153 j 49 50  
gen 1499.9021,675.1966 1503.2374,676.8582 1506.5734,678.5201 1506.4795,675 &  
i 151 152 j 50 51

mark i 151 j 51

fix x i 1 j 1 19  
fix x y j 1  
fix x i 301 j 1 17

save malla.sav

```

; ----- grupos.dat -----
res malla.sav
; ##### Asigno grupos #####

group 'Bedrock' region i=1 j=1

group 'Reservoir' region i=1 j=48

group 'CofferDam' region i=54 j=19
group 'CofferDam' region i=80 j=20

group 'Random Shell' region i=120 j=30
pause
group 'CofferDam' region i=100 j=14

group 'Core' region i=150 j=30

group 'Transition' region i=140 j=43
group 'Random Shell' i 148 149 j 42

group 'Pervious Shell' i 138 148 j 44
group 'Pervious Shell' i 142 149 j 45
group 'Pervious Shell' i 144 150 j 46
group 'Pervious Shell' i 146 151 j 47
group 'Pervious Shell' i 148 151 j 48
group 'Pervious Shell' i 150 151 j 49
group 'Pervious Shell' i 151 j 50

group 'Transition' region i=160 j=30
group 'Transition' i 156 157 j 45 49
group 'Transition' i 156 j 50

group 'Filter' i 158 j 45 48
group 'Filter' i 159 j 40 45
group 'Filter' i 160 j 35 40
group 'Filter' i 161 j 30 35
group 'Filter' i 162 j 26 30
group 'Filter' i 163 j 21 26
group 'Filter' i 164 j 17 21
group 'Filter' i 165 j 17

group 'Drain' i 159 j 46
group 'Drain' i 160 j 41 46
group 'Drain' i 161 j 36 41
group 'Drain' i 162 j 31 36
group 'Drain' i 163 j 27 31
group 'Drain' i 164 j 22 27
group 'Drain' i 165 j 18 22
group 'Drain' i 166 j 19 20
group 'Drain' i 167 168 j 19
group 'Drain' i 166 219 j 17 18
group 'Drain' i 220 221 j 17
group 'Drain' i 186 192 j 16

```



group 'Drain' i 206 208 j 16

group 'Random Shell' i 162 j 43 46  
group 'Random Shell' i 163 j 38 46  
group 'Random Shell' i 164 j 33 45  
group 'Random Shell' i 165 j 29 44  
group 'Random Shell' i 166 j 24 44  
group 'Random Shell' i 167 j 22 44  
group 'Random Shell' i 168 j 21 43  
group 'Random Shell' i 169 j 21 42  
group 'Random Shell' i 170 j 20 42  
group 'Random Shell' i 171 213 j 20 21  
group 'Random Shell' i 214 217 j 20

group 'Random Shell' i 171 172 j 22 41  
group 'Random Shell' i 173 174 j 22 40  
group 'Random Shell' i 175 176 j 22 39  
group 'Random Shell' i 177 178 j 22 38  
group 'Random Shell' i 179 181 j 22 37  
group 'Random Shell' i 182 j 22 36  
group 'Random Shell' i 183 184 j 22 35  
group 'Random Shell' i 185 186 j 22 34  
group 'Random Shell' i 187 188 j 22 33  
group 'Random Shell' i 189 190 j 22 32  
group 'Random Shell' i 191 192 j 22 31  
group 'Random Shell' i 193 195 j 22 30  
group 'Random Shell' i 196 j 22 29  
group 'Random Shell' i 197 j 22 28  
group 'Random Shell' i 198 199 j 22 27  
group 'Random Shell' i 200 202 j 22 26  
group 'Random Shell' i 203 204 j 22 25  
group 'Random Shell' i 205 j 22 24  
group 'Random Shell' i 206 209 j 22 23  
group 'Random Shell' i 210 211 j 22

save grupos.sav

## Anexo F: Código FLAC Modelos 1 y 2

Los códigos de los modelos propuestos 1 y 2 se encuentran disponibles en la copia virtual de esta tesis. La razón radica en que cada código puede abarcar alrededor de 40 páginas, cantidad que se considera excesiva considerando que, al menos, se deben documentar 4 modelos. No obstante, se presenta, a modo de ejemplo, el código correspondiente al ensayo con flujo descendente T-0-175-D, del Modelo 2.

```
----- main.dat -----
new
sys cd C:\Documents and Settings\Usuario\Escritorio\T0175D_0.20xy

se echo on

;---Configuración axisimétrica y de flujo de agua + Ajuste de tensiones totales---
con axi gw ats

def flujo_geom
  dir_flujo = 'd'
  x_grilla = 18
  y_grilla = 20+44+20
  x_radio_cm = 13.95
  y_alto_cm = 55.6
  esp_cm = 1.3
  x_radio_m = x_radio_cm/100
  y_alto_m = y_alto_cm/100
  esp_m = esp_cm/100
end
flujo_geom

c malla.dat

def tabla_kij_iavg
  iocrit = 1.0
  pend = 1.088
  ;##permeabilidad (cm/s)##
  table(1,1) = 5.89e-3/100 ;m/s
  table(1,2) = 5.89e-3/100 ;m/s
  table(1,3) = 6.37e-3/100 ;m/s
  table(1,4) = 6.65e-3/100 ;m/s
  table(1,5) = 1.26e-2/100 ;m/s
  table(1,6) = 7.37e-1/100 ;m/s
  ;##gradientes##
  table(10,1) = 0.0
  table(10,2) = 1.0
  table(10,3) = 2.0
  table(10,4) = 3.0
```

```
table(10,5) = 4.0
table(10,6) = 5.0
table(10,7) = 6.0
table(10,8) = 7.0
table(10,9) = 8.0
table(10,10) = 9.0
table(10,11) = 10.0
table(10,12) = 11.0
table(10,13) = 12.0
table(10,14) = 13.0
table(10,15) = 14.0
table(10,16) = 15.0
table(10,17) = 16.0
table(10,18) = 17.0
table(10,19) = 18.0
table(10,20) = 19.0
table(10,21) = 20.0
table(10,22) = 21.0
table(10,23) = 22.0
table(10,24) = 23.0
table(10,25) = 24.0
table(10,26) = 25.0
table(10,27) = 26.0
table(10,28) = 27.0
table(10,29) = 28.0
table(10,30) = 29.0
table(10,31) = 30.0
table(10,32) = 31.0
table(10,33) = 32.0
table(10,34) = 33.0
table(10,35) = 34.0
table(10,36) = 35.0
table(10,37) = 36.0
table(10,38) = 37.0
table(10,39) = 38.0
table(10,40) = 39.0
table(10,41) = 40.0
table(10,42) = 41.0
table(10,43) = 42.0
table(10,44) = 43.0
table(10,45) = 44.0
table(10,46) = 45.0
```

```
end
tabla_kij_iavg
```

```
c equilibrio.dat
```

```
c confinamiento.dat
```

```
c gradientes.dat
```

```

;----- setup.fis -----
;Definicion de los parametros del modelo - TO175D

def soil_setup
  so_E = (324544*(2.0/101.325)^0.58)*1e3 ; [Pa]
  so_nu = 0.20 ; []
  so_sh = so_E/(2*(1+so_nu)) ; [Pa] Modulo de corte
  so_bu = so_E/(3*(1-2*so_nu)) ; [Pa] Modulo volumetrico
  so_gammad = 2.04e3 ; [kg/m3] Densidad seca
  so_fi = 38.0 ; [°] Angulo friccion
  so_co_ = 500.0 ; [Pa] Cohesión inicial (evita plasticidad)
  so_co = 0.0 ; [Pa] Cohesión
  so_Gs = 2.71 ; [] Peso Especifico de los sólidos
  so_eo = 0.38 ; [] Indice de Vacios inicial
  so_poro = so_eo/(1+so_eo) ; [] Porosidad
end

def chamber_setup;
  ch_E = 6.0e9 ; [Pa] Modulo Elastico
  ch_nu = 0.33 ; [Pa] Poisson
  ch_sh = ch_E/(2*(1+sh_nu)) ; [Pa] Modulo de corte de la camara
  ch_bu = ch_E/(3*(1-2*sh_nu)) ; [Pa] Modulo volumetrico de la camara
  (Acrilico: E= (2.24 - 3.29 GPa) = 3GPa y nu = 0.25)
  ch_gamma = 1.43e3 ; [kg/m3] Densidad de la camara (Acrilico 1.4 -
  1.46 gr/cm3. Internet: 1.4 gr/cm3)
  ch_kk = 0.0/(_grav*wa_gamma) ; [m3s/kg] Permeabilidad de la Camara
end

def transductores
  num_trans = 5 ; [] Numero de transductores
  num_trans_ = num_trans + 1 ; [] Numero de zonas entre transductores
  _num_trans = num_trans - 1 ; []
  inf_trans = 0.03 ; [m]
  delta_trans = 0.125 ; [m]
end

def grilla
  nx = x_grilla ; [] Numero de divisiones en x
  ny = y_grilla ; [] Numero de divisiones en y
  nyd = 2 ; [] Numero de div. en y transd. inferior
  nym = 10 ; [] Numero de div. en y transd. medio
  ntop = nyd + (num_trans - 1)*nym ; [] Elemento del transductor superior
  nys = ny - ntop - 20 ; [] Numero de div. en y transd. superior
  a1 = nx - 4
  a2 = nx - 3
  a3 = nx - 2
  a3_ = a3 + 1
  a4 = nx + 1
  b1 = ny + 1 - 20

```

```

    _b1 = b1 - 1
    c1 = ny + 1
end

def dimensiones
    dimx = x_radio_m           ; [m]           Radio de la probeta
    dimy = y_alto_m           ; [m]           Alto de la probeta
    e = esp_m                 ; [m]           Espesor del permeametro
    d1 = dimx + e
    _dimx = dimx - 0.0015
end

def icritico
    io_o = iocrit             ; []
    Mo_o = pend*1.0e3         ; [Pa]
end

def water_setup
    wa_gamma = 1.0e3          ; [kg/m3]       Densidad del Agua
    wa_bu = 2.0e9             ; [Pa]          Modulo volumetrico agua (2.179e9)
end

def gravedad
    _grav = 9.81              ; [m/s2]        Gravedad
end

```

```

;----- malla.dat -----
;---Definición de Parametros en gral---
c setup.fis

;---Generación Grilla, Malla ---
transductores
grilla
dimensiones

gr nx ny
m e

def malla
  dyi = 0
  dyi_ = inf_trans
  nyi = 1 + 20
  nyi_ = nyd + 1 + 20
  command
    gen 0 -0.25 0 0 _dimx 0 _dimx -0.25 i 1 a2 j 1 nyi ratio 0.92 1
    gen _dimx -0.25 _dimx 0 dimx 0 dimx -0.25 i a2 a3 j 1 nyi
    gen dimx -0.25 dimx 0 d1 0 d1 -0.25 i a3 a4 j 1 nyi ratio 1.3 1

    gen 0 0 0 dyi_ _dimx dyi_ _dimx 0 i 1 a2 j nyi nyi_ ratio 0.92 1
    gen _dimx 0 _dimx dyi_ dimx dyi_ dimx 0 i a2 a3 j nyi nyi_
    gen dimx 0 dimx dyi_ d1 dyi_ d1 0 i a3 a4 j nyi nyi_ ratio 1.3 1
  endcommand
  m = num_trans
  loop n (1,m)
    dyi = dyi_
    dyi_ = dyi_ + delta_trans ;de transductor en transductor
    nyi = nyi_
    nyi_ = nyi_ + nym ;10 elementos entre transductores itermedios
    if n = m ;caso ultimo transductor
      dyi_ = dimy
      nyi_ = b1
    end_if
    command
      gen 0 dyi 0 dyi_ _dimx dyi_ _dimx dyi i 1 a2 j nyi nyi_ ratio 0.92 1
      gen _dimx dyi _dimx dyi_ dimx dyi_ dimx dyi i a2 a3 j nyi nyi_
      gen dimx dyi dimx dyi_ d1 dyi_ d1 dyi i a3 a4 j nyi nyi_ ratio 1.3 1
    endcommand
  endloop
  command
    gen 0 dyi_ 0 0.80 _dimx 0.80 _dimx dyi_ i 1 a2 j nyi_ c1 ratio 0.92 1
    gen _dimx dyi_ _dimx 0.80 dimx 0.80 dimx dyi_ i a2 a3 j nyi_ c1
    gen dimx dyi_ dimx 0.80 d1 0.80 d1 dyi_ i a3 a4 j nyi_ c1 ratio 1.3 1
  endcommand
end
malla

```

```

def marca
  nyi = 1 + 20
  nyi_ = nyd + 1 + 20
  command
    mark j nyi          ;marco en la base (transductor 1)
    mark j nyi_        ;marco a la altura de transductor 2
  endcommand
  m = num_trans + _num_trans
  loop n (1,m)
    nyi = nyi_
    nyi_ = nyi_ + nym/2
    if n = m
      nyi_ = b1        ;caso transductor 7
    end_if
    command
      mark j nyi_      ;marco entre transductores
    endcommand
  endloop
end
marca                    ;marca las zonas para rellenar en el futuro la probeta

;---Modelo del suelo - M.C.- ---
m m i 1 15

;---Condiciones de Borde---
fix y j 1                ;fijo el movimiento en j de la base

;---Asignacion propiedades de los materiales---
gravedad
water_setup
soil_setup
chamber_setup

;---Asignacion propiedades del Suelo con permeabilidad variable---
group 'suelo' notnull i 1 a2

;---Asignacion propiedades del Permeametro---
group 'permeametro' notnull i a3 nx
pro d ch_gamma s ch_sh b ch_bu i a3 nx notnull group 'permeametro'
pro per ch_kk i a3 nx notnull group 'permeametro'

;---Propiedades del Agua y gravedad ---
water d wa_gamma
se g _grav

;---Guardar archivo---
save malla.sav

```

----- Eq\_inicial.fis -----

;Se realiza el equilibrio tensional inicial de la probeta saturada,  
;con condiciones iniciales conocidas

```
def tensiones_permeametro
  isyyposch = (ch_gammad)*y_alto_m*_grav ;Esta conversion es para que quede en [Pa]
  isyynegch = -isyyposch
  command
    i syy isyynegch var 0 isyyposch i a3 a4 j 1 c1
  endcommand
end
```

```
def tensiones
  Dify = (dyj-dyi)
  isyypos = (so_gammad + so_poro*1.0*wa_gamma)*Dify*_grav ; en [Pa]
  isyyneg = -isyypos
  command
    i syy isyyneg var 0 isyypos i 1 a2 j nyi _nyj
  endcommand
end
```

```
def hidrostatica
  Difd = (dyj-dyi)
  ipppos = Difd*wa_gamma*_grav ; en [Pa]
  ippneg = -ipppos
  command
    i pp ipppos var 0 ippneg i 1 a3 j nyi nyj
    i pp 0 i a3_ a4
  endcommand
end
```



```

;-----efns3.fis-----
def efns3ini
  Patm = 101.325 ;(kPa)
  loop ii (1,izones)
    loop jj (1,jzones)
      tipo = model(ii,jj)
      grupo = z_group(ii,jj)
      if tipo > 1
        if grupo # 'permeametro'
          sigyp = (syy(ii,jj) + pp(ii,jj))/1e3 ;kPa
          sig_min = max(sxx(ii,jj),szz(ii,jj))
          sigxp = (sig_min + pp(ii,jj))/1e3 ;kPa
          cen_ = abs(0.5*(sigxp + sigyp)) ;kPa
          rad1 = sxy(ii,jj)/1e3 ;kPa
          rad2 = 0.5*(sigyp - sigxp)
          rad_ = sqrt(rad1^2 + rad2^2)
          ss1 = cen_ + rad_
          ss3 = cen_ - rad_
          ss3kPa = ss3 ;kPa
          EN = (324544*(ss3kPa/Patm)^0.58)*1e3 ;Pa
          Emin = (324544*(0.07/Patm)^0.58)*1e3 ;Pa
          if EN < Emin
            EN = Emin

          end_if
          GG = 0.50*EN/(1+so_nu)
          KK = 0.33*EN/(1-2*so_nu)
          command
            pro s GG b KK notnull i ii j jj jj
          endcommand
        end_if
      end_if
    end_loop
  end_loop
end

def contador
  cambio = 0
  conta = 0 ;cuenta nro cambios de carga a descarga y viceversa
  contas3 = 0 ;cuenta nro cambios producto de cambio en sig3
  indica = 0 ;indica si viene de carga o de descarga
  estado = 1 ;0 = no cambio p0_q0 -- 1 = cambio p0_q0
  loop ii (1,izones)
    loop jj (1,jzones)
      tipo = model(ii,jj)
      grupo = z_group(ii,jj)
      if tipo > 1
        if grupo # 'permeametro'
          ex_1(ii,jj) = indica
          ex_2(ii,jj) = estado
        end_if
      end_if
    end_loop
  end_loop
end

```

```

    end_loop
end

def guarda
  loop ii (1,izones)
    loop jj (1,jzones)
      tipo = model(ii,jj)
      grupo = z_group(ii,jj)
      if tipo > 1
        ex_3(ii,jj) = sxx(ii,jj)           ;Pa
        ex_4(ii,jj) = syy(ii,jj)         ;Pa
        ex_5(ii,jj) = szz(ii,jj)         ;Pa
        ex_6(ii,jj) = sxy(ii,jj)         ;Pa
        ex_7(ii,jj) = pp(ii,jj)          ;Pa
        GG = bulk_mod(ii,jj)/1e3         ;kPa
        KK = shear_mod(ii,jj)/1e3        ;kPa
        ex_8(ii,jj) = 9*KK*GG/(GG+3*KK)   ;kPa
      end_if
    end_loop
  end_loop
  loop ii (1,igp)
    loop jj (1,jgp)
      ;tipo = model(ii,jj)
      ;grupo = z_group(ii,jj)
      ;if tipo > 1
        ex_9(ii,jj) = xdisp(ii,jj)
        ex_10(ii,jj) = ydisp(ii,jj)
        ex_11(ii,jj) = xvel(ii,jj)
        ex_12(ii,jj) = yvel(ii,jj)
      ;end_if
    end_loop
  end_loop
end

```

```

def p0_q0
  loop ii (1,izones)
    loop jj (1,jzones)
      tipo = model(ii,jj)
      grupo = z_group(ii,jj)
      if tipo > 1
        if grupo # 'permeametro'
          estado = ex_2(ii,jj)
          if estado = 1
            sigyp = (syy(ii,jj) + pp(ii,jj))/1e3 ;kPa
            sig_min = max(sxx(ii,jj),szz(ii,jj))
            sigxp = (sig_min + pp(ii,jj))/1e3 ;kPa
            cen_ = 0.5*abs(sigyp + sigxp)
            rad1 = sxy(ii,jj)/1e3
            rad2 = 0.5*abs(sigyp - sigxp)
            rad_ = sqrt(rad1^2 + rad2^2)
          end_if
        end_if
      end_if
    end_loop
  end_loop
end

```

```

ss1 = cen_ + rad_
ss3 = cen_ - rad_
p0 = (ss1 + ss3)/2
q0 = (ss1 - ss3)/2
ex_13(ii,jj) = p0
ex_14(ii,jj) = q0
end_if
end_if
end_if
end_loop
end_loop
end

def evalua_E
_f = 7
loop ii (1,izones)
loop jj (1,jzones)
tipo = model(ii,jj)
grupo = z_group(ii,jj)
if tipo > 1
if grupo # 'permeametro'
indica = ex_1(ii,jj)
E_ini = ex_8(ii,jj)

p0 = ex_13(ii,jj)
q0 = ex_14(ii,jj)

sigyp = (syy(ii,jj) + pp(ii,jj))/1e3 ;kPa
sig_min = max(sxx(ii,jj),szz(ii,jj))
sigxp = (sig_min + pp(ii,jj))/1e3 ;kPa
cen_ = 0.5*abs(sigyp + sigxp)
rad1 = sxy(ii,jj)/1e3
rad2 = 0.5*abs(sigyp - sigxp)
rad_ = sqrt(rad1^2 + rad2^2)
ss1 = cen_ + rad_
ss3 = cen_ - rad_
p1 = (ss1 + ss3)/2
q1 = (ss1 - ss3)/2

qL1 = p1+(q0-p0)
qL2 = p1*q0/p0
qL3 = q0 + sin(so_fi*pi/180)*(p1-p0)

if p1 <= p0
if q1 > qL1
if q1 > qL2 ;Esta en CARGA
if indica = 1 ;viene de descarga
E_fin = E_ini/_f
indica = 0
estado = 1
conta = conta + 1
else ;viene de frontera o (po,qo)

```

```

(324544*(ss3kPa/Patm)^0.58) ;kPa
(324544*(0.07/Patm)^0.58) ;kPa

ss3kPa = p1-q1
E_fin =
Emin =
if E_fin < Emin
    E_fin = Emin
end_if
estado = 1
contas3 = contas3 + 1
end_if
else
if q1 = qL2 ;Esta en la frontera
    E_fin = E_ini
    estado = 0
else ;Esta en DESCARGA
if indica = 0 ;viene de
    E_fin = _f*E_ini
    indica = 1
    conta = conta + 1
    estado = 0
else ;Se mantiene en
    E_fin = E_ini
    estado = 0
end_if
end_if
end_if
else
if q1 = qL1 ;Esta en la frontera inferior
    E_fin = E_ini
    estado = 0
else
if indica = 1 ;Viene de DESCARGA
    E_fin = E_ini/_f
    indica = 0
    estado = 1
    conta = conta + 1
else ;viene de frontera o (po,qp)
    ss3kPa = p1-q1
    E_fin =
    Emin =
if E_fin < Emin
    E_fin = Emin
end_if
estado = 1
contas3 = contas3 + 1
end_if

```

frontera o (po,qo)

DESCARGA

(324544\*(ss3kPa/Patm)^0.58) ;kPa

(324544\*(0.07/Patm)^0.58) ;kPa

```

        end_if
    end_if
else
    ss3kPa = p1-q1
    E_fin = (324544*(ss3kPa/Patm)^0.58) ;kPa
    Emin = (324544*(0.07/Patm)^0.58) ;kPa
    if E_fin < Emin
        E_fin = Emin
    end_if
    indica = 0
    estado = 1
    contas3 = contas3 + 1
end_if
ex_1(ii,jj) = indica
ex_2(ii,jj) = estado
ex_8(ii,jj) = E_fin
if cambio = 1
    if estado = 1
        ex_13(ii,jj) = p1
        ex_14(ii,jj) = q1
    end_if
end_if
end_if
end_if
end_loop
end_loop
end

```

```

def asigna
    loop ii (1,izones)
        loop jj (1,jzones)
            tipo = model(ii,jj)
            grupo = z_group(ii,jj)
            if tipo > 1
                sxx(ii,jj) = ex_3(ii,jj) ;Pa
                syy(ii,jj) = ex_4(ii,jj) ;Pa
                szz(ii,jj) = ex_5(ii,jj) ;Pa
                sxy(ii,jj) = ex_6(ii,jj) ;Pa
                pp(ii,jj) = ex_7(ii,jj) ;Pa
                E_fin = ex_8(ii,jj)*1e3 ;Pa
                GG = 0.50*E_fin/(1+so_nu)
                KK = 0.33*E_fin/(1-2*so_nu)
                bulk_mod(ii,jj) = KK
                shear_mod(ii,jj) = GG
                command
                    pro s GG b KK notnull i ii j jj jj
                endcommand
            end_if
        end_loop
    end_loop
end_loop
loop ii (1,igp)

```

```
    loop jj (1,jgp)
      xdisp(ii,jj) = ex_9(ii,jj)
      ydisp(ii,jj) = ex_10(ii,jj)
      xvel(ii,jj) = ex_11(ii,jj)
      yvel(ii,jj) = ex_12(ii,jj)
    end_loop
  end_loop
end
```

```

;----- equilibrio.dat -----
; Archivo que corre el equilibrio inicial del programa
res malla.sav

;---CONVERSION DE UNIDADES Y EQUILIBIRO DE LA PROBETA---

;---Equilibrio inicial---
c Eq_inicial.fis

;---Inicializacion de valores generales---
i xdis 0 ydis 0
i xvel 0 yvel 0

;---Fijo los valores en X del permeametro---
fix x i 16 19
se sratio 1e-6

def eq_permeametro
  tensiones_permeametro
  command
    m n i 1 15 j 1 ny
    water bulk 0.0
    se flow off mech on
    solve
  endcommand
end
eq_permeametro

;---Inicializacion de valores generales---
i xdis 0 ydis 0
i xvel 0 yvel 0
fix y i 16 19

def eq_etapas
  dyi = 0
  dyj = inf_trans

  nyi = 1 + 20
  nyj = nyd + 1 + 20
  _nyj = nyj - 1

  command ; Hago null los elem de abajo y mohr los de 1era capa; aplico props.
    m n i 1 15 j 1 20
    m m i 1 15 j nyi _nyj

    fix y i 1 15 j 21

    i sat 1 i 1 16 j 21 22
    i sat 0 i 17 nx

    pro d so_gammad s so_sh b so_bu f so_fi c so_co &
    i 1 15 notnull group 'suelo'

```

```

        pro poros so_poro i 1 15 notnull group 'suelo'
endcommand
m = num_trans + _num_trans      ;9
m_ = m + 1                       ;10

;---PERMEABILIDAD CTE INICIAL---
|Permeabilidad para rapida iteracion de equilibrio inicial (m/seg ---> m3s/kg)
float so_kk
so_kk = 1.0e-2/(_grav*wa_gamma) ; [m3s/kg]

#####Inicio Sección#####
section

loop o (1,m_)
  if o < m_
    command
      ;his xdis i a3 j nyi
      ;his ydis i a3 j nyi
      ;his xdis i a2 j nyi
      ;his ydis i a2 j nyi
      ;his esyy i a1 j nyi
      ;his esxx i a1 j nyi

      i sat 1 i 1 16 j nyi _nyj
      i sat 0 i 17 nx

      fix pp i 1 16 j nyj
      fix sat i 1 16 j nyj

    endcommand
  else
    command
      ;his xdis i a3 j nyi
      ;his ydis i a3 j nyi
      ;his xdis i a2 j nyi
      ;his ydis i a2 j nyi
      ;his esyy i a1 j nyi
      ;his esxx i a1 j nyi

      ;his xdis i a3 j b1
      ;his ydis i a3 j b1
      ;his xdis i a2 j b1
      ;his ydis i a2 j b1
      ;his esyy i a1 j _b1
      ;his esxx i a1 j _b1

      i sat 1 i 1 16 j nyi _b1
      i sat 0 i 17 nx

      fix pp i 1 16 j b1
      fix sat i 1 16 j b1
  end
endloop

```



```

        endcommand
    end_if
    tensiones
    hidrostática
    command
        water bulk wa_bu                ;Para la convergencia mas
rapida al eq.
        pro per so_kk i 1 15 j nyi _nyj
        se flow on mech off
        se funsat on
        solve
        water bulk 0.0
        se flow off mech on
        solve
        se flow on
        water bulk 2.0e7
        solve
        water bulk 2.0e8
        solve
        water bulk wa_bu
        solve
    endcommand

    if o < m_                ;Libero las fix pp TOP antes del cambio de indicadores
        command
            free pp i 1 16 j nyj
            free sat i 1 16 j nyj
        endcommand
    else
        exit section
    end_if

    dyi = dyj
    dyj = dyj + delta_trans/2

    nyi = nyj
    nyj = nyj + nym/2

    if o = m
        nyj = b1
    end_if
    _nyi = nyi - 1
    _nyj = nyj - 1

    command
        m m i 1 15 j nyi _nyj

        pro d so_gammad s so_sh b so_bu f so_fi c so_co &
            i 1 15 j nyi _nyj notnull group 'suelo'
        pro poros so_poro i 1 15 j nyi _nyj notnull group 'suelo'
    endcommand
endloop

```

```
endsection
;#####Final Sección#####

end

his unbal
eq_etapas

c efns3.fis
efns3ini
solve

save eq.sav
```

----- **confinamiento.dat** -----

; Archivo que produce el aumento de la tension de confinamiento en probeta  
res eq.sav

se log zz.txt  
se log on

;---INICIO DE ANALISIS---  
se step 10000000  
se sratio 1e-6

;---Punto de Partida Analisis Probeta---  
i xdis 0 ydis 0  
i xvel 0 yvel 0

```
def esfuerzo_top
  fza_total_T = 0
  Areatot_T = 0
  pporos = 0
  loop ii (1,15)

    if ii = 1
      Radl = 0
    else
      Radl = 0.5*(x(ii,b1) + x(ii-1,b1))
    end_if
    Radr = 0.5*(x(ii+1,b1) + x(ii,b1))
    DeltaXi = (Radr - Radl)
    Areai = pi*Radr*Radr - pi*Radl*Radl
    Areatot_T = Areatot_T + Areai
    if ii = 1
      esfverti = syy(1,_b1) + gpp(1,b1)
      pporos = pporos + gpp(1,b1)
    else
      esfverti = 0.5*(syy(ii,_b1) + syy(ii-1,_b1)) + gpp(ii,b1)
      pporos = pporos + gpp(ii,b1)
    end_if
    fza_neta = esfverti*Areai
    fza_total_T = fza_total_T + fza_neta
  end_loop
  esfuerzo_T = fza_total_T/Areatot_T ;[Pa]
  esfvkPa_T = esfuerzo_T/1000 ;[kPa]
  Areaexterna = pi*(0.1380+0.0015/2)^2
  oo = out('El esfuerzo TOP es = '+ string(esfvkPa_T)+' kPa')
end
```

```
def esfuerzo_bottom
  fza_total_B = 0
  Areatot_B = 0
  pporos = 0
```

```

loop ii (1,15)

    if ii = 1
        Radl = 0
    else
        Radl = 0.5*(x(ii,21) + x(ii-1,21))
    end_if
    Radr = 0.5*(x(ii+1,21) + x(ii,21))
    DeltaXi = (Radr - Radl)
    Areai = pi*Radr*Radr - pi*Radl*Radl
    Areatot_B = Areatot_B + Areai
    if ii = 1
        esfverti = syy(1,21) + gpp(1,21)
        pporos = pporos + gpp(1,21)
    else
        esfverti = 0.5*(syy(ii,21) + syy(ii-1,21)) + gpp(ii,21)
        pporos = pporos + gpp(ii,21)
    end_if
    fza_neta = esfverti*Areai
    fza_total_B = fza_total_B + fza_neta
end_loop
esfuerzo_B = fza_total_B/Areatot_B:[Pa]
esfvpkPa_B = esfuerzo_B/1000      ;[kPa]
Areaexterna = pi*(0.1380+0.0015/2)^2
oo = out('El esfuerzo BOTTOM es = '+ string(esfvpkPa_B)+' kPa')
end

```

```

def escribe
    io_read = 0
    io_write = 1
    io_fish = 0
    io_ascii = 1
    filenameE = 'zestado.txt'
    filenameI = 'zindica.txt'
    array pquestado(44) pqindica(44)
    string concate concati
    concate = ''
    concati = ''
    ff = 44
    loop j (21,64)
        loop i (1,15)
            indica = int(ex_1(i,j))
            estado = int(ex_2(i,j))
            concate = concate + '' + string(estado)
            concati = concati + '' + string(indica)
        endloop
        pquestado(ff) = concate
        pqindica(ff) = concati
        ff = ff - 1
        concate = ''
        concati = ''
    endloop
endloop

```

```

status = open(filenameE,io_write,io_ascii)
status = write(pqestado,44)
status = close
status = open(filenameI,io_write,io_ascii)
status = write(pqindica,44)
status = close
end

def deforma_ini
float deformada esfvpkPa1 esfvpkPa2
io = 1
cuenta = 0
mag_vel = 1e-4 ;deformacion (m) / step
esfuerzo_top
esfuerzo_bottom
loop while io = 1
    esfvpkPa1 = -1000
    esfvpkPa2 = esfvpkPa_T
    dif_esf = esfvpkPa2 - esfvpkPa1
    dif_ = esfuerzo_T + 175.0e3
    dif_abs = abs(dif_)

    if dif_abs < 10.0e3
        mag_vel = 5e-5
    end_if
    if dif_abs < 5.0e3
        mag_vel = 1e-5
    end_if
    if dif_abs < 1.0e3
        mag_vel = 1e-6
    end_if

    if dif_ > 0 ;estoy por debajo
        _vel = -mag_vel
    else ;me pase
        mag_vel = 1e-7
        _vel = mag_vel
    end_if
    deformada = deformada + _vel
    command
        app remove i 1 15 j b1
        app xvel 0.0 i 1 15 j b1
        app yvel _vel i 1 15 j b1
    step 1
        app remove i 1 15 j b1
        app xvel 0.0 i 1 15 j b1
        app yvel 0.0 i 1 15 j b1
    end_command

    oi = float(unbal)
    loop while abs(dif_esf) > 1e-5
        command

```

```

                                print oi mag_vel dif_ dif_abs deformada esfvpkPa2 esfvpkPa1
dif_esf
                                step 10000
                                endcommand
                                oi = float(unbal)
                                esfuerzo_top
                                esfuerzo_bottom
                                esfvpkPa1 = esfvpkPa2
                                esfvpkPa2 = esfvpkPa_T
                                dif_esf = esfvpkPa2 - esfvpkPa1
                                dif_ = esfuerzo_T + 175.0e3
                                dif_abs = abs(dif_)
                                end_loop
                                esfuerzo_top
                                esfuerzo_bottom
                                if dif_abs < 0.05e3 ;1% de 1kPa
                                    io = 0
                                    archivo = 'desplazaini.sav'
                                    command
                                        save @archivo
                                    endcommand
                                end_if
                                end_loop
end

def deforma_fin
    io = 1
    cuenta = cuenta + 1
    mag_vel = 1e-5 ;deformacion (m) / step
    deformada = 0
    esfuerzo_top
    esfuerzo_bottom
    loop while io = 1
        esfvpkPa1 = -1000
        esfvpkPa2 = esfvpkPa_T
        dif_esf = esfvpkPa2 - esfvpkPa1
        dif_ = esfuerzo_T + 175.0e3
        dif_abs = abs(dif_)

        if dif_abs < 10.0e3
            mag_vel = 5e-6
        end_if
        if dif_abs < 5.0e3
            mag_vel = 1e-6
        end_if
        if dif_abs < 1.0e3
            mag_vel = 1e-7
        end_if

        if dif_ > 0 ;estoy por debajo
            _vel = -mag_vel
        else ;me pase
            mag_vel = 1e-8
        end_if
    end_loop
end

```

```

        _vel = mag_vel
    end_if
    deformada = deformada + _vel
    command
        app remove i 1 15 j b1
        app xvel 0.0 i 1 15 j b1
        app yvel _vel i 1 15 j b1
        step 1
        app remove i 1 15 j b1
        app xvel 0.0 i 1 15 j b1
        app yvel 0.0 i 1 15 j b1
    end_command
    oi = float(unbal)
    loop while abs(dif_esf) > 1e-5
        command
            print oi mag_vel dif_ dif_abs deformada esfvpkPa2 esfvpkPa1
dif_esf
            step 10000
        endcommand
        oi = float(unbal)
        esfuerzo_top
        esfuerzo_bottom
        esfvpkPa1 = esfvpkPa2
        esfvpkPa2 = esfvpkPa_T
        dif_esf = esfvpkPa2 - esfvpkPa1
        dif_ = esfuerzo_T + 175.0e3
        dif_abs = abs(dif_)
    end_loop
    esfuerzo_top
    esfuerzo_bottom
    if dif_abs < 0.05e3 ;1% de 1kPa
        io = 0
        archivo = 'desplazafin.sav'
        command
            save @archivo
        endcommand
    end_if
end_loop
end

```

;---Aplicación de la permeabilidad real a la probeta---

```

def perm_select_fin
    float so_kk
    o = num_trans + 1
    m = num_trans + 1
    nyi = 21
    nyi_ = nyd + 21
    loop n (1,m)
        so_kk = float(table(1,o))/(_grav*wa_gamma) ; (m/seg ----> m3s/kg)
        if n = m
            nyi_ = ny - 20
        end_if
    end_if
end_def

```

```

        command
            pro per so_kk i 1 15 j nyi nyi_ notnull group 'suelo'
        endcommand
        o = o - 1
        nyi = nyi_ + 1
        nyi_ = nyi_ + nym
    endloop
end

```

```

perm_select_fin
se flow on mech off
se funsat on
solve
water bulk 0.0
se flow off mech on
solve
se flow on
water bulk wa_bu
solve

```

;---Confinamiento de la probeta---

```

ini ydisp 0 xdisp 0
ini yvel 0 xvel 0

```

```

water bulk 0.0
se flow off mech on

```

```

se sratio 1e-6
fix pp i 1 16 j b1
fix pp i 1 16 j 21
fix sat i 1 16 j 21

```

contador

```

guarda
p0_q0
deforma_ini
evalua_E
escribe
print conta contas3
se conta = 0
se contas3 = 0

```

```

asigna
deforma_fin
evalua_E
escribe
print conta contas3
se conta = 0
se contas3 = 0

```



```
asigna
deforma_fin
evalua_E
escribe
print conta contas3
se conta = 0
se contas3 = 0
```

```
asigna
deforma_fin
evalua_E
escribe
print conta contas3
se conta = 0
se contas3 = 0
```

```
asigna
deforma_fin
se cambio = 1
evalua_E
escribe
save confina.sav
```

```
water bulk wa_bu
se flow on mech off
solve
se mech on
solve
save confina.sav
```

```

;----- converge.fis -----
; Rutinas para convergencia de flujo

def Qratio                                ;gflow(i,j) < 0 --> sale ; gflow(i,j) > 0 --> entra ; gflow en 1 radian!
    nn = 21
    Areatot = 0
    b_flow = 0
    t_flow = 0
    loop ii (1,16)
        if ii = 1
            Radl = 0
            Radr = 0.5*(x(ii+1,nn) + x(ii,nn))
        else
            if ii < 16
                Radl = 0.5*(x(ii,nn) + x(ii-1,nn))
                Radr = 0.5*(x(ii+1,nn) + x(ii,nn))
            else
                Radl = 0.5*(x(ii,nn) + x(ii-1,nn))
                Radr = x(ii,nn)
            end_if
        end_if
        Areai = pi*Radr*Radr - pi*Radl*Radl
        Areatot = Areatot + Areai
        b_flow = b_flow + gflow(ii,21)*Areai
        t_flow = t_flow + gflow(ii,b1)*Areai
    end_loop
    tiempo = gwttime
    b_flow = b_flow*tiempo
    t_flow = t_flow*tiempo
    qbal_gp = (b_flow + t_flow)
    oo = out('Groundwater time es: ' + string(tiempo))
    oo = out('Flujo en GP TOP es: ' + string(t_flow))
    oo = out('Flujo en GP BASE es: ' + string(b_flow))
    oo = out('Delta Flujo tot. es: ' + string(qbal_gp))
end

def converge_flujo
    io = 1
    loop while io = 1
        command
            step 10000
            qratio
            esfuerzo_top
            esfuerzo_bottom
        endcommand
        if qbal_gp < 1e-10
            io = 0
        end_if
    end_loop
end

```

```
def converge_acopla
  io = 1
  loop while io = 1
    command
      step 10000
      qratio
      esfuerzo_top
      esfuerzo_bottom
    endcommand
    if qbal < 1e-10
      if unbal < 5e-8
        io = 0
      end_if
    end_if
  end_loop
end
```

```

;----- gradientes.dat -----
; Archivo que produce el aumento del gradiente en la probeta

res confina.sav

;---Guardo los esfuerzos efectivos TOP por zona---
def topsyy_
    array topsyy(15)
    loop i (1,15)
        topsyy(i) = syy(i,_b1) + 0.5*(gpp(i,b1) + gpp(i+1,b1))
    endloop
end
topsyy_

;---Cambio unidades de Gradiente a Presion---

;Tabla 10: Tabla de datos input de Evolucion de gradientes [ ]
;Tabla 11: Tabla de presiones en la superficie de acuerdo a iavg [Pa]

def conv_Pascales
    v = table_size(10)          ;tamano tabla de gradientes
    n = 1
    L = float(dimy)
    _g = _grav
    loop while n <= v
        if dir_flujo = 'd'
            table(11,n) = 1.0*table(10,n)*L*1e4*_g/10          ;PP en superficie
        else
            table(11,n) = 1.0*(table(10,n) + 1)*L*1e4*_g/10    ;PP en gradiente 1
        end_if
        n = n + 1
    end_loop
    oo = out('La presiones durante el aumento de gradiente, en [Pa], son:')
    command
        print table 11
    endcommand
end
conv_Pascales

;---Punto de Partida Analisis Probeta---
i xdis 0 ydis 0
i xvel 0 yvel 0

def busca_max_perm          ; Busca la permeabilidad maxima en el problema
    o = num_trans + 1
    max_perm = 0
    loop i (1,o)
        max_perm = max(max_perm,table(1,i))/(_grav*wa_gamma)
    endloop
end

```

```

        endloop
    end
    busca_max_perm

```

;---Funcion que calcula esfuerzos y gradientes EN y ENTRE Transductores---

```

def matrices
    array transd(2,7)
    array entretransd(2,6)
    loop punt (1,7)
        transd(1,punt) = 0
        transd(2,punt) = 0
    endloop
    loop punt (1,6)
        entretransd(1,punt) = 0
        entretransd(2,punt) = 0
    endloop
end
matrices

```

```

def esfygrad_trans
    nn = 0 ;gridpoint donde esta el transductor
    fza_total = 0
    grad_total = 0
    Areatot = 0
    loop trans (1,7)
        caseof trans
            case 1
                nn = b1
            case 2
                nn = nn - 2
            case 3
                nn = nn - 10
            case 4
                nn = nn - 10
            case 5
                nn = nn - 10
            case 6
                nn = nn - 10
            case 7
                nn = nn - 2
        endcase
        _nn = nn - 1
        nn_ = nn + 1
        loop ii (1,15)
            if ii = 1
                Radl = 0
            else
                Radl = 0.5*(x(ii,nn) + x(ii-1,nn))
            end_if
            Radr = 0.5*(x(ii+1,nn) + x(ii,nn))
        endloop
    endloop
end

```

```

Areai = pi*RadR*RadR - pi*Radl*Radl
Areatot = Areatot + Areai
if trans = 1
    dz = y(ii,nn) - y(ii,_nn)
    if ii = 1
        esfvpi = syy(1,_nn) + gpp(1,nn)
    else
        esfvpi = 0.5*(syy(ii,_nn) + syy(ii-1,_nn)) + gpp(ii,nn)
    end_if
    DH = 0.5*(1.0*( _grad*y_alto_m - dz) - gpp(ii,_nn))/(0.981*1e4))/1.0
    gradi = (abs(DH))/dz
else
    if trans < 7
        dz = 0.5*(y(ii,nn_) - y(ii,_nn))
        if ii = 1
            esfvpi = 0.5*(syy(1,nn) + syy(1,_nn)) + gpp(1,nn)
        else
            sigvmean = 0.25*(syy(ii,nn) + syy(ii-1,nn) +
syy(ii,_nn) + syy(ii-1,_nn))
            esfvpi = sigvmean + gpp(ii,nn)
        end_if
        DH = 0.5*(gpp(ii,nn_) - gpp(ii,_nn))/(0.981*1e4)
        gradi = (abs(DH))/dz
    else
        dz = y(ii,nn_) - y(ii,nn)
        if ii = 1
            esfvpi = syy(1,nn) + gpp(1,nn)
        else
            esfvpi = 0.5*(syy(ii,nn) + syy(ii-1,nn)) + gpp(ii,nn)
        end_if
        DH = 0.5*(gpp(ii,nn_)/(0.981*1e4) - 1.0*( _grad*y_alto_m -
dz))/1.0
        gradi = (abs(DH))/dz
    end_if
end_if
grad_neto = gradi*Areai
grad_total = grad_total + grad_neto
fza_neta = esfvpi*Areai
fza_total = fza_total + fza_neta
end_loop
esfuerzo = fza_total/Areatot ;[Pa]
gradiente = grad_total/Areatot
esfvpkPa = esfuerzo/1000 ;[kPa]
transd(1,trans) = esfvpkPa
transd(2,trans) = gradiente
oo = out('Esff. en T. '+string(trans)+' = '+string(esfvpkPa)+' kPa')
oo = out('Grad. en T. '+string(trans)+' = '+string(gradiente))
Areatot = 0
fza_total = 0
grad_total = 0
endloop

esyy_1 = transd(1,1)

```

```

i_1 = transd(2,1)
esy_2 = transd(1,2)
i_2 = transd(2,2)
esy_3 = transd(1,3)
i_3 = transd(2,3)
esy_4 = transd(1,4)
i_4 = transd(2,4)
esy_5 = transd(1,5)
i_5 = transd(2,5)
esy_6 = transd(1,6)
i_6 = transd(2,6)
esy_7 = transd(1,7)
i_7 = transd(2,7)

nn = 0           ;gridpoint donde esta el transductor superior
ll = 0           ;gridpoint donde esta el transductor inferior
loop entretrans (1,6)
  caseof entretrans
    case 1
      nn = b1
      ll = nn - 2
    case 2
      nn = ll
      ll = nn - 10
    case 3
      nn = ll
      ll = nn - 10
    case 4
      nn = ll
      ll = nn - 10
    case 5
      nn = ll
      ll = nn - 10
    case 6
      nn = ll
      ll = nn - 2
  endcase
  _nn = nn - 1
  _ll = ll - 1
  loop ii (1,15)
    if ii = 1
      Radl = 0
    else
      Radl = 0.5*(x(ii,nn) + x(ii-1,nn))
    end_if
    Radr = 0.5*(x(ii+1,nn) + x(ii,nn))
    Areai = pi*Radl*Radl - pi*Radr*Radr
    Areatot = Areatot + Areai
    if entretrans = 1
      dz = y(ii,nn) - y(ii,ll)
      if ii = 1
        esfvpinn = syy(1,_nn) + gpp(1,nn)
        esfvpill = 0.5*(syy(1,ll) + syy(1,_ll)) + gpp(1,ll)

```

```

else
    esfvpin = 0.5*(syy(ii,_nn) + syy(ii-1,_nn)) + gpp(ii,nn)
    svmeanll = 0.25*(syy(ii,ll) + syy(ii-1,ll) + syy(ii,_ll) + syy(ii-
1,_ll))
    esfvpill = svmeanll + gpp(ii,ll)
end_if
DH = dz + (gpp(ii,nn)/(0.981*1e4) - gpp(ii,ll)/(0.981*1e4))/1.0
gradi = abs(DH)/dz
else
if entretrans < 6
    dz = y(ii,nn) - y(ii,ll)
    if ii = 1
        esfvpin = 0.5*(syy(1,nn) + syy(1,_nn)) + gpp(1,nn)
        esfvpill = 0.5*(syy(1,ll) + syy(1,_ll)) + gpp(1,ll)
    else
        svmeannn = 0.25*(syy(ii,nn) + syy(ii-1,nn) +
syy(ii,_nn) + syy(ii-1,_nn))
        esfvpin = svmeannn + gpp(ii,nn)
        svmeanll = 0.25*(syy(ii,ll) + syy(ii-1,ll) + syy(ii,_ll) +
syy(ii-1,_ll))
        esfvpill = svmeanll + gpp(ii,ll)
    end_if
    DH = dz + (gpp(ii,nn)/(0.981*1e4) -
gpp(ii,ll)/(0.981*1e4))/1.0
    gradi = abs(DH)/dz
else
    dz = y(ii,nn) - y(ii,ll)
    if ii = 1
        esfvpin = 0.5*(syy(1,nn) + syy(1,_nn)) + gpp(1,nn)
        esfvpill = syy(1,ll) + gpp(1,ll)
    else
        svmeannn = 0.25*(syy(ii,nn) + syy(ii-1,nn) +
syy(ii,_nn) + syy(ii-1,_nn))
        esfvpin = svmeannn + gpp(ii,nn)
        esfvpill = 0.5*(syy(ii-1,ll) + syy(ii,ll)) + gpp(ii,ll)
    end_if
    DH = dz + (gpp(ii,nn)/(0.981*1e4) -
gpp(ii,ll)/(0.981*1e4))/1.0
    gradi = abs(DH)/dz
end_if
end_if
grad_neto = gradi*Areai
grad_total = grad_total + grad_neto
fza_neta = 0.5*(esfvpin + esfvpill)*Areai
fza_total = fza_total + fza_neta
end_loop
esfuerzo = fza_total/Areatot ;[Pa]
gradiente = grad_total/Areatot
esfvkPa = esfuerzo/1000 ;[kPa]
entretransd(1,entretrans) = esfvkPa
entretransd(2,entretrans) = gradiente
et = entretrans
oo = out('Esff.'+string(et)+'-'+string(et + 1)+' = '+string(esfvkPa)+' kPa')

```



```

        oo = out('Grad.'+string(et)+'-'+string(et + 1)+' = '+string(gradiente))
        Areatot = 0
        fza_total = 0
        grad_total = 0
    endloop

    esyy_12 = entretransd(1,1)
    i_12 = entretransd(2,1)
    esyy_23 = entretransd(1,2)
    i_23 = entretransd(2,2)
    esyy_34 = entretransd(1,3)
    i_34 = entretransd(2,3)
    esyy_45 = entretransd(1,4)
    i_45 = entretransd(2,4)
    esyy_56 = entretransd(1,5)
    i_56 = entretransd(2,5)
    esyy_67 = entretransd(1,6)
    i_67 = entretransd(2,6)
end

```

```

def deforma_grad
    io = 1
    mag_vel = 1e-5           ;deformacion (m) / step
    esfuerzo_top
    esfuerzo_bottom
    loop while io = 1
        esfvpkPa1 = -1000
        esfvpkPa2 = esfvpkPa_T
        dif_esf = esfvpkPa2 - esfvpkPa1
        dif_ = esfuerzo_T + 175.0e3
        dif_abs = abs(dif_)

        if dif_abs < 10.0e3
            mag_vel = 5e-6
        end_if
        if dif_abs < 5.0e3
            mag_vel = 1e-6
        end_if
        if dif_abs < 1.0e3
            mag_vel = 1e-7
        end_if

        if dif_ > 0           ;estoy por debajo
            _vel = -mag_vel
        else                 ;me pase
            mag_vel = 1e-8
            _vel = mag_vel
        end_if
        deformada = deformada + _vel
        command
        app remove i 1 15 j b1
    endloop
end

```

```

        app xvel 0.0 i 1 15 j b1
        app yvel _vel i 1 15 j b1
        app pp _presion i 1 16 j b1
        step 1
        app remove i 1 15 j b1
        app xvel 0.0 i 1 15 j b1
        app yvel 0.0 i 1 15 j b1
        app pp _presion i 1 16 j b1
    end_command
    oi = float(unbal)
    loop while abs(dif_esf) > 1e-5
        command
            print oi mag_vel dif_ dif_abs deformada esfvpkPa2 esfvpkPa1
        dif_esf
            step 10000
        endcommand
        oi = float(unbal)
        esfuerzo_top
        esfuerzo_bottom
        esfvpkPa1 = esfvpkPa2
        esfvpkPa2 = esfvpkPa_T
        dif_esf = esfvpkPa2 - esfvpkPa1
        dif_ = esfuerzo_T + 175.0e3
        dif_abs = abs(dif_)
    end_loop
    esfuerzo_top
    esfuerzo_bottom
    if dif_abs < 0.01e3 ;1% de 1kPa
        io = 0
    end_if
end_loop
end

```

```

;---INICIO DE ANALISIS---
c converge.fis

```

```

def gradientes
    icritico
    deformada = 0
    t = table_size(11)
    m = 1
    iteraciones = 0
    primero = 'si'
    loop while m <= t
        _grad = table(10,m)
        _presion = table(11,m)
        if primero = 'si' ;Corrida VIRGEN con PP = 0 en la superficie
            oo = out(' ')
            oo = out('Se aplicara gradiente de '+fstring((table(10,m)),2))
            archivo = '175kPa_i_'+fstring((table(10,m)),1)+' .sav'

```

```

;***CONVERGE FLUJO --> MECANICO (1)***
command
    water bulk wa_bu
    se flow on mech off
    app pp _presion i 1 16 j b1 ;Tension y presion superior
    app pp 5454.36 i 1 16 j 21
endcommand
converge_flujo
command
    water bulk 0.0
    se flow off mech on
endcommand
deforma_grad

```

```

;***CONVERGE FLUJO --> MECANICO (2)***
command
    water bulk wa_bu
    se flow on mech off
    app pp _presion i 1 16 j b1 ;Tension y presion superior
    app pp 5454.36 i 1 16 j 21
endcommand
converge_flujo
command
    water bulk 0.0
    se flow off mech on
endcommand
deforma_grad

```

```

;***CONVERGE FLUJO --> CONVERGE ACOPLADO ***
command
    water bulk wa_bu
    se flow on mech off
    app pp _presion i 1 16 j b1 ;Tension y presion superior
    app pp 5454.36 i 1 16 j 21
endcommand
converge_flujo
command
    water bulk wa_bu
    se flow on
endcommand
converge_acopla

```

```

esfygrad_trans
command
    set beep on
    step 1
    set beep off
    save @archivo
endcommand
m = m + 1
_grad = table(10,m)
_presion = table(11,m)

```

```

command
    ;his esyy_12                ;19
    ;his i_12                   ;20
    ;his esyy_23                ;21
    ;his i_23                   ;22
    ;his esyy_34                ;23 19
    ;his i_34                   ;24 20
    ;his esyy_45                ;25 21
    ;his i_45                   ;26 22
    ;his esyy_56                ;27 23
    ;his i_56                   ;28 24
    ;his esyy_67                ;29 25
    ;his i_67                   ;30 26
endcommand
primero = 'no'
end_if

oo = out(' ')
oo = out('Se aplicara gradiente de '+fstring((table(10,m)),2))
archivo = '175kPa_i_'+fstring((table(10,m)),1)+'.sav'

;***CONVERGE FLUJO --> MECANICO (1)***
command
    water bulk wa_bu
    se flow on mech off
    app pp _presion i 1 16 j b1        ;Tension y presion superior
    app pp 5454.36 i 1 16 j 21
endcommand
converge_flujo
command
    water bulk 0.0
    se flow off mech on
endcommand
deforma_grad

;***CONVERGE FLUJO --> MECANICO (2)***
command
    water bulk wa_bu
    se flow on mech off
    app pp _presion i 1 16 j b1        ;Tension y presion superior
    app pp 5454.36 i 1 16 j 21
endcommand
converge_flujo
command
    water bulk 0.0
    se flow off mech on
endcommand
deforma_grad

;***CONVERGE FLUJO --> CONVERGE ACOPLADO ***
command
    water bulk wa_bu

```

```

        se flow on mech off
        app pp _presion i 1 16 j b1           ;Tension y presion superior
        app pp 5454.36 i 1 16 j 21
    endcommand
    converge_flujo
    command
        se mech on
    endcommand
    converge_acopla

    esfygrad_trans
    command
        save @archivo
    endcommand
    m = m + 1
end_loop
end

gradientes

set log off

```