



**UNIVERSIDAD DE CHILE**

**FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

# **MODELACIÓN NUMÉRICA 3D PARA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES UTILIZANDO DRENES SUBHORIZONTALES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ALEJANDRA CAROLINA ALFARO ALARCÓN

**PROFESOR GUÍA:**

RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

CARLOS ESPINOZA CONTRERAS

ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS

SANTIAGO DE CHILE

2013

## **MODELACIÓN NUMÉRICA 3D PARA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES UTILIZANDO DRENES SUBHORIZONTALES**

Las intensas lluvias del sur de Chile provocan un aumento en las presiones de poros, debido a un aumento del nivel freático, afectando directamente la estabilidad de un talud. Para aumentar el factor de seguridad, se ha observado que un método efectivo es la utilización de drenes subhorizontales. Éstos generan un gradiente de energía entre el interior del dren y el suelo, permitiendo un flujo de agua que disminuye la presión de poros. No obstante, el diseño del espaciamiento, así como el largo y diámetro de los drenes a utilizar no se encuentra detalladamente estudiado. Además, el diseño del sistema de drenaje propuesto es un problema que debe ser abordado tridimensionalmente pues la distribución de presiones de poros (y del nivel freático) es una variable que varía tanto en el plano a lo largo de los drenes como en el plano perpendicular a ellos.

El objetivo de esta investigación es desarrollar y permitir determinar las variables más importantes para el diseño adecuado del sistema de drenaje, con un modelo numérico en 3D, con el fin de cuantificar el efecto del largo y espaciamiento de drenes horizontales en un talud. Se utiliza el software FLAC<sup>3D</sup> para estudiar el efecto de los drenes, bajo régimen permanente, en las tensiones efectivas del talud y en el factor de seguridad estático, utilizando el método de reducción de los parámetros de resistencia al corte.

Se ha encontrado en la literatura (Teresik & Kealy, 1984) que la condición de borde que comúnmente es utilizada para representar el comportamiento de drenes, es considerar presiones de poros nula. Bajo esta condición, se ha observado que la distribución de carga hidráulica total no es representativa del fenómeno observado en el laboratorio (Kenney, 1977). Se concluye que solo cuando el dren posee una superficie libre, el comportamiento debe ser modelado con presión nula y cuando éste entra en presión (sin superficie libre, con presión hidráulica en su interior), la condición de borde adecuada es con caudales de extracción. Esto representa ambas formas en que los drenes responden disminuyendo las presiones de poros bajo diferentes gradientes de energía, siendo la condición de presiones de poros nula más efectiva que la de caudales. El parámetro que controla este comportamiento es el diámetro del dren, el cual debe ser diseñado teniendo como dato el caudal que debe ser evacuado.

Las simulaciones numéricas con presión de poros nula realizadas permiten concluir que para el diseño del sistema de drenaje, las variables geométricas de largo, espaciamiento y diámetro deben ser abordadas como un conjunto, en donde el largo y espaciamiento especificados arrojan un caudal que debe ser conducido por un dren de diámetro adecuado para que trabaje como un canal y no como una tubería. Se obtiene un procedimiento de modelamiento de drenes validado el cual es aplicado en un talud del sur de Chile, en que sus parámetros de resistencia al corte han sido determinados. Para este talud se obtiene un gráfico que cuantifica el efecto que tienen los parámetros geométricos de drenes horizontales en la estabilidad del talud. Se obtiene que aumentar el largo del dren por sobre 10 m no aumenta considerablemente el factor de seguridad del talud. Por otro lado, el efecto del espaciamiento entre drenes es notorio cuando se trabaja con drenes más cortos. Se concluye que la utilización de drenes es una alternativa adecuada de mejoramiento de la estabilidad del talud.

*Para mis padres: Gisela y Luis*

*Para mi hermana Francisca*

*Para mis abuelos: Luis, Margarita,  
Ana, Sergio y Gabriela*

## AGRADECIMIENTOS

*Quiero agradecer a mis padres por su apoyo incondicional en todo lo que significó este proceso. Por aguantarme, quererme y retarme cuando lo estimaron necesario. Por ser ejemplo de personas comprometidas con su origen y con la realidad social del día de hoy. Quiero agradecer a mi hermana Francisca porque me ha enseñado que lo importante no es ni tropezar ni caer, me ha mostrado que lo realmente importante es pararse. Proceso importante en la realización de este trabajo.*

*Agradezco el apoyo de mi profesor guía Ricardo Moffat por depositar su confianza en mí para realizar este proyecto y por la intriga constante de alcanzar nuevos resultados. En conjunto con la Universidad de Chile, por financiar mi viaje a Francia a exponer lo que fue una parte de este trabajo. Quiero agradecer a Carlos Espinoza por sumarse en este camino con todo su conocimiento técnico y por mostrarme aplicaciones aún más grandes que la geotécnica. En especial agradezco el apoyo académico de Aldo Tamburrino, quien sin saber que el destino lo inscribiría como un agente activo en este trabajo, me ayudó constantemente por el sólo hecho de yo ser alumna y él profesor. Ustedes fueron mis profesores y eso ha sido una guía en mi desarrollo y un orgullo como alumna de esta universidad.*

*Agradezco el apoyo de ITASCA S.A por facilitarme el acceso a FLAC<sup>3D</sup>. En especial, agradecer a Patricio Gómez y Alex Cabrera por el constante apoyo en el modelamiento numérico. Programas académicos como éste, permiten el acceso a herramientas computacionales de gran nivel.*

*Quiero agradecer a los funcionarios del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. A Mirella Biancardi, Patricia Silva, Mariela Mualin, Mónica Gallegos, Mónica Mella y Álvaro Torrent por su compromiso con los procesos y los alumnos. Mis agradecimientos a Omar Gonzalez y Mario Carrillo por el cariñoso recibimiento en el laboratorio MECESUP.*

*Gracias a mis amigas Tami Suzuki, Alida Pérez, Camila Troncoso y su Amayita, Lilian García, Camila Soto, Fernanda González, Carla Guzmán, Daniela Vicente y Bárbara Macari. A mis amigos de ingeniería civil Francisco Nahum, Pablo Heresi y Braian Venegas, con quienes aprendí que la ingeniería civil estructural también tiene sus maravillas. A mis amigos geotécnicos Eugenia Tapia, Raúl Norambuena, Javier Sotomayor, Daniel Sobarzo, y principalmente a Carlos Carmi, Gaspar Besio y José Gacitúa con quienes me inicié en este mundo.*

*Mis más sinceros agradecimientos a Alfredo Arenas, Karem de la Hoz y Claudia Umanzor, quienes con poco conocerme me ofrecieron su ayuda, tanto en el ámbito técnico/profesional como en el personal. A Víctor Castillo por el conocimiento práctico de la ingeniería y por la ayuda en el momento más difícil.*

*Finalmente quiero agradecer a Juan Ayala, ambos. Juan A.T. te podría agradecer el infinito cariño que me diste cuando quise llorar, pero te agradezco el haberte parado al lado mío y el haberte puesto la camiseta por mi cuando yo me la quise sacar, a ocuparse en lugar de solo preocuparse. Juan A.B., el verte ser y compartir con tu papá me ha hecho una persona más feliz porque me enseña a poner las cosas en perspectiva. Ustedes me hacen ver mi propia relación con mis padres y felizmente valorarlos por todo lo que son. Gracias a los dos por querer compartir ese mágico mundito conmigo.*

# TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1.	Motivación .....	1
1.2.	Objetivos .....	2
1.3.	Metodología .....	3
1.4.	Alcances por capítulo.....	3
CAPÍTULO 2	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1.	Conceptos asociados a la mecánica de suelos .....	5
2.1.1.	Propiedades de un suelo .....	5
2.1.2.	Principio de las tensiones efectivas .....	6
2.1.3.	Teoría de Mohr-Coulomb.....	7
2.2.	Fundamentos del Flujo de Agua en Medios Porosos.....	8
2.2.1.	Carga Hidráulica Total (Altura total) .....	8
2.2.2.	Teoría del flujo de agua en medios porosos: Ley de Darcy .....	10
2.2.3.	Flujo en acuífero no confinado.....	11
2.3.	Infiltración de agua en un talud .....	13
2.3.1.	Efecto del agua en el mecanismo de falla de un talud.....	13
2.3.2.	Variación de presiones de poros por condición de recarga .....	14
2.3.3.	Líneas de flujo en un talud .....	15
2.4.	Drenes subhorizontales .....	16
2.4.1.	Efectividad de los drenes horizontales .....	17
2.4.2.	Estado de la práctica en el diseño de drenes horizontales .....	24
2.5.	Diseño hidráulico de tuberías y canales.....	25
2.5.1.	Diseño de tuberías .....	25
2.5.2.	Diseño de canales .....	27
CAPÍTULO 3	REVISIÓN DE PRUEBAS EN LABORATORIO EN LA LITERATURA ...	30
3.1.	Modelo y materiales de los ensayos .....	31
3.2.	Procedimiento del ensayo .....	34
3.3.	Resultados del modelo de flujo.....	35
3.1.	Comentarios .....	36

CAPÍTULO 4	MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE DRENES HORIZONTALES .....	38
4.1.	Introducción al software FLAC3D .....	38
4.2.	Geometría del modelo.....	41
4.3.	Condiciones de borde para flujo sin sistema de drenaje .....	42
4.4.	Condiciones de borde del modelamiento de drenes horizontales .....	51
4.4.1.	Ubicación de las condiciones de borde.....	51
4.4.2.	Condición de modelamiento de drenes.....	52
4.4.3.	Análisis de caudal.....	56
4.5.	Influencia de la conductividad hidráulica .....	60
4.6.	Análisis del modelamiento de drenes con presión atmosférica .....	62
4.7.	Presentación de la metodología de modelamiento de drenes horizontales .....	63
CAPÍTULO 5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FLUJO .....	65
5.1.	Presentación del caso estudiado.....	65
5.2.	Resultados del modelo de flujo del caso estudiado .....	67
5.2.1.	Distribución inicial presiones de poros .....	68
5.2.2.	Resultados de altura hidráulica total.....	69
5.2.3.	Resultados de caudales .....	76
5.3.	Modelo mecánico del caso estudiado .....	78
5.3.1.	Reducción de los parámetros de resistencia al corte .....	79
5.3.2.	Determinación del módulo de deformación a través de ensayos triaxiales .....	79
5.4.	Resultados modelamiento mecánico.....	83
5.4.1.	Condiciones de borde mecánicas.....	83
5.4.2.	Resultados método de reducción de parámetros de resistencia al corte .....	84
5.5.	Resultados factores de seguridad .....	86
5.5.1.	Análisis de la disminución de la carga hidráulica total y factor de seguridad.....	89
5.5.2.	Análisis de sensibilidad módulo de deformación .....	92
CAPÍTULO 6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	93
6.1.	Conclusiones .....	93
6.1.1.	Conclusiones Capítulo 4: Modelamiento hidráulico de drenes horizontales .....	93
6.1.2.	Conclusiones Capítulo 5: Análisis de estabilidad y flujo .....	94
6.1.3.	Conclusiones generales .....	95
6.2.	Recomendaciones .....	95

6.2.1. Recomendaciones de la aplicación de drenes horizontales .....	95
6.2.2. Recomendaciones para estudios futuros.....	96
Referencia Bibliográfica.....	97
<b>ANEXOS</b> .....	100
Anexo A: Valores referenciales para el diseño hidráulico de tuberías y canales. ....	101
Anexo B: Diseño hidráulico de un sistema de drenaje .....	104
B.1 Modelo hidráulico simplificado .....	104
B.1.1 Determinación de la conductividad hidráulica .....	107
B.2 Perfiles de flujo .....	109
B.2.1 Introducción a los perfiles de flujo .....	109
B.2.2 Flujo espacialmente variado .....	115
B.2.3 Caracterización geométrica del canal .....	118
B.2.4 Solución del perfil de flujo .....	119
B.2.6 Influencia del diámetro en el perfil de flujo.....	122
B.2.5 Influencia de la conductividad hidráulica en el perfil de flujo .....	124
Anexo C: Modelamiento de drenes horizontales con condición de borde de caudal .....	127
C.1 Modelo simplificado de un punto de captación .....	127
C.2 Modelo simplificado de tres puntos de captación .....	129
Anexo D: Resultados de reducción de parámetros de resistencia al corte.....	134

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Masa de suelo, partículas de suelo (S), espacios de vacíos con aire (A) y agua (W), (Holtz & Kovacs, 1981) .....	5
Figura 2.2 Diferencias de porosidad. (a) Alta porosidad y mal graduado. (b) Baja porosidad y bien graduado. (c) Alta porosidad, mal graduado y gravas gruesas porosas. (d) Bien graduado pero con porosidad disminuida debido al depósito de minerales en los intersticios. (e) Roca porosa por disolución química. (f) Roca porosa por fractura, (Domenico & Schwartz , 1997).....	6
Figura 2.3 Ecuación de Coulomb de resistencia al corte.....	8
Figura 2.4 Ordenes de magnitud de conductividades hidráulicas en m/s, basados en clasificación USCS, modificado de Bowles (1997) .....	11
Figura 2.5 Elemento diferencial, flujo no confinado, (Harr, 1991).....	12
Figura 2.6 Saturación y niveles freáticos (Suárez, 2009).....	14
Figura 2.7 Variación de presión de poros en el tiempo v/s profundidad, modificado de Wesley (2011) .....	14
Figura 2.8 Promedio de presión de poros a distintas profundidades, modificado de Rahardjo (2003) .....	15
Figura 2.9 Filtración en taludes, modificado de Wesley (2011) .....	16
Figura 2.10 Esquema general de un dren subhorizontal, (Suárez, 2009) .....	16
Figura 2.11 Modelo del talud, modificado de Cai, Ugai & Wakai (1998).....	17
Figura 2.12 Aumento de factor de seguridad v/s largo del dren, modificado de Cai, Ugai & Wakai (1998) .....	18
Figura 2.13 Aumento de factor de seguridad v/s espaciamiento entre drenes, modificado de Cai, Ugai & Wakai (1998).....	18
Figura 2.14 Sección transversal de la malla, modificado de Teresik & Kealy (1984).....	19
Figura 2.15 Sección transversal del modelo en laboratorio, modificado de Teresik & Kealy (1984) .....	20
Figura 2.16 Superficie freática entre drenes, laboratorio v/s modelo numérico, largo de 61 (cm), espaciamiento de 91.4 (cm), modificado de Teresik & Kealy (1984).....	21
Figura 2.17 Talud estudiado: (a) Vista en planta, (b) Sección A-A, modificado de Rahardjo (2003) .....	22
Figura 2.18 Perfiles de presiones de poros, (a) Zona drenada, ( b) Zona no drenada, modificado de Rahardjo (2003) .....	23
Figura 2.19 Modelo de elementos finitos, utilizando Geo-Slope. a) Configuración del talud y posición de los drenes, modificado de Rahardjo (2003) .....	23
Figura 2.20 Factor de seguridad para distintas configuraciones espaciales de drenes en modelo numérico, modificado de Rahardjo (2003).....	24
Figura 2.21 Perfiles de energía en: (a) tubería y (b) canal, (Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, 1989).....	25
Figura 2.22 Deducción de la ecuación de Chézy para flujo uniforme en un canal abierto, (Chow, 1994).....	28
Figura 3.1 Curva Granulométrica esferas de vidrio (“glass beads”) .....	31

Figura 3.2 Esquema de estanque a utilizar en modelos de laboratorio, modificado de Pazin (1974)	33
Figura 3.3 Vista de tanque con modelo e instalación piezométrica, Pazin (1974)	33
Figura 3.4 Condición de geometría y presiones de agua para modelos de pruebas de flujo, modificado de Kenney (1977)	34
Figura 3.5 Esquema del modelo utilizado en laboratorio, modificado de Kenney (1977)	35
Figura 3.6 Resultados típicos de elevaciones piezométricas para condiciones $L=80$ (cm), $S=80$ (cm), modificado de Kenney (1977)	37
Figura 4.1 Definiciones básicas FLAC <sup>3D</sup> , (Itasca Consulting Group, Inc, 2009)	41
Figura 4.2 Coordenadas de referencia modelo de laboratorio, FLAC <sup>3D</sup>	42
Figura 4.3 Vista lateral del modelo de laboratorio, FLAC <sup>3D</sup>	42
Figura 4.4 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa), en (a) Borde aguas abajo ( $X=1.7$ m) y (b) Borde aguas arriba ( $X=0.0$ m), FLAC <sup>3D</sup>	43
Figura 4.5 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Distribución de presiones de poros inicial, FLAC <sup>3D</sup>	44
Figura 4.6 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Corte transversal del talud, distribución de presiones de poros iniciales, FLAC <sup>3D</sup>	44
Figura 4.7 Niveles de carga hidráulica total para modelo en laboratorio y modelos numérico en $z=0.0$ m	45
Figura 4.8 Niveles de carga hidráulica total modelo numérico FLAC <sup>3D</sup> en $z=0.0$ m y $z=0.2$ m	45
Figura 4.9 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Distribución de presiones de poros y vectores de descarga de flujo aguas arriba del talud, FLAC <sup>3D</sup>	46
Figura 4.10 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Vectores de descarga de flujo en el talud, FLAC <sup>3D</sup>	47
Figura 4.11 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Cortes del talud para el análisis de perfiles de presiones de poros, FLAC <sup>3D</sup>	47
Figura 4.12 Comparación de resultados carga hidráulica total sin drenes, estudio en laboratorio (Kenney, 1977) y resultados de análisis numéricos FLAC <sup>3D</sup>	48
Figura 4.13 Análisis teórico ecuación de Laplace para $Z=0.0$ m	51
Figura 4.14 Análisis teórico ecuación de Laplace para $Z=0.2$ m	51
Figura 4.15 Ubicación de los nodos con historia de cálculo, FLAC <sup>3D</sup>	53
Figura 4.16 Historia de presiones de poros, FLAC <sup>3D</sup>	54
Figura 4.17 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Perfiles de presiones de poros, FLAC <sup>3D</sup>	54
Figura 4.18 Comparación cota piezométrica modelo laboratorio (Kenney, 1977) v/s modelo numérico con dren modelado con presión atmosférica, $L=80$ cm, $S=80$ cm	55
Figura 4.19 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Vectores de descarga en todo el perfil $X=0.7$ m, FLAC <sup>3D</sup>	57
Figura 4.20 Historia de caudales, FLAC <sup>3D</sup>	57
Figura 4.21 Aporte de caudal de cada nodo. Régimen permanente, Dren $L=80$ cm, $S=80$ cm, modelado con presión atmosférica, $k=1.00E-04$ cm/seg	58

Figura 4.22 Caudal total en el dren, Régimen permanente, Dren L=80 cm, S=80 cm, modelado con presión atmosférica, $k=1.00E-04$ cm/seg.....	58
Figura 4.23 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Vectores de descarga hacia el dren, X=0.7 m, FLAC <sup>3D</sup> .....	59
Figura 4.24 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Divisoria de aguas, X=0.7 m, FLAC <sup>3D</sup> .....	59
Figura 4.25 Cota piezométrica con K variable, L=0.8 m, S=0.8 m, drenes modelados con presión atmosférica.....	61
Figura 4.26 Aporte de caudal de cada nodo normalizado por distintas K del suelo .....	62
Figura 4.27 Caudal total del dren normalizado por distintas K del suelo .....	62
Figura 4.28 Metodología de modelamiento hidráulico de drenes .....	64
Figura 5.1 Vista lateral modelo FLAC <sup>3D</sup> , caso estudiado .....	67
Figura 5.2 Vista frontal modelo FLAC <sup>3D</sup> , caso estudiado.....	67
Figura 5.3 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Distribución de presiones de poros sin drenes, FLAC <sup>3D</sup> .....	69
Figura 5.4 Altura hidráulica total para espaciamiento S=2 m .....	70
Figura 5.5 Altura hidráulica total para espaciamiento S=5 m .....	71
Figura 5.6 Altura hidráulica total para espaciamiento S=10 m .....	72
Figura 5.7 Altura hidráulica total para espaciamiento S=15 m .....	73
Figura 5.8 Carga hidráulica máxima v/s Largo dren, distintos espaciamientos Z= 12 m. (a) X=10 m, (b) X=20 m, (c) X=25 m, (d) X=27 m, (e) X=30 m, (f) X=33 m, (g) X=35 m, (h) Simbología .....	75
Figura 5.9 Caudal Total v/s Distancia x del talud, para distintos largos de dren. (a) L = 2 m, (b) L = 5 m, (c) L = 10 m, (d) = 15 m.....	76
Figura 5.10 Línea de tendencia caudales salida del dren .....	78
Figura 5.11 Curva tensión-deformación, modificado de Bowles (1997) .....	80
Figura 5.12 Ensayo CID de muestra de Trumao, (Paredes, 2005) .....	80
Figura 5.13 Determinación módulo de Young, modificado de Paredes (2005).....	81
Figura 5.14 Módulo de Young v/s Presión de Confinamiento .....	82
Figura 5.15 Módulos de Young referenciales, modificado de Bowles (1997).....	82
Figura 5.16 Distribución módulo de Young, FLAC <sup>3D</sup> .....	83
Figura 5.17 Condiciones de borde mecánicas del problema .....	84
Figura 5.18 Reducción de parámetros de resistencia al corte, L=10 m, S=10 m .....	85
Figura 5.19 Reducción de parámetros de resistencia al corte, FLAC <sup>3D</sup> , L=10 m, S=10 m. (a) SRF=1.28, (b) SRF=1.29, (c) SRF=1.3, (d) SRF=1.31, (e) SRF=1.32 .....	86
Figura 5.20 Factores de seguridad v/s Largo del dren.....	87
Figura 5.21 Perfil de altura total máxima, L= 2 m .....	90
Figura 5.22 Perfil de altura total máxima, L= 5 m .....	90
Figura 5.23 Perfil de altura total máxima, L= 10 m .....	91
Figura 5.24 Perfil de altura total máxima, L= 15 m .....	91
Figura 5.25 Perfiles presiones de poros, distintos espaciamientos, L=2, X=31 m.....	92

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4-1 Descripción del Modelo .....	42
Tabla 4-2 Alturas Totales Nivel Sin Drenes_ Constantes ecuación de Laplace .....	50
Tabla 4-3 Coordenadas de los nodos con historia de cálculo .....	53
Tabla 4-4 Conductividades hidráulicas analizadas.....	60
Tabla 5-1 Caracterización del suelo estudiado, (Sanhueza, 1999).....	65
Tabla 5-2 Zonificación del modelo numérico .....	66
Tabla 5-3 Parámetros geométricos de drenes .....	68
Tabla 5-4 Determinación Módulo de Young v/s Presión de confinamiento .....	81
Tabla 5-5 Reducción de parámetros de resistencia al corte, L=10 m, S=10 m .....	85
Tabla 5-6 Factores de seguridad para cada configuración .....	87

# CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1. Motivación.

La necesidad de proyectos viales, a fin de conectar lugares urbanos en el país, requiere el adecuado diseño de taludes (tanto cortes como terraplenes) que satisfagan las condiciones de seguridad adecuadas. Sin embargo, principalmente en los meses de invierno, los caminos se ven afectados por deslizamientos de suelo que ponen en riesgo a los usuarios afectando además la conectividad. Esta inestabilidad se genera cuando la resistencia al corte del suelo es superada por los esfuerzos de corte en una superficie continua de falla. De esta forma, la estabilidad del talud dependerá tanto de su geometría (pendiente y altura), peso propio y cargas adicionales tales como sismo y flujo de agua, como de las características de resistencia del suelo (ángulo de fricción y cohesión).

La condición climática de intensas lluvias en el sur de Chile, cercanas a 250 (mm/mes) en los sectores de más lluvia (Ministerio de Obras Públicas: Dirección General de Aguas, 2012), aumenta el potencial de riesgo de deslizamiento de taludes y hace necesario implementar una metodología de mejoramiento de estas estructuras. Las lluvias saturan los materiales y aumentan el nivel freático dentro de los taludes, disminuyendo la estabilidad de éstos.

Se ha observado que un método efectivo de estabilización de taludes ante esta condición es la utilización de sistemas de drenajes, a fin de crear un flujo dentro del talud que permita evacuar el agua y así, disminuya la altura del nivel freático en el talud.

Debido a esta razón, en este trabajo se estudia una metodología de mejoramiento de resistencia en el talud basado en el diseño de sistemas de drenaje en el talud. El sistema de drenaje a estudiar en esta memoria se denomina drenes subhorizontales (de baja inclinación), también llamados “drenes californianos”. Habitualmente poseen un diámetro entre 5 cm a 10 cm y gran longitud, en comparación al diámetro, que se dispone hacia el interior del terreno. Dentro de estas perforaciones se colocan tubos ranurados o perforados los cuales generan un gradiente de presión que permite evacuar el agua.

El diseño de estos drenes radica en determinar la ubicación, diámetro de drenes, espaciamiento entre drenes y longitud del dren. Se debe diseñar con el fin de disminuir el nivel freático y aumentar la estabilidad del talud para evitar la falla por corte y deslizamientos.

Este estudio se enfoca en evaluar la estabilidad del talud mediante la determinación del factor de seguridad estático. Para esto se considerará la condición más desfavorable del suelo que implica saturación del 100%.

En la presente memoria se trabaja con parámetros geométricos de drenes en tres dimensiones: longitud del dren dentro del talud, espaciamiento horizontal entre drenes y diámetro del dren. De esta forma, la distribución de presiones de poros es un resultado en tres dimensiones, que varía en el plano a lo largo de los drenes como en el plano perpendicular a ellos, haciendo necesario la utilización de una herramienta en 3D. En este trabajo se utiliza FLAC<sup>3D</sup>, software elaborado por Itasca (Itasca Consulting Group, Inc, 2009).

Asimismo, se espera poder relacionar parámetros descriptivos del suelo (cohesión, ángulo de fricción y conductividad hidráulica) con características de diseño geométricas de los drenes subhorizontales.

Cabe mencionar que en este trabajo se considerarán aumentos y disminuciones de presiones de poros debido a la implementación de drenes. Por lo tanto, el aumento o disminución de presiones de poros estará dado por la posición del nivel freático, determinado por las infiltraciones y la presencia de drenes. En ningún caso se supondrán aumentos o disminución de presiones de poros por sobre o bajo la distribución hidrostática gobernada por el nivel freático, respectivamente.

## **1.2. Objetivos**

Objetivo General:

El objetivo principal de este trabajo es elaborar una herramienta que permita comparar el efecto de distintas configuraciones espaciales de los drenes subhorizontales, en la estabilidad de un talud representativo del sur de Chile.

Objetivos Específicos:

- Modelar drenes con presión atmosférica (presión de poros nula) mediante el uso de código numérico en tres dimensiones.
- Verificar en qué condiciones es posible modelar los drenes con presión atmosférica.
- Determinar distribución de presiones de poros en el talud (nivel freático) dada la configuración geométrica de drenes.
- Representar el efecto de la instalación de drenes observado en pruebas de laboratorio, documentados en la literatura.
- Evaluar el factor de seguridad estático para distintas configuraciones de drenes.
- Determinar caudal de salida por dren.
- Relacionar conductividad hidráulica y caudal que debe ser evacuado, con el diámetro del dren, a fin de respetar la condición de presión atmosférica en el dren.

### **1.3. Metodología**

Este trabajo comienza con una revisión bibliográfica sobre:

- Conceptos asociados a la mecánica de suelos y al flujo de agua en medios porosos.
- Variaciones de presiones de poros en profundidad debido a infiltraciones.
- Estudios de drenes en laboratorio y análisis numérico.
- Efectividad del método de estabilización.
- Hidráulica de canales abiertos y tuberías.

Luego, se modelarán mediante un código numérico en 3D los taludes según su tipo de suelo y geometría. Se obtendrá un nivel freático inicial previo a la instalación de los drenes. A partir de esto se calculará el factor de seguridad estático. Para mejorar la condición inicial, se modelarán los drenes en el talud. Se determinará cómo influyen el espaciamiento entre drenes, la longitud y el diámetro del dren, en el factor de seguridad estático.

Cabe destacar que los resultados de presiones de poros o de carga hidráulica totales serán comparados con ensayos de laboratorio previamente publicados. De esta forma, se comprobará que los resultados numéricos no escapen de lo observado experimentalmente en laboratorio.

Finalmente, se confeccionará un cuadro con los resultados obtenidos. Con el cuadro comparativo se podrán relacionar los parámetros geométricos de diseño de los drenes con el factor de seguridad.

### **1.4. Alcances por capítulo**

#### **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**

Se presenta la motivación del trabajo a realizar junto con objetivos y metodología. Expresa lo que se logrará con la memoria de título.

#### **CAPÍTULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA**

Se realiza un estudio acabado de las disciplinas que involucran el diseño de drenes en taludes. Se presentan conceptos asociados a la mecánica de suelos, flujo de agua en medios porosos, hidráulica de tuberías y de canales. Se presenta información necesaria a partir de la cual se basa la modelación numérica 3D.

#### **CAPÍTULO 3: REVISIÓN DE PRUEBAS EN LABORATORIO EN LA LITERATURA**

Se caracteriza el modelo en laboratorio con el cuál se compararán los resultados hidráulicos del modelo numérico.

## CAPÍTULO 4: MODELAMIENTO DE DRENES HORIZONTALES

Se describe el software a utilizar. Se presentan características del modelo numérico que describe el ensayo de laboratorio presentado en el Capítulo 3.

Se determinan condiciones de borde hidráulicas del modelo numérico y su comparación con los modelos en laboratorio. Se modelan los drenes considerando presión atmosférica (presión de poros nula).

Se presentan resultados y análisis de presiones de poros encontradas numéricamente para: talud sin presencia de drenes y para el talud con instalación de drenes.

Además se realiza un análisis del efecto de la variación de la conductividad hidráulica del suelo, en la distribución de carga hidráulica total, cuando se está modelando los drenes con presión atmosférica.

## CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FLUJO

Se determinan condiciones de borde mecánicas del modelo.

Se procede a simular un escenario en que los taludes dejan de depender de las propiedades geométricas de los modelos en laboratorio, acercándose a geometrías reales de taludes viales. Se ejecutan análisis de estabilidad para los distintos escenarios de configuración geométrica de drenes modelados con presión atmosférica. Finalmente, se presenta una metodología de diseño para este caso estudiado y que podrá ser aplicada para taludes de características similares. Se obtiene un cuadro que relaciona parámetros de los drenes con el factor de seguridad estático.

## CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentan las conclusiones más importantes del modelamiento hidráulico de drenes horizontales y del análisis de estabilidad y flujo de un talud del sur de Chile. Se entregan recomendaciones de la aplicación del trabajo y recomendaciones para estudios futuros que mejorarán el diseño de drenes.

## CAPÍTULO 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

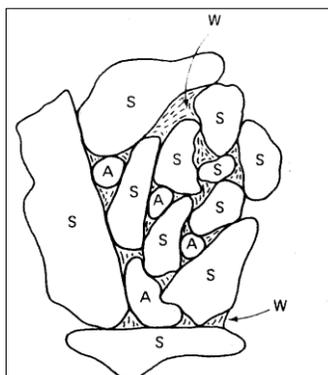
En este capítulo se presenta el marco teórico necesario para comprender el efecto que produce la instalación de drenes subhorizontales en taludes. Esta revisión conducirá a un mejor entendimiento del problema a abordar y por lo tanto, a una apropiada modelación y mejor interpretación de los resultados obtenidos.

Se abordan conceptos asociados al suelo propiamente tal (mecánica de suelos, flujo de agua en medios porosos) y a la hidráulica de tuberías y canales, los cuales permiten entender el comportamiento del agua al interior del dren. Se presentan estudios previos del efecto de drenes subhorizontales en la estabilización de un talud.

### 2.1. Conceptos asociados a la mecánica de suelos

#### 2.1.1. Propiedades de un suelo

El suelo está compuesto de tres fases: una fase sólida, consistente en granos individuales o agregados de partículas individuales; una fase gaseosa, aire; y una fase líquida, correspondiente al fluido. En la Figura 2.1 se presenta la masa de suelo. Cabe recordar que en los poros se ubica el aire o fluido.

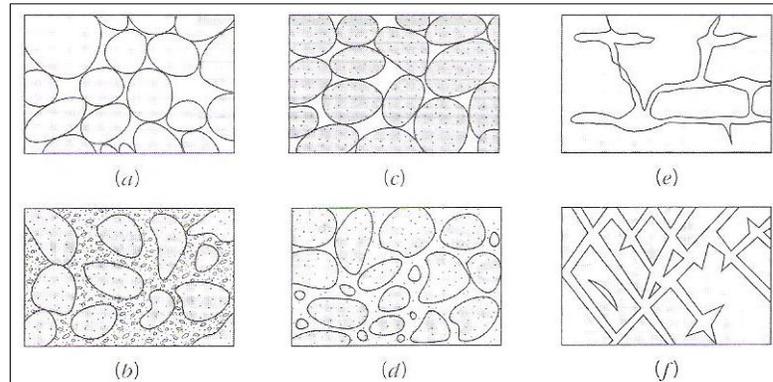


*Figura 2.1 Masa de suelo, partículas de suelo (S), espacios de vacíos con aire (A) y agua (W), (Holtz & Kovacs, 1981)*

El porcentaje de espacios de vacíos, compuestos de aire y agua, en relación al volumen total de suelo, corresponde a la porosidad  $n$  y se determina con la Ec. 2-1.

$$n = \frac{V_{aire} + V_{agua}}{V_{aire} + V_{agua} + V_{sólidos}} 100 (\%) \quad \text{Ec. 2-1}$$

En la Figura 2.2 se presentan suelos con distinta porosidad dependiendo del material, del grano y de la distribución de espacios de vacío.



*Figura 2.2 Diferencias de porosidad. (a) Alta porosidad y mal graduado. (b) Baja porosidad y bien graduado. (c) Alta porosidad, mal graduado y gravas gruesas porosas. (d) Bien graduado pero con porosidad disminuida debido al depósito de minerales en los intersticios. (e) Roca porosa por disolución química. (f) Roca porosa por fractura, (Domenico & Schwartz , 1997)*

La conexión de espacios de vacío permite el flujo de agua, describiendo la permeabilidad del suelo; una propiedad intrínseca de éste, a diferencia de la conductividad hidráulica o constante de proporcionalidad de Darcy, que también depende del fluido considerado. Estos conceptos son abordados en la Sección 2.2.2.

### 2.1.2. Principio de las tensiones efectivas

Las tensiones verticales de un elemento de suelo, a una profundidad  $z$ , se pueden determinar mediante la Ec. 2-2. Se denomina tensión total vertical a la tensión debido al peso del material sobre el elemento de suelo.

$$\sigma_v = \gamma z \quad \text{Ec. 2-2}$$

Donde

$\sigma_v$ : Tensión total vertical del suelo [F/L<sup>2</sup>]

$\gamma$ : Peso unitario del suelo [F/L<sup>3</sup>]

$z$ : Profundidad del elemento de suelo [L]

Para un suelo 100% saturado, las presiones de poros, correspondientes a las presiones del agua en los espacios de vacíos del suelo, se determinan según la Ec. 2-3. Se supone que los poros están conectados entre ellos, por lo tanto la presión de poros se describe con una distribución hidrostática.

$$u = \gamma_w(z - H_w) \quad \text{Ec. 2-3}$$

Dónde

$u$ : Presión de poros [ $F/L^2$ ]

$\gamma_w$ : Peso unitario del agua [ $F/L^3$ ]

$H_w$ : Profundidad del nivel freático [L]

La tensión vertical que actúa en el esqueleto del suelo ( $\sigma_v'$ ) corresponde a la diferencia entre la tensión total vertical ( $\sigma_v$ ) y la presión de poros ( $u$ ), según la Ec. 2-4 y se denomina tensión efectiva vertical.

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad \text{Ec. 2-4}$$

El principio de tensiones efectivas, formulado por Karl Terzagui (1920s), afirma que el comportamiento del suelo está gobernado por tensiones efectivas y no por totales. Es decir, cambios de tensiones totales no afectan el suelo, y por ende, la estabilidad de un talud. El agua ejerce presiones de poros sobre las partículas de suelo, lo cual disminuye la tensión efectiva y en consecuencia, la resistencia al corte del suelo.

Se destaca que, en este trabajo, se considera que el aumento o disminución de presión de poros depende exclusivamente de la localización del nivel freático. Lo anterior explica por qué la instalación de drenes aumenta la estabilidad del talud. Los drenes, al disminuir el nivel freático, disminuyen las presiones de poros. Así, las tensiones efectivas del suelo aumentan.

### 2.1.3. Teoría de Mohr-Coulomb

Mohr (1900s) estableció un criterio de falla para materiales en el que formuló que éstos fallan cuando los esfuerzos de corte alcanzan una única función de la tensión normal, en un determinado plano (Ec. 2-5).

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff}) \quad \text{Ec. 2-5}$$

Donde

$\tau$ : Esfuerzo de corte [ $F/L^2$ ]

$\sigma$ : Tensión normal [ $F/L^2$ ]

Primer subíndice  $f$  corresponde al plano donde actúa la tensión. El segundo subíndice  $f$  se refiere a la situación en la falla.

La única función que satisface la Ec. 2-5 se obtiene de la unión de los puntos tangentes de los círculos de Mohr producidos en la rotura ( Holtz & Kovacs, 1981). De esta manera se obtiene una envolvente de falla lineal.

Por otro lado, Coulomb observó que la resistencia al corte de un material tiene una componente dependiente del esfuerzo normal y otra que es independiente de este esfuerzo. La primera es función del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y la segunda corresponde a la cohesión ( $c$ ). Estos son los denominados parámetros de resistencia al corte del material.

Finalmente, la Ec. 2-6 presenta el modelo matemático que representa la respuesta del material propuesta por Mohr-Coulomb y que describe la resistencia al corte del suelo. En la Figura 2.3 se presenta el modelo en forma gráfica.

$$\tau_f' = \sigma' \tan(\phi) + c \quad \text{Ec. 2-6}$$

Dónde

$\tau_f'$ : Resistencia al corte efectiva en el plano  $f$  [F/L<sup>2</sup>]

$\sigma'$ : Tensión efectiva normal al plano de corte [F/L<sup>2</sup>]

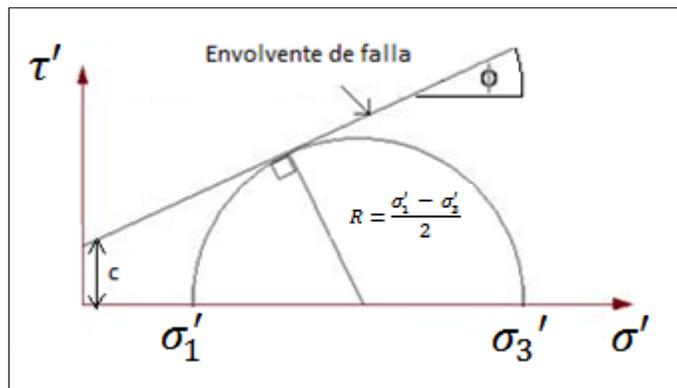


Figura 2.3 Ecuación de Coulomb de resistencia al corte

## 2.2. Fundamentos del Flujo de Agua en Medios Porosos

### 2.2.1. Carga Hidráulica Total (Altura total)

Para que un flujo de agua ocurra, se necesita la existencia de una diferencia de energía, es decir, una diferencia de potencial. Dicho gradiente queda expresado en términos de la carga hidráulica total (altura total) derivada de la ecuación de energía. La carga hidráulica total se determina según la Ec. 2-7.

$$h_t = h_v + h_p + h_e \quad \text{Ec. 2-7}$$

Dónde

$h_t$ : Carga hidráulica total [L]

$h_v$ : Altura de velocidad [L]

$h_p$ : Altura de presión [L]

$h_e$ : Altura de elevación o cota geométrica [L]

Desarrollando cada uno de los términos, se tiene

$$h_t = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z \quad \text{Ec. 2-8}$$

Dónde

$v$ : Velocidad del flujo [L/T]

$g$ : Aceleración de gravedad [L/T<sup>2</sup>]

$p$ : Presión de poros [F/L<sup>2</sup>]

$z$ : Cota geométrica [L]

$\rho$ : Densidad del fluido [F T<sup>2</sup>/L<sup>4</sup>]

Para un flujo permanente de un fluido incompresible ideal, se cumple que  $h_t$  se mantiene constante. En donde  $h_t$  corresponde al Bernoulli. En un medio poroso, para considerar la pérdida de energía debido al flujo de un fluido real, la ecuación de Bernoulli se expresa según la Ec. 2-9.

$$\frac{v_A^2}{2g} + \frac{p_A}{\rho g} + z_A = \frac{v_B^2}{2g} + \frac{p_B}{\rho g} + z_B + \Delta h \quad \text{Ec. 2-9}$$

Donde  $\Delta h$  representa la diferencia de carga hidráulica total entre el punto A y el punto B (energía por unidad de peso del fluido), la cual corresponde a la pérdida de carga total.

Se define la razón  $i$  como gradiente hidráulico (Ec. 2-10) y representa la razón de disipación de energía por unidad de peso del fluido.

$$i = - \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta h}{\Delta s} = - \frac{dh}{ds} \quad \text{Ec. 2-10}$$

Donde  $\Delta s$  corresponde a la distancia, en la dirección del flujo, entre los puntos A y B, que debe recorrer el fluido.

En el flujo de agua en medio poroso permeable, la velocidad del flujo es muy pequeña, por lo que la altura de velocidad puede ser considerada como despreciable (en comparación con el aporte de los demás términos). Así, la carga hidráulica total simplificada queda expresada como,

$$h_t = \frac{p}{\rho g} + z \quad \text{Ec. 2-11}$$

El análisis del flujo se debe realizar en términos de carga hidráulica total y no de presiones. La utilización de piezómetros arroja la carga hidráulica total. Según el valor en cada piezómetro será posible determinar la dirección del flujo, sea vertical, horizontal o combinación de ambas.

### 2.2.2. Teoría del flujo de agua en medios porosos: Ley de Darcy

Desde el punto de vista macroscópico, se ha formulado una ley empírica: La Ley de Darcy (Luthin, 1966), presentada en la Ec. 2-12, y que gobierna la teoría de flujo de agua a través del suelo. La ley demuestra una dependencia lineal entre el gradiente hidráulico (Ec. 2-10) y la velocidad del fluido, mediante una constante de proporcionalidad. En mecánica de suelos, dicha constante es denominada conductividad hidráulica y posee unidades de velocidad. En la Figura 2.4 se presentan algunos valores referenciales para esta constante.

$$v = -K \frac{dh}{ds} \quad \text{Ec. 2-12}$$

Dónde

$v$ : Velocidad del fluido [ $L^2/T$ ]

$K$ : Conductividad hidráulica [ $L/T$ ]

$\frac{dh}{ds} = i$ : Gradiente hidráulico [Adimensional]

O también,

$$Q = KiA \quad \text{Ec. 2-13}$$

Dónde

$Q$ : Volumen de agua por unidad de tiempo [ $L^3/T$ ]

$A$ : Área transversal al flujo de agua [ $L^2$ ]

$10^0$	$10^{-2}$	$10^{-5}$	$10^{-9}$	$10^{-11}$
Grava Limpia GW, GP	Gravas Arenas GW, GP SW, SP GM	Arenas limosas Arenas arcillosas SM, SL, SC		Arcillas

Figura 2.4 Ordenes de magnitud de conductividades hidráulicas en m/s, basados en clasificación USCS, modificado de Bowles (1997)

La constante de proporcionalidad de Darcy,  $K$ , es función de las propiedades del medio poroso (suelo) y del fluido que pasa a través de él. Así, se tiene

$$K = k \frac{\gamma}{\mu} = k \frac{\rho g}{\mu} \quad \text{Ec. 2-14}$$

Dónde

$k$ : Permeabilidad, propiedad intrínseca del suelo [ $L^2$ ]

$\gamma$ : Peso unitario del fluido [ $F/L^3$ ]

$\rho$ : Densidad de masa del fluido [ $F T^2/L^4$ ]

$\mu$ : Viscosidad dinámica del fluido [ $F T /L^2$ ]

$g$ : Aceleración de gravedad [ $L/T^2$ ]

### 2.2.3. Flujo en acuífero no confinado

El problema de flujo de agua en un talud debe ser considerado como un problema de flujo no confinado.

A fin de estimar la ecuación que gobierna el flujo de agua en un acuífero no confinado, la Figura 2.5 muestra una columna vertical de suelo, que describe una sección de un acuífero no confinado con su base en el plano XY.

Las componentes horizontales de las velocidades de flujo se presentan en la Ec. 2-15.

$$u = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad v = -k \frac{\partial h}{\partial y} \quad \text{Ec. 2-15}$$

La descarga en la dirección X,  $q_x$ , por unidad de ancho según Y,  $dy$ , (Ec. 2-16), a través de la cara izquierda de la columna de la Figura 2.5 es el producto del área  $h$  por la velocidad  $u$ .

$$q_x dy = -k \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right)_x dy \quad \text{Ec. 2-16}$$

Ahora bien, la descarga por la cara derecha queda expresada por,

$$q_{x+dx} dy = -k \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x+dx} dy \quad \text{Ec. 2-17}$$

Y por lo tanto el cambio de la cantidad de flujo en la dirección X equivale a,

$$(q_{x+dx} - q_x) dy = \frac{\partial q_x}{\partial x} dx dy = -k \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right) dx dy \quad \text{Ec. 2-18}$$

Análogamente para Y,

$$\frac{\partial q_y}{\partial y} dx dy = -k \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial h}{\partial y} \right) dx dy \quad \text{Ec. 2-19}$$

Suponiendo flujo en un medio saturado, de un fluido incompresible y en condición de régimen permanente, la suma de las cantidades de flujo debe ser nula. Entonces se tiene,

$$k \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] = 0 \quad \text{Ec. 2-20}$$

$$\frac{\partial^2 (h^2)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (h^2)}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Ec. 2-21}$$

La Ec. 2-21 corresponde a la Ecuación de Laplace para  $h^2$ .

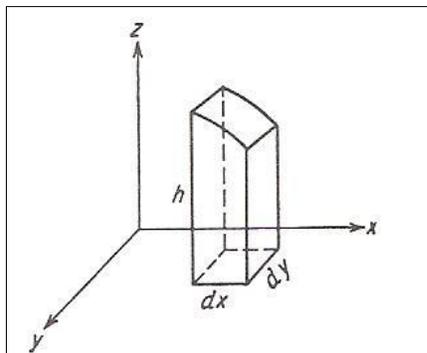


Figura 2.5 Elemento diferencial, flujo no confinado, (Harr, 1991)

Considerando el plano XZ como el plano de flujo, la Ec. 2-21 queda expresada como,

$$\frac{\partial^2(h^2)}{\partial x^2} = 0 \quad \text{Ec. 2-22}$$

La solución de la ecuación diferencial ( Ec. 2-22) se presenta en la Ec. 2-23.

$$h^2 = Ax + B \quad \text{Ec. 2-23}$$

Dónde A y B son constantes que deben ser determinadas según condiciones de borde del problema abordado.

### **2.3. Infiltración de agua en un talud**

#### **2.3.1. Efecto del agua en el mecanismo de falla de un talud**

Entre los factores que gobiernan el comportamiento del talud se encuentran su formación geológica, la pendiente y relieve (geometría), condiciones de humedad y saturación (influenciadas por la condición climática), hidrología e hidrogeología.

Uno de los factores más relevantes en la estabilidad de un talud es la cantidad de agua presente en él y cómo el agua fluye dentro de éste. Con respecto a la ocurrencia de fallas en un talud, el agua puede ser un factor detonante debido a que genera:

- Aumento del peso del suelo, provocando un aumento de las fuerzas solicitantes.
- Disminución de resistencia del suelo causada por la adherencia del agua a las partículas de arcilla.
- Disminución de resistencia por disolución de minerales que unen partículas (cementación).
- Erosión interna.
- Aumento en las presiones de poros, disminuyendo las tensiones efectivas resistentes.

El mecanismo de falla inducido por el efecto de la lluvia o captaciones aledañas, está determinado por el proceso de saturación y aumento del nivel freático (nivel en dónde las presiones de poros comienzan a ser nulas). El agua infiltrada (por lluvia o riego) desestabiliza el talud ya que elimina las presiones de poros negativas que se podrían haber generado y sube el nivel freático, por ende, aumenta las presiones de poros (en función de la presión hidrostática). El aumento de las presiones de poros del suelo disminuye los esfuerzos efectivos entre las partículas, y como consecuencia, disminuye la resistencia al corte del suelo.

Bajo el nivel freático, el suelo se considerará saturado, es decir, el agua ocupa todos los espacios de vacío del suelo. En la Figura 2.6 se presentan niveles de saturación del talud con respecto a la ubicación del nivel freático en un talud.

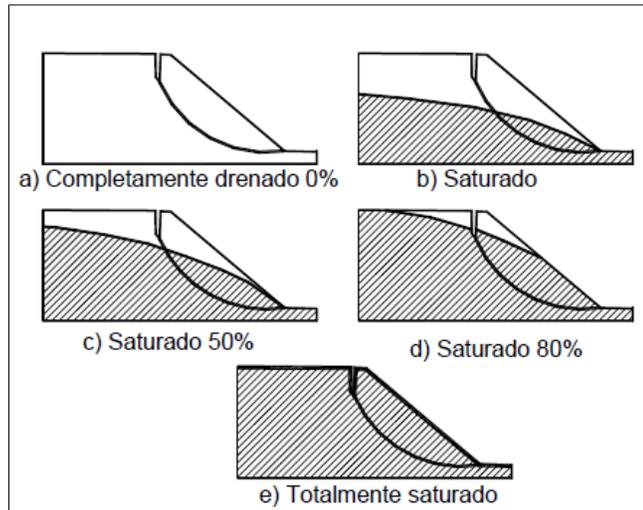


Figura 2.6 Saturación y niveles freáticos (Suárez, 2009)

### 2.3.2. Variación de presiones de poros por condición de recarga

Wesley (2010), basado en mediciones en terreno (Pun & Urciuoli, 2008) ha establecido que la posición del nivel freático depende de las captaciones de agua que el talud posea. En la Figura 2.7 se presenta esquemáticamente la variación de presiones de poros, para distintas profundidades, en el tiempo. Se observa que a mayor profundidad, el efecto de las infiltraciones en el nivel freático se va reduciendo. Cabe destacar que esta respuesta es válida para terrenos planos, se podrá utilizar esta teoría con criterio en superficies inclinadas.

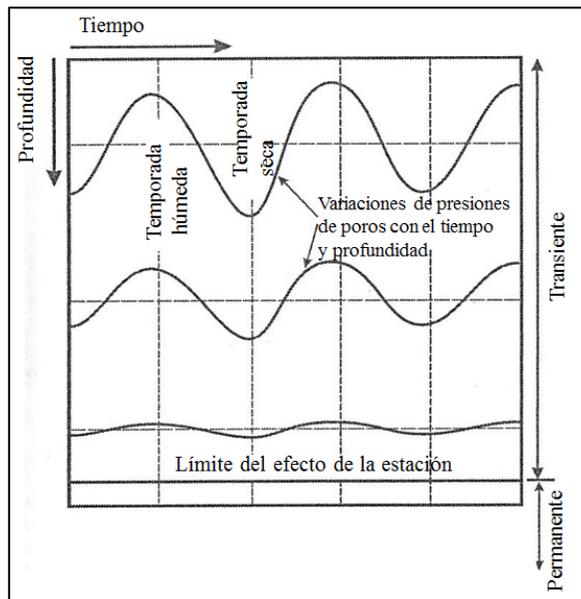


Figura 2.7 Variación de presión de poros en el tiempo v/s profundidad, modificado de Wesley (2011)

Por otra parte, Rahardjo (2003) monitoreó la presión de poros en un talud expuesto a variaciones climáticas ubicado en NTU (Nanyang Technological University), Singapur. En la Figura 2.8 se presentan variaciones de presiones de poros, a distintas profundidades en función del tiempo y según cantidad de infiltraciones. Se observa que los cambios climáticos, tanto lluvias como evaporación, son percibidos considerablemente hasta una profundidad de 0.3 m.

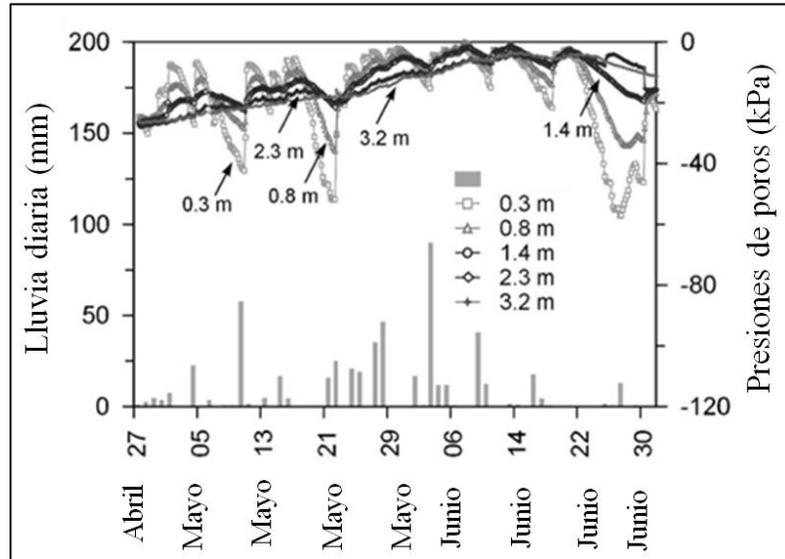


Figura 2.8 Promedio de presión de poros a distintas profundidades, modificado de Rahardjo (2003)

### 2.3.3. Líneas de flujo en un talud

La respuesta del suelo ante condiciones de recarga (lluvia o riego) es distinta si se está estudiando un terreno de superficie horizontal o un talud, en que la superficie posee una pendiente. Es de esperar que la pendiente influya en la dirección del flujo del agua. En la Figura 2.9 se observa que las líneas de flujo, indicadas por flechas, dependen de las condiciones de recarga y de la topografía del terreno. Se observa que producto de estos dos factores, se produce un afloramiento de agua en la zona inferior del talud. Este afloramiento es un detonante de inestabilidad que podría ser reducido mediante la instalación de drenes.

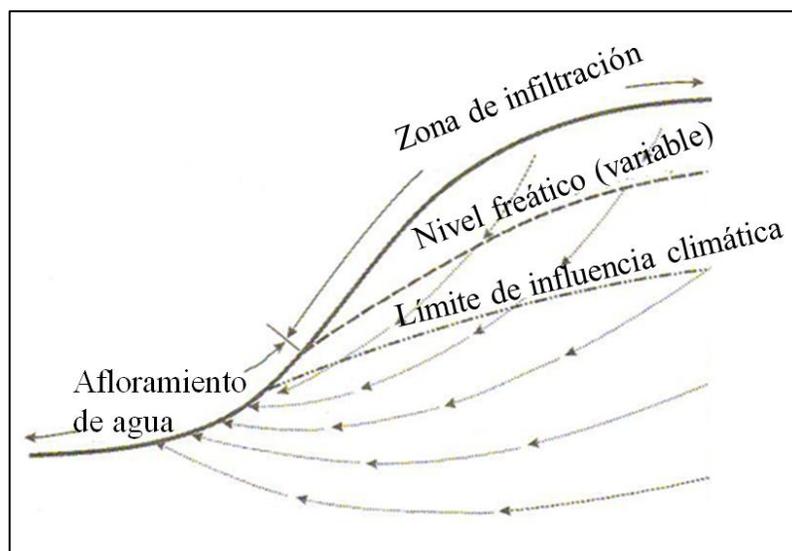


Figura 2.9 Filtración en taludes, modificado de Wesley (2011)

## 2.4. Drenes subhorizontales

El drenaje es una metodología de prevención o remediación de deslizamientos de taludes. Son efectivos pues disminuyen las presiones de poros, consideradas como un factor importante de desestabilización. En este estudio se trabaja con drenes subhorizontales (ligeramente inclinados) correspondientes a tuberías perforadas en que su diámetro es muy menor en comparación con su largo. Este sistema de drenaje permite canalizar el flujo a un dren subhorizontal con descarga al pie del talud. El diámetro de las perforaciones varían entre 5 cm a 10 cm. El largo del dren se dispone según la superficie de falla ya que los drenes se deben instalar de manera que disminuya el nivel del agua sobre la potencial superficie de falla. Ejemplo esquemático de este método de estabilización se presenta en la Figura 2.10.

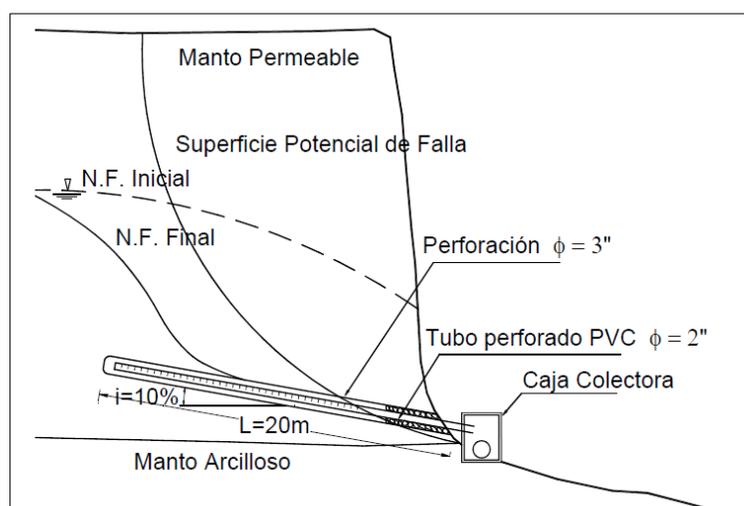


Figura 2.10 Esquema general de un dren subhorizontal, (Suárez, 2009)

### 2.4.1. Efectividad de los drenes horizontales

El efecto de la instalación de drenes horizontales fue estudiado por Cai, Ugai & Wakai (1998) quienes realizaron un análisis de elementos finitos tridimensionales, estudiando los efectos del espaciamiento, longitud e inclinación de los drenes, modelados con presión de poros atmosférica. Esto quiere decir, con presión de poros nula. Cai, Ugai & Wakai realizaron un estudio para tres tipos de suelos: GCL (Glendale Clayey Loam), USS (Uplands Silty Sand) y BLS (Bet Degan Sand). Las propiedades geométricas del talud se presentan en la Figura 2.11.

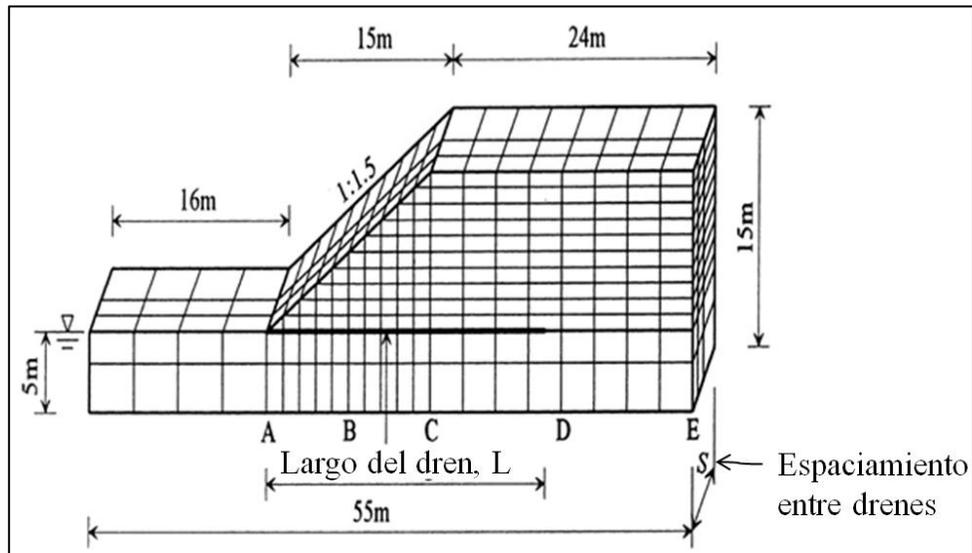


Figura 2.11 Modelo del talud, modificado de Cai, Ugai & Wakai (1998)

Los autores obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Al aumentar el largo del dren, se aumenta la estabilidad del talud. Sin embargo, la estabilidad del talud aumenta hasta un largo crítico de dren, luego del cual mantiene el valor del factor de seguridad. El autor explica que esto se debe a que las presiones que afectan el problema son aquellas que se ubican en las zonas de la superficie de falla (Figura 2.12).
- Para drenes cortos, el aumento del factor de seguridad, debido a una disminución de espaciamiento entre drenes, es bajo. Cuando el dren es largo, el factor de seguridad tiene un aumento significativo al disminuir el espaciamiento entre drenes (Figura 2.13).
- Se determina que para incrementar la estabilidad de un talud, aumentar el largo del dren es más efectivo que disminuir el espaciamiento.

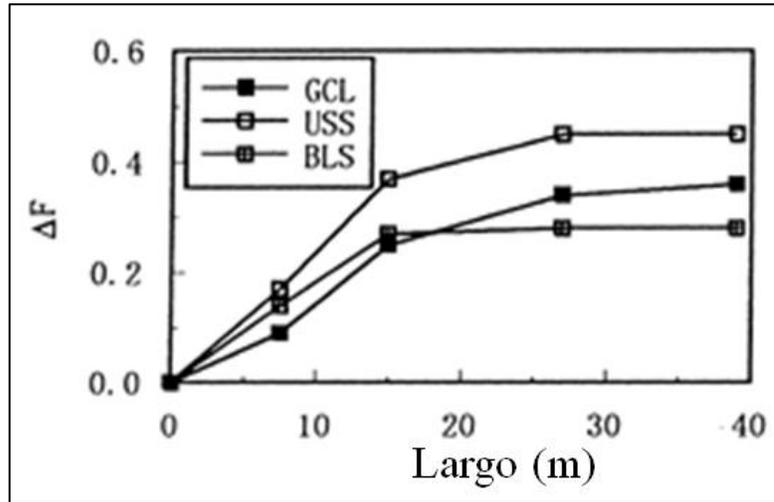


Figura 2.12 Aumento de factor de seguridad v/s largo del dren, modificado de Cai, Ugai & Wakai (1998)

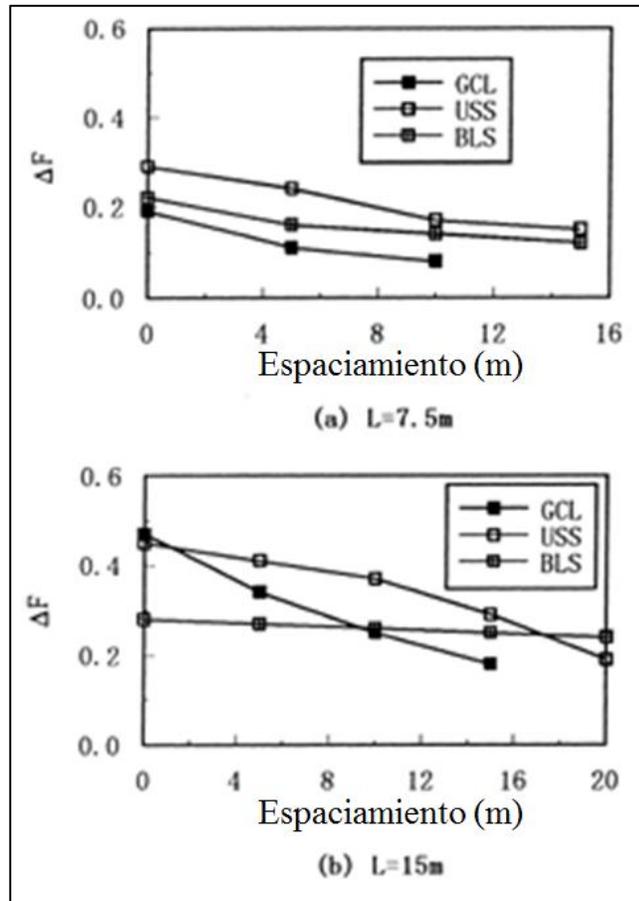


Figura 2.13 Aumento de factor de seguridad v/s espaciamiento entre drenes, modificado de Cai, Ugai & Wakai (1998)

Teresik y Kealy (1984) realizaron un análisis del diseño de sistema de drenaje en 3D utilizando métodos de diferencias finitas. Su trabajo presenta un análisis numérico y una comparación de éstos con modelos en laboratorio. El modelo propuesto por Teresik y Kealy utiliza un programa desarrollado por *U.S. Army Watereays Experiment Station.*, el cual tiene los siguientes supuestos:

1. La densidad del suelo y agua permanecen constantes. Es decir, la compresibilidad del suelo se considera nula.
2. Se considera flujo en régimen laminar.

La malla utilizada por los autores se presenta en la Figura 2.14. Como condición de borde, se impuso una carga hidráulica constante representativa del agua embalsada en la cara aguas arriba del talud. Esta condición fue asignada en los nodos N6, N7 y N8, además de todos los nodos subsecuentes en el ancho del talud (en el eje Y del talud).

Se utilizaron dos métodos para simular la condición del dren. El primero consistió en asignar una alta permeabilidad a los elementos E15, E22, E29, E36, E43 y E50. En el segundo se utilizan presiones de poros nula (presión atmosférica) en los nodos N17, N25, N33, N41, N49, N57 y N65. Ambas condiciones fueron impuestas en ambos extremos del talud ( $Y=0.0$  e  $Y=\text{ancho del talud}$ ). Así, el nivel freático es simétrico justo en el medio del talud. Para variar el espaciamiento entre los drenes lo que se modificó fue el ancho de cada uno de los elementos (en la dirección Y). El largo del dren se modificó agregando o quitando elementos con baja permeabilidad, o bien, agregando o eliminando la condición de borde de presión de poros nula. Los autores concluyen que ambas metodologías entregan el mismo resultado.

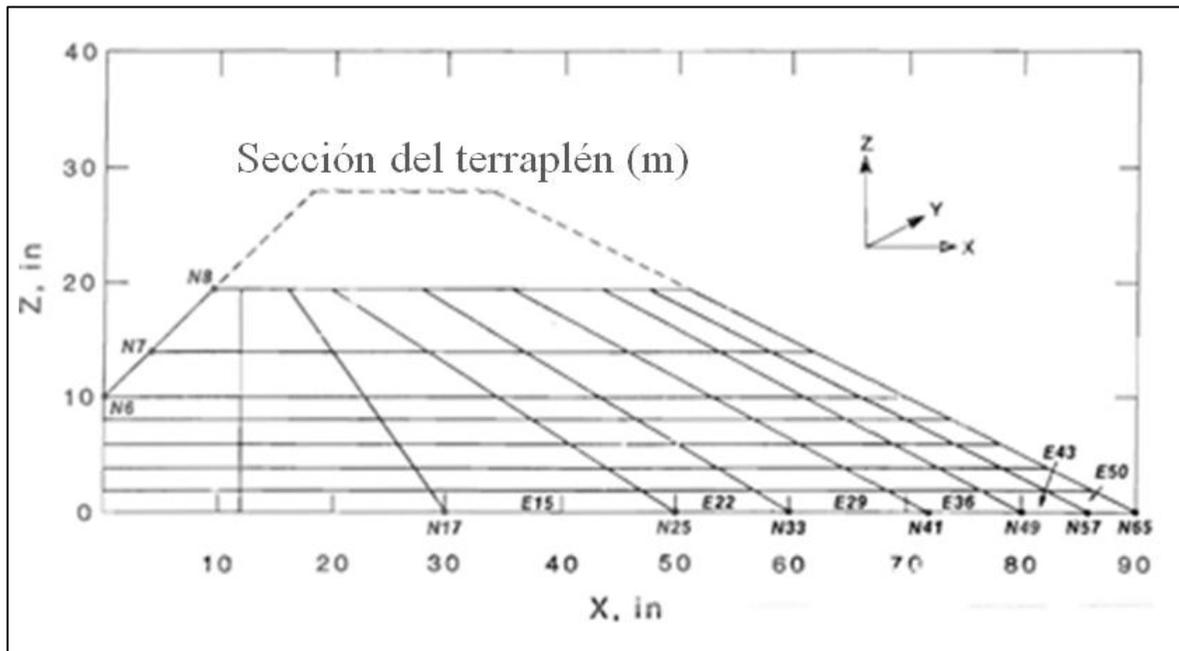
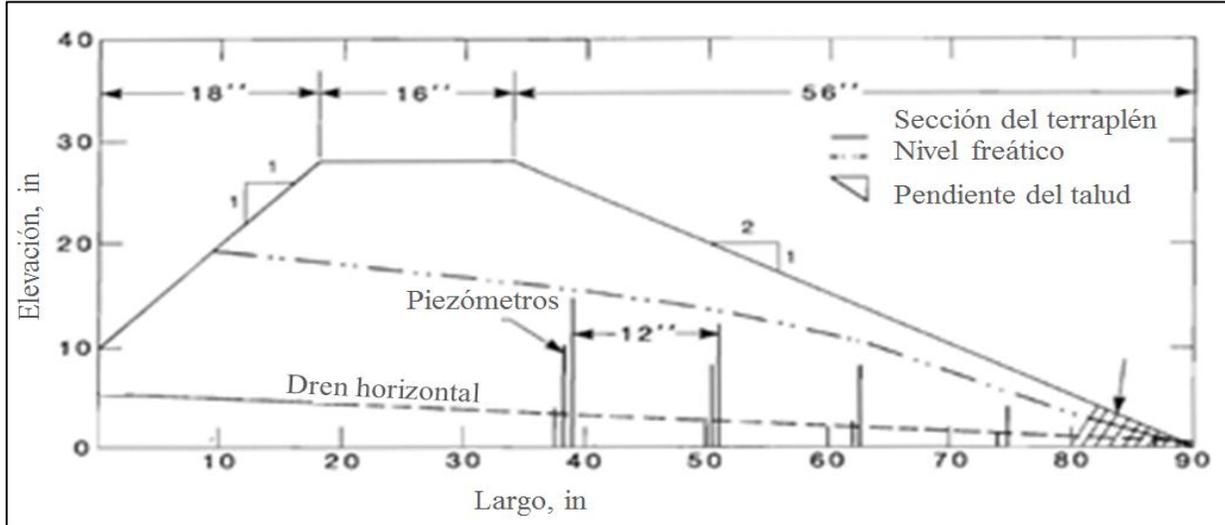


Figura 2.14 Sección transversal de la malla, modificado de Teresik & Kealy (1984)

Por otro lado, el modelo en laboratorio generado por los autores se presenta en la Figura 2.15. En el modelo se incluyeron piezómetros para obtener el nivel freático en un perfil del talud.



*Figura 2.15 Sección transversal del modelo en laboratorio, modificado de Teresik & Kealy (1984)*

En la Figura 2.16 se presentan perfiles de la sección del talud ubicada al medio de los drenes. Se comparan los resultados de nivel freático del modelo numérico con el registro piezométrico de laboratorio. Se observó que la superficie freática generada a partir del código numérico es levemente más baja a la generada a partir de los ensayos experimentales de laboratorio.

Sin embargo, los autores concluyen que utilizar modelos numéricos para estimar la superficie freática entre medio de los drenes es un buen método. Esto debido a que explican que las diferencias entre ambos resultados son atribuibles a:

- Errores en las mediciones piezométricas.
- En los modelos numéricos se supone una conductividad hidráulica que no varía en el relleno.
- Variaciones en el nivel freático en el talud aguas arriba de la presa.

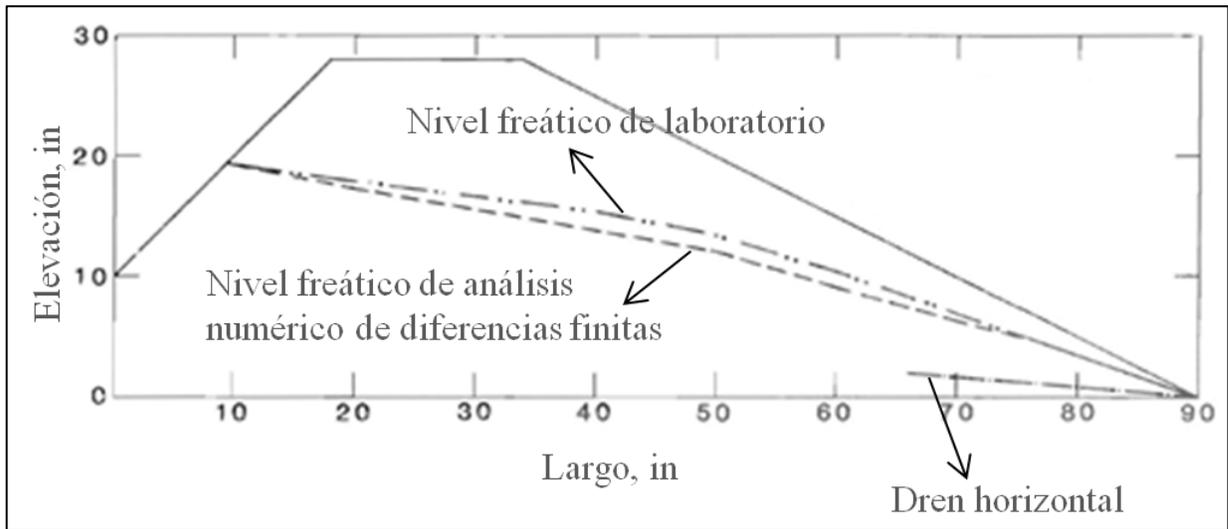


Figura 2.16 Superficie freática entre drenes, laboratorio v/s modelo numérico, largo de 61 (cm), espaciamiento de 91.4 (cm), modificado de Teresik & Kealy (1984)

Rahardjo (2003) también estudió la efectividad de la instalación de drenes horizontales en la estabilización de un talud de suelo residual. En la Figura 2.17 se presenta el caso analizado por el autor.

En la Figura 2.18 se presentan perfiles de presiones de poros, en profundidad, en dos sectores: a) zona que cuenta con drenes, b) zona sin sistema de drenaje. Con este resultado el autor realiza un análisis comparativo entre talud con drenes y sin drenes. Cabe mencionar que los drenes fueron instalados en varios niveles del talud (no solo una corrida basal). Se observa que la diferencia de presiones de poros entre ambos sectores (con y sin drenes) aumenta a medida que la profundidad también aumenta. Por lo tanto, la presencia de drenes en superficie es casi insignificante ante la presencia de infiltraciones.

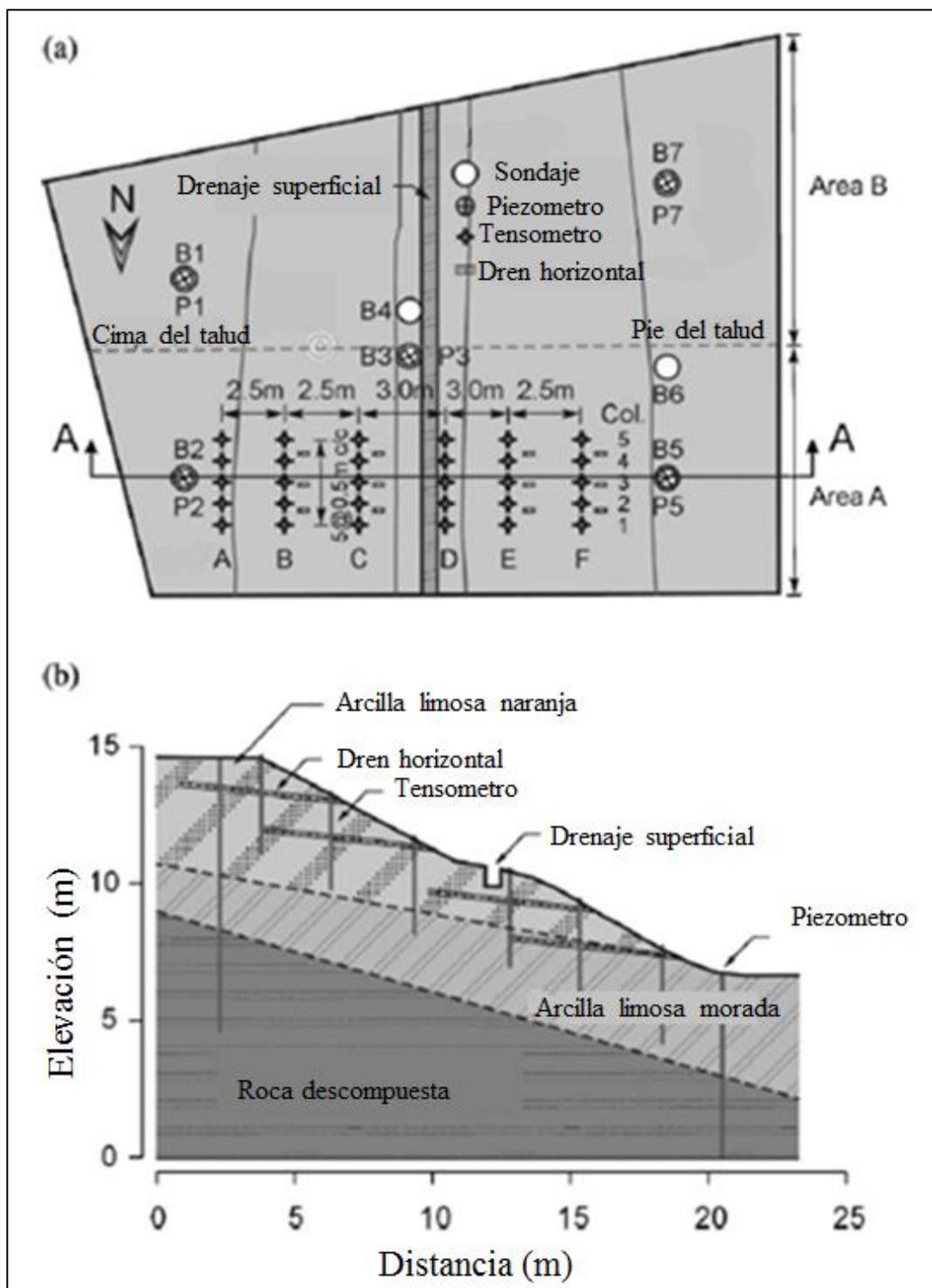


Figura 2.17 Talud estudiado: (a) Vista en planta, (b) Sección A-A, modificado de Rahardjo (2003)

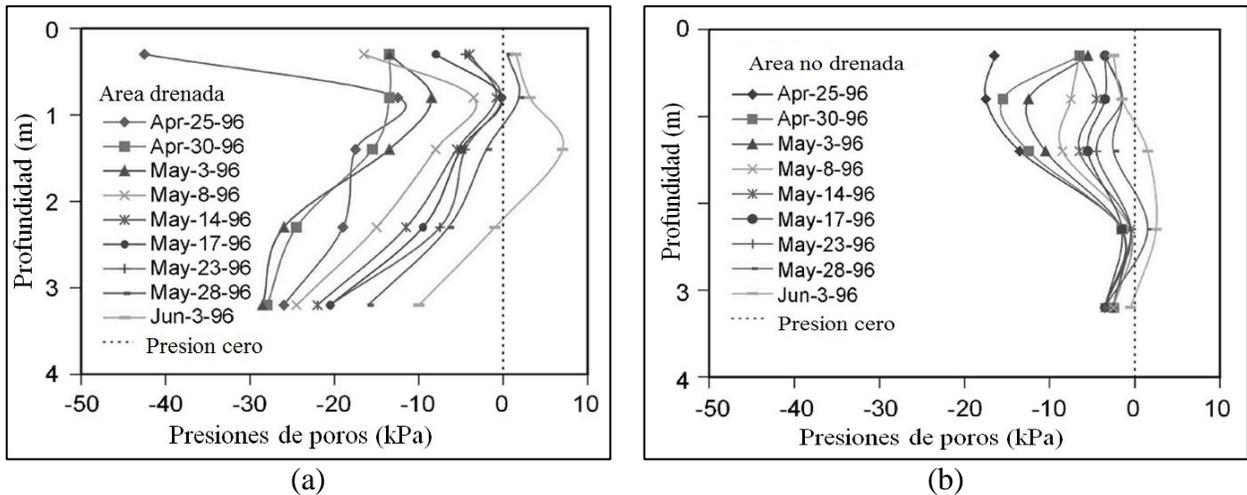


Figura 2.18 Perfiles de presiones de poros, (a) Zona drenada, (b) Zona no drenada, modificado de Rahardjo (2003)

Para investigar la implicancia de la ubicación de los drenes, Rahardjo realizó un estudio paramétrico utilizando dos software de la serie Geo-Slope, desarrollados para analizar la estabilidad de taludes. En particular utiliza Seep/W para realizar un análisis de flujo en 2D y Slope/W para determinar el factor de seguridad utilizando métodos de equilibrio límite. El modelo implementado se presenta en la Figura 2.19. Se modelaron cinco escenarios: sin drenes horizontales, solo con drenes en la posición 1, solo con drenes en la posición 2, solo con drenes en la posición 3, con drenes en las posiciones 1, 2 y 3.

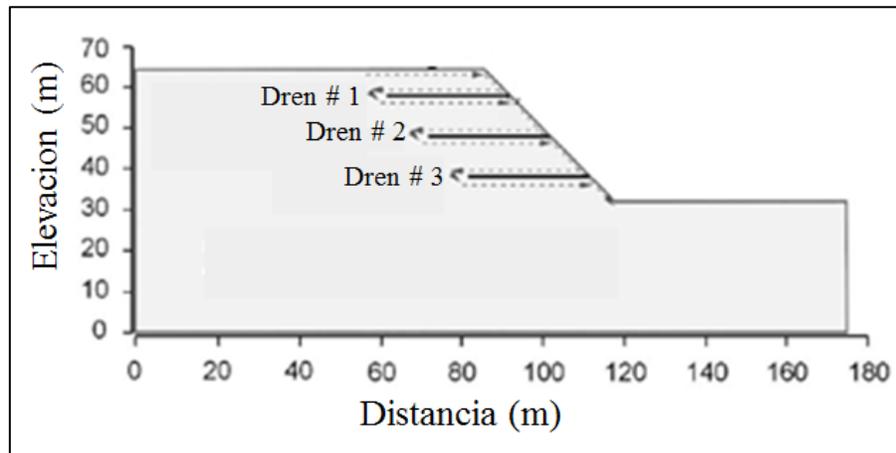


Figura 2.19 Modelo de elementos finitos, utilizando Geo-Slope. a) Configuración del talud y posición de los drenes, modificado de Rahardjo (2003)

Rahardjo calculó el factor de seguridad en el tiempo para cada uno de los escenarios (Figura 2.20). El nivel freático inicial fue el mismo para todos los casos analizados y se encontró bajo la posición de los drenes. Por este motivo, la configuración del drenaje no influye en el factor de seguridad inicial. Luego, se monitoreó el análisis transiente debido a la influencia de lluvia. Los resultados de cada paso de cálculo se observan en la Figura 2.20. Se aprecia que la

instalación de drenes en la posición 1 es la que menos contribuye al mejoramiento de resistencia del talud, mientras que los drenes instalados en la base del talud son los más beneficiosos. Por otro lado, al instalar las tres filas de drenes, el aumento de estabilidad no es significativo en comparación a la estabilidad aportada por los drenes instalados en la base del talud. Esto se debe a que dicha fila de drenes es la que captura más agua.

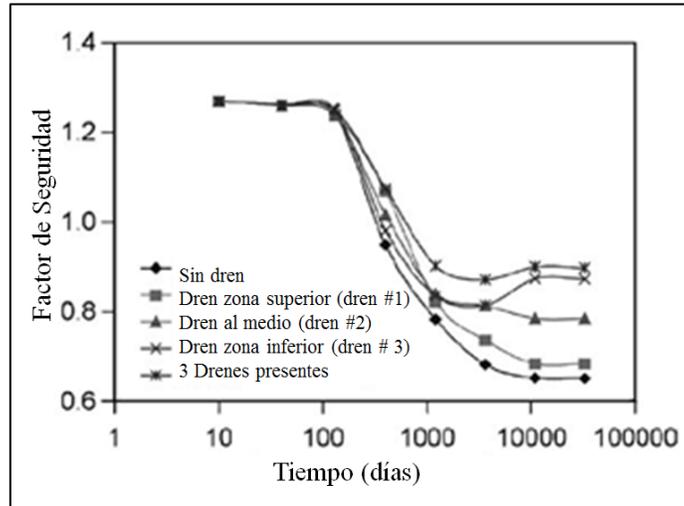


Figura 2.20 Factor de seguridad para distintas configuraciones espaciales de drenes en modelo numérico, modificado de Rahardjo (2003)

Del modelo numérico se concluye que instalar los drenes en el pie del talud es más eficiente que instalarlos en las cercanías de la superficie. Del estudio en terreno se ha determinado que los drenes ubicados superficialmente no son capaces de interceptar el agua desde infiltraciones. Por lo tanto, desde ambos enfoques, se ha determinado que al diseñar el sistema de drenaje es necesario poner énfasis en disminuir el nivel freático más que en evitar que éste suba debido a las infiltraciones.

#### 2.4.2. Estado de la práctica en el diseño de drenes horizontales

Lee (2013) presenta en su artículo el “*state of practice*” con respecto a los drenes horizontales. Menciona que el espaciamiento horizontal, entre drenes, depende de los siguientes factores:

- Permeabilidad del suelo.
- Altura y volumen de la potencial inestable masa de suelo o roca.
- Aprovechamiento del drenaje lateral.
- Cantidad de agua a evacuar.

Por otro lado, los factores que intervienen en el diseño del largo de dren son:

- Ubicación de la superficie de falla
- Distancia entre la superficie inclinada del talud y del reservorio de agua

- Altura del corte

## 2.5. Diseño hidráulico de tuberías y canales

En esta parte del estudio se introducen los conceptos asociados a la hidráulica de tuberías y canales. Si bien se está trabajando con drenes subhorizontales, estos conceptos son útiles para abordar el comportamiento del flujo desde el interior de la sección del dren.

El escurrimiento de agua en un conducto puede ser abordado como flujo en tubería o canal. El flujo en canal abierto se caracteriza por poseer una superficie libre, a diferencia de la tubería, en que el agua llena completamente el conducto. De esta forma, en un canal, la superficie libre se encuentra sometida a presión atmosférica, al contrario de la tubería, que lleva presión hidráulica. Por otro lado, el flujo de un conducto cerrado no es necesariamente un flujo en tubería. Si tiene una superficie libre, puede ser estudiado como un canal abierto. En la Figura 2.21 se presentan los perfiles de energía para ambos casos. Se especifica que la línea de carga corresponde a la línea de energía, igual a la suma de energía de elevación, energía de presión y energía de velocidad.

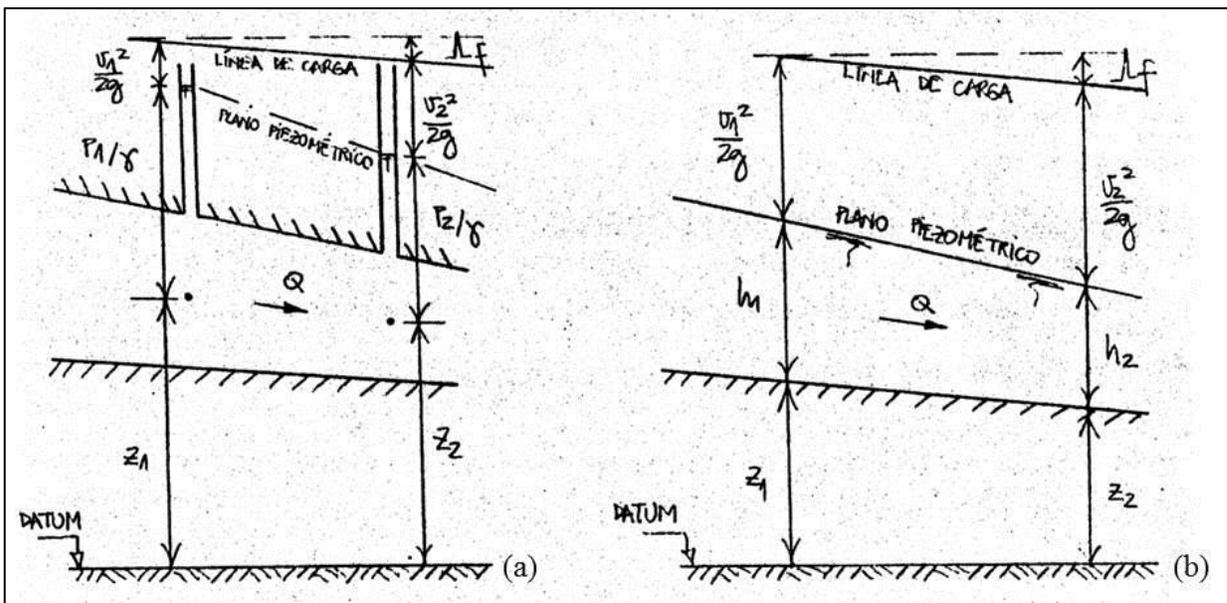


Figura 2.21 Perfiles de energía en: (a) tubería y (b) canal, (Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, 1989)

### 2.5.1. Diseño de tuberías

Aplicando la ecuación de energía de Bernoulli entre las secciones (1) y (2) para el flujo en tubería de la Figura 2.21 se tiene

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \sum h_{f_{1-2}} \quad \text{Ec. 2-24}$$

Donde

$h_{f_{1-2}}$  : Pérdidas friccionales entre (i-1) e (i) [L]

$p_i$  : Presión hidráulica en (i) [F/L<sup>2</sup>]

$\gamma$  : Viscosidad cinemática [F/ L<sup>3</sup>]

Donde,  $\alpha$  es el Coeficiente de Coriolis, parámetro adimensional que representa la relación entre el flujo de energía de la velocidad real y la que se conseguiría si se considera una distribución uniforme de velocidades. Por otro lado,  $h_{f_{1-2}}$  representa la energía consumida en forma de fricción, por unidad de peso.

Una forma de representar la pérdida de energía por fricción es utilizando la ecuación de Darcy-Weisbach expresada en la Ec. 2-25 (Rocha, 1978).

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{Ec. 2-25}$$

En dónde  $f$  corresponde al factor de fricción. En la literatura es posible encontrar distintas fórmulas para determinar  $f$ , sin embargo, su valor depende del régimen de flujo y de las características de la tubería. El régimen de flujo, dado por el número de Reynolds, se clasifica según,

$R_e < 2000$	<i>Régimen Laminar</i>
$2000 < R_e < 4000$	<i>Régimen Transición Laminar – Turbulento</i>
$R_e > 4000$	<i>Régimen Turbulento</i>

Dónde  $R_e$  es el número de Reynolds, definido por:

$$R_e = \frac{V D}{\nu} \quad \text{Ec. 2-26}$$

Donde

$V$ : Velocidad media en la tubería [L/T]

$D$ : Diámetro de la tubería [L]

$\nu$ : Viscosidad cinemática del fluido [L<sup>2</sup>/T]

La ecuación válida para calcular el coeficiente de fricción para flujos laminares es,

$$f = \frac{64}{R_e} \quad \text{Ec. 2-27}$$

Mientras que para flujos turbulentos, el factor de fricción se calcula mediante proceso iterativo, con la Ec. 2-28.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right) \quad \text{Ec. 2-28}$$

Donde

$\varepsilon$  : Tamaño de la aspereza de la tubería [L]

Valores referenciales de aspereza, dependientes del material de la tubería, se presentan en el Anexo A.

Para régimen en transición laminar-turbulento, ninguna de las ecuaciones es válida. En el ábaco de Moody (Chow, 1994) es posible observar lo crítico del régimen. Según Tamburrino (Tamburrino, 2012) una buena aproximación que describe la situación intermedia es utilizar un promedio ponderado de los  $f$  obtenido mediante ambas ecuaciones.

### 2.5.2. Diseño de canales

Se presenta la ecuación de flujo,

$$V = C R^x S^y \quad \text{Ec. 2-29}$$

Donde

$V$ : velocidad media [L/T]

$R$  : Radio hidráulico [L] (Razón entre área mojada y perímetro mojado)

$S$ : pendiente de la línea de energía

$x, y$ : exponentes

$C$ : factor de resistencia al flujo (dependiente de velocidad media, radio hidráulico, rugosidad del canal/tubería, viscosidad, etc)

Chézy (1769) estableció que “la fuerza que resiste el flujo por unidad de área del lecho de la corriente es proporcional al cuadrado de la velocidad” (Chow, 1994). En la Figura 2.22 se observa la fuerza resistente.

$$\text{Fuerza total que resiste el flujo} = K V^2 PL \quad \text{Ec. 2-30}$$

Donde

$K$ : constante de proporcionalidad [ $F T^2/L^4$ ]

$V$ : velocidad media [L/T]

$P$ : perímetro mojado [L]

$L$ : longitud del tramo [L]

Como segunda suposición, se tiene el principio básico del flujo uniforme, que establece que: “en el flujo uniforme la componente efectiva de la fuerza gravitacional que causa el fluido debe ser igual a la fuerza total de resistencia” (Chow, 1994)

$$\text{Componente efectiva de la fuerza gravitacional} = \gamma A L S \quad \text{Ec. 2-31}$$

Donde

$\gamma$ : peso unitario del agua [ $F/L^3$ ]

$A$ : área de escurrimiento [ $L^2$ ]

$S$ : pendiente del canal

Igualando ambas fuerzas y utilizando la definición del radio hidráulico ( $R = A/p$ ), la ecuación de Chézy puede expresarse en la forma:

$$V = C \sqrt{R S} \quad \text{Ec. 2-32}$$

Donde  $C$  es un coeficiente que involucra las características de rugosidad de la superficie del canal, el régimen de flujo y propiedades del fluido.

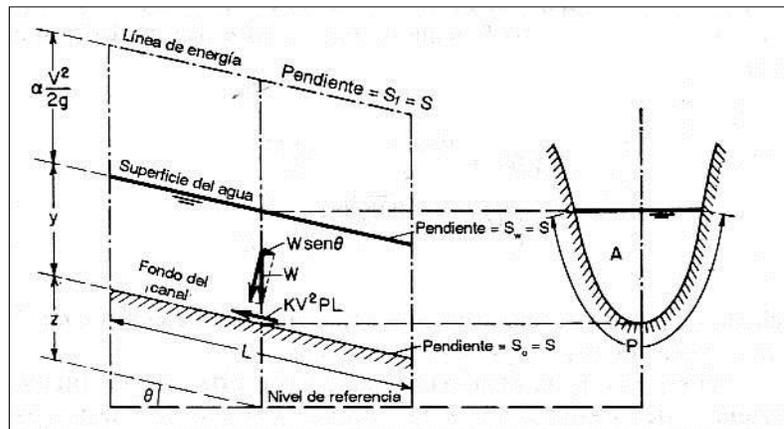


Figura 2.22 Deducción de la ecuación de Chézy para flujo uniforme en un canal abierto, (Chow, 1994)

Se han propuestos diversas relaciones para determinar el coeficiente  $C$  de Chézy. Sin embargo, la fórmula con más uso es la ecuación de Manning (Rocha, 1978). Considera,

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad \text{Ec. 2-33}$$

En dónde  $n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning. Finalmente, queda

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Ec. 2-34}$$

$$Q = \frac{A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Ec. 2-35}$$

Cabe mencionar que la dificultad de la ecuación está en encontrar el valor de  $n$ , el que generalmente se determina de forma empírica. Algunos factores que afectan  $n$  son: rugosidad superficial, vegetación, irregularidad del canal, alineamiento del canal, sedimentación y socavación, obstrucción, tamaño y forma del canal, nivel y caudal. Valores referenciales de  $n$  de Manning se presentan en el Anexo A.

Utilizando la Ec. 2-35 se podrá dimensionar el dren para un caudal y pendiente determinados.

## **CAPÍTULO 3 REVISIÓN DE PRUEBAS EN LABORATORIO EN LA LITERATURA**

Tres autores, realizan tres publicaciones de un mismo proyecto y modelo, Pazin (1974) presenta su trabajo de título, Kenney (1977) publicó un trabajo en el que presenta mediciones de presiones de poros en taludes bajo la influencia de drenes horizontales y finalmente Pazin, Kenney y Choi presentan una publicación en el *Journal of the Geotechnical Engineering Division*.

Kenney (1977), Pazin (1974) y Choi (1977) presentaron una metodología preliminar de diseño de drenes horizontales en taludes, basados en ensayos de laboratorio. Los tres autores intentaron determinar, evitando dificultades analíticas, la superficie freática en un talud dada la implementación de cierta configuración espacial y geométrica de drenes horizontales.

En este capítulo se presenta el procedimiento y resultados de distribución de presiones de poros obtenidos en las investigaciones de los autores anteriores. Estos resultados son de importancia, pues en el Capítulo 4 se realizará un análisis numérico del ensayo en laboratorio, con el fin de comparar resultados de laboratorio con resultados del modelamiento numérico. Con esta comparación, se espera validar las condiciones iniciales y de borde del comportamiento del medio poroso ante la presencia de los drenes.

Para los ensayos, los autores impusieron que la distribución de presiones de poros dependiera exclusivamente del largo del dren (L) y espaciamiento entre drenes (S). Para garantizar esta hipótesis, el resto de las variables (inclinación del dren y propiedades del suelo) se mantuvieron constantes para todos los ensayo.

Los estudios realizados por Kenney, Pazin y Choi constaron de tres etapas. Durante la primera etapa, se determinó en laboratorio la distribución de presión de poros producto de la instalación de drenes, variando largos y espaciamientos entre drenes. Dada la presión de poros, en la segunda fase determinaron computacionalmente el factor de seguridad estático del talud de manera bidimensional. La distribución de presiones de poros es un resultado tridimensional, por lo cual, consideraron un promedio de las presiones de poros en el ancho del talud. En tercer lugar, presentaron cuadros resumen de los resultados obtenidos según largo, espaciamiento y factor de

seguridad, entregando una herramienta de diseño basada en diferentes largos y espaciamientos para el talud estudiado.

Cabe señalar que las tres fuentes citadas en este capítulo realizaron el mismo ensayo.

### 3.1. Modelo y materiales de los ensayos

En los ensayos de laboratorio se utilizaron esferas de vidrio (*“glass beads”*) distribuidas de forma homogénea (Pazin, 1974) para representar el medio poroso. El material, uniformemente graduado, presentó la siguiente distribución de tamaños:

28 % retenido en malla #100

70 % retenido en malla #200

2 % pasa malla #200

La curva granulométrica del material utilizado en los ensayos se presenta en la Figura 3.1.

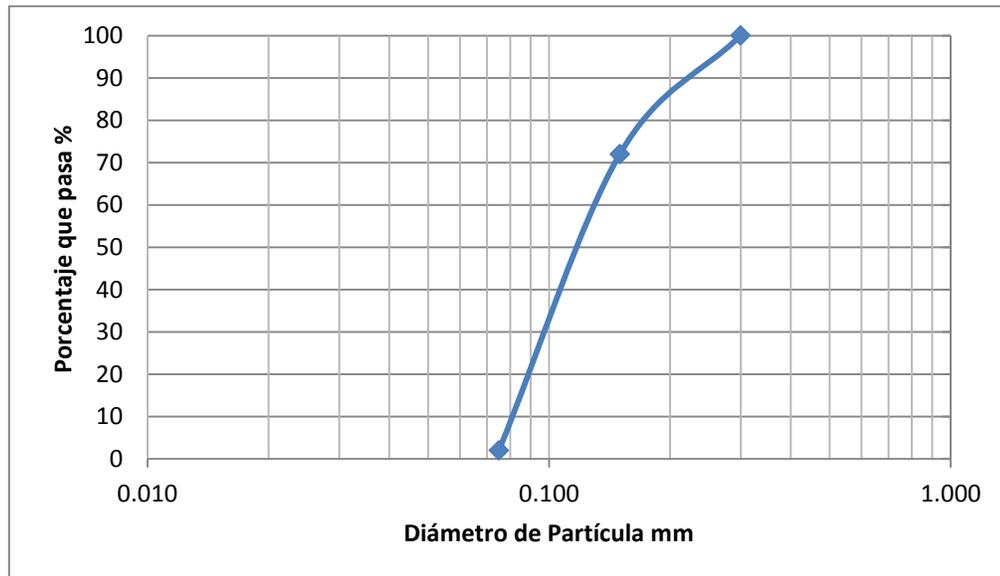


Figura 3.1 Curva Granulométrica esferas de vidrio (*“glass beads”*)

Según este resultado, es posible comparar este material con una arena fina uniforme (SP). A continuación se presentan características adicionales para describir al material.

Gravedad específica,  $G_s$  = 1.76

Humedad,  $w$  = 25.2 (%)

Ángulo de fricción en reposo en estado seco = 24°

Cohesión (kPa) = 0

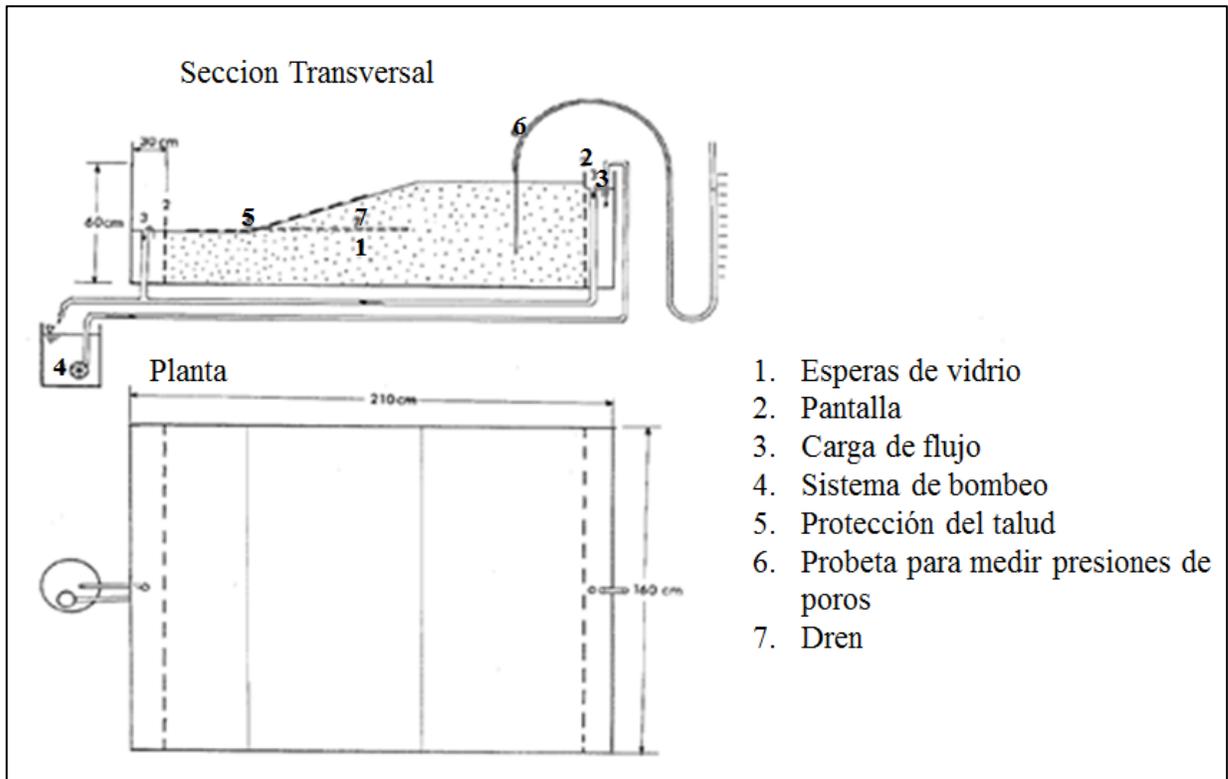
En que la gravedad específica ( $G_s$ ) se define como la relación entre el peso específico de los sólidos (partículas de suelo) y el peso específico del agua ( $G_s = \gamma_s / \gamma_w$ ). Y la humedad corresponde a la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos, en porcentaje ( $w = W_w / W_s \cdot 100$ ).

La pendiente del talud analizado fue de 1:3 (V:H), lo que equivale a un ángulo de inclinación de 18.5 °. El modelo fue confeccionado dentro de un estanque con un largo de 210 cm, un ancho de 160 cm y un alto de 60 cm. Los factores considerados al momento de diseñar el estanque fueron: largo de drenes, influencia lateral de los drenes en la distribución de presiones de poros, diferencia de altura de presión entre la cresta y pie del talud, dimensiones del talud y cantidad de material a utilizar. Además, se instaló un sistema de bombeo, a modo de mantener constante el nivel de agua en las caras delantera y trasera del talud, generando un gradiente de energía fijo en los bordes del talud. Este sistema de bombeo es exclusivamente para mantener constante los niveles de energía en los extremos del talud y no producen succión en ellos. En la Figura 3.2 se presenta un esquema del modelo.

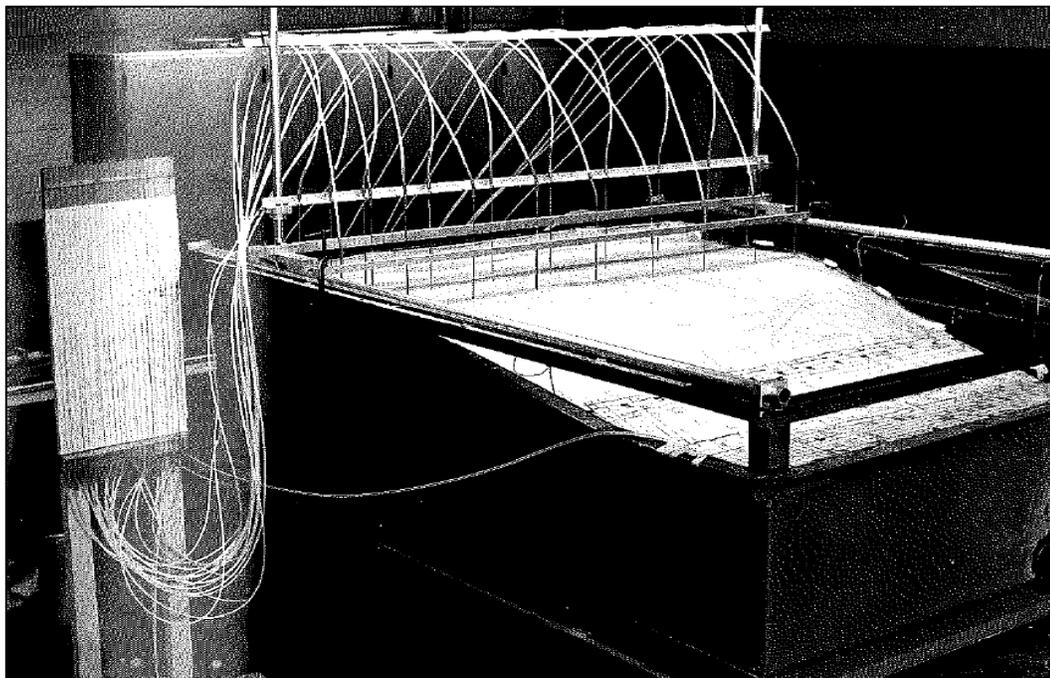
Los drenes fueron confeccionados con malla #200 (abertura de 0.074 mm) doble de acero inoxidable. Por otro lado, de la información granulométrica del material, sólo un 2% corresponde a material fino con tamaño de partícula menor a 0,074 mm. Por lo tanto, sólo una fracción del 2% del material podría entrar al dren. Este efecto podría ocasionar problemas de sedimentación de material dentro del dren, produciendo una disminución del radio efectivo del dren.

Además, los drenes utilizados tenían un diámetro de 4.75 mm y largos que fueron variando según el ensayo (1.0 m, 0.8 m, 0.6 m y 0.4 m).

Con respecto a la instrumentación, se señala que se instalaron piezómetros en el talud con el fin de medir las presiones de poros. En la Figura 3.3 se presenta una vista de la implementación de los piezómetros y del tablero de medición.



*Figura 3.2 Esquema de estanque a utilizar en modelos de laboratorio, modificado de Pazin (1974)*



*Figura 3.3 Vista de tanque con modelo e instalación piezométrica, Pazin (1974)*

### 3.2. Procedimiento del ensayo

En la Figura 3.4 se presenta uno de los modelos propuestos por Kenney (1977), Pazin (1974) y Choi (1977).

El modelo confeccionado por los autores, representa un talud en el que el suelo se extiende a una profundidad mayor que la profundidad del pie del talud, de esta manera, el borde inferior no tiene influencia en la estabilidad del talud. En la Figura 3.4 también se observa que la diferencia de altura de presión considerada fue de 20 cm debido al constante bombeo en las caras delantera y trasera del talud (en los extremos aguas arriba y aguas abajo del talud).

Las variables estudiadas fueron: largo del dren (L) y el espaciamiento entre drenes (S). Los drenes se instalaron al pie del talud con pendiente horizontal.

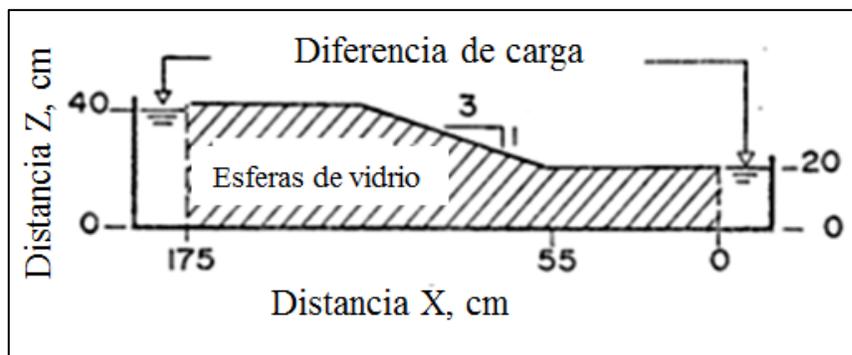


Figura 3.4 Condición de geometría y presiones de agua para modelos de pruebas de flujo, modificado de Kenney (1977)

Los autores (Kenney, Pazin y Choi) siguieron la siguiente metodología:

1. Se introdujeron esferas de vidrio en pequeñas cantidades hasta completar la altura requerida del ensayo. Luego, el talud fue cortado según la pendiente especificada.
2. Mientras se disponían las bolitas de vidrio, barras de latón de 6.3 mm de diámetro se posicionaron a lo largo de todo el estanque, espaciados a 20 cm en el ancho de éste. Esto se realizó para la posterior instalación de drenes, en donde las barras de latón fueron reemplazadas por drenes de doble malla #200.
3. Se instaló el dren en uno de los bordes del modelo. Así se obtuvo un espaciamiento entre drenes equivalente al doble del ancho del talud, igual a 320 cm. Al alcanzar la condición de régimen permanente (“steady-state”) y realizar las mediciones piezométricas, se instaló otro dren (del mismo largo) en el borde opuesto del estanque. Luego, el espaciamiento entre drenes disminuyó a 160 cm. A continuación se instaló un tercer dren en el centro del modelo, disminuyendo el espaciamiento entre drenes a 80 cm. Este procedimiento fue repetido hasta alcanzar un espaciamiento de 20 cm, para todos los largos considerados. Como medida de control, se realizaron mediciones

piezométricas en el talud sin drenes luego de haber alcanzado un espaciamiento de 20 cm para cada largo.

Un esquema del modelo se presenta en la Figura 3.5.

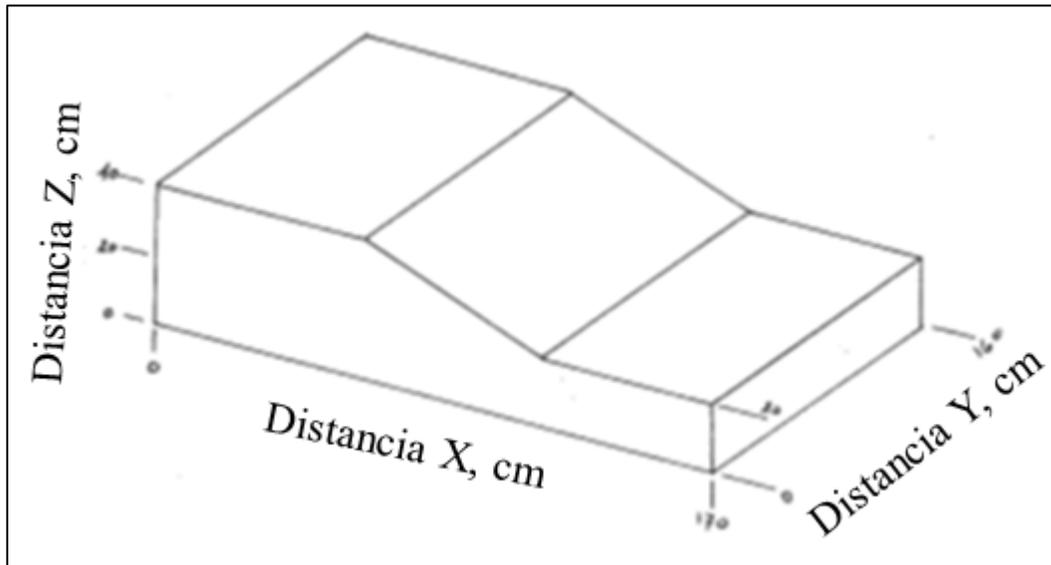


Figura 3.5 Esquema del modelo utilizado en laboratorio, modificado de Kenney (1977)

### 3.3. Resultados del modelo de flujo

De las mediciones piezométricas se obtienen resultados como los que se presentan en la Figura 3.6, para el caso particular de largo de dren 80 cm y espaciamiento entre drenes de 80 cm. Este resultado será utilizado para evaluar las condiciones de borde e iniciales del modelo numérico presentado en el Capítulo 4. En el eje vertical se presentan las cotas piezométricas en cm y en el eje horizontal está representado el ancho del talud (eje Y según Figura 3.5). En el gráfico, el valor asociado a X corresponde a la coordenada en el eje X (referido al sistema de referencia de la Figura 3.5) en dónde se está realizando la medición. De esta forma es posible presentar más de un perfil de distribuciones de alturas totales en un mismo gráfico. Además, para cada valor de X se obtienen mediciones a distintas elevaciones (eje Z).

Como es de esperar, las mayores disminuciones de las cotas piezométricas se producen en la misma ubicación de los drenes. Por otro lado, si los drenes no llevasen presión hidráulica, la cota piezométrica sería igual a la cota geométrica (Ec. 2-11), y por ende, presión de poros nula. Esto indica que los drenes se encuentran llenos en su totalidad.

También se observa que en las cercanías del dren hay presencia de flujo vertical. Este efecto es notorio para valores de X entre 70 cm y 110 cm. Por otro lado, para X mayores (lejanos a la zona inclinada), las curvas para distintas elevaciones de los piezómetros (eje Z) son similares, lo que implica que sólo se tiene flujo principalmente horizontal.

### **3.1. Comentarios**

De los ensayos es posible inferir que el suelo no es completamente homogéneo. En la Figura 3.6 se observa que para valores de  $Y$  altos, las cotas piezométricas son levemente mayores a los valores alcanzados en  $Y$  bajos. Entonces, las partículas de vidrio depositadas en la zona derecha son menos permeables. Otra explicación para este fenómeno es que los drenes tomen menos flujo. Esto también implicaría suelo heterogéneo.

Los autores Kenney (1977), Pazin (1974) y Choi (1977) especifican que el valor de la conductividad hidráulica no es relevante, pues se están analizando los resultados en régimen permanente. Así, sus resultados pueden ser utilizados indistintamente para suelos granulares o suelos finos. En el Capítulo 4 se analizará este supuesto.

Por otro lado, es necesario observar que los ensayos de laboratorio no satisfacen la condición de presión de poros nula, pues en los sectores donde se ubica el dren, la cota piezométrica no es igual a la cota geométrica.

Los puntos tratados anteriormente son de importancia para esta memoria. Se quiere establecer una metodología para el modelamiento de drenes horizontales. Posteriormente se pretende evaluar el factor de seguridad estático para cada disposición geométrica de drenes. De esta forma, se espera comparar efectos de largos de drenes y espaciamiento entre éstos.

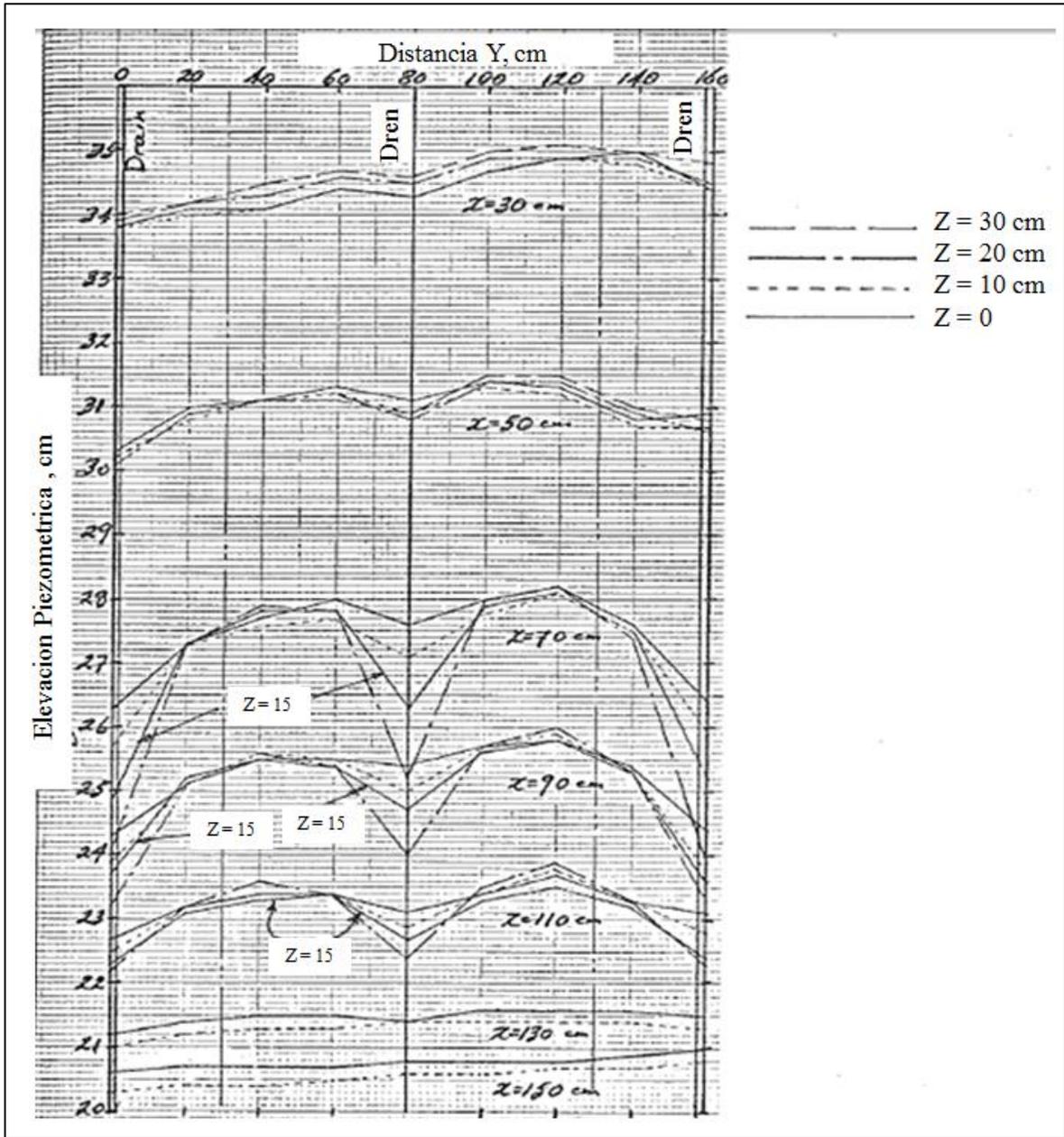


Figura 3.6 Resultados típicos de elevaciones piezométricas para condiciones  $L = 80$  (cm),  $S = 80$  (cm), modificado de Kenney (1977)

## **CAPÍTULO 4 MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE DRENES HORIZONTALES**

En este capítulo se presenta el modelo numérico de flujo que busca representar el efecto de drenes horizontales en taludes. El modelamiento numérico de drenes horizontales en taludes utilizado en este trabajo desacopla el modelo de flujo con el modelo mecánico. El objetivo del capítulo es obtener una metodología de modelamiento de drenes horizontales en taludes, que sea capaz de representar adecuadamente la disminución de presiones de poros en el talud, debido al descenso del nivel freático.

Para la confección de este modelo numérico es necesario tener en consideración los siguientes conceptos:

- Tamaño del modelo. Es decir, distancia a los bordes del modelo en dónde se impondrán las condiciones de borde.
- Condiciones iniciales y de borde: Esfuerzos, restricciones de velocidad, presiones de poros.
- Propiedades del material.
- Densidad de la malla. Es decir, tamaño de las zonas y como varían en el modelo.

En las secciones a continuación se presentan:

- Características del software utilizado.
- Condiciones de borde hidráulicas para modelar nivel freático sin sistema de drenaje.
- Condiciones de modelamiento de drenes horizontales.
- Comparación de resultados del modelo numérico en FLAC<sup>3D</sup> con resultados de laboratorio registrados en la literatura (Kenney, 1977).

### **4.1. Introducción al software FLAC3D**

FLAC<sup>3D</sup> (Fast Lagrangian Analysis of Continua en 3D) es un programa computacional en tres dimensiones para abordar computacionalmente problemas mecánicos, en especial, geomecánicos, que resuelve ecuaciones diferenciales por el método de diferencias finitas. Simula el comportamiento de estructuras de suelo o roca en tres dimensiones. Es un programa que

permite abarcar problemas no lineales estáticos o dinámicos, acoplamiento o no de flujo, análisis térmico e interacción con elementos estructurales.

Los campos de aplicación del software son:

- Análisis de deformaciones.
- Evaluación de falla progresiva y colapso - En roca y diseño de túnel.
- Cálculo del factor de seguridad - Análisis de estabilidad de estructuras de tierra, terraplenes y taludes.
- Evaluación de la influencia de fallas - Diseño de minas.
- Sostenimiento con cables.
- Flujo en medio saturado o parcialmente saturado. Disipación de presiones de poros - Flujo de aguas subterráneas, consolidación.
- Análisis de creep en el tiempo, de materiales viscosos - Diseño de minas.
- Carga dinámica - Ingeniería Sísmica
- Efectos dinámicos de cargas por explosión o vibración - Túneles y operaciones en minas.
- Excitación sísmica de estructuras - Diseño de presas de tierra.
- Deformación e inestabilidades mecánicas por cargas térmicas - Comportamiento de repositorios o material radioactivo.
- Análisis de materiales muy deformables - Flujo de volumen de materiales en contenedores y excavación en minas.

Para trabajar con el software es necesario generar una malla con zonas (elementos) y nodos (puntos de la malla). Los nodos almacenan cantidades vectoriales, mientras que las zonas guardan cantidades escalares y tensoriales. Así, las ecuaciones se esbozan en puntos discretos del espacio.

Los materiales son representados por elementos poliédricos en una malla en tres dimensiones que es ajustada por el usuario según las características del problema. Cada zona se comporta según una ley preestablecida, en respuesta a cargas aplicadas y condiciones de borde especificadas.

Las ecuaciones obtenidas son completamente explícitas. Cada zona será aislada (en términos físicos) de las zonas adyacentes, durante un incremento de tiempo, denominado paso.

A continuación se presentan características importantes del software:

- Ofrece modos de cálculo en grandes o pequeñas deformaciones.
- Dispone de una biblioteca de modelos constitutivos. Además, posee la opción de que el usuario implemente su propio modelo.
- Ofrece elementos de interfaz para simular planos de debilidad. Se pueden representar fallas, juntas friccionales.

- Maneja modelos de flujo de agua y de consolidación que pueden ser acoplados con el modelo mecánico. Calcula superficies freáticas.
- Ofrece modelamiento de elementos estructurales para estudiar interacción suelo-estructura (pilotes, vigas, cables, revestimientos, refuerzos de suelo, entre otros elementos).
- Permite solucionar problemas dinámicos.
- Es posible trabajar con modelos de flujo térmico.
- Su lenguaje de programación es FISH. Éste permite agregar funciones y procedimientos.
- Si bien, FLAC<sup>3D</sup> versión 4.0 es similar en términos de cálculo a las versiones anteriores, ha mejorado considerablemente su interfaz gráfica. El usuario puede estudiar y confeccionar el modelo de una forma más intuitiva y cómoda.

En comparación con elementos finitos, ambos métodos transforman un conjunto de ecuaciones en ecuaciones de matrices para cada elemento, relacionando fuerzas con desplazamientos en los nodos. A pesar de que las ecuaciones en FLAC<sup>3D</sup> son derivadas con diferencias finitas, las matrices para cada elemento para un material elástico son idénticas a las obtenidas con el método de elementos finitos. FLAC<sup>3D</sup> utiliza las ecuaciones dinámicas completas, incluso para modelos estáticos. Esto permite que FLAC<sup>3D</sup> pueda seguir procesos físicamente inestables (como colapsos) de manera eficiente y realista.

Cada zona de un mismo modelo numérico puede tener distintos modelos constitutivos o propiedades. La grilla es generada con un sistema de coordenadas globales X-Y-Z. Esto agrega más flexibilidad al momento de crear el modelo y definición de parámetros en tres dimensiones.

Las condiciones de borde de velocidad o esfuerzo pueden ser especificadas en cualquier orientación del borde. Condiciones iniciales, carga gravitacional o nivel freático pueden ser directamente ingresadas como gradientes en el espacio.

Además, FLAC<sup>3D</sup> incorpora el cálculo de flujo de agua subterránea y disipación de presiones de poros. Se pueden acoplar completamente las deformaciones del medio poroso y el flujo del fluido viscoso en los espacios de vacíos. El flujo debe satisfacer la Ley de Darcy en forma isotrópica o anisotrópica, dependiendo del problema. Tanto el fluido como las partículas sólidas son deformables. Presiones de poros fijas y flujo constante pueden ser introducidos. Por lo tanto, permite modelar pozos. Por lo demás, el modelo de flujo puede ser calculado independiente del modelo mecánico.

El lenguaje de programación incorporado FISH permite definir nuevas variables y funciones. Entre otras, definir nuevas condiciones de borde.

La Figura 4.1 presenta definiciones básicas de un modelo arbitrario en el software.

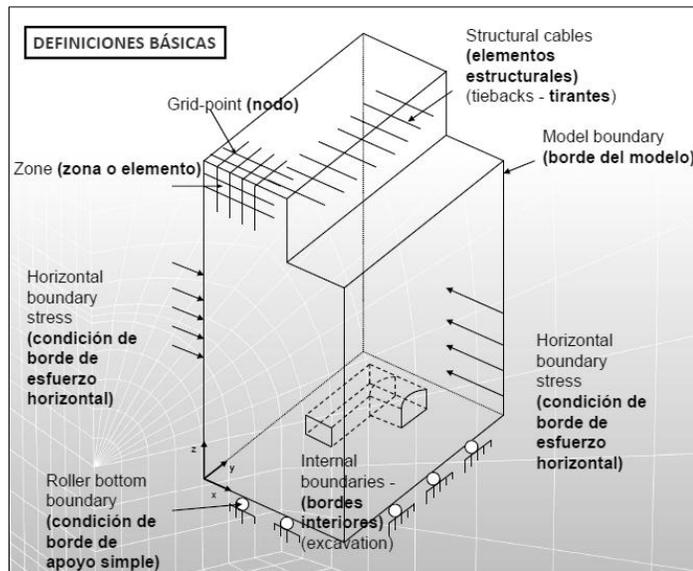


Figura 4.1 Definiciones básicas FLAC<sup>3D</sup>, (Itasca Consulting Group, Inc, 2009)

## 4.2. Geometría del modelo

En esta sección se especifica la geometría del modelo, basado en el modelo de laboratorio presentado en el Capítulo 3. En la Figura 4.2 se presenta el modelo en 3D a utilizar y en la Tabla 4-1 las variables geométricas de este modelo. En dicha figura también se especifican las variables de largo del dren (L) y espaciamiento entre éstos (S). En la Figura 4.3 se presenta un corte del talud. El ancho de interés del talud viene impuesto por el ancho del talud de laboratorio (Kenney, 1977), es decir, equivale a 1.6 m. Sin embargo, por condiciones de borde, se considera adecuado trabajar con un talud de 4.0 m. Aun así, la zona de interés serán los 1.6 m centrales.

Por otro lado, el número de zonas y nodos, es decir, la densidad de la malla, fue determinado según dos criterios. En primer lugar, si las zonas son muy grandes, entonces las soluciones obtenidas no son precisas. En segundo lugar, se debe considerar la geometría del modelo y las ubicaciones de los nodos de interés, de donde se extraen valores de presiones de poros y caudales. En tercer lugar, se debe considerar que la malla debe ser computacionalmente rentable.

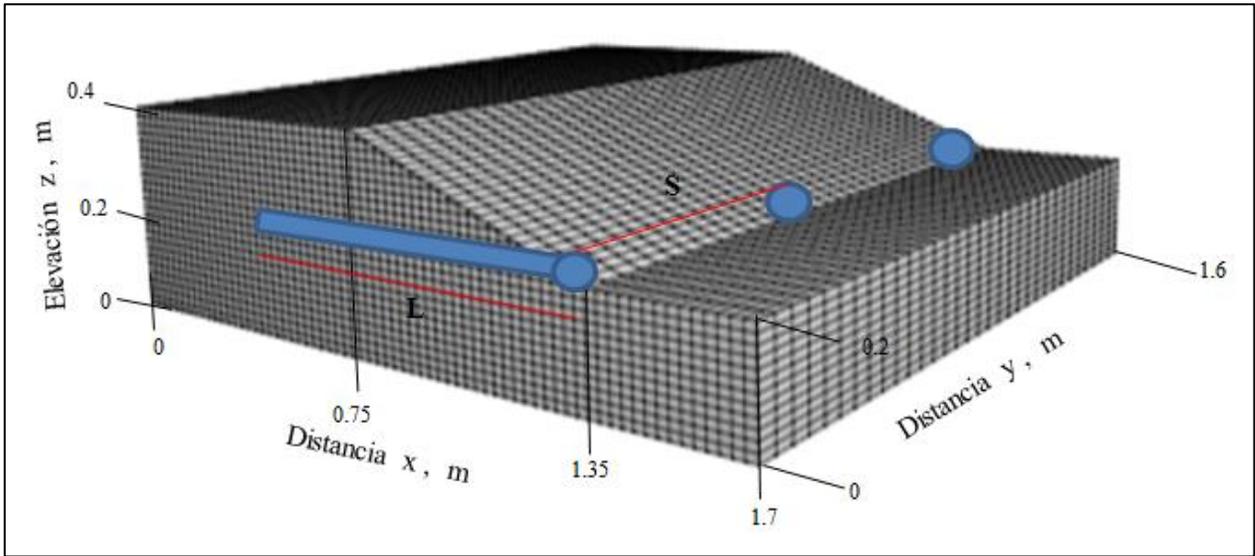


Figura 4.2 Coordenadas de referencia modelo de laboratorio, FLAC<sup>3D</sup>

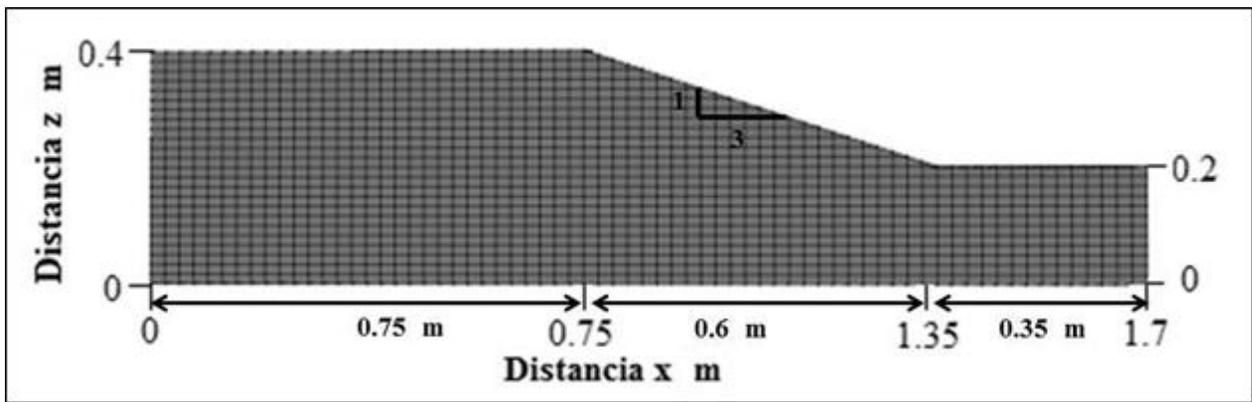


Figura 4.3 Vista lateral del modelo de laboratorio, FLAC<sup>3D</sup>

Tabla 4-1 Descripción del Modelo

Número de zonas	127.872
Número de nodos	137.061
Espaciamiento eje X m	0.025
Espaciamiento eje Y m	0.05
Espaciamiento eje Z m	0.01667

### 4.3. Condiciones de borde para flujo sin sistema de drenaje

En esta sección se especifican las condiciones de borde que representan la respuesta de flujo de un medio poroso ante una captación aledaña, sin la instalación de un sistema de drenaje.

Determinar las condiciones de borde hidráulicas del modelo radica en encontrar las condiciones de flujo que luego de ejecutar el modelo, entregarán la distribución de presiones de

poros, con o sin drenes, dependiendo del caso que se esté analizando. De los parámetros del modelo en laboratorio (Kenney, 1977) se obtienen cuatro bordes a considerar:  $X=0$  m,  $X=1.7$  m,  $Y=0$  m,  $Y=1.6$  m (Figura 4.3).

El primer modelo a estudiar será el que describe la situación sin drenes. De los antecedentes del ensayo de laboratorio que se desea modelar (Capítulo 3), se sabe que la diferencia de carga hidráulica total es equivalente a 20 cm. Por lo tanto, se conoce la altura de agua en el borde aguas arriba ( $X=0$  m) y en el borde aguas abajo ( $X=1.7$  m) del talud, niveles que permanecen constantes debido al sistema de bombeo utilizado en el modelo físico (de laboratorio) y que será implementado como una condición de borde en el modelo numérico (Figura 3.2). Cabe recordar que el sistema de bombeo es utilizado para mantener constante el gradiente entre los extremos del talud ( $X=0$  m y  $X=1.7$  m) y no para bombear agua directamente del talud. Para representar los niveles de agua en dichas posiciones se impone una distribución hidrostática de presiones de poros, la cual permanecerá constante durante todo el análisis en los extremos mencionados. En la Figura 4.4 se presentan las condiciones incorporadas para ambos extremos. Se menciona que la leyenda de la figura expresa la escala de presiones de poros en los nodos en unidad de pascales (Pa).

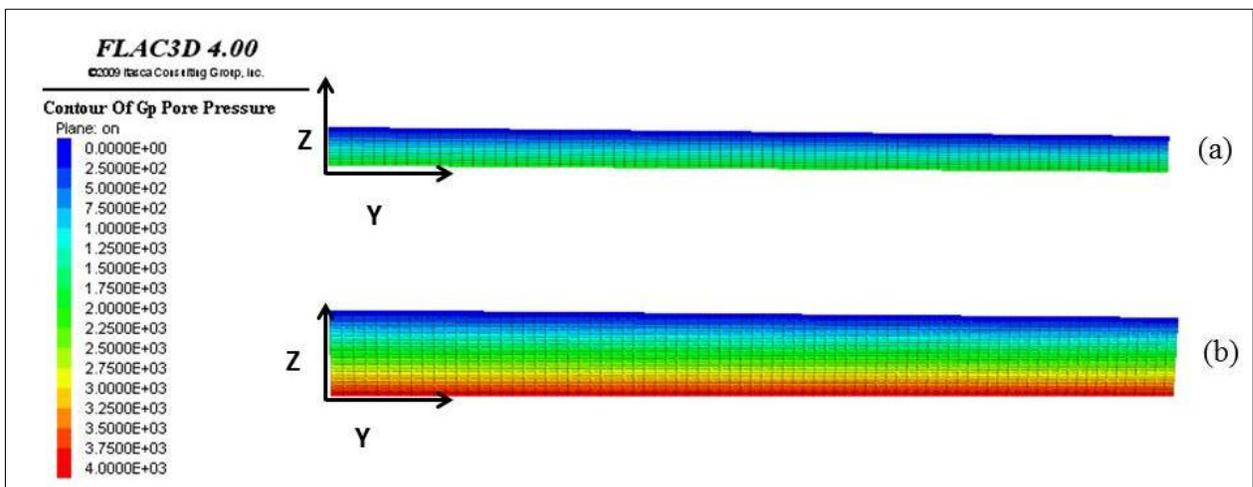


Figura 4.4 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa), en (a) Borde aguas abajo ( $X=1.7$  m) y (b) Borde aguas arriba ( $X=0.0$  m),  $FLAC^{3D}$

En la Figura 4.5 se observan las distribuciones de presiones de poros luego de ejecutado el modelo con las condiciones de borde especificadas. En la Figura 4.6 se presenta un corte del talud con la distribución de presiones de poros. Esta distribución es similar en todo el ancho del talud, pues las condiciones de borde se han impuestos en los extremos del modelo de X (lo que implica que no existe variación de presiones en el eje Y).

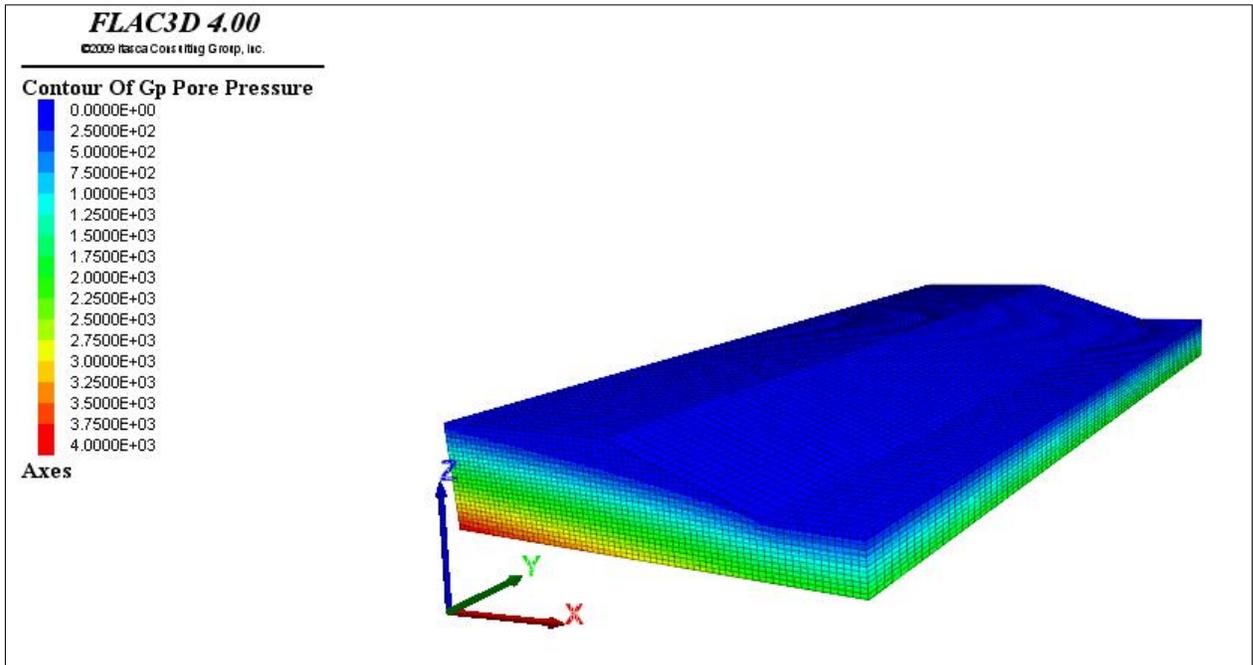


Figura 4.5 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Distribución de presiones de poros inicial,  $FLAC^{3D}$

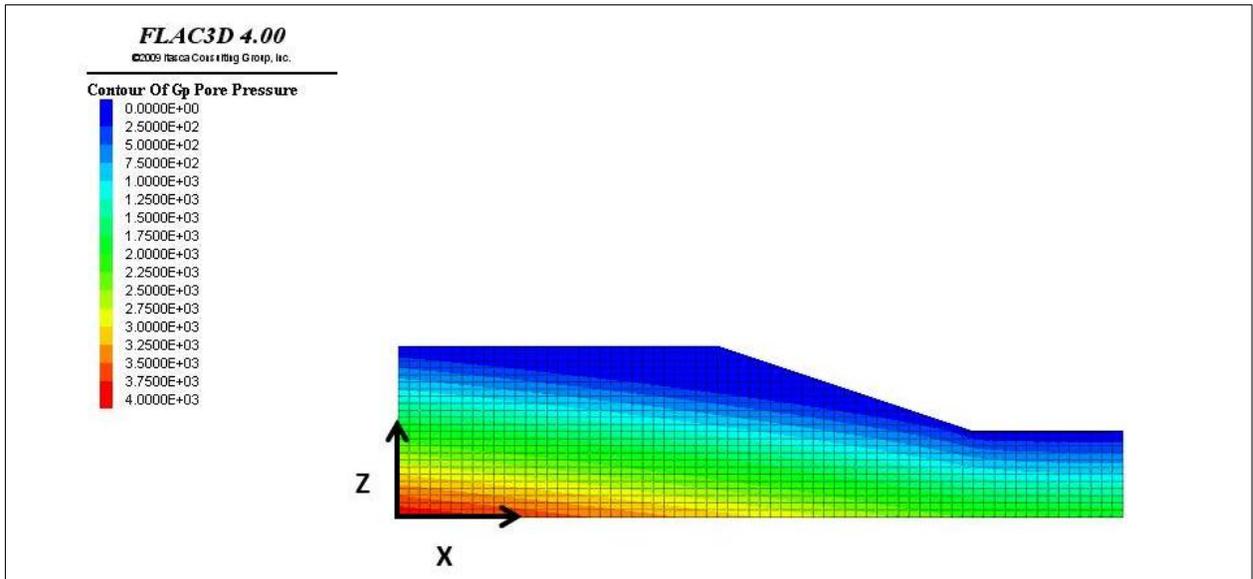


Figura 4.6 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Corte transversal del talud, distribución de presiones de poros iniciales,  $FLAC^{3D}$

Los resultados encontrados con  $FLAC3D$  son estudiados y validados con resultados de laboratorio (Kenney, 1977) y con resultados numéricos de SEEP/W (GEO-SLOPE, International Ltd., 2010) En la Figura 4.7 y Figura 4.8 se presentan las comparaciones entre estos modelos.

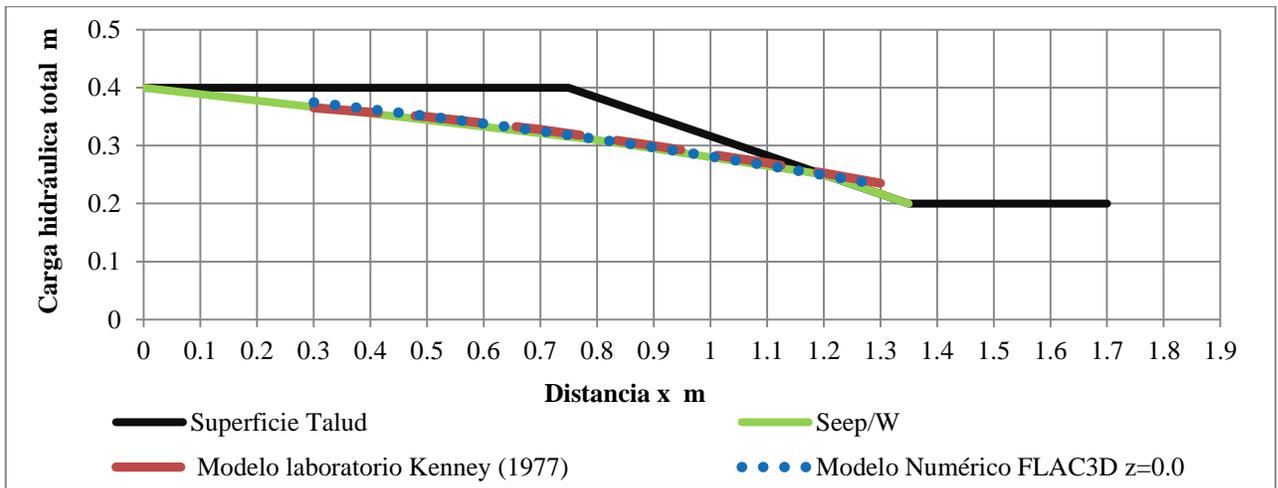


Figura 4.7 Niveles de carga hidráulica total para modelo en laboratorio y modelos numérico en  $z=0.0$  m

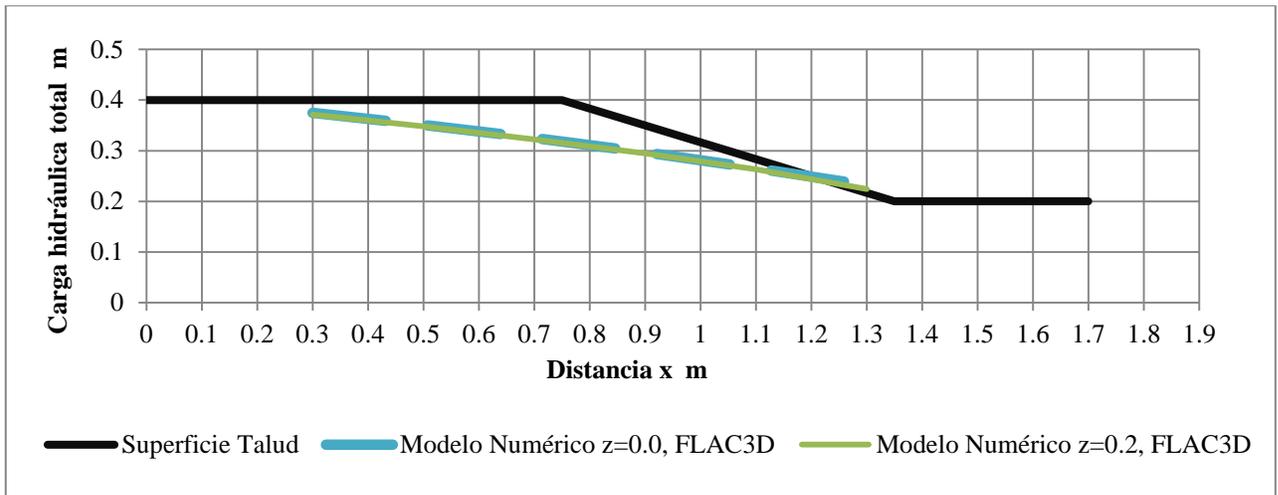


Figura 4.8 Niveles de carga hidráulica total modelo numérico  $FLAC^{3D}$  en  $z=0.0$  m y  $z=0.2$  m

En la Figura 4.7 se presentan las cargas hidráulicas totales iniciales (previo a la instalación de drenes) para el modelo en laboratorio y para modelos numéricos utilizando SEEP/W y  $FLAC^{3D}$ , con altura de elevación igual a cero. De esta figura se concluye que imponer como condición de borde una distribución hidrostática de presiones de poros en los extremos del talud permite un adecuado modelamiento del comportamiento hidráulico del talud.

En la Figura 4.8 se observan las cargas hidráulicas totales para distintas elevaciones. Se aprecia que ambas curvas se superponen. Esto quiere decir que en la dirección vertical prácticamente no existe variación de energía. Si no existe una variación de energía, entonces no se desarrolla un gradiente y por lo tanto, no es posible generar un flujo vertical. Por consiguiente,

el flujo debe ser principalmente horizontal. Por otro lado, en la Figura 4.9 se observa la distribución de presiones de poros (escala de presiones de poros en pascales) y vectores de descarga en un corte transversal del talud que permiten visualizar la dirección del flujo de agua en el medio poroso. Se observa que en el borde aguas arriba del talud ( $X=0.0$  m) el flujo tiene dirección horizontal cuando las presiones de poros son distintas de cero, es decir, cuando hay agua. Cuando las presiones de poros son nulas, no hay agua en el medio poroso y los vectores son prácticamente verticales lo que infiere un descenso del nivel freático.

La dirección del flujo es netamente horizontal hasta las cercanías del pie del talud en donde se tiene el afloramiento tal como se muestra en la Figura 4.10. Se observa con claridad la magnitud y sentido de los vectores. Se determina que el flujo es hacia el pie del talud.

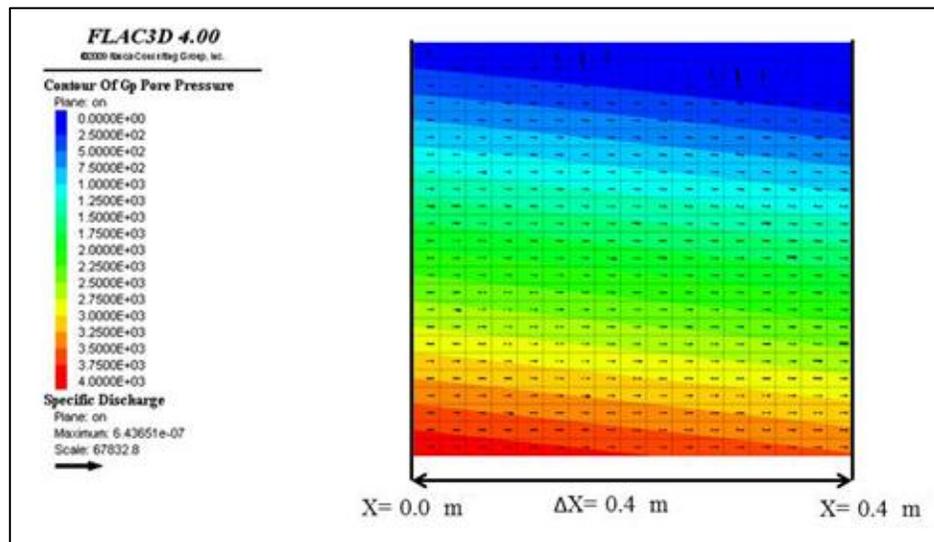


Figura 4.9 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Distribución de presiones de poros y vectores de descarga de flujo aguas arriba del talud, FLAC<sup>3D</sup>

Los resultados de ambos modelos numéricos coinciden con los ensayos de laboratorio. Es necesario mencionar que tanto para el modelo en laboratorio y como en los modelos numéricos, se observa un afloramiento en el pie del talud.

A continuación se presenta un análisis de distribución de presiones de poros a lo ancho del talud. Para esto, se analizarán los cortes presentados en la Figura 4.11.

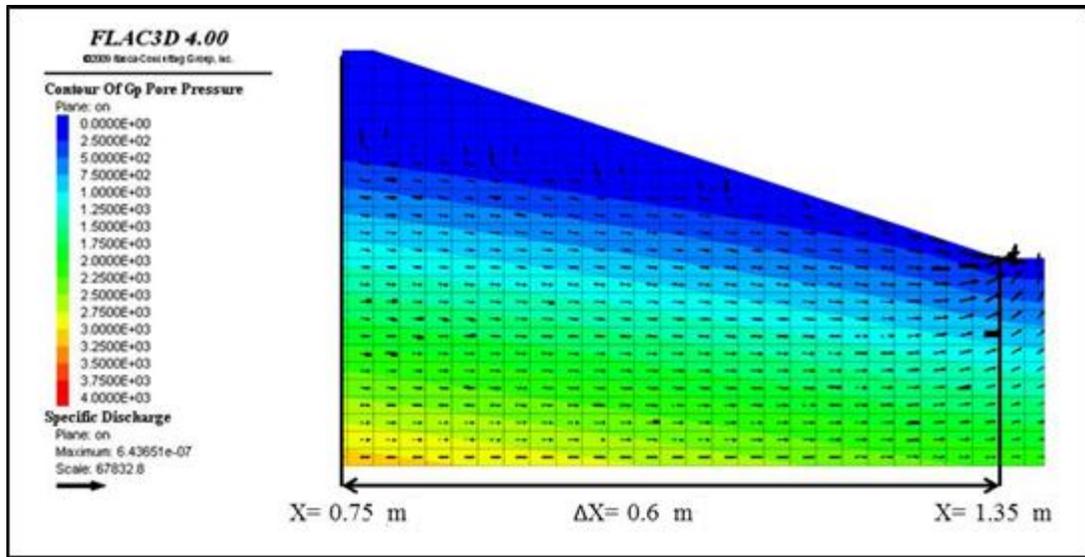


Figura 4.10 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Vectores de descarga de flujo en el talud,  $FLAC^{3D}$

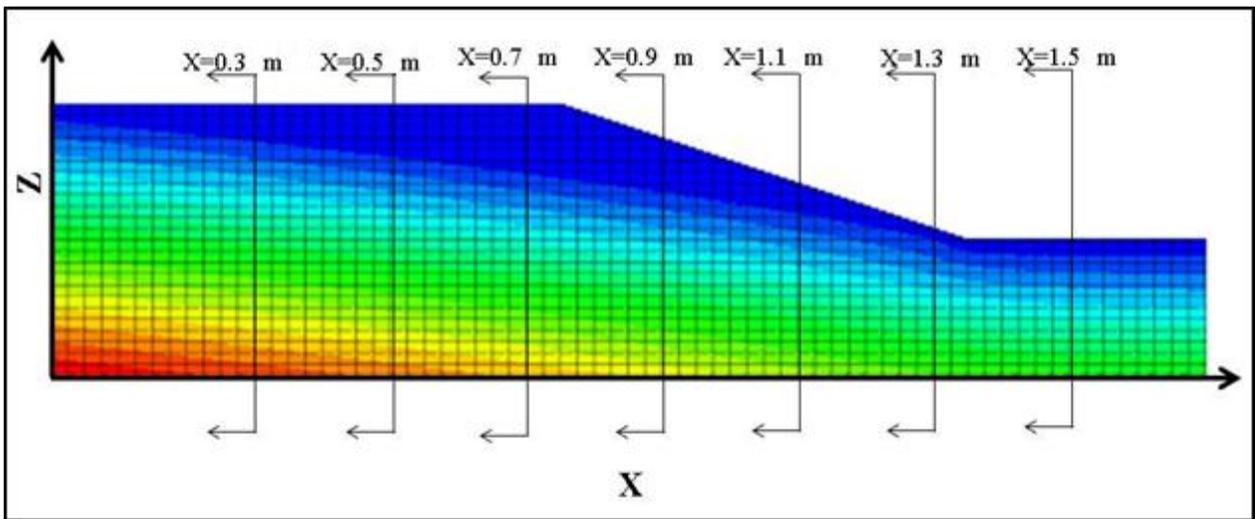


Figura 4.11 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Cortes del talud para el análisis de perfiles de presiones de poros,  $FLAC^{3D}$

Se grafican las cargas hidráulicas totales obtenidas de distintas posiciones en X, Y, Z (observar ejes en la Figura 4.2). En la Figura 4.12 se observa una comparación del modelo en laboratorio y numérico según su variación en el eje Y, para valores de X y Z definidos en las leyendas del gráfico. Es de esperar que en el modelo numérico la distribución de presiones de poros sea homogénea en la dirección Y, pues en esa dirección no se está produciendo ninguna variación. Sin embargo, de los resultados de laboratorio es posible observar algunas variaciones. Los puntos donde existen estas fluctuaciones corresponden a las zonas dónde se instalaron los

drenes y podría existir alguna filtración menor a pesar de encontrarse cerrados. Como se mencionó en el Capítulo 3, las posiciones de los drenes fueron determinadas a priori instalando tubos que posteriormente fueron remplazados por drenes, de ahí es posible explicar las bajas de carga hidráulica total, pues estos tubos no estarían cumpliendo con ser completamente impermeables.

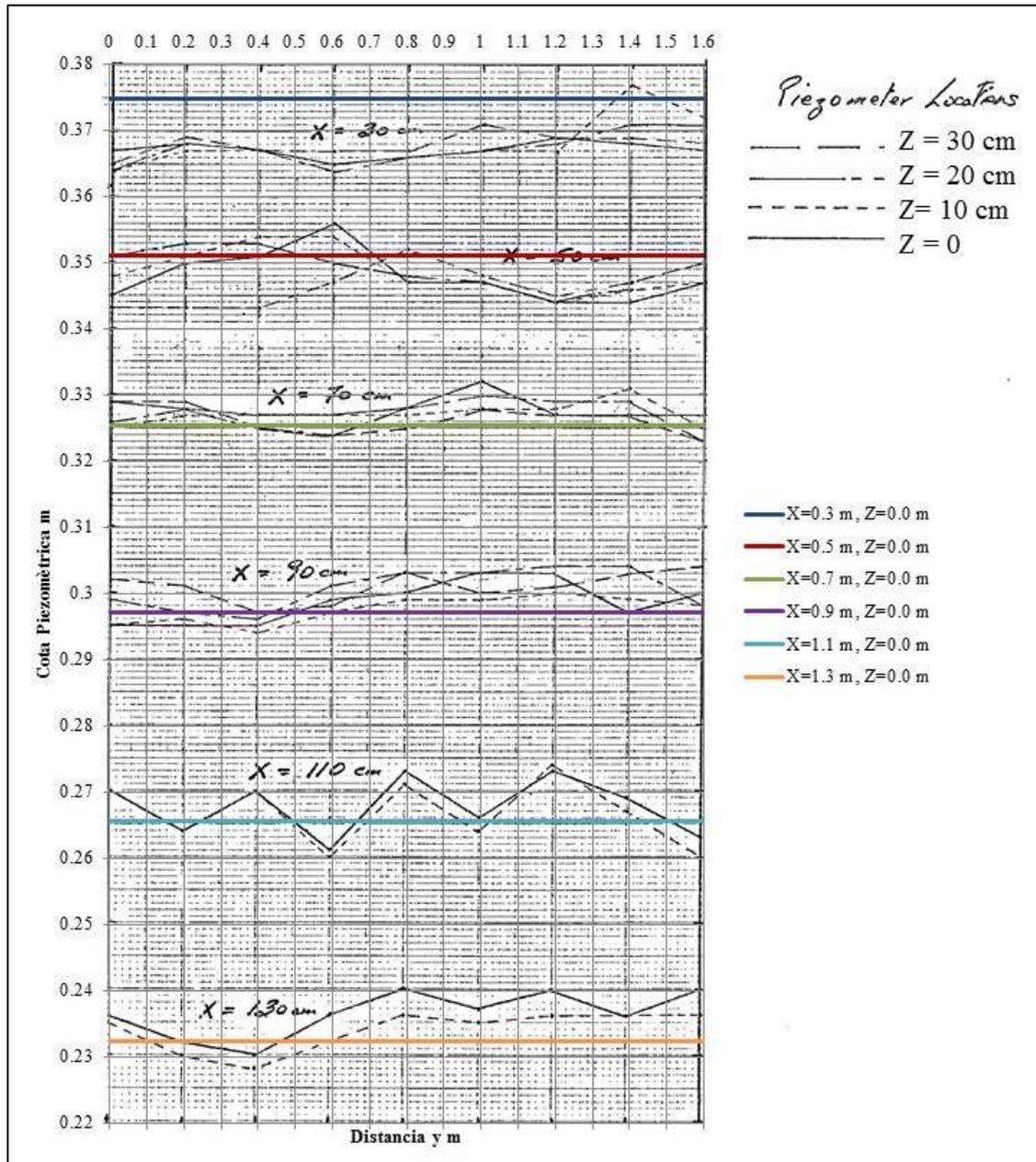


Figura 4.12 Comparación de resultados carga hidráulica total sin drenes, estudio en laboratorio (Kenney, 1977) y resultados de análisis numéricos FLAC<sup>3D</sup>

Para verificar la ecuación de Laplace (Ec. 2-23), se determinaron las constantes  $A$  y  $B$  mediante mínimos cuadrados. Este procedimiento es un método de optimización en el cual se encuentran las constantes de la ecuación a estudiar. Las ecuaciones Ec. 4-1, Ec. 4-2 y Ec. 4-3 expresa cómo se determinan  $A$  y  $B$ . La Tabla 4-2 muestra el detalle del cálculo de  $A$  y  $B$ , para distintas elevaciones. La Figura 4.13 muestra la carga hidráulica total de la situación sin drenes en comparación con los resultados de la ecuación de Laplace para una elevación en  $Z=0.0$  m (base del talud) y la Figura 4.14 presenta la comparación para una elevación en  $Z=0.2$  m (a la altura del pie del talud). De las figuras se concluye que el modelo numérico satisface la Ecuación de Laplace considerando solo flujo en la dirección X. Así, se confirma nuevamente que se tiene netamente flujo horizontal.

$$A = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - \sum x \sum x} \quad \text{Ec. 4-1}$$

$$B = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - \sum x \sum x} \quad \text{Ec. 4-2}$$

$$R = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{\sqrt{n \sum x^2 - \sum x \sum x} \sqrt{n \sum y^2 - \sum y \sum y}} \quad \text{Ec. 4-3}$$

Donde

$n$ : Número de datos

$A, B$ : Constantes de la relación lineal

$R$ : Coeficiente de correlación

Tabla 4-2 Alturas Totales Nivel Sin Drenes\_ Constantes ecuación de Laplace

Z=0.0 m	X	Y	X *Y	X*X	Y*Y	
	x	Ht (m)				
1	0.3	0.373	0.112	0.090	0.139	
2	0.5	0.349	0.175	0.250	0.122	
3	0.7	0.325	0.228	0.490	0.106	
4	0.9	0.299	0.269	0.810	0.089	
5	1.1	0.268	0.295	1.210	0.072	
6	1.3	0.234	0.304	1.690	0.055	
<b>Suma</b>	4.8	1.849	1.383	4.540	0.583	
					<i>n</i>	6
					<i>A</i>	-0.138
					<i>B</i>	0.418
					<i>R</i>	0.997
Z=0.2 m	X	Y	X *Y	X*X	Y*Y	
	x	Ht (m)				
1	0.3	0.3690	0.111	0.090	0.136	
2	0.5	0.3456	0.173	0.250	0.119	
3	0.7	0.3221	0.225	0.490	0.104	
4	0.9	0.2971	0.267	0.810	0.088	
5	1.1	0.2675	0.294	1.210	0.072	
6	1.3	0.2263	0.294	1.690	0.051	
<b>Suma</b>	4.8	1.8277	1.365	4.540	0.570	
					<i>n</i>	6
					<i>A</i>	-0.139
					<i>B</i>	0.416
					<i>R</i>	0.993

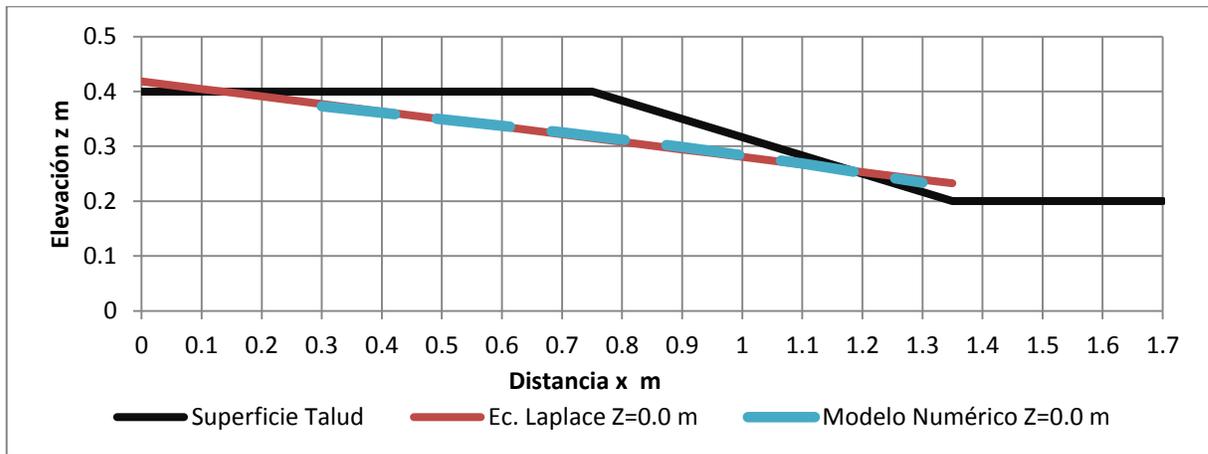


Figura 4.13 Análisis teórico ecuación de Laplace para  $Z=0.0$  m

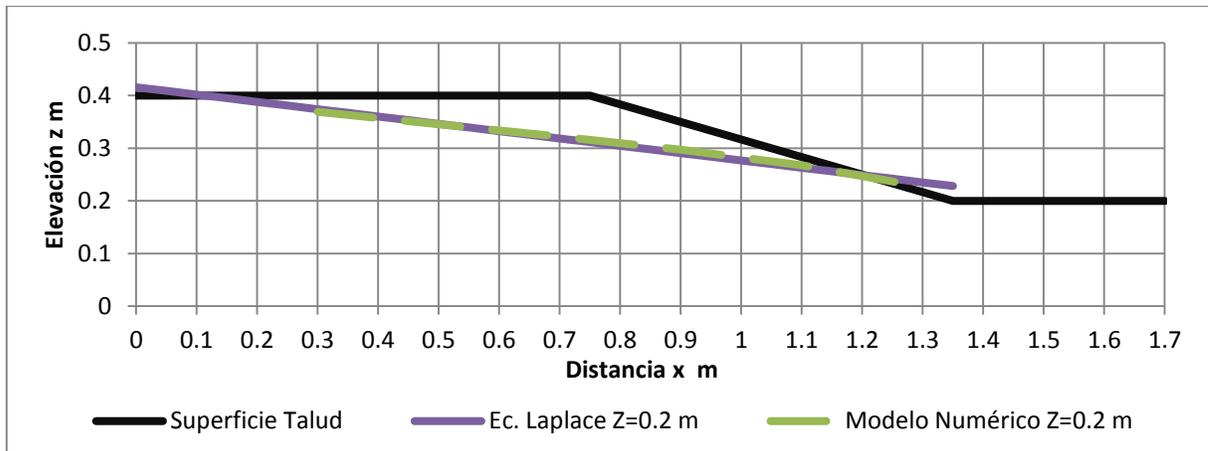


Figura 4.14 Análisis teórico ecuación de Laplace para  $Z=0.2$  m

Cabe mencionar que en  $FLAC^{3D}$  sólo se han incorporado las condiciones de presiones de poros fijas para todos los nodos con coordenadas  $X=0.0$  m y  $X=1.7$  m, a lo largo de todo el eje  $Z$  y del eje  $Y$ . El resto de los nodos han quedado libres. Por definición, en  $FLAC^{3D}$  un nodo del borde con presión de poros libre corresponde a un borde impermeable, esto quiere decir que no existe un intercambio de flujo entre el modelo y el exterior. Por otro lado, fijar la presión de poros equivale a un borde permeable en que efectivamente existe un flujo entre el modelo y el exterior que mantiene esas presiones de poros.

#### 4.4. Condiciones de borde del modelamiento de drenes horizontales

##### 4.4.1. Ubicación de las condiciones de borde

En una primera instancia se tendrá un nivel freático constante en el eje  $Y$ , el cual ya ha sido encontrado. Este nivel será modificado debido al sistema de drenaje. Sin embargo, para

obtener la nueva distribución de presiones de poros, son necesarias ciertas condiciones de borde adicionales, las cuales son estudiadas a continuación.

Para evitar que toda el agua del talud salga por los drenes es necesario fijar presiones de poros en los bordes de X y en los bordes de Y. Así, se produce una entrada constante de agua en dichos bordes. Se mencionó que uno de los conceptos importantes de FLAC<sup>3D</sup> es el tamaño del modelo. En consecuencia, es necesario estimar la distancia a la cual incorporar presiones de poros constantes para que no influyan en la distribución de presiones de poros entre los drenes.

Una de las propiedades geométricas importantes del modelo de laboratorio es que su ancho es de 1.6 m. La distribución de presiones de poros será tal que su máximo se encuentra justo en el medio de la separación entre drenes, produciéndose una divisoria de aguas. Además, se espera que la distribución de presiones de poros entre los drenes sea repetitiva, es decir, la misma entre el primer y segundo dren, entre el segundo y el tercero, y así sucesivamente. Luego, se propone utilizar una mayor cantidad de drenes. Con este método se aumenta el tamaño del modelo pero se obtiene una distribución de presiones repetitiva y similar entre los drenes, adecuada para posteriormente hacer el análisis numérico mecánico en una fracción limitada del talud en donde los efectos de borde de flujo no interfieran. Por ejemplo, para el caso de un espaciamiento de 0.8 m, en vez de modelar tres drenes separados a 0.8 m, se modelan cinco drenes con el mismo espaciamiento. De igual forma, para la comparación con el modelo en laboratorio se tomarán los valores entre 0 y 1.6 m.

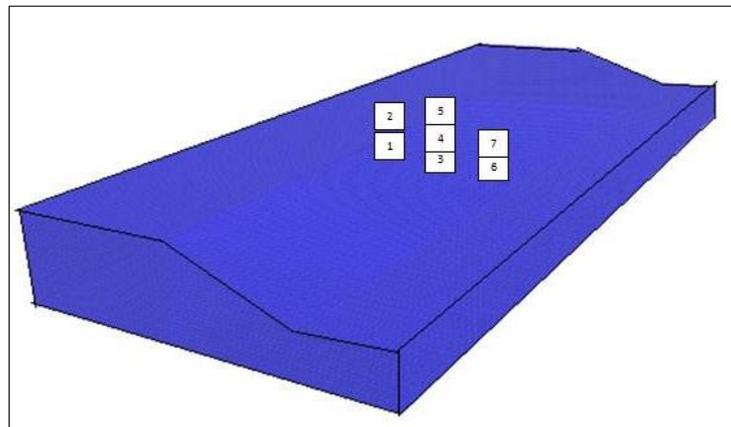
#### **4.4.2. Condición de modelamiento de drenes**

Como se ha mencionado en el capítulo de revisión bibliográfica, inicialmente la presión de diseño de un dren será la presión atmosférica, es decir, considerar presión de poros nula a lo largo del dren. Luego, el caudal conducido por cada dren corresponde al caudal de diseño para determinar diámetro, material y pendiente del dren según procedimientos de diseño de hidráulica de canales.

Se han utilizado historias de cálculo con el fin de asegurar la convergencia del modelo numérico de flujo. Una historia de cálculo corresponde a la serie que muestra la variación numérica de una variable (en un punto de la malla), en función de los pasos de cálculo del problema. Como se están analizando presiones de poros, la variable a observar durante los pasos de cálculo corresponde a la presión de poros en algún nodo del modelo. En la Tabla 4-3 se presentan los puntos observados y en la Figura 4.15 se presenta el talud completo junto con la ubicación de los puntos especificados en la tabla. Se destaca que las historias han sido localizadas en un perfil donde se han instalado los drenes ( $Y=1.2$  m).

*Tabla 4-3 Coordenadas de los nodos con historia de cálculo*

Número	Nodo_ID	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	34498	0.45	1.2	0.2
2	43408	0.45	1.2	0.35
3	4345	0.75	1.2	0.2
4	4471	0.75	1.2	0.3
5	4357	0.75	1.2	0.4
6	4472	1.05	1.2	0.217
7	4477	1.05	1.2	0.3



*Figura 4.15 Ubicación de los nodos con historia de cálculo, FLAC<sup>3D</sup>*

En la Figura 4.16 se presentan las historias de presiones de poros. En el eje vertical se observa el valor de presiones de poros en pascuales (Pa) y en el eje horizontal se aprecian los pasos de cálculo. Se observa que en un instante de cálculo ( $6.5 \times 10^5$ ), las presiones de poros de algunos nodos se convierten en cero, manteniéndose constante en ese valor (para los puntos: 2,3,4,6). En esos casos, el nivel freático ha descendido debido a la implementación de los drenes en el modelo. Esto disminuye las presiones de poros a cero pues se ha impuesto que no deben generarse presiones de poros negativas que aumenten excesivamente las tensiones efectivas resistentes del talud. Por otro lado, uno de los nodos mantiene un valor constante en los pasos de cálculo, alcanzando el régimen permanente (1). Este punto se encuentra en un lugar dónde aún hay agua. También se tienen los puntos 5 y 7 en dónde la historia fue registrada a partir del punto en donde se iniciaron las corridas. En estos dos casos, las presiones de poros son nulas.

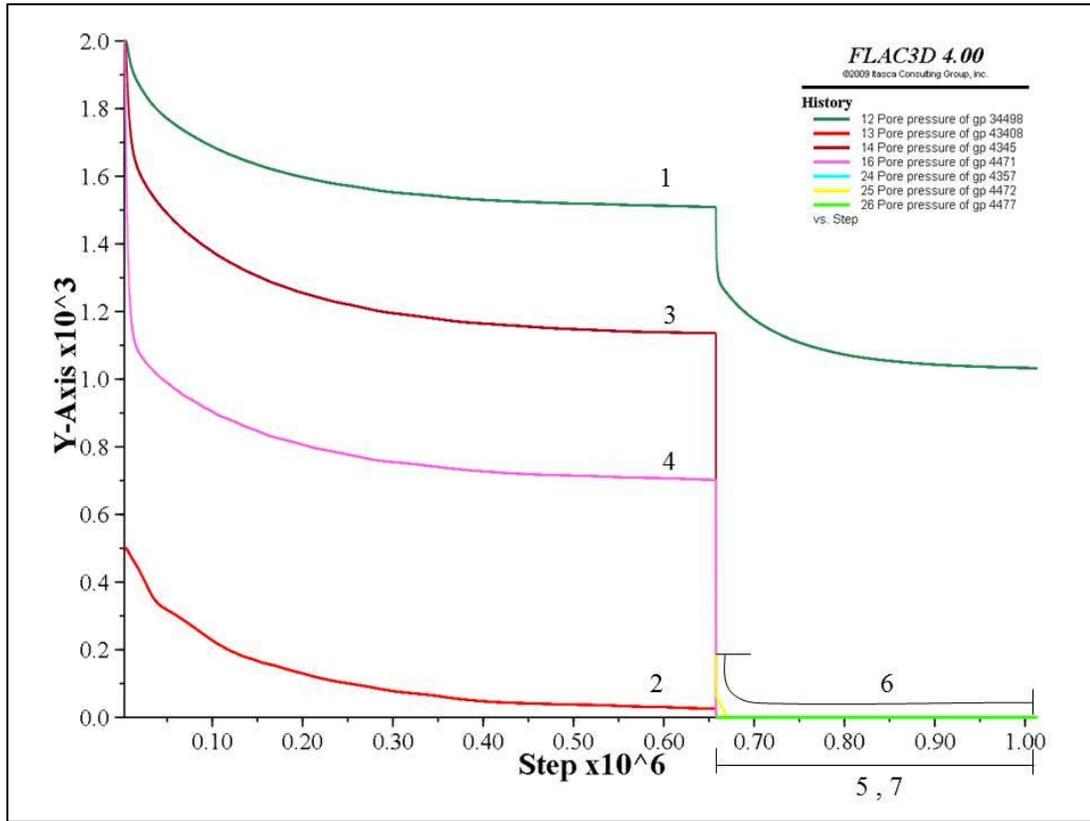


Figura 4.16 Historia de presiones de poros,  $FLAC^{3D}$

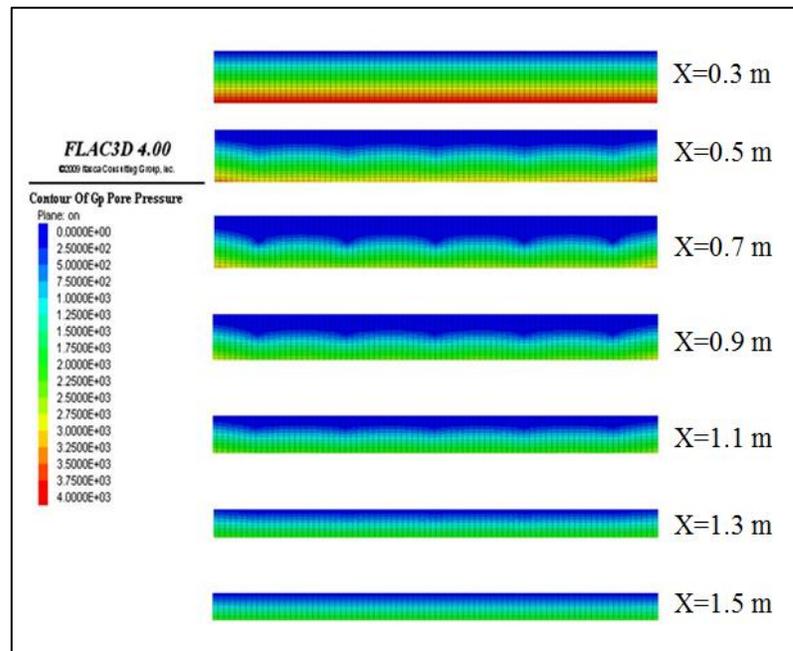


Figura 4.17 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Perfiles de presiones de poros,  $FLAC^{3D}$

En la Figura 4.17 se presentan perfiles de presiones de poros (según lo definido en la Figura 4.11) para el talud implementado con drenes espaciados a 0.8 m y largo de dren de 0.8 m, modelados con presión atmosférica. En la figura están las distribuciones de presiones de poros al finalizar la ejecución del modelo. En la Figura 4.18 se presentan los resultados del modelamiento en FLAC<sup>3D</sup> en comparación con los resultados de laboratorio (Kenney, 1977). En dicha figura se observa que, a priori, al considerar presiones de poros nulas se está sobrestimando la capacidad del dren.

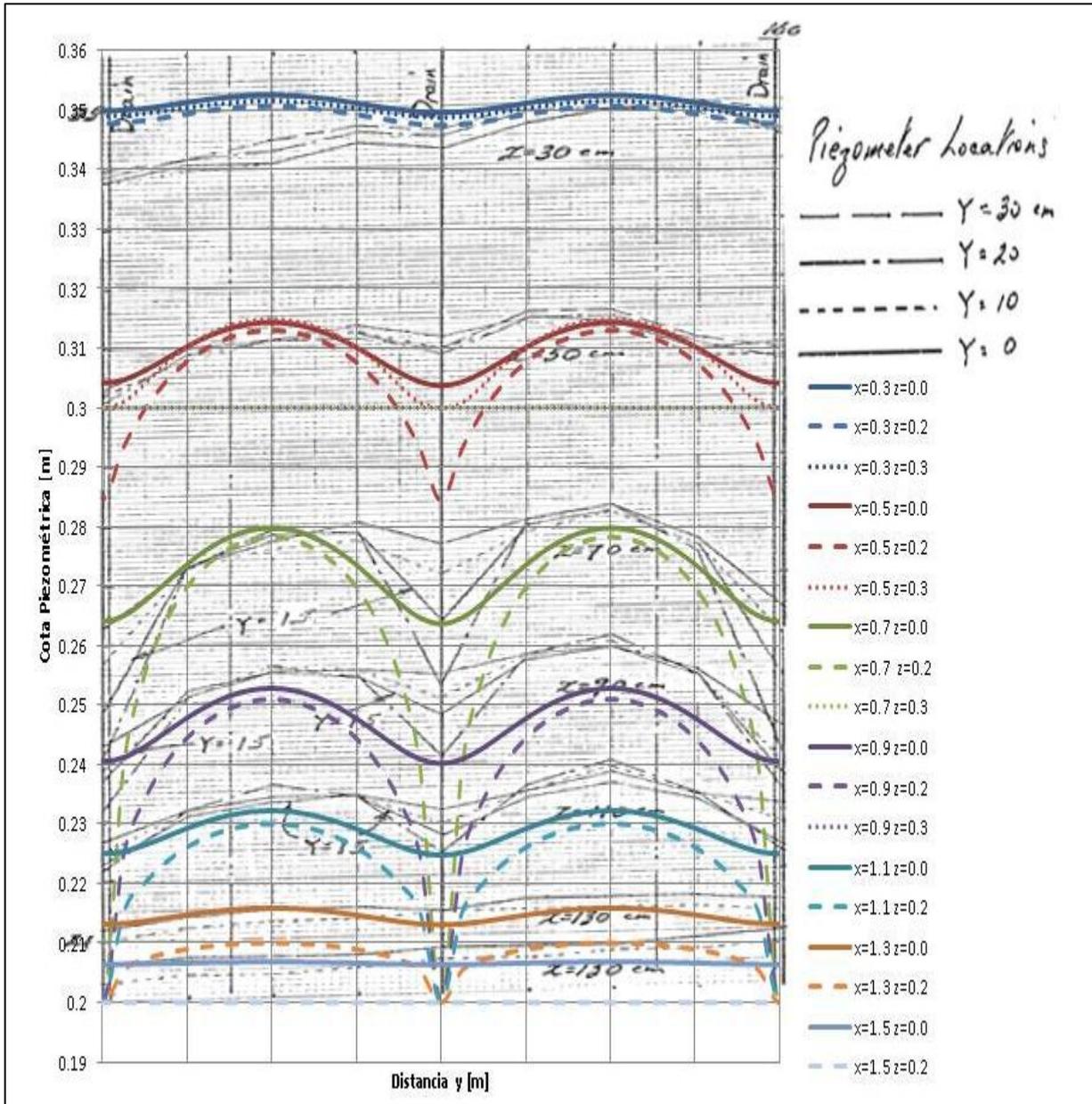


Figura 4.18 Comparación cota piezométrica modelo laboratorio (Kenney, 1977) v/s modelo numérico con dren modelado con presión atmosférica,  $L=80$  cm,  $S=80$  cm

En la Figura 4.18 también se presentan los resultados para tres mediciones de cotas piezométricas a distintas elevaciones ( $Z=0.0$  m,  $Z=0.2$  m,  $Z=0.3$  m). Se observa que las tres curvas son distintas, lo que implica que existe flujo vertical. Por otro lado, para los valores de  $Y$  en donde se encuentran los drenes, la cota piezométrica mayor es para  $Z=0.0$  m, luego, la del medio corresponde a  $Z=0.3$  m, y la cota menor es para  $Z=0.2$  m. De esta manera, el flujo vertical es hacia los nodos donde se ha impuesto la condición de borde (en los drenes) y no necesariamente de arriba hacia abajo, ya que el agua se trasladará de valores de mayor a menor energía. Se menciona que para las series  $X=0.7$   $Z=0.3$  y  $X=0.9$   $Z=0.3$ , el valor de cota piezométrica es igual a  $0.3$  m, pues equivale solo a la altura de elevación (no tienen altura de velocidad ni altura de presión).

#### 4.4.3. Análisis de caudal

Es necesario comentar sobre el caudal para cada uno de los drenes. Los drenes de los costados, es decir, los drenes que no tienen ninguna relevancia física y que son exclusivamente condiciones de borde, serán los drenes que conducirán mayor caudal.

Sin embargo, el aporte de caudal de cada nodo no es constante, ni en el tiempo, ni a lo largo del dren. La relevancia del tiempo, para efectos de esta memoria, no está en los alcances, pues se está trabajando en régimen permanente (“*steady-state*”). En la Figura 4.19 se presentan las posiciones de los drenes y en la Figura 4.20, la historia de cálculo de caudal total por dren. Con la historia de cálculo del caudal total por dren se ha demostrado que el análisis numérico ha alcanzado el régimen permanente. En el eje vertical se expresa el caudal en unidades de  $m^3/seg$ , mientras que en el eje horizontal se observan los pasos de cálculo. Por otro lado, el “caudal1” (Dren 1 de la Figura 4.19) corresponde al caudal drenado por un dren de condición de borde y “caudal2” (Dren 2 de la Figura 4.19) y “caudal3” (Dren 3 de la Figura 4.19) representan el caudal conducido por drenes físicamente válidos. De la Figura 4.20 se menciona que como el caudal2 es similar al caudal3, va por debajo del caudal3 y no es claro en la figura.

Además, en la Figura 4.19 se presentan los vectores de descarga en cortes en la dirección  $X=0.7$  m (Figura 4.11). Se aprecia que el flujo es hacia los nodos con presión atmosférica, representantes de los drenes. El flujo deja de ser horizontal y desde las tres direcciones comienza a dirigirse hacia el dren.

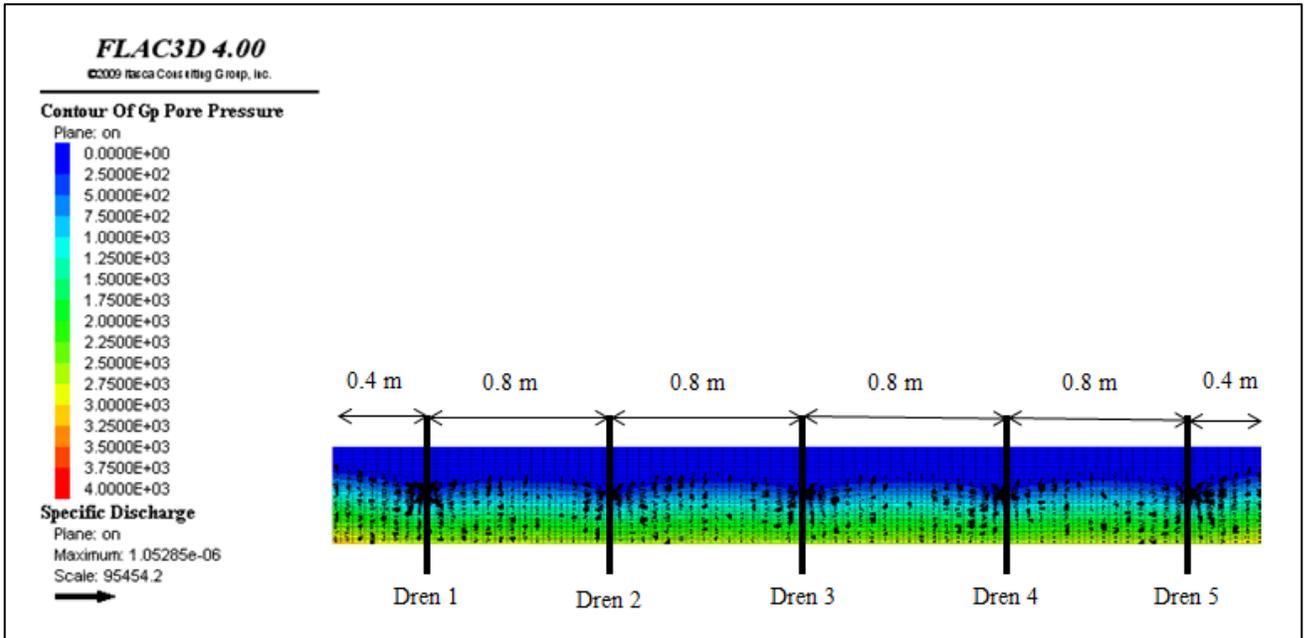


Figura 4.19 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Vectores de descarga en todo el perfil  $X=0.7$  m,  $FLAC^{3D}$

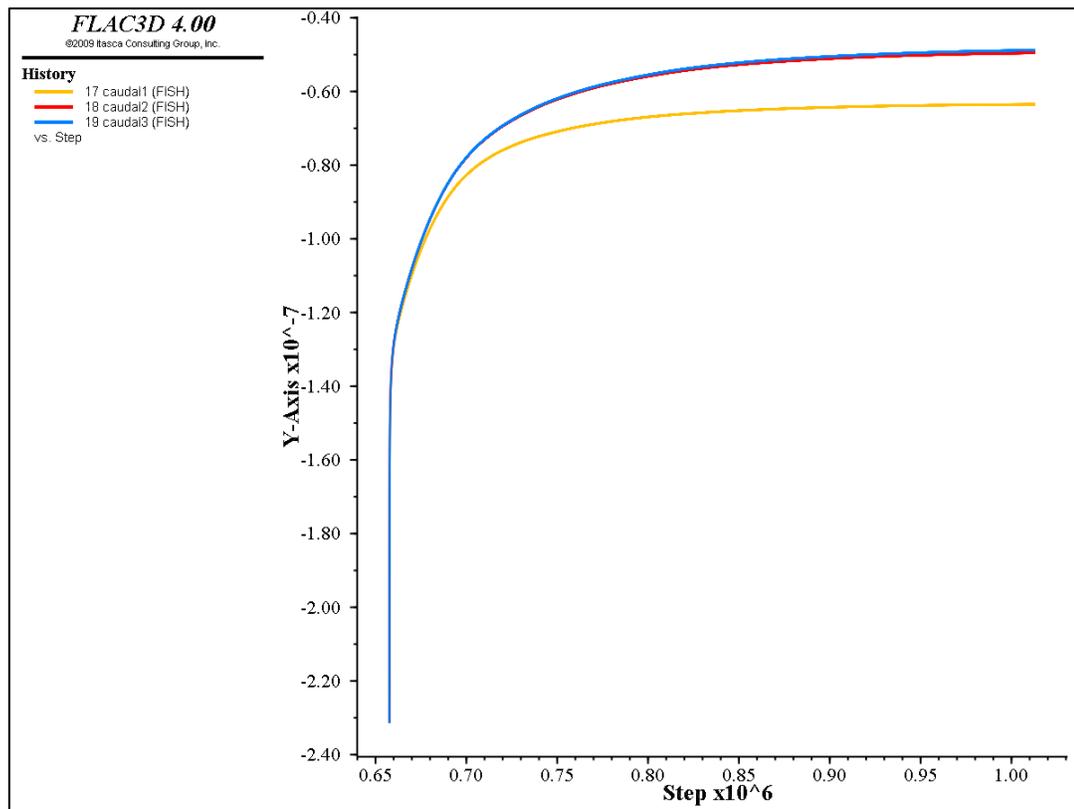


Figura 4.20 Historia de caudales,  $FLAC^{3D}$

En la Figura 4.21 se presenta, para el mismo caso ( $L=0.8$  m,  $S=0.8$  m), el caudal que drena cada nodo del modelo. Se presentan tres curvas características de los cinco drenes modelados. Cada nodo hace referencia a un orificio del dren. La Figura 4.22 presenta el caudal total que debe ser transportado por cada dren. Es decir, corresponde a la suma acumulada del aporte de caudal de cada nodo.

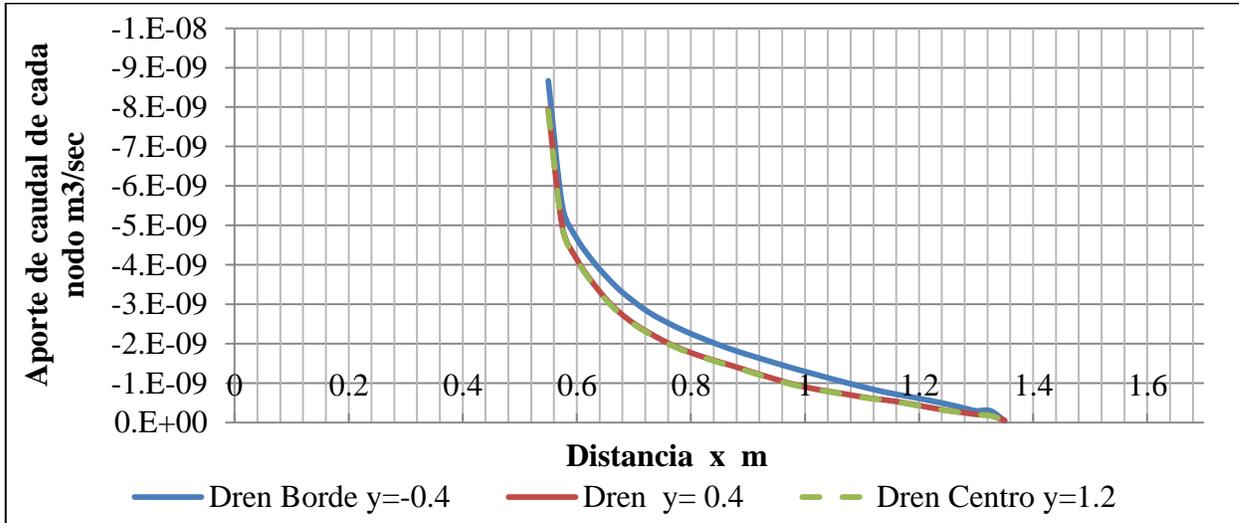


Figura 4.21 Aporte de caudal de cada nodo. Régimen permanente, Dren  $L=80$  cm,  $S=80$  cm, modelado con presión atmosférica,  $k=1.00E-04$  cm/seg

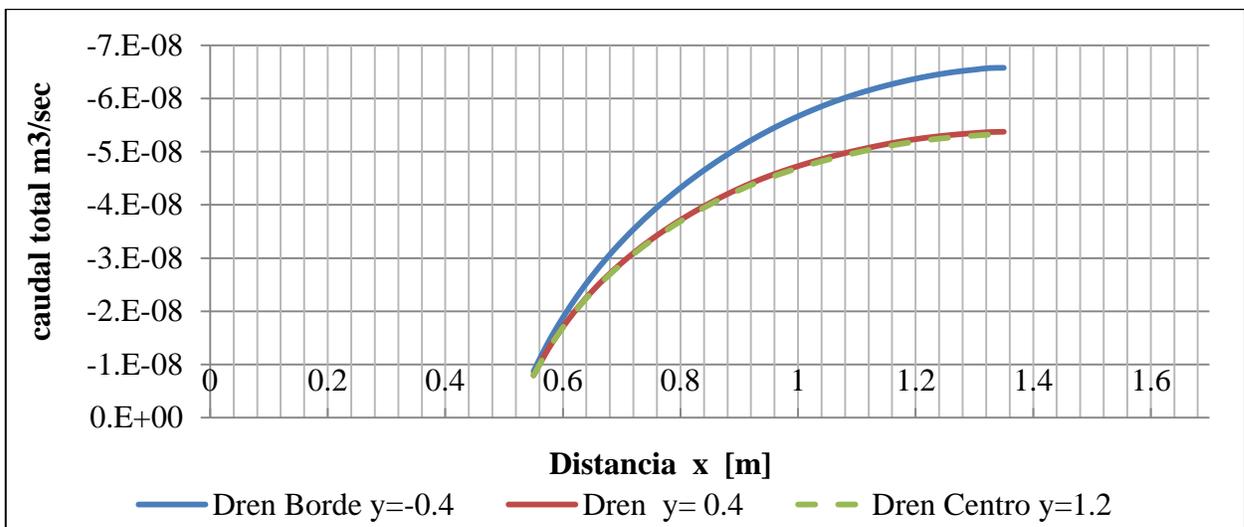


Figura 4.22 Caudal total en el dren, Régimen permanente, Dren  $L=80$  cm,  $S=80$  cm, modelado con presión atmosférica,  $k=1.00E-04$  cm/seg

Del análisis de la Figura 4.18 se determinó que dada las diferencias de energía, el flujo no solo se produce en el sentido de la gravedad, es decir, de arriba hacia abajo. En la Figura 4.23 se observa claramente que, tal como se había presupuestado del análisis energético, existe un flujo

que va desde abajo hacia arriba (en el dren ubicado en  $Y=1.2$  m). Es interesante notar que dada la simetría del problema, se produce una divisoria de aguas justo en el medio de los drenes. En esta zona no se tiene flujo. Esto se presenta en la Figura 4.24 ( $Y=0.8$  m).

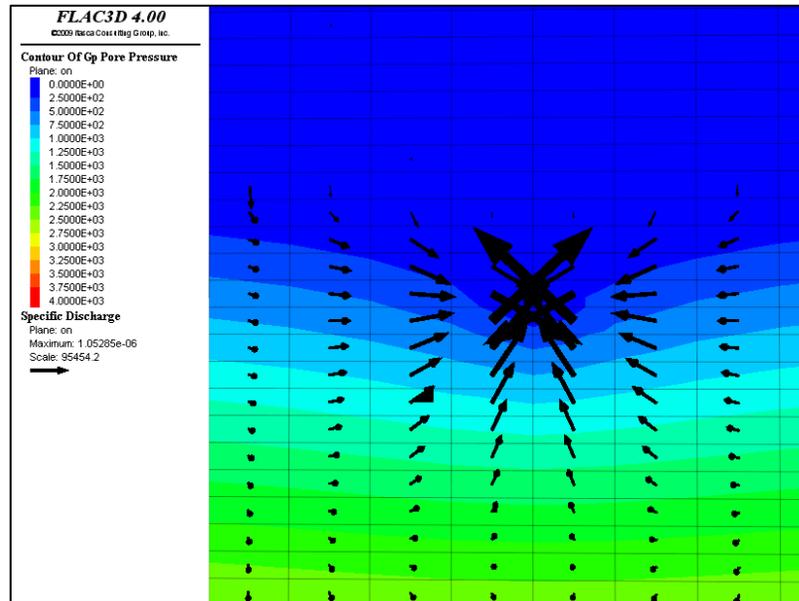


Figura 4.23 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Vectores de descarga hacia el dren,  $X=0.7$  m,  $FLAC^{3D}$

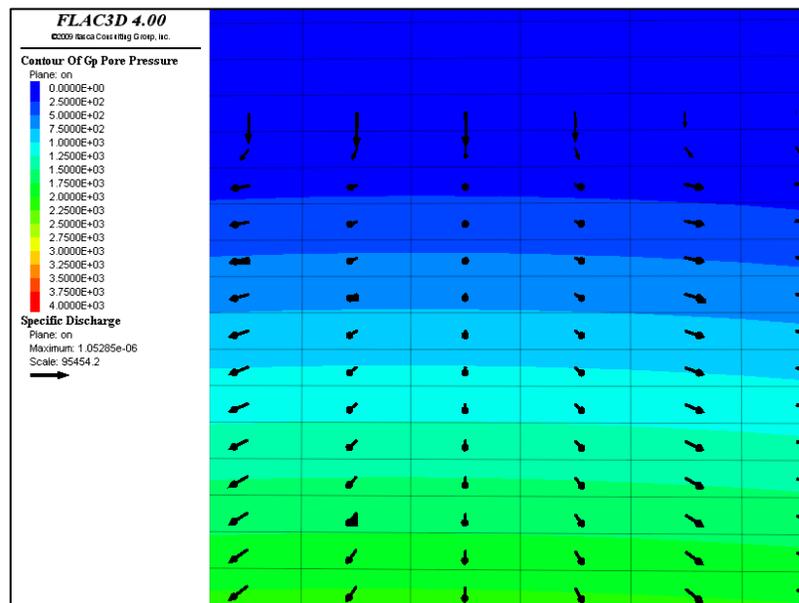


Figura 4.24 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Divisoria de aguas,  $X=0.7$  m,  $FLAC^{3D}$

#### 4.5. Influencia de la conductividad hidráulica

De la Ec. 2-13, el caudal determinado a partir de la Ley de Darcy es directamente proporcional a la conductividad hidráulica. Por lo tanto, los caudales antes presentados están en función de esta constante de proporcionalidad. La energía, es decir, la carga hidráulica total, no depende de la conductividad hidráulica para los casos en que los drenes han sido modelados con presiones de poros atmosférica, cuando se ha alcanzado el régimen permanente. Esto se demuestra a continuación.

En la Figura 4.25 se presentan las cotas piezométricas para distintos X, Z y conductividades hidráulicas. Todas las variables definidas en la leyenda. Se observa que independiente de la constante de Darcy, los valores alcanzados son exactamente los mismos. Por otra parte, el caudal es directamente dependiente de la conductividad. Sin embargo, con la Figura 4.26 y Figura 4.27 queda demostrado que normalizando el aporte de caudal de cada nodo y el caudal total que es conducido por el dren, por la conductividad hidráulica, el problema se independiza de ella, pues las curvas se superponen arrojando los mismos valores. En la Tabla 4-4 se presentan las conductividades hidráulicas utilizadas en el análisis. El valor de la segunda columna corresponde al coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) que debe ser entregado a FLAC3D y se relaciona con la conductividad hidráulica según la Ec. 4-4.

$$k = \frac{K}{\rho_f g} \quad \text{Ec. 4-4}$$

Donde

$K$ : Conductividad hidráulica [L/T]

$\rho_f$ : Densidad del fluido [M/L<sup>3</sup>]

$g$ : Aceleración de gravedad [L/T<sup>2</sup>]

*Tabla 4-4 Conductividades hidráulicas analizadas*

	$k$ (m <sup>3</sup> seg / kg)	$K$ (cm/seg)
K_1	1.00E-10	1.00E-04
K_2	1.00E-08	1.00E-02
K_3	1.00E-06	1.00E+00

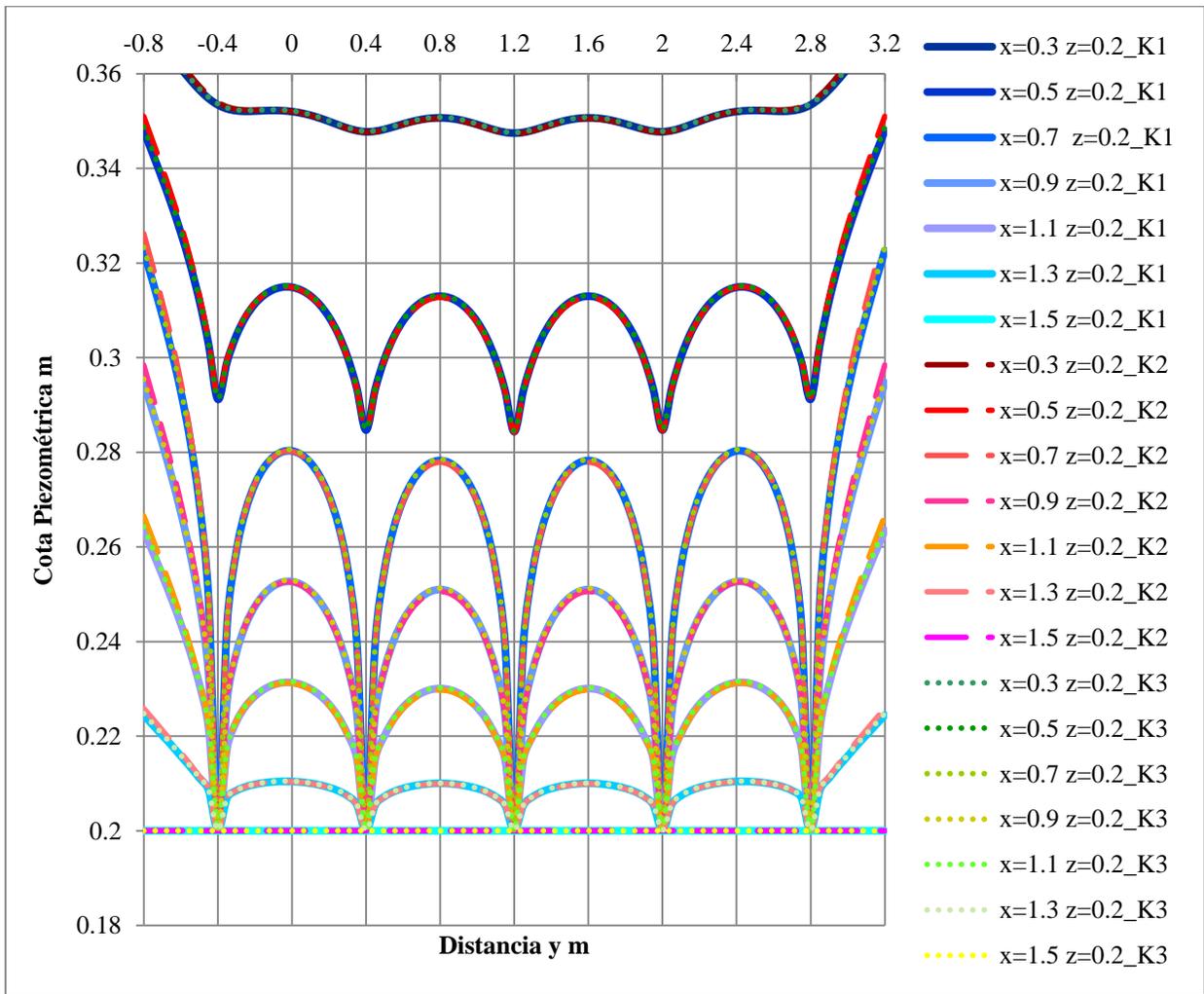


Figura 4.25 Cota piezométrica con  $K$  variable,  $L=0.8$  m,  $S=0.8$  m, drenes modelados con presión atmosférica.

El aporte de caudal de cada nodo y el caudal total que es conducido por el dren, normalizados por el valor de la conductividad hidráulica, para cada uno de los casos,

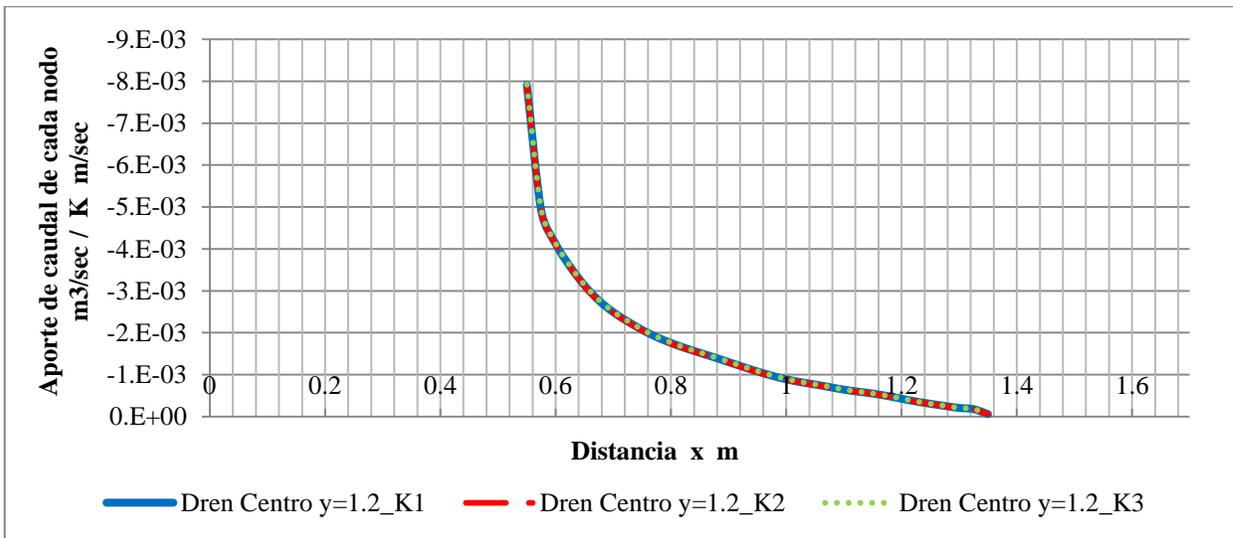


Figura 4.26 Aporte de caudal de cada nodo normalizado por distintas K del suelo

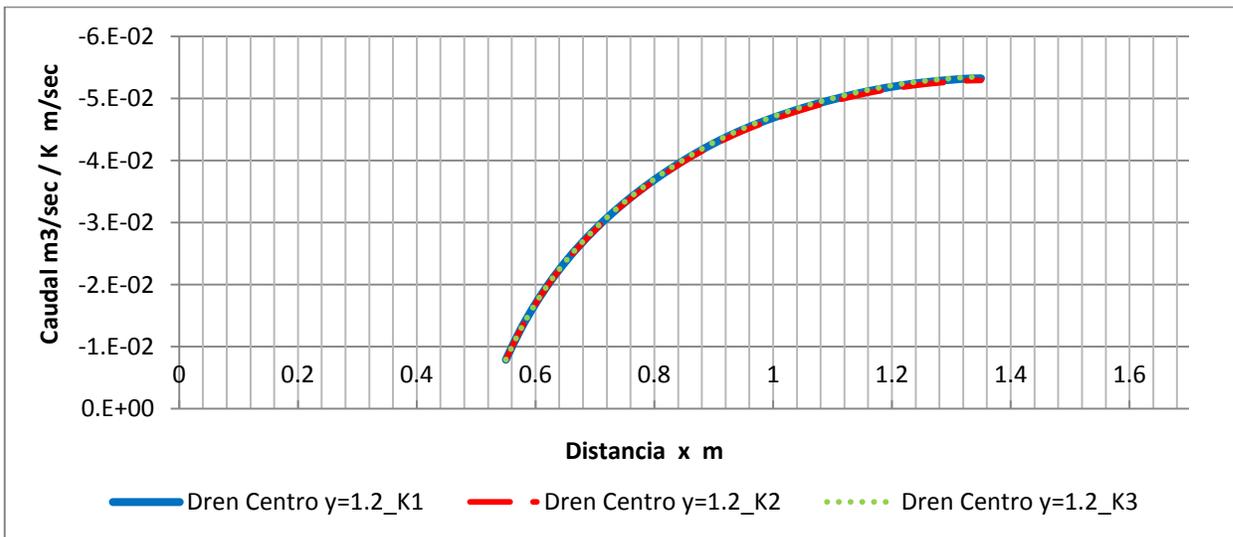


Figura 4.27 Caudal total del dren normalizado por distintas K del suelo

Se concluye que estos cálculos son independientes del valor de la conductividad hidráulica del suelo. Sin embargo, para el diseño del sistema de drenaje se deben hacer estudios en terreno para obtener el valor correcto del caudal y poder diseñar los drenes.

#### 4.6. Análisis del modelamiento de drenes con presión atmosférica

En la sección 4.4.2 Condición de modelamiento de drenes, se ha demostrado que al modelar los drenes con presión de poros nula (presión atmosférica), los resultados de cota piezométrica no se ajustan completamente a lo obtenido en laboratorio. El nivel freático obtenido a partir del modelo numérico es menor al nivel freático obtenido en laboratorio, por lo tanto, los factores de seguridad de los taludes modelados numéricamente serán mayores, entrando en una zona poco conservadora de un diseño en etapa conceptual o preliminar.

Del modelo numérico es posible observar que en los nodos pertenecientes al dren, es decir, puntos de la malla a los cuales se les ha asignado presión de poros atmosférica, la cota piezométrica es exactamente igual a la cota geométrica. Esto significa que en la ecuación de energía, sólo el término correspondiente a la altura geométrica es distinto de cero. Por el contrario, este fenómeno no se observa en los ensayos de laboratorio, en los que se aprecia que la cota piezométrica va sobre la cota geométrica en todo el talud. Esto quiere decir que en la ecuación de energía, la presión es distinta de cero ( Ec. 2-11).

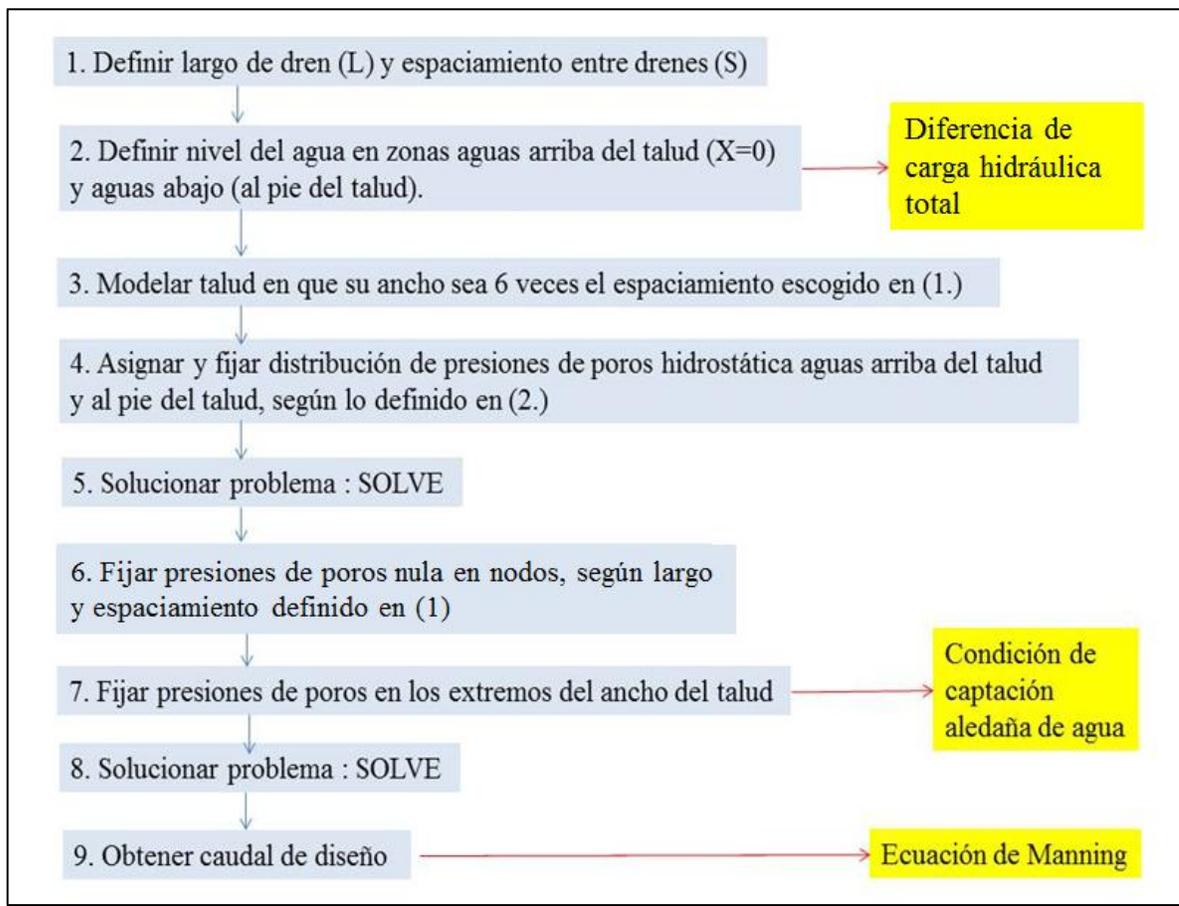
Cuando un dren comienza a tener presión distinta de la atmosférica es porque deja de poseer una superficie libre y comienza a tener una presión hidráulica en su interior. En este sentido, el dren deja de comportarse como un canal y comienza a mostrar un comportamiento de tubería.

En el Anexo B se presentan detalladamente los cálculos de perfiles de flujo (eje hidráulico) que demuestran que para la condición específica de laboratorio, los drenes no tienen suficiente diámetro para drenar toda el agua que llega, o bien, la conductividad hidráulica es tal que fluye mucha agua hacia el dren. En el Anexo B se podrán apreciar el diámetro del dren o la conductividad hidráulica (que influye directamente sobre el caudal) que hubiesen satisfecho la condición de presión de poros atmosférica a lo largo del dren. En el Anexo C se pueden observar alternativas de modelamiento de drenes dadas por iteraciones de condiciones de borde de caudal.

Dados los argumentos, se concluye que es posible modelar los drenes con presión de poros atmosférica siempre cuando el diámetro del dren sea capaz de evacuar todo el agua que llega hacia él por diferencia de energía. Para satisfacer esta condición el diseño de drenes se deben respetar las ecuaciones de diseño hidráulico de canales presentadas en el Capítulo 2.

#### **4.7. Presentación de la metodología de modelamiento de drenes horizontales**

En la Figura 4.28 se presenta un esquema de la metodología para el modelamiento de drenes horizontales. Esta metodología será utilizada en el Capítulo 6 para modelar el sistema de drenaje en un talud del sur de Chile y luego evaluar la estabilidad de éste sujeto a la configuración espacial del sistema de drenaje.



*Figura 4.28 Metodología de modelamiento hidráulico de drenes*

## CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FLUJO

En este capítulo se presenta el análisis de estabilidad de un talud considerando la influencia de drenes horizontales. Se analizará el efecto del largo de dren (L) y espaciamiento entre drenes (S). Los drenes serán modelados según el procedimiento concluido en el Capítulo 4. Se recuerda que el modelo mecánico y el modelo de flujo han sido desacoplados. Esto significa que el modelo de flujo y el modelo mecánico son evaluados en forma independiente. Para evaluar el producto de distintas configuraciones de largo (L) y espaciamiento (S), se determina el factor de seguridad estático en cada configuración geométrica de drenes. Se utiliza el método de reducción de parámetros de resistencia al corte, con un criterio de deformación. Se estudia un caso particular de un talud característico del sur de Chile en dónde los parámetros que describen el suelo han sido detalladamente estudiados.

### 5.1. Presentación del caso estudiado

Sanhueza (1999) presenta un proyecto vial, de la X región (Chile), que falló luego de una semana de realizado el corte. El autor presenta un corte con altura máxima de 12 m y taludes de 1:15 (H:V), característico de proyectos de camino.

De la zona de falla se obtuvieron muestras inalteradas las cuales fueron enviadas a laboratorio. Los resultados de laboratorio se presentan en la Tabla 5-1.

*Tabla 5-1 Caracterización del suelo estudiado, (Sanhueza, 1999)*

Contenido de finos (%)	99.6
Peso específico	2.55
Densidad seca (t/m <sup>3</sup> )	0.94 a 1.02
Límite líquido (%)	50
Límite plástico (%)	36.5
Índice de plasticidad (%)	13.5
Humedad natural (%)	60.9

Por otro lado, Sanhueza (1999) presenta resultados de ensayos de resistencia al corte en condiciones drenada y no drenada. De acuerdo a la geometría de la falla, el autor realizó un procedimiento de retroanálisis, imponiendo que el factor de seguridad fuese cercano a 1.0. Con

este procedimiento se determinaron parámetros de resistencia al corte que describen el comportamiento del talud. Comparando resultados del retroanálisis y de laboratorio, concluyó que la condición drenada gobierna la respuesta del suelo. Por ese motivo, los parámetros que describen el comportamiento del material (para una respuesta drenada) corresponden a:

Cohesión,  $c$  : 0.7 t/m<sup>2</sup>

Ángulo de fricción interna,  $\Phi$ : 33 °

Estos parámetros corresponden tanto a los resultados derivados del retroanálisis como de los resultados de laboratorio.

Utilizando los parámetros geotécnicos, el autor propuso que los nuevos cortes tengan pendientes de 1:1 (H: V). En el presente estudio se evalúa una nueva propuesta de mejoramiento del talud que corresponde a la instalación de drenes horizontales.

Se señala que los motivos por los cuales se estudia este caso son:

- Ejemplifica la falla de taludes por aumento del nivel freático (décima región).
- Parámetros de resistencia al corte han sido acabadamente estudiados. Se realiza un análisis numérico en términos de tensiones efectivas.

En la Tabla 5-2 se presentan los parámetros del modelo numérico del talud implementado en FLAC<sup>3D</sup>, basado en el talud expuesto por Sanhueza (1999).

*Tabla 5-2 Zonificación del modelo numérico*

Número de zonas	146400
Número de nodos	155367
Espaciamiento eje X (m)	0.5
Espaciamiento eje Y (m)	1
Espaciamiento eje Z (m)	0.75

En la Figura 5.1 se presenta una vista lateral del modelo y en Figura 5.2 una vista frontal tridimensional, junto con sus dimensiones y ejes.

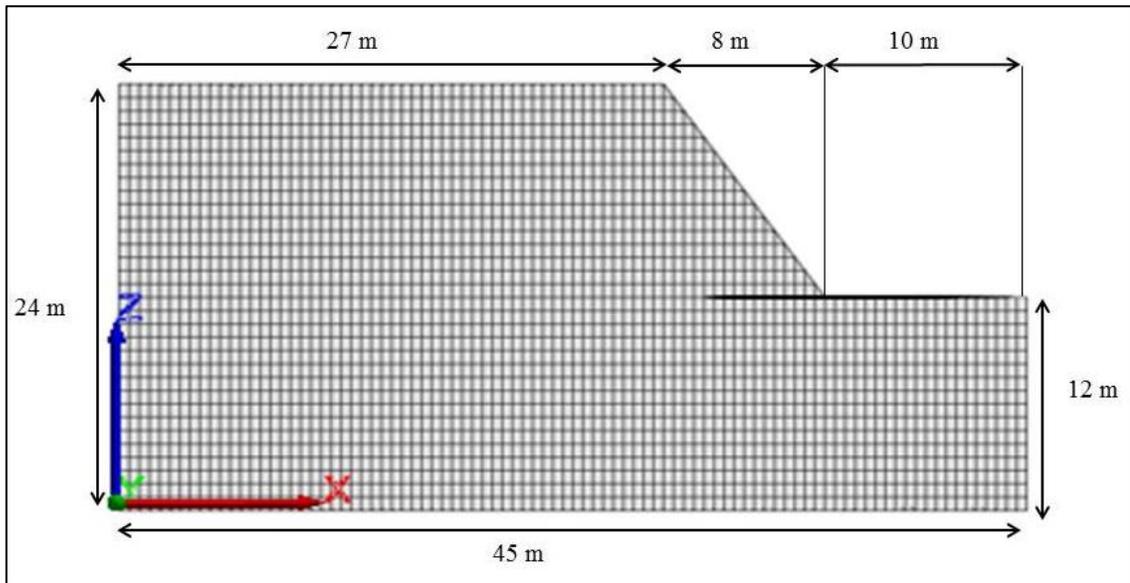


Figura 5.1 Vista lateral modelo  $FLAC^{3D}$ , caso estudiado

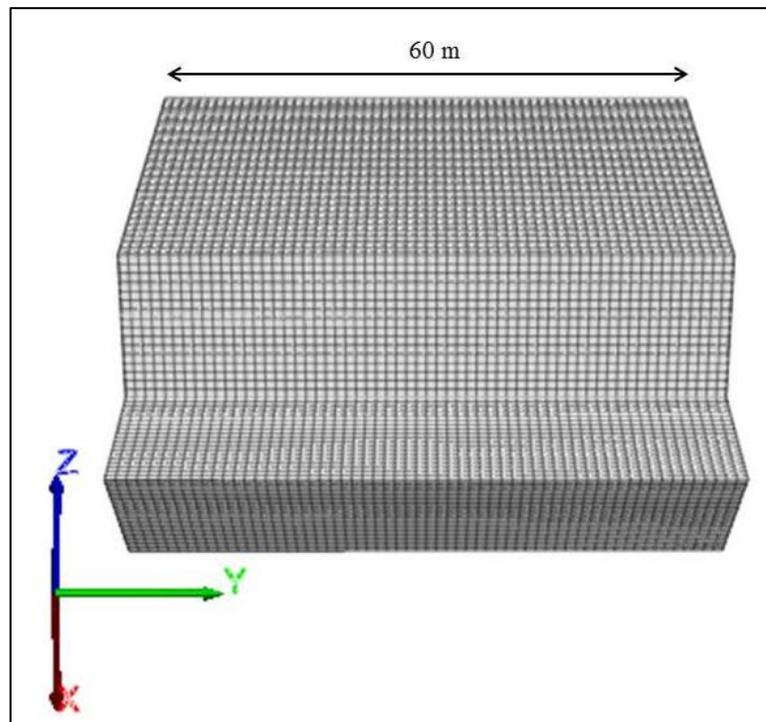


Figura 5.2 Vista frontal modelo  $FLAC^{3D}$ , caso estudiado

## 5.2. Resultados del modelo de flujo del caso estudiado

En primer lugar se presentan los resultados del modelo de flujo. Se recuerda que en esta situación los drenes han sido modelados con presión atmosférica (presión de poros nula) en los nodos que pertenecen al dren, según lo encontrado en el Capítulo 4.

A continuación se presenta la Tabla 5-3 con los parámetros de largo y espaciamiento que serán estudiados.

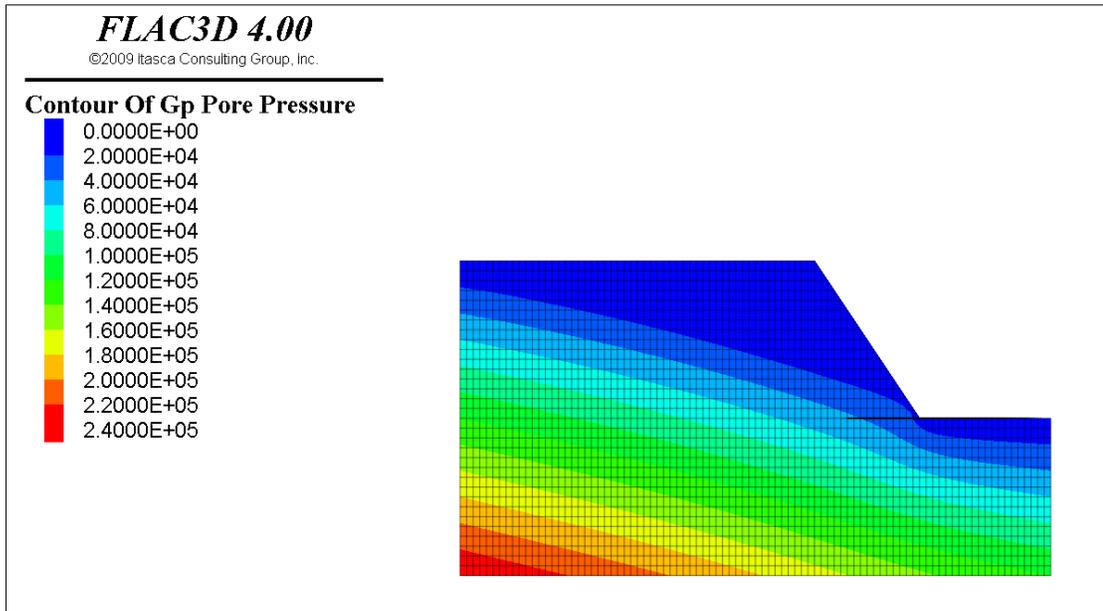
*Tabla 5-3 Parámetros geométricos de drenes*

S (m)	L (m)
0*	2
	5
	10
	15
2	2
	5
	10
	15
5	2
	5
	10
	15
10	2
	5
	10
	15
15	2
	5
	10
	15

\*S=0 Corresponde un dren continuo en el ancho del talud

### **5.2.1. Distribución inicial presiones de poros**

Las condiciones de borde fueron impuestas en los bordes aguas arriba ( $X=0$  m) y en los bordes aguas abajo ( $X=45$  m) del talud, fijando una distribución hidrostática de presiones de poros. Se recuerda que al fijar esta distribución, se impone una condición de flujo sobre el talud, en la que el agua está entrando constantemente al modelo. Estos niveles generan un gradiente suficiente para que se genere el flujo dentro del talud y de esta manera se genera un nivel freático inicial. En la Figura 5.3 se presenta la distribución de presiones de poros sin sistema de drenaje alcanzada en régimen permanente, el cual es utilizado como caso inicial. Cabe destacar que la leyenda de la Figura 5.3 presenta las presiones de poros en Pascales, en los nodos de la malla.



*Figura 5.3 Contorno de presiones de poros en los nodos (Pa): Distribución de presiones de poros sin drenes, FLAC<sup>3D</sup>*

### 5.2.2. Resultados de altura hidráulica total

Los resultados del análisis numérico de flujo, debido a la implementación de drenes, se presentan en las figuras a continuación (Figura 5.4, Figura 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7). Cada una de estas figuras es elaborada para un espaciamiento en particular. Cada color describe una posición en X, mientras que la forma de la línea (continua, punteada, etc) describe un largo de dren.

Se han impuesto presiones de poros nulas en los nodos de la malla que pertenecen al dren. Para demostrar que el modelo de flujo satisface la condición impuesta de presión nula, se observa el efecto del largo. En los nodos pertenecientes al dren, la carga hidráulica total debe ser equivalente a la altura geométrica. Por ejemplo, para un largo de 10 m, se debe tener una altura total de 12 m (equivalente a la altura del pie del talud) hasta una posición en X=25 m. Mientras que para el mismo largo, en X=20 m, el nivel de energía debe ascender.

Por otro lado, es interesante notar que el flujo no solo ocurre en dirección vertical hacia abajo (gravedad) sino que el agua fluye desde mayor a menor energía directamente hacia el nodo con presión nula. Por lo tanto, también se tiene flujo ascendente.

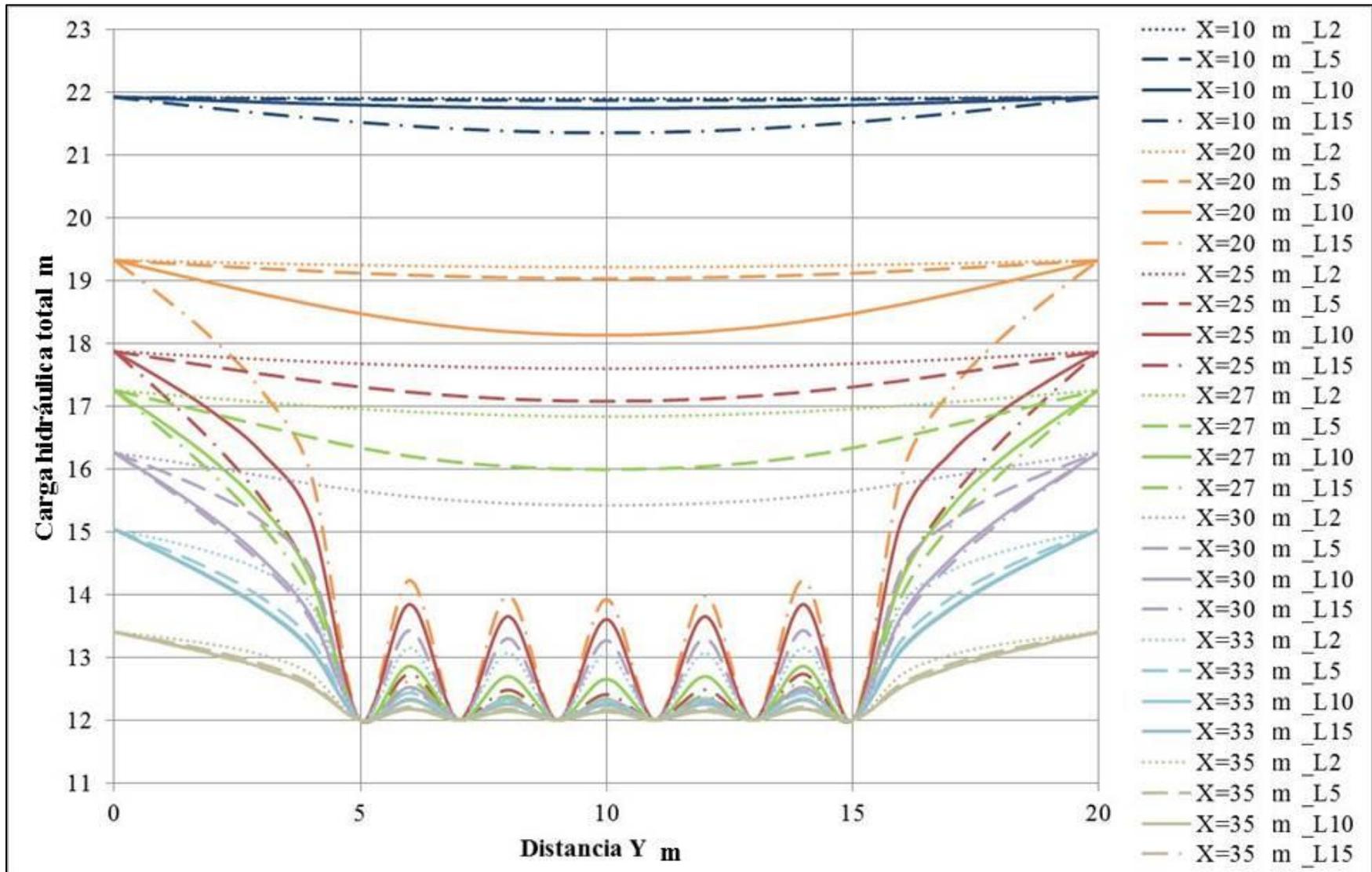


Figura 5.4 Altura hidráulica total para espaciamento  $S=2$  m

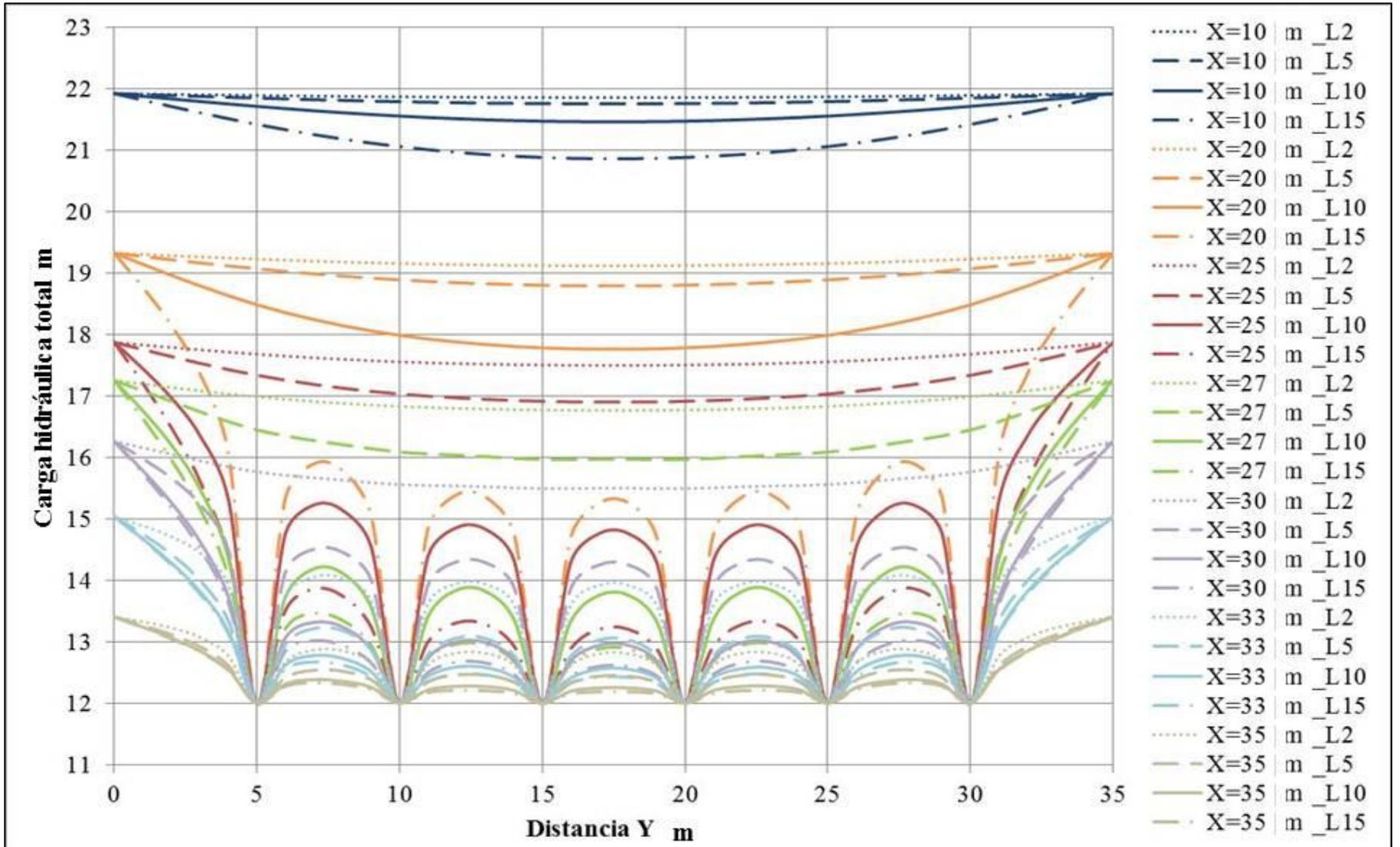


Figura 5.5 Altura hidráulica total para espaciamento  $S=5$  m

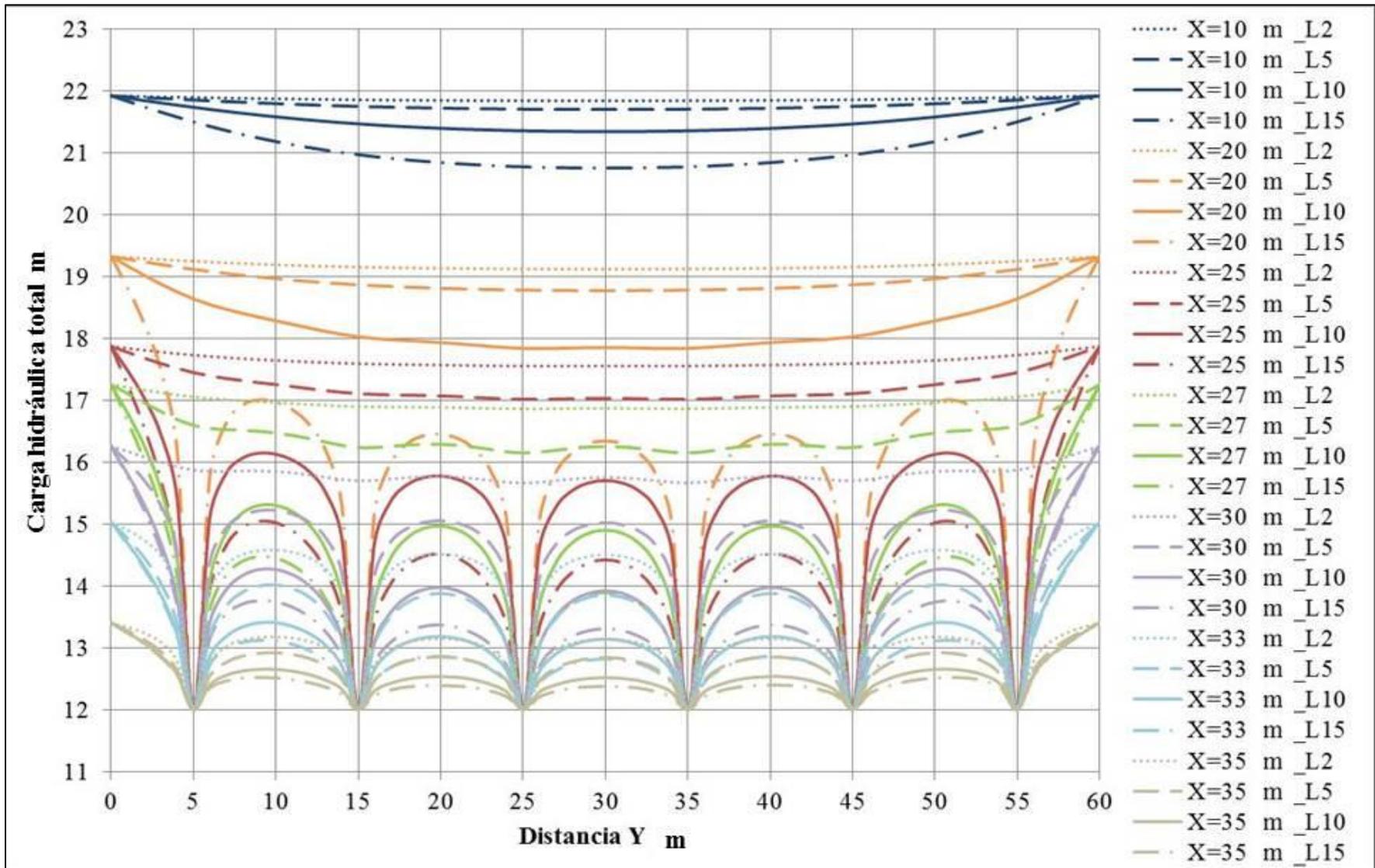


Figura 5.6 Altura hidráulica total para espaciamento  $S=10$  m

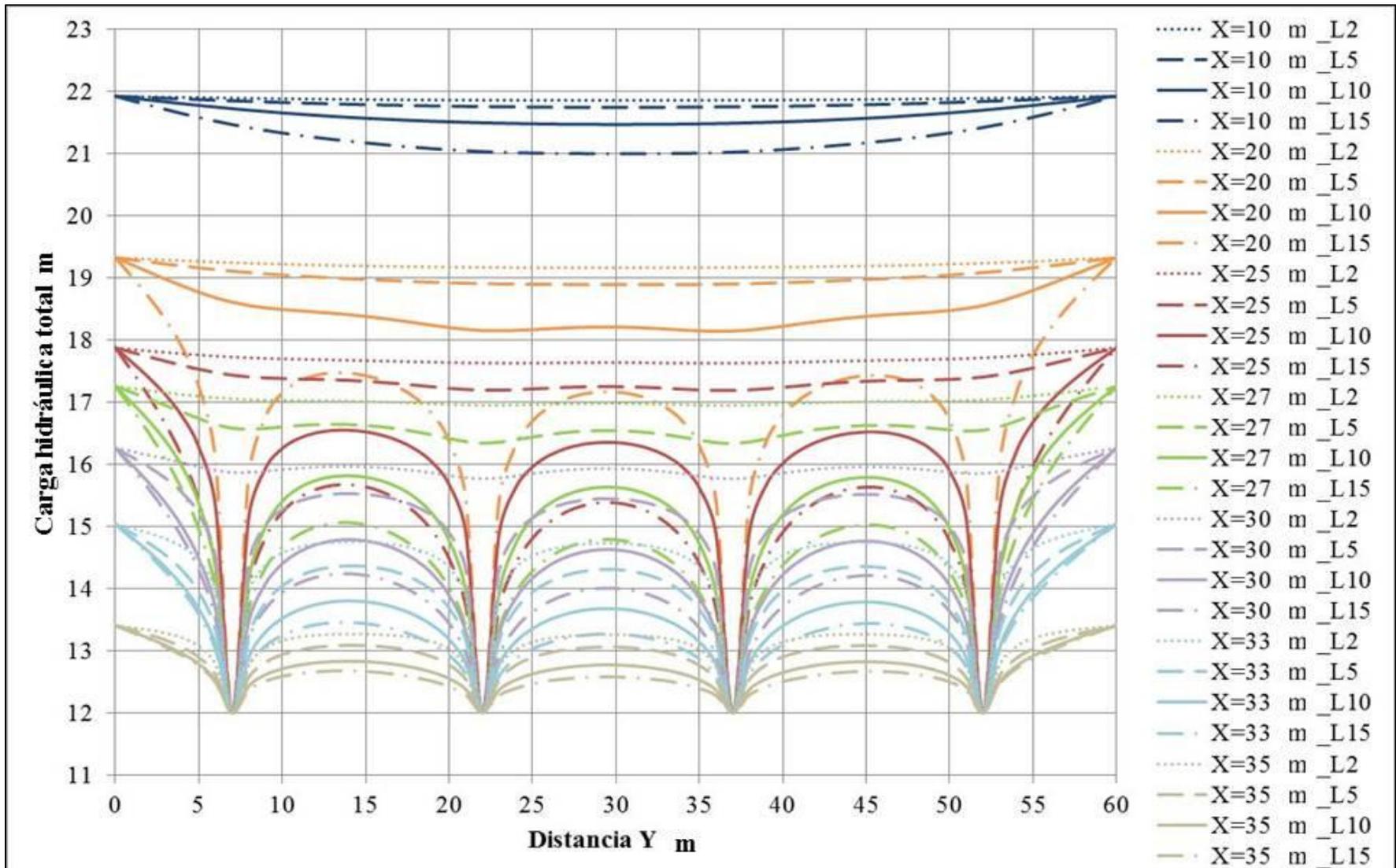
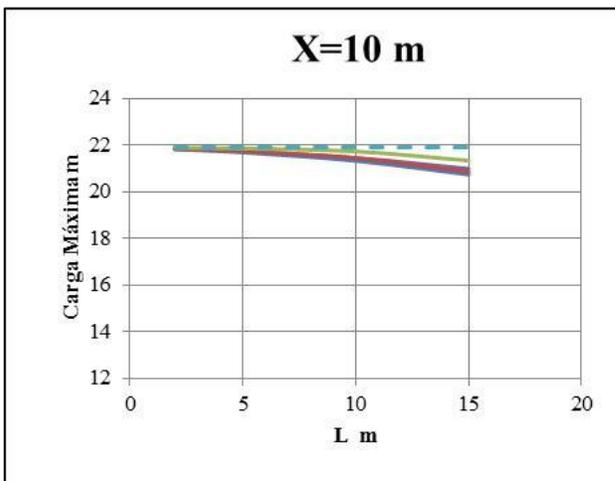


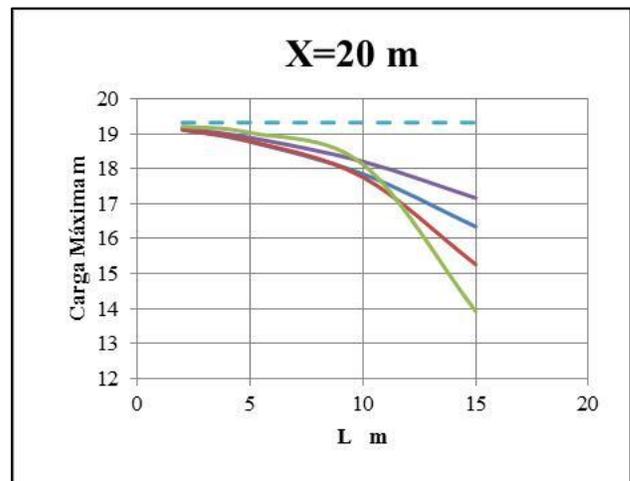
Figura 5.7 Altura hidráulica total para espaciamento  $S=15$  m

Como se observa en las figuras anteriores, la distribución de presiones entre una pareja de drenes es repetitiva. Consigue su menor valor en la posición de los drenes propiamente tal y aumenta progresivamente hasta el punto medio entre los drenes, punto en donde se genera la divisoria de aguas. En este punto se identifican las alturas totales máximas. En la Figura 5.8 se presentan gráficos con el fin de describir la relevancia del largo y espaciamiento entre drenes, en la disminución de presiones de poros, para distintas posiciones a lo largo del talud (variación en eje X). Para esto, se grafican las alturas totales máximas. Si bien el talud no falla por una franja limitada y he ahí la importancia del análisis en tres dimensiones, las cotas piezométricas máximas son de importancia pues por un lado representa el máximo valor de presión de poros y por el otro, representan la menor disminución de la napa. Como referencia también se presenta la cota piezométrica sin dren.

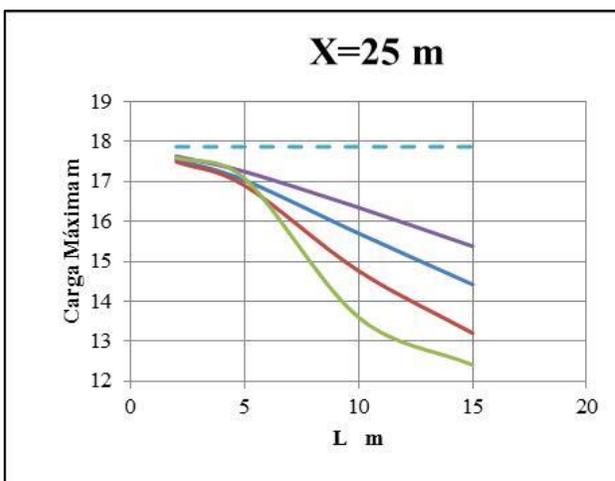
Es importante notar que con dos largos distintos, a diferentes espaciamientos, se puede alcanzar una cota piezométrica máxima similar.



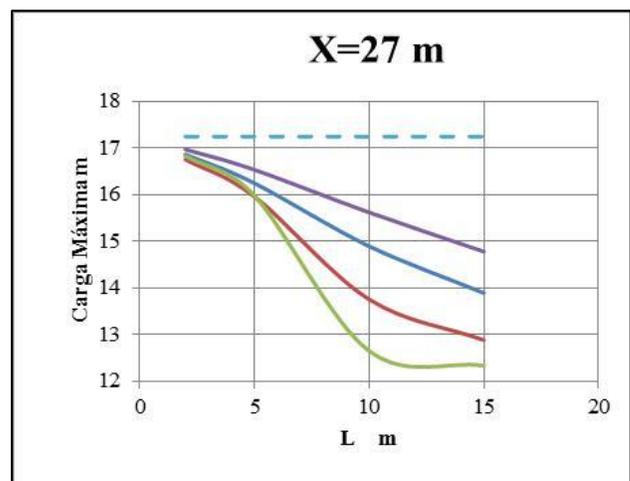
(a)



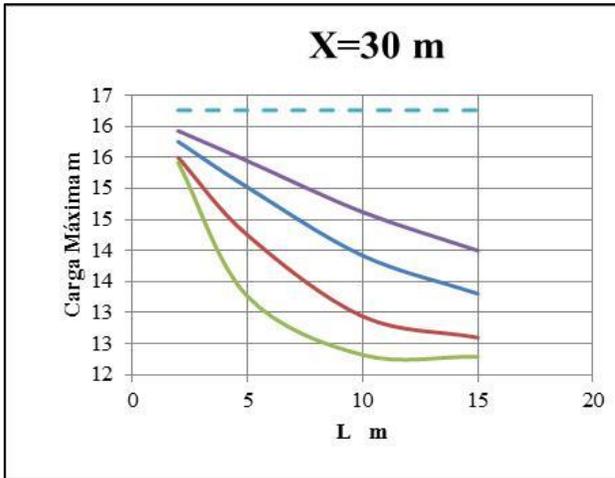
(b)



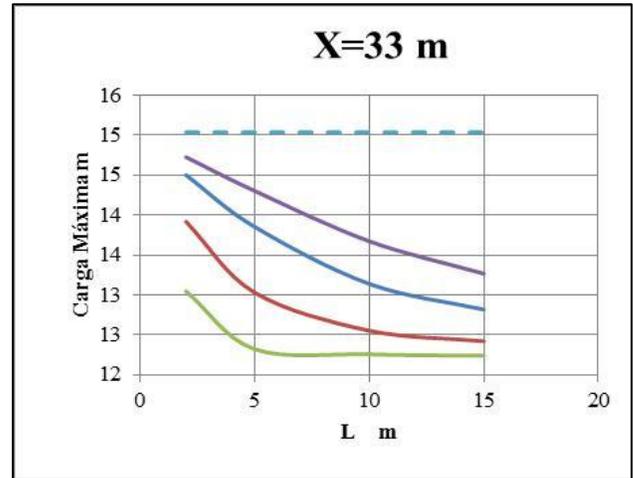
(c)



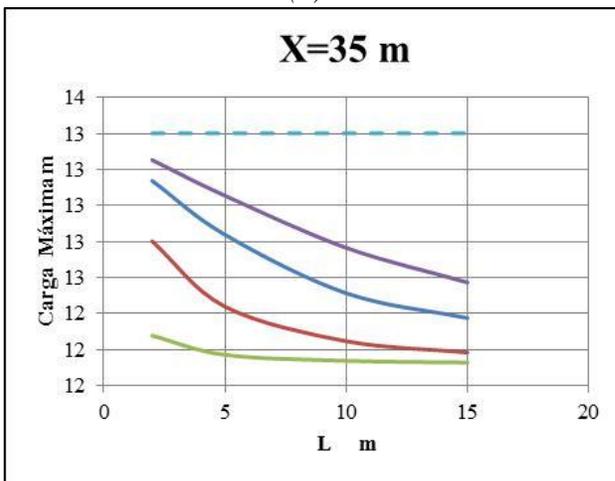
(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 5.8 Carga hidráulica máxima v/s Largo dren, distintos espaciamientos  $Z=12$  m. (a)  $X=10$  m, (b)  $X=20$  m, (c)  $X=25$  m, (d)  $X=27$  m, (e)  $X=30$  m, (f)  $X=33$  m, (g)  $X=35$  m, (h) Simbología

En términos generales, para todas las posiciones en  $X$ , la curva con menor valor se genera para el menor espaciamiento, mientras que la curva con mayor valor se produce para espaciamientos mayores. Analizando a lo largo del talud, para valores de  $X$  cercano a 0, aguas arriba del talud, la diferencia de cargas totales para distintos espaciamientos es casi nula. Más aún, se acercan bastante al nivel original (sin dren). Esto significa que independiente del espaciamiento (y del largo también), el nivel de agua en ese extremo del talud no se ve afectado por la presencia de drenes. Esto se debe a que el borde interno del dren se encuentra muy distanciado del punto de medición. Por consiguiente, para sectores del talud alejados del borde interno del dren, ni el espaciamiento ni el largo son relevantes en la disminución del nivel freático.

A medida que los valores de  $X$  aumentan, acercándose al pie del talud, se observa que la diferencia de carga hidráulica total entre el nivel sin drenes y la cota de energía máxima, para

distintos espaciamientos, aumenta. Esto es de importancia, pues se observan diferencias significativas en las tensiones efectivas resistentes en donde se obtendrá la superficie de falla.

Por otro lado, cuando se aumenta la posición en X, las curvas van mostrando un comportamiento asintótico, el cual es más pronunciado para menores espaciamientos.

### 5.2.3. Resultados de caudales

Los resultados de caudales se presentan en la Figura 5.9, para cada uno de los largos. Se determina que para largos mayores, el caudal total a extraer es mayor. Esto se debe a que un dren largo posee una mayor longitud de captación de agua. Por otro lado, el espaciamiento y caudal son directamente proporcionales, a menor espaciamiento menor es el caudal. Es necesario mencionar que el caudal determina las propiedades del dren (según la ecuación de Manning), siendo una de ellas el diámetro. Por lo tanto, para caudales mayores, el diámetro tendrá que ser mayor. No obstante, para menores espaciamientos, será necesario instalar una mayor cantidad de drenes. Estos factores influirán en la decisión económica del diseño del dren.

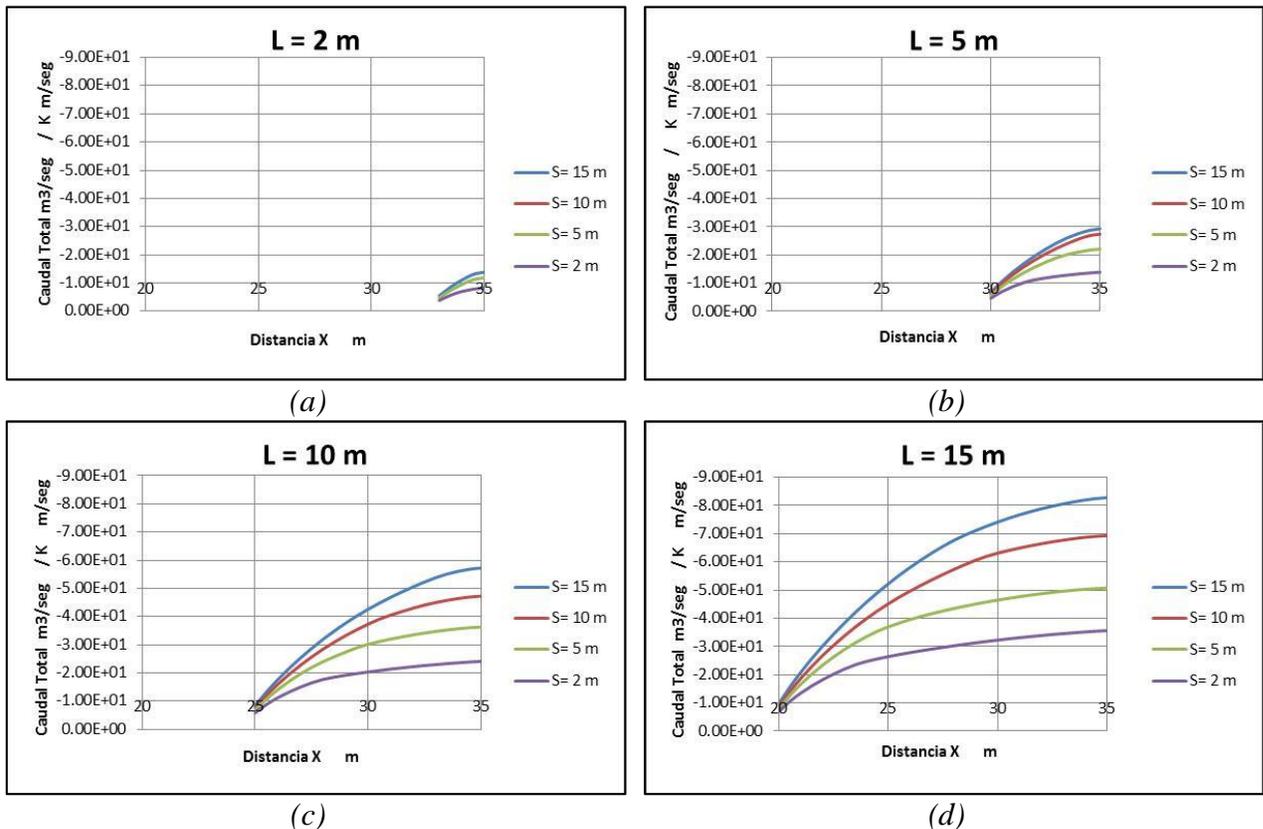


Figura 5.9 Caudal Total v/s Distancia x del talud, para distintos largos de dren. (a)  $L = 2$  m, (b)  $L = 5$  m, (c)  $L = 10$  m, (d)  $L = 15$  m

A lo largo del dren, el agua va entrando, aumentando el caudal que debe ser transportado. Esta distribución es constante en el tiempo (régimen permanente) pero varía a lo largo del dren. Por lo tanto, en un diseño óptimo del dren, el diámetro también debe ir variando.

En la Figura 5.10 se presentan los caudales máximos (a la salida del dren) en función del largo, para cada espaciamiento. Debido a su tendencia, se proponen ecuaciones que determinan el caudal máximo (normalizado por la conductividad hidráulica) a extraer para cada configuración de largo y espaciamiento. Se destaca que estos caudales han sido obtenidos en régimen permanente. A continuación se presentan las ecuaciones para caudales en donde la Ec. 5-1 es válida para un espaciamiento de 15 m, la ecuación Ec. 5-2 para un espaciamiento de 10 m, la ecuación Ec. 5-3 para un espaciamiento de 5 m y la ecuación Ec. 5-4 para un espaciamiento de 2 m

$$\frac{Q}{k} \left( \frac{m^3/seg}{m/seg} \right) = -0.0039L^3 + 0.1304L^2 - 6.599L \quad \text{Ec. 5-1}$$

$$\frac{Q}{k} \left( \frac{m^3/seg}{m/seg} \right) = -0.015L^3 + 0.3917L^2 - 7.1323L \quad \text{Ec. 5-2}$$

$$\frac{Q}{k} \left( \frac{m^3/seg}{m/seg} \right) = -0.0148L^3 + 0.414L^2 - 6.2578L \quad \text{Ec. 5-3}$$

$$\frac{Q}{k} \left( \frac{m^3/seg}{m/seg} \right) = -0.0116L^3 + 0.2887L^2 - 4.1055L \quad \text{Ec. 5-4}$$

Donde

$Q$ : Caudal total que sale del dren ( $m^3/seg$ )

$k$ : Conductividad hidráulica del suelo ( $m/seg$ )

$L$  : Largo del dren ( $m$ )

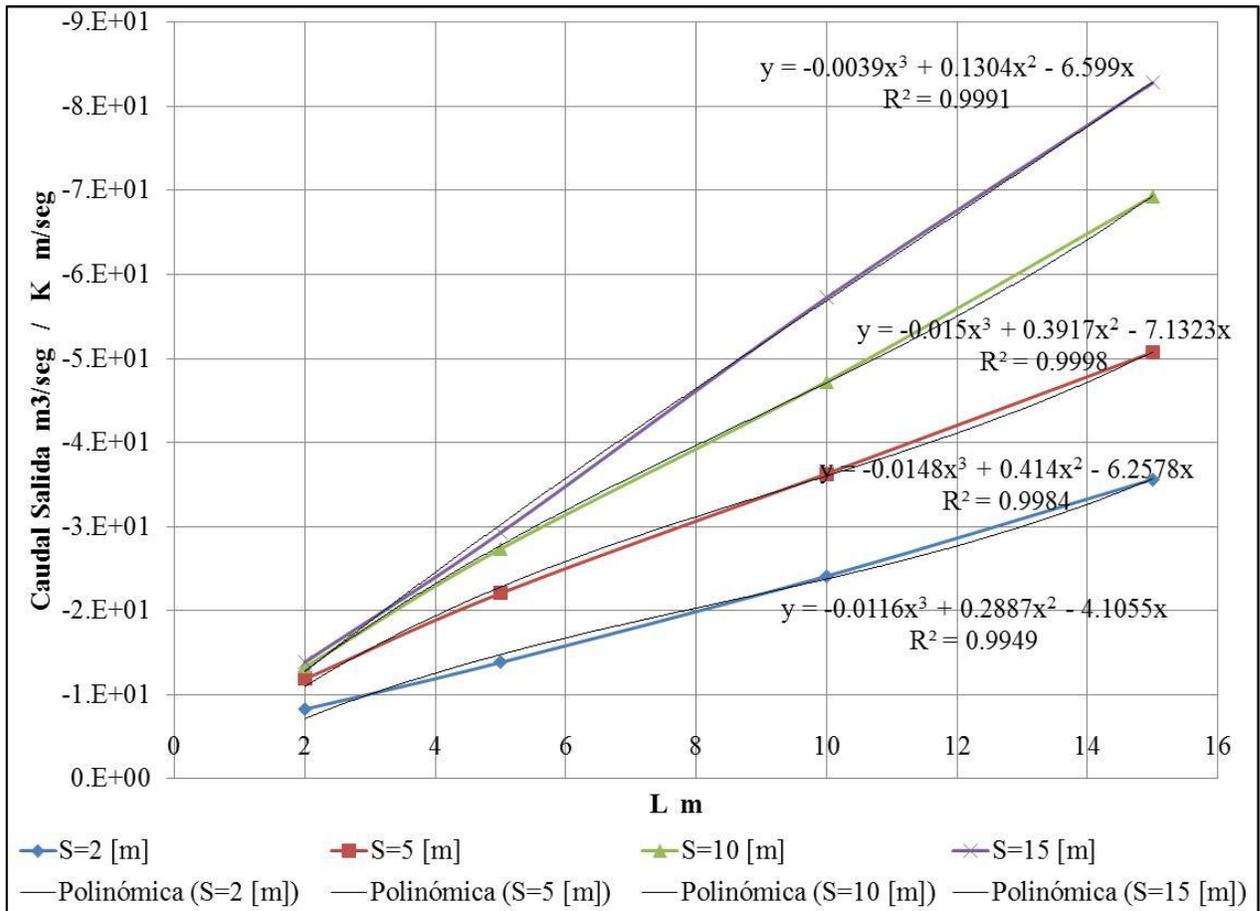


Figura 5.10 Línea de tendencia caudales salida del dren

Se recuerda que los valores de caudal son dependientes del tamaño del talud, pues dependen de la condición de captación aledaña de flujo impuesta. De esta manera se deben respetar las dimensiones de área por donde entra agua.

### 5.3. Modelo mecánico del caso estudiado

En esta sección se presenta el modelo mecánico del talud presentado en las secciones anteriores, con el fin de obtener un factor de seguridad estático del talud.

En primer lugar se presenta la metodología con la que se obtiene el factor de seguridad. Esto se realiza utilizando el método de reducción de parámetros de resistencia al corte. Luego, se utiliza un criterio de desplazamiento (deformación) para determinar la falla en el talud. Por lo tanto, para distintas parejas de parámetros de resistencia al corte se calcula el desplazamiento máximo del talud. Cuando el talud se ha deformado excesivamente, es porque ha fallado. Cabe recordar que este desplazamiento es directamente dependiente del módulo de deformación, el cual también es determinado en las secciones a continuación.

### 5.3.1. Reducción de los parámetros de resistencia al corte

Cuando no se ha alcanzado la falla, el suelo cuenta con resistencia sin utilizar. El factor de seguridad ( $FS$ ) se define como la relación entre la resistencia disponible y la resistencia aplicada.

$$FS = \frac{\tau_{ff} (disponible)}{\tau_f (aplicado)} \quad \text{Ec. 5-5}$$

La forma de calcular el factor de seguridad cambia en comparación con SLOPE/W, dónde se utiliza el método de las dovelas. Si bien el concepto es el mismo, la definición analítica es diferente. Éste queda definido como el factor bajo el cual los valores originales de los parámetros de resistencia al corte deben ser divididos para que el talud alcance el punto de falla. Entonces,

$$c'_f = \frac{c'}{SRF} \quad \text{Ec. 5-6}$$

$$\phi'_f = \arctan\left(\frac{\tan(\phi')}{SRF}\right) \quad \text{Ec. 5-7}$$

En dónde SRF es un factor de reducción (“*strength reduction factor*”). En consecuencia, el valor de SRF es iterado. Cuando la falla ocurre, el valor de SRF para esa iteración equivale al factor de seguridad del talud.

### 5.3.2. Determinación del módulo de deformación a través de ensayos triaxiales

Para encontrar el factor de seguridad se ha utilizado el método de reducción de los parámetros de resistencia al corte. Se ha comenzado el cálculo con un factor de reducción menor, el cual se va incrementando, y por ende, disminuyendo los parámetros de resistencia. Este procedimiento se reproduce hasta ocasionar la falla, que en este estudio ha sido determinada con un criterio de deformación. Ejemplo de esto se presentará con los resultados del modelo.

La relación tensión-deformación (ley constitutiva) de un medio continuo se conoce como la Ley de Hooke, que para un material elástico e isótropo, queda representada por la Ec. 5-8.

$$\Delta\sigma = \varepsilon_{Axial} E \quad \text{Ec. 5-8}$$

Donde

$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3)$  : Esfuerzo desviador [ $F/L^2$ ]

$\varepsilon_{Axial}$  : Deformación unitaria axial

E: Módulo de Young [ $F/L^2$ ]

En la Figura 5.11 se observa en el eje de las abscisas la deformación unitaria axial y en el eje de las ordenadas el esfuerzo desviador. Siendo  $\sigma_1$  la presión vertical total y  $\sigma_3$  la presión de confinamiento horizontal.

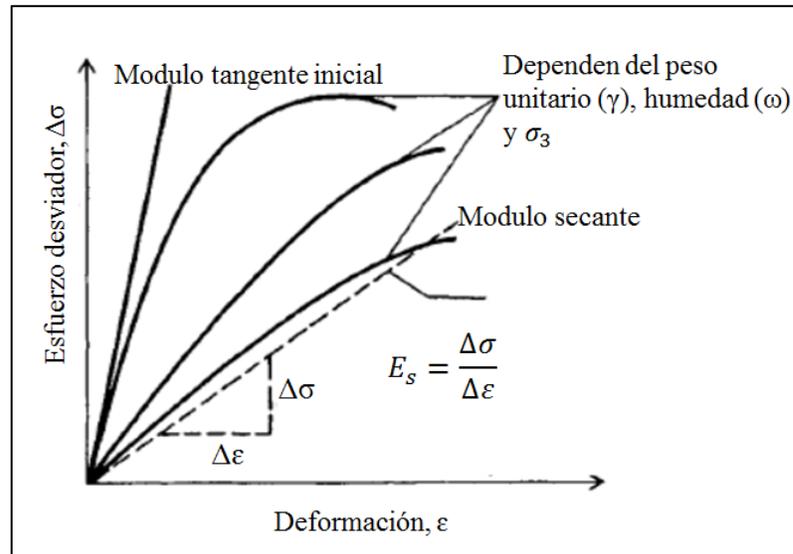


Figura 5.11 Curva tensión-deformación, modificado de Bowles (1997)

Existen diferentes métodos para determinar el módulo de Young, siendo determinante las curvas de tensión-deformación. Como se está analizando un talud con comportamiento drenado, se han considerado ensayos triaxiales drenados del mismo tipo de suelo, obtenidos del trabajo de Paredes (2004). Los resultados de su ensayo se presentan en la Figura 5.12. Cabe destacar que el módulo de deformación depende de la presión de confinamiento. De esta forma, para cada uno de los tres ensayos realizados, se encuentra un módulo de deformación distinto.

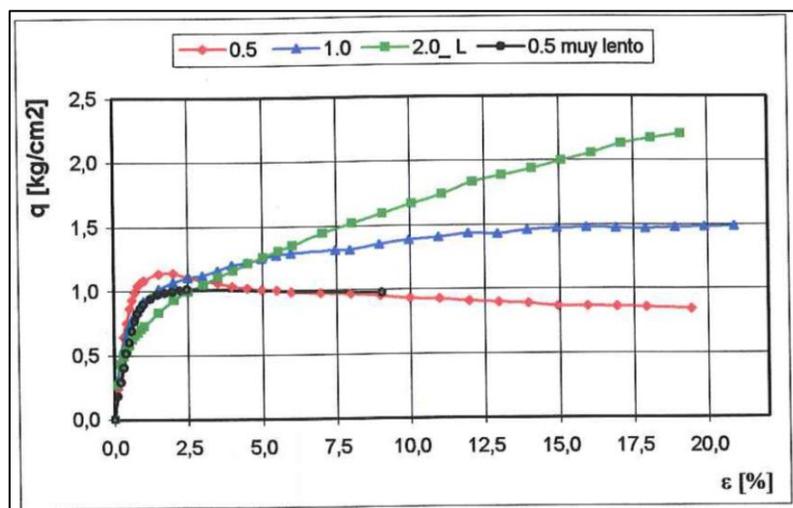


Figura 5.12 Ensayo CID de muestra de Trumao, (Paredes, 2005)

Se obtienen los módulos de Young iniciales según lo presentado en la Figura 5.13. En la Tabla 5-4 se presentan los resultados del análisis. Se destaca que en los ensayos triaxiales se trabaja con  $q$ , lo que equivale a la mitad del esfuerzo desviador.

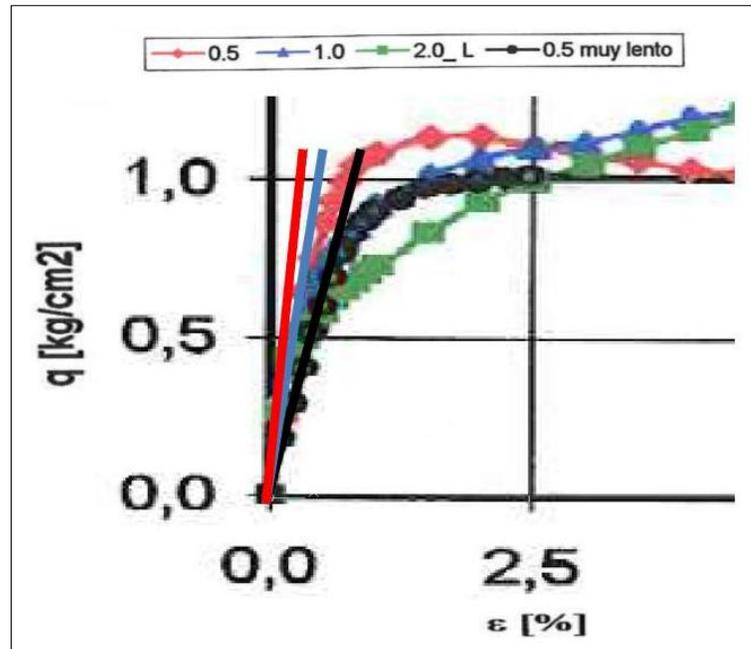


Figura 5.13 Determinación módulo de Young, modificado de Paredes (2005)

Tabla 5-4 Determinación Módulo de Young v/s Presión de confinamiento

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon$	Pendiente	E (kgf/cm <sup>2</sup> )	p ini (kgf/cm <sup>2</sup> )	p ini (kPa)	E (Mpa)
1	0.809	0.00809	123.6	247.2	0.5	4.9	2.42
1	0.464	0.00464	215.5	431.0	1	9.8	4.22
1	0.316	0.00316	316.5	632.9	2	19.6	6.20

Según estos resultados, es posible obtener una función potencial que represente el módulo de deformación en función de la presión de confinamiento. El resultado de esto se presenta en la Figura 5.14.

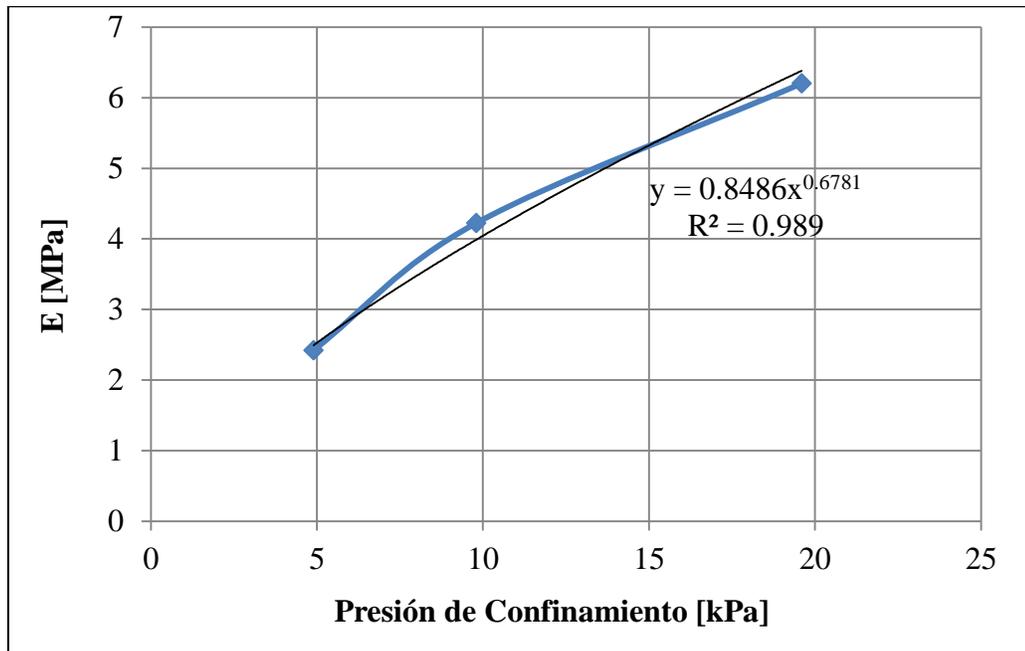


Figura 5.14 Módulo de Young v/s Presión de Confinamiento

Por otro lado, en la Figura 5.15. se presentan valores referenciales del módulo de Young. Se concluye que la ecuación obtenida satisface este rango de valores.

Tipo de Suelo	$E_s$ , MPa
<b>Arcilla</b>	
Muy blanda	2-15
Blanda	5-25
Media	15-50
Dura	50-100
Arenosa	25-250
<b>Relleno Glaciar</b>	
Suelto	10-150
Denso	150-720
Muy denso	500-1440
<b>Loes</b>	15-60
<b>Arena</b>	
Limosa	5-20
Suelta	10-25
Densa	50-81
<b>Arena y Grava</b>	
Suelta	50-150
Densa	100-200
<b>Limo</b>	2-20

Figura 5.15 Módulos de Young referenciales, modificado de Bowles (1997)

La ecuación que determina el módulo de deformación en función de la presión de confinamiento es utilizada en el modelo numérico. En cada zona se asigna un módulo de deformación, dependiendo de su confinamiento. Esta asignación requiere un procedimiento iterativo en que el módulo de deformación es asignado en función de la presión de confinamiento y luego es ejecutado. En las nuevas tensiones obtenidas, el módulo de deformación debe ser nuevamente asignado y el modelo ejecutado. Este procedimiento se repite hasta que el nivel de presión previo la asignación del módulo de deformación sea similar al nivel de presión posterior a la asignación.

El resultado de este procedimiento, para la configuración de  $L=10$  m y  $S=10$  m, se presenta en la Figura 5.16.

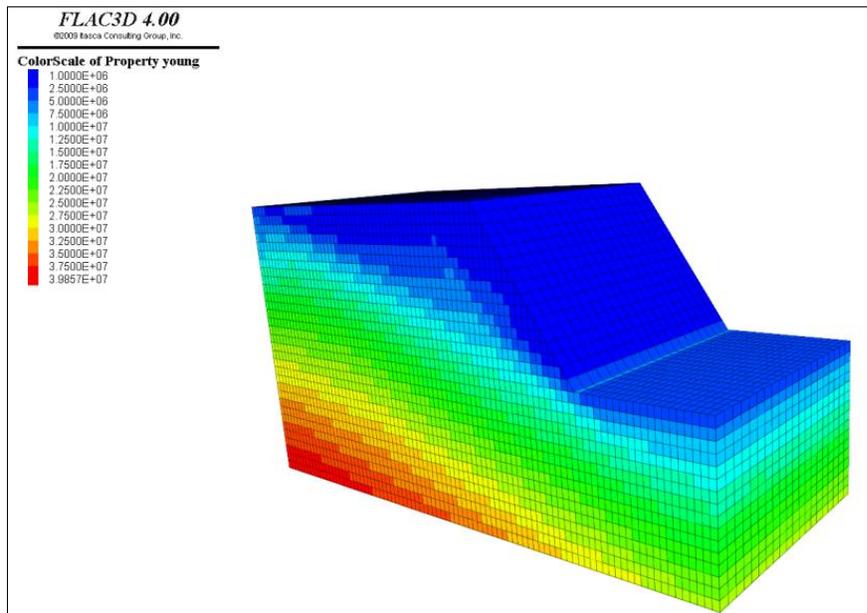


Figura 5.16 Distribución módulo de Young,  $FLAC^{3D}$

## 5.4. Resultados modelamiento mecánico

### 5.4.1. Condiciones de borde mecánicas

Se presentan las condiciones de borde del problema mecánico. El sistema de coordenadas del modelo se muestra en la Figura 5.17.

Las condiciones de borde mecánicas en un modelo numérico equivalen a las variables de terreno que se imponen en el borde de la malla del modelo. Los dos tipos de condiciones corresponden a desplazamiento o esfuerzo. Las condiciones de borde de desplazamiento son impuestas a través de condiciones en las velocidades. En la Figura 5.17 se exponen las condiciones de borde utilizadas. Se ha utilizado el comando `FIX`, que es una condición de borde implementada en el programa de modelamiento numérico  $FLAC^{3D}$ . Esta condición mantiene constante (fija) las velocidades en los nodos especificados.

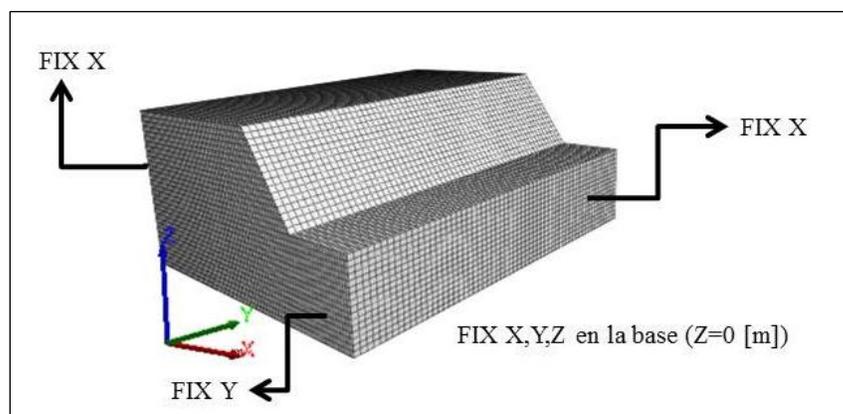


Figura 5.17 Condiciones de borde mecánicas del problema

En la condición FIX, la velocidad al comienzo del cálculo se mantiene fija a pesar de las fuerzas sobre los nodos. Se ha fijado la velocidad X en los nodos pertenecientes a los bordes de X y la velocidad Y en los nodos pertenecientes a los bordes de Y, además de fijar la velocidad para las tres componentes en los nodos que componen la base del modelo. De esta forma, se está modelando un talud infinito en tres dimensiones. Son estas las condiciones que luego del análisis de flujo deben ser impuestas al modelo para obtener el *FS*. Es importante mencionar que el software SLOPE/W es capaz de determinar un factor de seguridad para un talud infinito en el que todas las variables se mantienen constantes en el eje Y. Por lo tanto no es útil para evaluar el factor de seguridad luego de la instalación de drenes pues la presión de poros no es constante en el ancho del talud, lo que hace necesaria una herramienta en 3D.

Además, los programas computacionales que utilizan métodos de equilibrio límite, consideran al material como un cuerpo rígido que desliza frente a otro cuerpo rígido, en donde la superficie de falla debe ser impuesta. Este método utiliza equilibrio de fuerza y momento y no deformaciones, a diferencia de FLAC<sup>3D</sup> en donde es posible obtener la deformada y superficie de falla. Además, al ser FLAC<sup>3D</sup> un programa de diferencias finitas, no calcula un rango de factores de seguridad y sólo se limita a encontrar la falla, si esta ha ocurrido. Es decir, solo encuentra la falla crítica.

#### 5.4.2. Resultados método de reducción de parámetros de resistencia al corte

Mediante la implementación del método de reducción de los parámetros de resistencia al corte, la magnitud del desplazamiento en los nodos de la malla irá aumentando a medida que aumenta el parámetro de reducción. Que el desplazamiento aumente abruptamente, indica que el talud ha colapsado. Esto se ha denominado una falla con criterio de desplazamiento.

A continuación se presenta la Tabla 5-5 con los resultados para el caso L=10 m y S=10 m. Los resultados gráficos se presentan en la Figura 5.18, en donde se observa el cambio abrupto del desplazamiento. Los resultados para el resto de los modelos se encuentran en el Anexo D.

Tabla 5-5 Reducción de parámetros de resistencia al corte,  $L=10\text{ m}$ ,  $S=10\text{ m}$

SRF	Desplazamiento Máximo (m)
0.9	0.00008
0.95	0.00008
1	0.00008
1.05	0.00008
1.1	0.00145
1.14	0.00841
1.2	0.03188
1.25	0.22549
1.26	0.32512
1.27	0.43122
1.28	0.59211
1.3	0.96907
1.31	1.49521
1.32	2.58663
1.33	8.76183

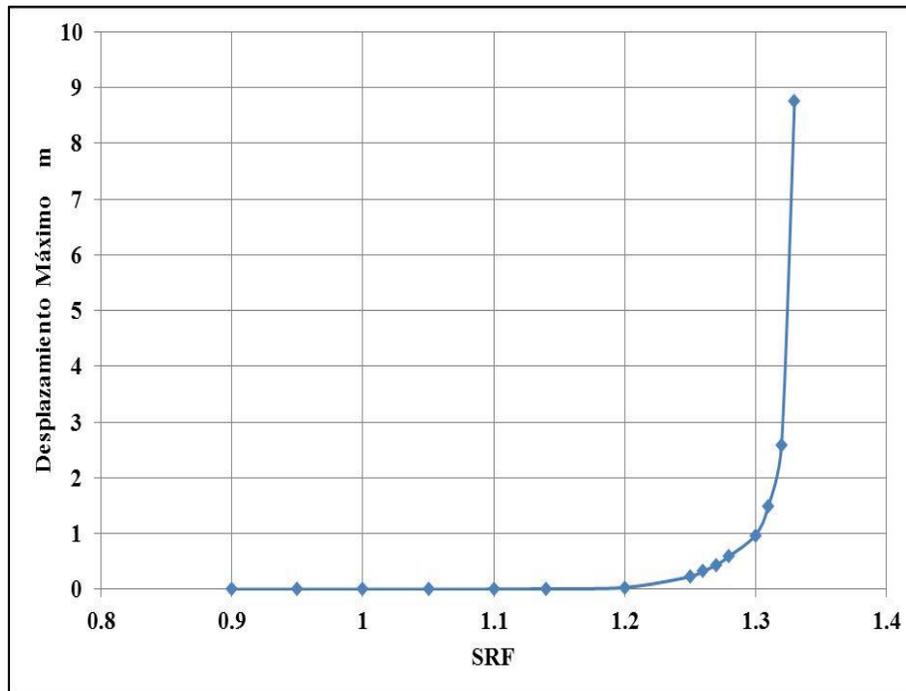


Figura 5.18 Reducción de parámetros de resistencia al corte,  $L=10\text{ m}$ ,  $S=10\text{ m}$

A continuación, para el caso ejemplificado con  $L=10\text{ m}$  y  $S=10\text{ m}$ , se presenta el talud deformado para distintos SRF. En esta secuencia se observa como el talud se va deformando a medida que el parámetro de reducción aumenta, hasta alcanzar la falla.

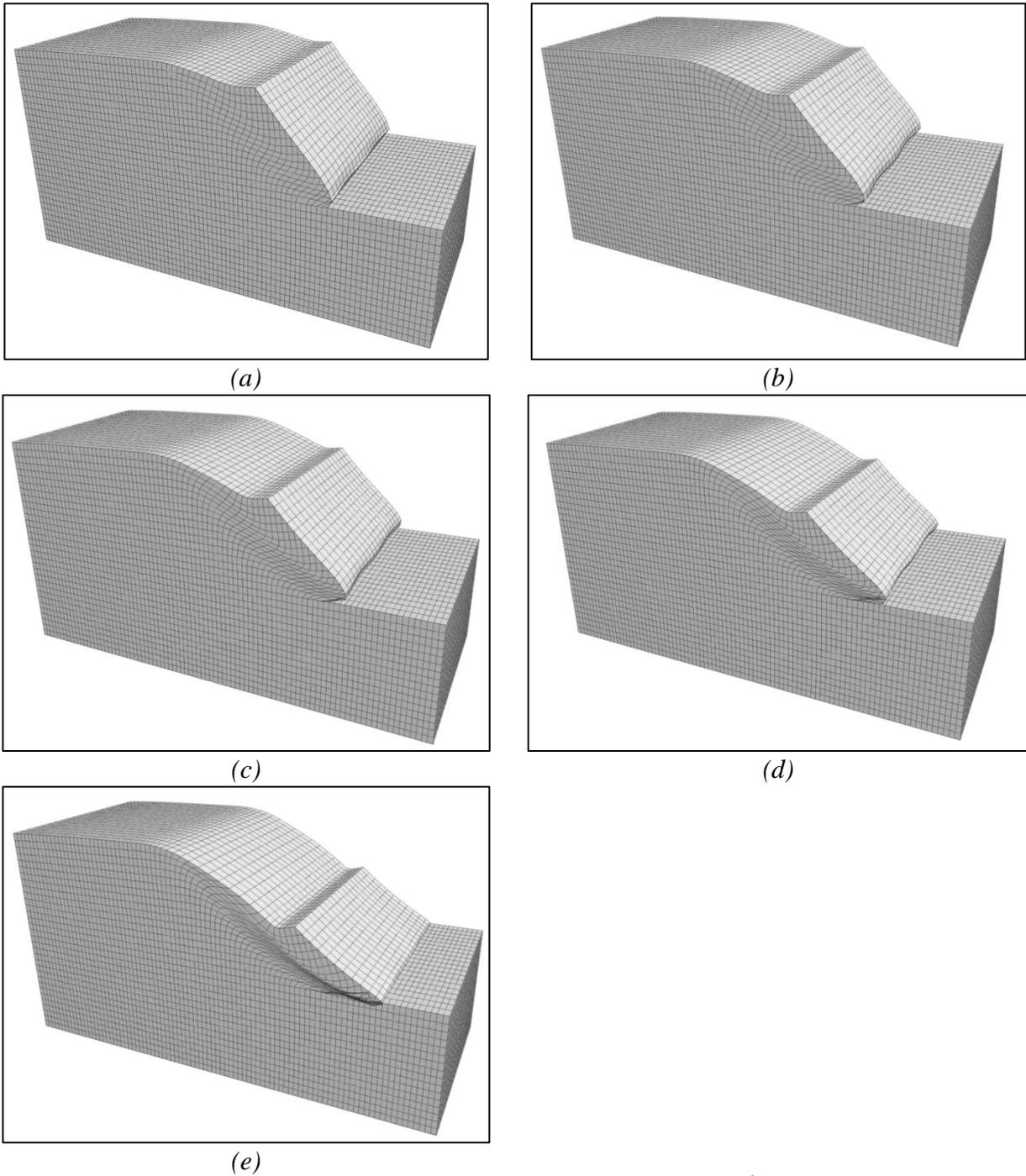


Figura 5.19 Reducción de parámetros de resistencia al corte,  $FLAC^{3D}$ ,  $L=10\text{ m}$ ,  $S=10\text{ m}$ . (a)  $SRF=1.28$ , (b)  $SRF=1.29$ , (c)  $SRF=1.3$ , (d)  $SRF=1.31$ , (e)  $SRF=1.32$

### 5.5. Resultados factores de seguridad

En la Tabla 5-6 se presentan los factores de seguridad encontrados para cada configuración presentada anteriormente. En la Figura 5.20 se presentan los resultados en forma gráfica.

Tabla 5-6 Factores de seguridad para cada configuración

S [m]	L [m]	FS
0	2	1.18
	5	1.3
	10	1.35
	15	1.35
2	2	1.09
	5	1.23
	10	1.34
	15	1.34
5	2	
	5	1.21
	10	1.32
	15	1.33
10	2	
	5	1.12
	10	1.3
	15	1.31
15	2	
	5	
	10	1.2
	15	1.3

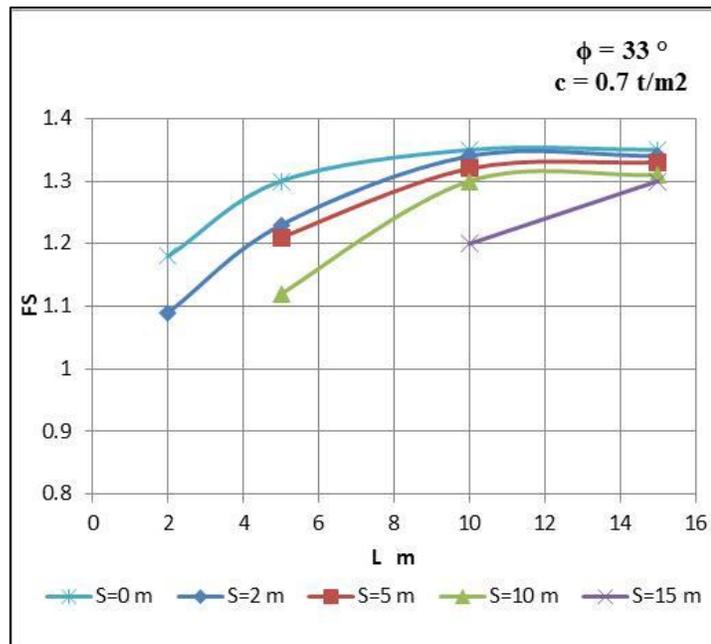


Figura 5.20 Factores de seguridad v/s Largo del dren

En la Figura 5.20 se observa que es posible obtener el mismo factor de seguridad para distintas configuraciones espaciales de drenes horizontales. Se satisface la condición que para cotas piezométricas mayores, los factores de seguridad son menores. Es decir, son inversamente proporcionales. Sin embargo, el talud no falla en una franja limitada. Por este motivo se realiza un análisis de estabilidad en tres dimensiones. De esta forma, la distribución real de presiones de poros obtenida del análisis numérico (que varía en el ancho de talud) es la que determina la estabilidad del talud.

De acuerdo al largo y espaciamiento de drenes, es posible determinar lo siguiente:

- Existen casos en que no es posible determinar el factor de seguridad. Esto será detalladamente explicado en la sección a continuación.
- Existe una cota máxima que el factor de seguridad puede alcanzar, para cada largo de dren. La cota máxima está dada por un espaciamiento nulo ( $S=0$  m). Un espaciamiento nulo representa un dren continuo en el ancho del talud. Se observa que espaciamientos de 2 m y de 5 m no reducen significativamente la estabilidad del talud. Se observa una disminución considerable del factor de seguridad para espaciamientos de 10 m y de 15 m. Más aún, la disminución de presiones de poros es casi nula para estos espaciamientos mayores en combinación con largos menores (ver Figura 5.21).
- Es posible obtener un factor de seguridad para drenes de largo 10 m o superior, independiente del espaciamiento. Se observa que la estabilidad del talud no aumenta aunque el dren sea más largo a 10 m. Por otro lado, para drenes más cortos (5 m y 2 m), la disminución de la napa es un efecto local y no aumentan significativamente las tensiones efectivas resistentes del problema.
- Es intuitivo que para largos mayores y menor espaciamiento entre drenes, se aumente el factor de seguridad. Sin embargo, no es tan claro que desde cierto espaciamiento (aproximadamente 5 m) y hacia abajo, el factor de seguridad no aumente significativamente. La diferencia de altura total máxima entre  $S=0$  m,  $S=2$  m y  $S=5$  m es de aproximadamente 50 cm. Se sabe que la resistencia al corte está dado por el criterio de Mohr-Coulomb dónde se tiene :

Ec. 5-9

$$\tau_f' = \sigma' \tan(\phi) + c$$

Donde

$\tau_f'$ : Resistencia al corte efectiva en el plano  $f$  [ $F/L^2$ ]

$\sigma'$ : Tensión efectiva normal al plano de corte [ $F/L^2$ ]

Considerando el principio de tensiones efectivas, la diferencia de disminución de nivel freático no es significativa (Aprox. 50 cm) y por tal el aumento de  $FS$  tampoco lo es.

- Ahora bien, se cree que los resultados del modelo de flujo para  $S=0$  m,  $S=2$  m y  $S=5$  m son similares porque se está haciendo un análisis en régimen permanente. Cuando se esté en un análisis transiente, el tiempo que se demore en evacuar dependerá de la distancia que el agua deba viajar (relacionado con el espaciamiento entre drenes,  $S$ ) y con la velocidad del flujo (relacionado con la conductividad hidráulica,  $K$ ).

### **5.5.1. Análisis de la disminución de la carga hidráulica total y factor de seguridad**

Existen algunos casos en dónde no es posible encontrar el factor de seguridad. Esto se debe a que la disminución del nivel freático (por ende, la disminución de presiones de poros) no es significativa, lo que no aumenta las tensiones efectivas resistentes del suelo. Para observar este efecto se presentan las figuras a continuación. Cabe recordar que se están considerando disminuciones de presiones de poros a partir de la disminución de la carga hidráulica total, pues la altura geométrica y la altura de velocidad permanecen constantes durante todo el análisis. Por lo tanto, lo único que varía es la altura de presión dependiente exclusivamente de la presión de poros.

En primer lugar (Figura 5.21) se observan los resultados para un largo de 2 m. La disminución de presiones de poros es casi nula para espaciamientos de 10 m y de 15 m. Las tensiones efectivas muy bajas y por ende, el suelo no tiene resistencia para auto sustentarse. A medida que aumenta el largo, para un largo de 5 m (Figura 5.22) se aprecia que la carga hidráulica total disminuye con menores espaciamientos. Para drenes más largos (Figura 5.23) se observa un descenso. Sin embargo, para los largos mayores (Figura 5.24) se aprecian bajas significativas para todos los espaciamientos. Esto no solo aumenta las tensiones efectivas del suelo, si no también, impide el afloramiento.

Para dejar claro la variación de presiones de poros en el talud se presenta la Figura 5.25. En este caso, se tiene un corte del talud a lo largo del talud en  $X=31$  m (ver Figura 5.1). Se está considerando la posición en el ancho del talud en dónde se encuentra la divisoria de aguas. Por lo tanto, se presentan las máximas presiones de poros que se tendrán para distintas configuraciones. Se observa que la disminución del nivel freático puede considerarse nula.

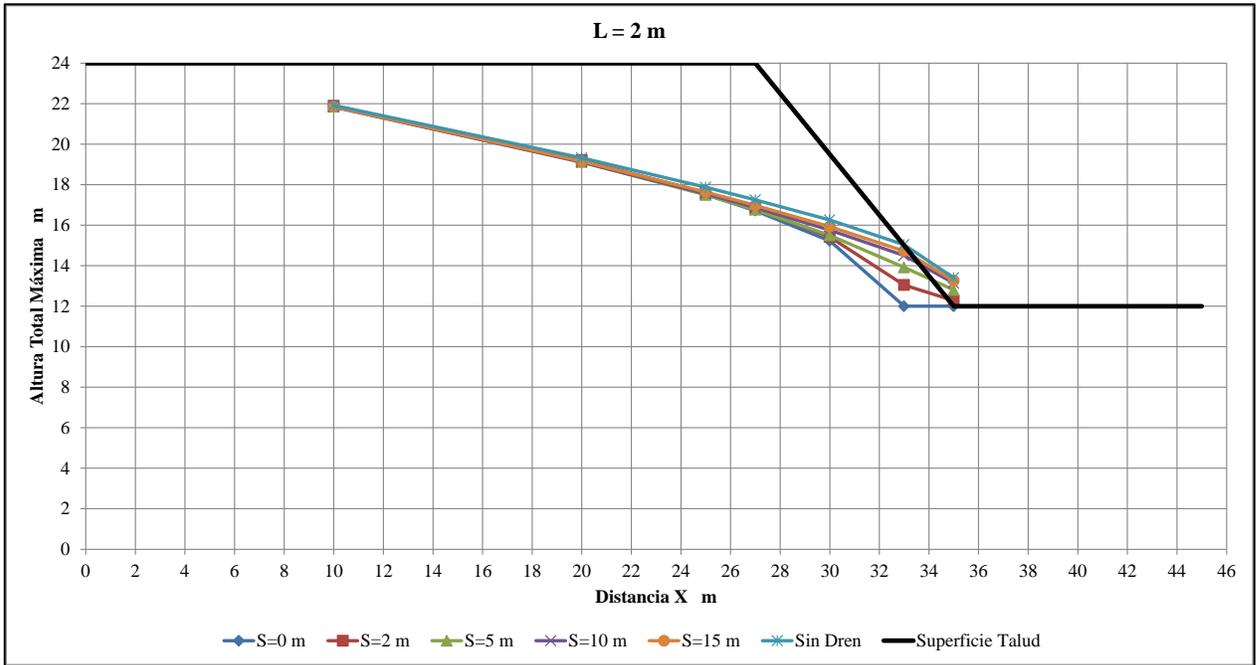


Figura 5.21 Perfil de altura total máxima, L= 2 m

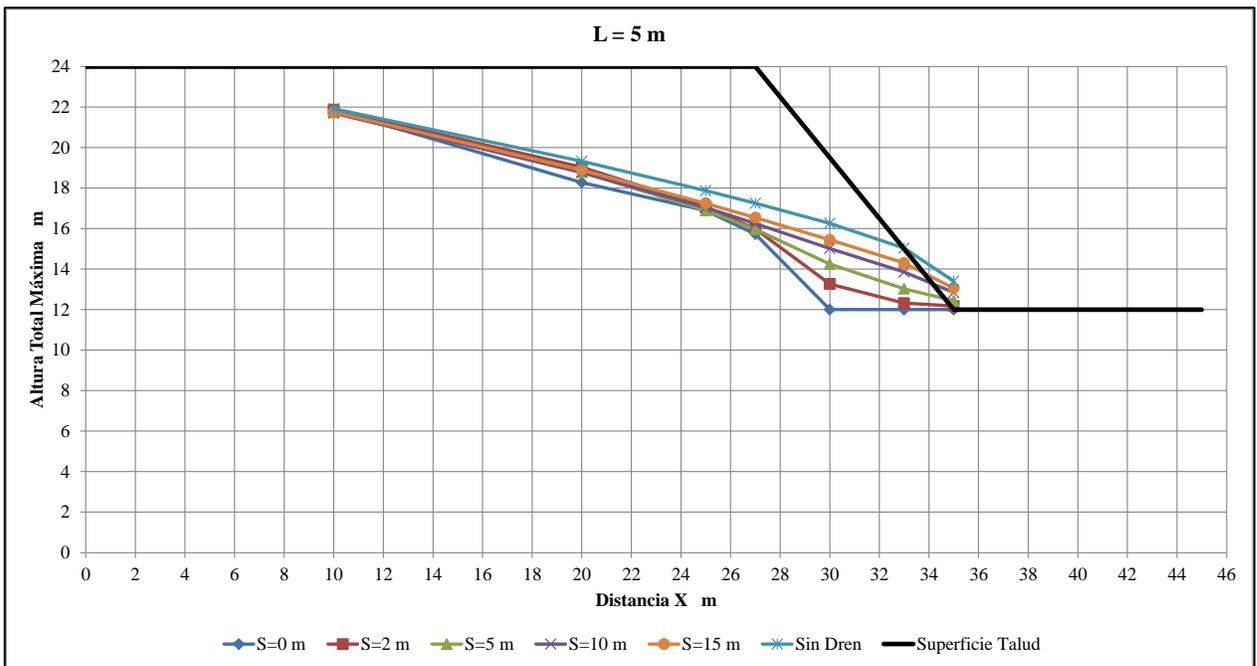


Figura 5.22 Perfil de altura total máxima, L= 5 m

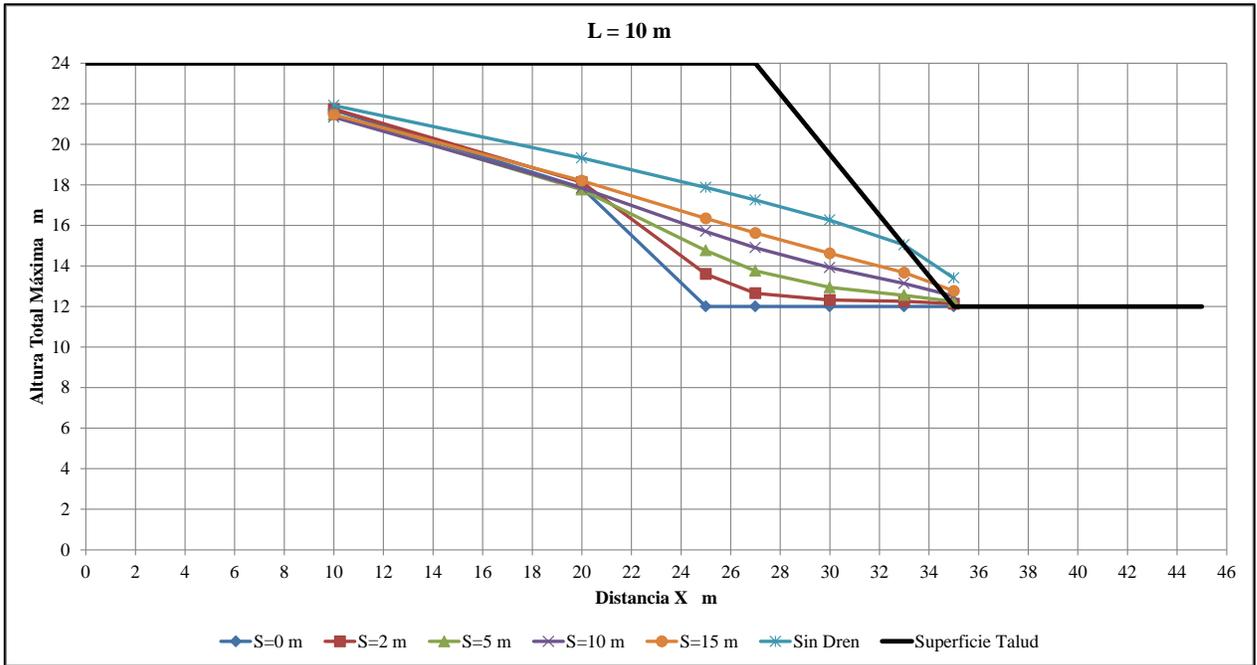


Figura 5.23 Perfil de altura total máxima, L= 10 m

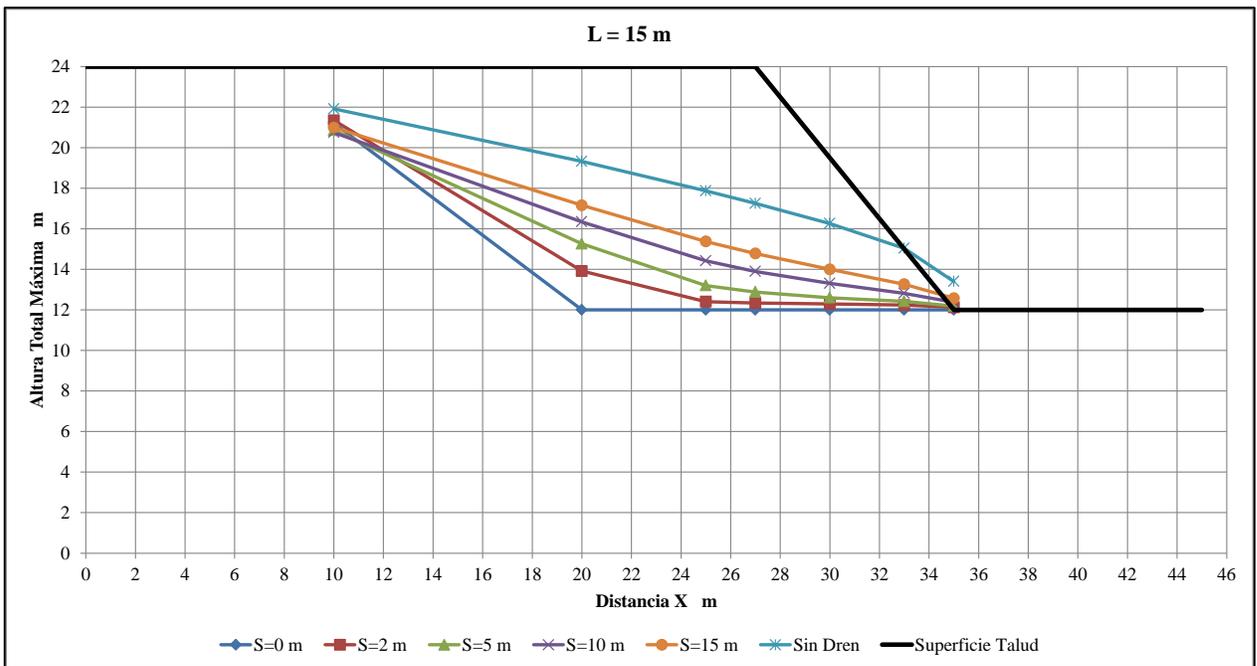


Figura 5.24 Perfil de altura total máxima, L= 15 m

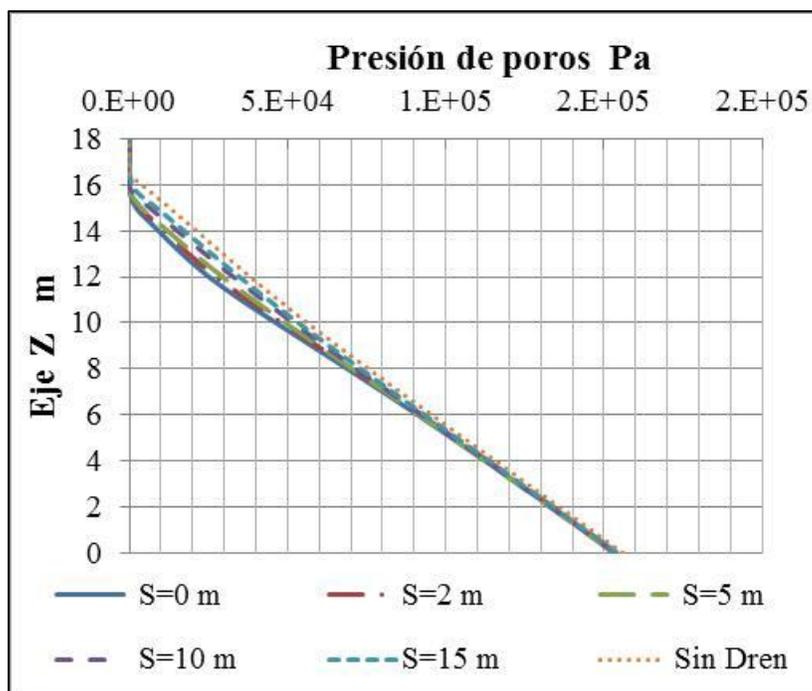


Figura 5.25 Perfiles presiones de poros, distintos espaciamientos,  $L=2$ ,  $X=31$  m

### 5.5.2. Análisis de sensibilidad módulo de deformación

Es importante mencionar la influencia del módulo de Young. En términos conceptuales, el módulo de Young corresponde a la ley constitutiva de un material en donde se relacionan las tensiones y las deformaciones. Por lo tanto, para módulos de Young mayores, se tiene una mayor pendiente de la curva tensión-deformación. Esto significa que para un mismo estado de carga, las deformaciones son menores para el material con mayor módulo de deformación (material más rígido). Por el contrario, para un módulo de deformación menor, la pendiente tiende a ser horizontal y para la misma carga, se deforma más. Se ha mencionado que para cada estado tensional se tendrá un módulo de deformación, aplicado en cada zona del modelo. Si el módulo es muy pequeño, el suelo sufrirá grandes deformaciones. Entonces al disminuir las presiones de poros, se aumentan las tensiones efectivas, lo que aumenta la presión de confinamiento y se obtiene un mayor módulo de Young. Por el contrario, cuando se utilizan grandes espaciamientos o pequeños largos, la disminución de presiones de poros no es significativa, y por ende, el módulo de Young es menor porque el suelo se deforma y falla.

Se recuerda que para métodos de equilibrio límite, se realiza equilibrio de fuerza y momento sin considerar deformaciones del talud. Por lo tanto, es posible iterar sucesivas superficies de falla y encontrar factores de seguridad para cada una de ellas. Por el contrario, FLAC<sup>3D</sup> es un programa de diferencias finitas en que se encuentra una superficie de falla que es la más crítica. Por lo tanto, en los casos específicos en donde no se ha obtenido un valor para el factor de seguridad, es porque éste ha fallado y el valor del factor de seguridad es muy pequeño (menor a 0.1).

## **CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1. Conclusiones**

En los Capítulos 4 y 5 de este trabajo se han presentado resultados referidos a análisis numérico de un sistema de drenaje (modelo de flujo) y análisis numérico mecánico (modelo de estabilidad). El trabajo se centra en la capacidad de predicción del funcionamiento de los drenes en términos de su espaciamiento y largo, en la estabilidad de un talud característico del sur de Chile.

A continuación se presentan conclusiones por capítulo.

#### **6.1.1. Conclusiones Capítulo 4: Modelamiento hidráulico de drenes horizontales**

Modelar los drenes considerando presión de poros nula no representa el fenómeno observado en laboratorio. Modelar los drenes considerando presiones de poros nula considera que el dren se encuentra abierto a presión atmosférica, con lo cual es posible diseñarlo según la ecuación de Manning para canales abiertos. Cuando los drenes están abiertos a la atmósfera, existe una diferencia de energía suficiente para que el agua entre en toda la longitud del dren.

Cuando el problema de modelamiento de drenes es abordado con una condición de borde de presión, la carga hidráulica total se independiza de la conductividad hidráulica para el análisis en régimen permanente. Por otro lado, en la distribución de caudal que entra en cada nodo (modelado con presión nula) se observa que el aporte de caudal por nodo del dren disminuye a medida que el dren se va acercando a la cara del talud. Cabe mencionar que el caudal total que debe transportar el dren es la suma acumulada de cada uno de estos aportes individuales de caudal. De esta forma, el caudal máximo que debe ser transportado es en el extremo exterior del dren (donde termina el talud). Este será el caudal de diseño para utilizar en la ecuación de Manning.

Si bien se impone una condición de presiones de poros nula para modelar el dren, esto no tiene significancia física y para el cómputo del modelo numérico sólo considera el suelo en su análisis. Por lo tanto, no representa la dirección ni la cantidad de agua que sale por el dren. Más aún, no considera un análisis hidráulico propiamente tal. Sólo entrega el valor del caudal de

salida calculado para satisfacer las ecuaciones de flujo en medios porosos. Es decir, no considera características del dren como la inclinación, material y diámetro.

Se ha especificado el uso del caudal normalizado por la conductividad hidráulica. Este valor depende de la captación aledaña que se tenga, la cual depende directamente de las dimensiones del talud. Por este motivo, para taludes de distintas dimensiones se propone normalizar el caudal no solo por la conductividad hidráulica sino también por el área total de entrada de agua (bordes del talud).

Para demostrar que el dren de laboratorio lleva una presión hidráulica en su interior se calcula el perfil de flujo (eje hidráulico). El eje hidráulico es dependiente tanto de las propiedades del medio poroso (que determinan la cantidad de agua que entra) como de las propiedades geométricas y material del dren. Es decir, es directamente dependiente de la conductividad hidráulica del medio y de las propiedades geométricas del dren.

Se concluye que modelar los drenes con presión de poros nula es adecuado para obtener un caudal para el diseño del diámetro del dren. Cabe recordar que los valores de caudales son para las disposiciones de los drenes especificadas, es decir, cada caudal máximo debe respetar largo y espaciamiento entre drenes.

De este capítulo se obtiene una metodología validada para el modelamiento de drenes en taludes, que es utilizado en un talud real en el Capítulo 5.

### **6.1.2. Conclusiones Capítulo 5: Análisis de estabilidad y flujo**

Para evaluar la estabilidad de un talud en tres dimensiones como un talud infinito las condiciones de borde mecánicas a utilizar deben ser: a) fijar la velocidad X en los bordes X del modelo, b) Fijar la velocidad Y en los bordes Y del modelo, c) Fijar las velocidades en X, Y, Z en la base del modelo.

En el modelo numérico mecánico se ha determinado el factor de seguridad en un talud característico del sur de Chile, en que sus parámetros de resistencia al corte han sido detalladamente estudiados. Utilizando el método de reducción de parámetros de resistencia al corte fue posible calcular los factores de seguridad estáticos. Este método reduce los parámetros de resistencia al corte hasta alcanzar la falla. Se utilizó un criterio de desplazamientos para determinar la falla del talud. Se determinó un módulo de deformación en función del confinamiento, utilizando ensayos de laboratorio documentados en la literatura. Este módulo fue asignado a cada zona dependiendo del confinamiento de cada una de éstas.

Se han calculado los factores de seguridad estáticos para distintas configuraciones de largo y espaciamiento entre drenes, modelados según el procedimiento encontrado en el Capítulo 4. De los resultados, se determina que es posible obtener un aumento de estabilidad similar para distintas combinaciones de largos y espaciamientos. En términos generales se encontró que al disminuir el espaciamiento o al aumentar el largo, se aumenta la estabilidad del talud.

Se genera un gráfico que relaciona espaciamiento, largo y factor de seguridad de un talud.

Se estima que aumentar el largo sobre cierto largo crítico, no es relevante para acrecentar la estabilidad del talud, y peor aún, aumenta el caudal que debe ser evacuado. Elevar el caudal a evacuar constituye un riesgo al momento de evitar que el dren entre en presión. Se piensa que el efecto del largo del dren tiene relevancia con la superficie de falla del talud.

Se encontró que disminuir el espaciamiento bajo un espaciamiento cercano a 5 m no aporta estabilidad significativa. Se determinó que las diferencias de carga hidráulica total para espaciamientos menores no son significativas. Se cree que este efecto se debe a que se está haciendo un análisis en régimen permanente, en donde el tiempo de viaje pierde relevancia.

### **6.1.3. Conclusiones generales**

Se sabe que el talud no falla en una franja limitada, sino que su falla se verá en tres dimensiones. Por consiguiente, el análisis en tres dimensiones y no en dos es fundamental al momento de analizar la estabilidad del talud. Así, se debe considerar la distribución real de presiones de poros obtenida (que varía en las tres dimensiones) y no un promedio de éstas.

En el Capítulo 4 se encontró que el dren de laboratorio está en presión. De esta forma, no se tiene presión de poros nula y no se genera el gradiente de energía suficiente. Así, la disminución de cota piezométrica en laboratorio es menor a la del análisis numérico y el aumento de estabilidad de laboratorio es menor al numérico. Por lo tanto, se concluye que es fundamental el diseño del diámetro del dren para que trabaje según el largo y espaciamiento dispuesto. Dependiendo de ese largo y espaciamiento se obtiene un factor de seguridad. Para el diseño del dren se recomienda utilizar la ecuación de Manning en donde también influyen parámetros del material del dren como la inclinación de éste.

Se concluye que utilizar drenes horizontales es una medida alternativa para estabilizar un talud. Cuanto aumenta su estabilidad estará principalmente sujeta a sus parámetros de resistencia al corte.

Se espera potenciar el modelamiento numérico como una poderosa herramienta en estudios geotécnicos. Además, es importante notar el efecto de considerar distintas disciplinas que interactúan entre ellas: la hidráulica de tuberías y canales, el flujo de agua en medios porosos y la geomecánica.

## **6.2. Recomendaciones**

### **6.2.1. Recomendaciones de la aplicación de drenes horizontales**

Para el diseño de los drenes horizontales se recomienda hacer previamente un estudio geotécnico que determine las características del régimen de aguas subterráneas. Además, el talud puede fallar por algún otro motivo (singularidades, etc) que deben ser abordadas. Es importante el monitoreo mediante piezómetros los cuales podrán registrar el descenso del nivel freático. De esta forma, el ingeniero podrá evaluar la necesidad de instalar más drenes.

Es muy importante el adecuado diseño del diámetro del dren, a modo de evitar que este entre en presión.

Se recomienda utilizar los drenes en conjunto con otra medida de mitigación del riesgo.

Los resultados de estabilidad obtenidos son para un análisis limitado de casos en que se ha utilizado sólo una combinación de parámetros de resistencia al corte. Sin embargo, el análisis de flujo puede ser aplicado a distintos parámetros de resistencia al corte. En este escenario lo importante es considerar la conductividad hidráulica del suelo. Esta variable, en combinación con los resultados de flujo entregados en esta memoria, arrojan un caudal de diseño de un dren, para alcanzar el descenso del nivel freático deseado, según cómo se dispongan los drenes horizontales (o subhorizontales dependiendo de la inclinación que se les dé según la ecuación de Manning). Teniendo siempre en cuenta que los resultados encontrados son para régimen permanente. Esta es la mayor aplicabilidad del trabajo presentado.

### **6.2.2. Recomendaciones para estudios futuros**

Para complementar esta investigación se plantea la siguiente línea de trabajo:

- Monitoreo de las presiones de poros en taludes con drenes horizontales y mediciones de caudal.
- Análisis en régimen transiente.
- Estudiar mediante ensayos en laboratorio el efecto en la presiones de poros analizando no solo las variables de largo, espaciamiento y diámetro de los drenes, sino también analizando conductividad hidráulica y caudal de extracción por cada uno de estos drenes.
- Reiterar análisis con distintos parámetros de resistencia al corte.

## Referencia Bibliográfica

- Holtz & Kovacs, 1981. *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Bowles, J. E., 1997. *Foundation Analysis and Design*. Quinta ed. Singapore : McGraw-Hill .
- Cai, F., Ugai, K. & Wakai, Q., 1998. Effects of horizontal drains on slope stability under rainfall by three-dimensional finite element analysis. *Computers and Geotechnics* 23, pp. 255-275.
- Cheng & Lau, 2008. *Slope Stability Analysis and Stabilization: New Methods and Insight*. Primera ed. New York : Routledge .
- Chow, V. T., 1994. *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogotá: Mc Graw Hill.
- Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, 1989. *Curso de capacitación para la dirección de vialidad del ministerio de obras públicas: Hidrología e hidráulica de estructuras viales*, Santiago.
- Domenico & Schwartz , 1997. *Physical and Chemical Hydrogeology*. Segunda ed. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- GEO-SLOPE, International Ltd., 2010. *Seepage Modeling with SEEP/W 2007*. Cuarta ed. Calgary: GEO-SLOPE, International Ltd.
- GEO-SLOPE, International LTd., 2010. *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version*. Cuarta ed. Calgary: GEO-SLOPE, International LTd..
- Griffiths & Lane , 1999. Slope Stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3), pp. 387-403.
- Harr, M. E., 1991. *Groundwater and Seepage*. New York: Dover Publications Inc.
- Hossein Ghiassian, S. G., 2008. Stability of sandy slopes under seepage conditions. *Landslides* 5, pp. 397-406.
- Itasca Consulting Group, Inc, 2009. *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensiones (FLAC 3D version 4.0): User's Guide*. Cuarta ed. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Kenney, Pazin & Choi, 1977. Design of Horizontal Drains for Soil Slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* , pp. 1311-1323.
- Kenney, T. C., 1977. *Results of seepage model tests and calculations concerning horizontal drains in slopes*. Toronto: Department of Civil Engineering. University of Toronto.
- Lambe, T. W. & Whitman, R. T., 1969. *Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology*. John Wiley and Sons, Inc.

- Lee, T. S., 2013. Horizontal Drains - State of Practice. *Geo-Congress 2013* © ASCE 2013.
- Luthin, J., 1966. *Drainage Engineering*. Segunda ed. New York : John Wiley & Sons, Inc..
- Luthin, J. N., 1979. *Drenaje de tierras agrícolas: teoría y aplicaciones*. México: Limusa .
- Ministerio de Obras Públicas: Dirección General de Aguas, 2012. *Boletín N°406: Información Pluviométrica, Fluviométrica, Estado de Embalses y Aguas Subterráneas*, Santiago.
- Nonveiller, E., 1981. *Efficiency of Horizontal Drains on Slope Stability*. Stockholm: Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering .
- Paredes, M., 2005. *Geotecnia de suelos derivados de cenizas volcánicas*. Santiago: Tesis para optar al grado de magister en Ciencias de la Ingeniería, mención geotecnia. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile (ref. Bca Central Ingeniería: 2005 P214g).
- Pazin, M., 1974. *Reduction of pore-water pressures in slopes by horizontal drains and its influence on stability*. Toronto: A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of applied science. School of graduate studies. Department of Civil Engineering. University of Toronto.
- Pun, W. & Urciuoli, G., 2008. Soil nailing and subsurface drainage for slope stabilization. In: *Proceedings of the 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, 30 June - 4 July 2008*. Xi'an, China, pp. 85-128.
- Rahardjo, 2003. Effectiveness of horizontal drains for slope stability. *Engineering Geology* 69, pp. 295-308.
- Ritzema, H., 1994. *Drainage Principles and Applications*. 2 ed. Water Resources Pubns.
- Rocha, A., 1978. *Hidráulica de Canales y Tuberías*. Primera ed. Lima: Universidad nacional de ingeniería. Facultad de ingeniería civil.
- Salgado S, L. G., 1991. *Habilitación de suelos con drenaje restringido*, Chillán: Universidad de Concepción, Instituto de Ingeniería Agrícola, Depto. de Mecanización Agrícola.
- Sanhueza, E., 1999. *Caracterización geomécanica de los limos de la zona sur de Chile*. Santiago: Memoria para optar al título de ingeniero civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile (ref. Bca Central Ingeniería: 1999 Sa58).
- Sharma, H. D., 1994. *Waste Containment Systems, Waste Stabilization, and Landfills: Design and Evaluation*. New York : John Wiley & Sons.
- Sotelo Ávila , G., 1997. *Hidráulica General, Volumen 1: Fundamentos*. Ciudad de México : Limusa S.A .

Suárez, J., 2009. *Deslizamientos. Análisis Geotécnico vol. 1*. Bucaramanga: División de Publicaciones Universidad Industrial de Santander (UIS).

T. Cameron Kenney, M. M. P. W. S. C., 1977. DESIGN OF HORIZONTAL DRAINS FOR SOIL SLOPES. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Nov.pp. 1311-1323.

Teresik, D. R. & Kealy, C. D., 1984. Estimating Horizontal Drain Design by the Finite Element and Finite Difference Methods. *International Journal of Mine Water*, Volume 3.

Tong P.Y.L., a. M. R., 1975. Horizontal Drains as a Slope Stabilizing Measure. *Journal of the Engineering Society of Hong Kong*, Feb.pp. 15-27.

Wesley, L., 2011. *Notes on groundwater and seepage conditions*, Santiago: Apuntes del diplomado de suelos, Universidad de Chile.

Wesley, L. D., 2010. *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*. Primera ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. .

## **Comunicación Personal**

Alfredo Arenas A., 2013

Karem De La Hoz, 2013

Aldo Tamburrino T., 2012

## **Software**

FLAC<sup>3D</sup> v4.00.32 (64 bit)

## **ANEXOS**

Anexo A: Valores referenciales para el diseño hidráulico de tuberías y canales.

**TABLA 8.1** Rugosidad absoluta  $\epsilon$  en tubos comerciales

<i>Material</i>	<i><math>\epsilon</math>, en mm</i>	
<i>Tubos lisos</i>		
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015	
Tubos industriales de latón	0.025	
Tubos de madera	0.2	a 1
Hierro forjado	0.05	
Hierro fundido nuevo	0.25	
Hierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12	
Hierro fundido oxidado	1	a 1.5
Hierro fundido, con incrustaciones	1.5	a 3
Hierro fundido, centrifugado	0.05	
Hierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15	a 0.3
Hierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2	a 3.5
Hierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1	a 4
Hierro galvanizado	0.15	
Acero rolado, nuevo	0.05	
Acero laminado, nuevo	0.04	a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05	
<i>Tubos de acero soldado de calidad normal</i>		
Nuevo	0.05	a 0.10
Limpado después de mucho uso	0.15	a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4	
Con muchas incrustaciones	3	
Con remaches transversales, en buen estado	0.1	
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3	a 0.4
Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6	a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1	

**TABLA 8.1 (Continuación)**

<i>Material</i>	<i>e, en mm</i>	
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2	a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado. Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2	
<i>Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales</i>		
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65	
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95	
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3	
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5	
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4	
Asbesto-cemento nuevo	0.025	
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015	
Concreto centrifugado, nuevo	0.16	
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015	a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1	a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10	
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01	
Concreto de acabado liso	0.025	
Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2	a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25	
Galerías con acabado interior de cemento	1.5	a 1.6
Concreto con acabado normal	1	a 3
Concreto con acabado rugoso	10	
Cemento liso	0.3	a 0.8
Cemento no pulido	1	a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04	
Concreto presforzado Bona y Socoman	0.25	
Mampostería de piedra, bien junteada	1.2	a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntear	8	a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	1.5	a 3

*Figura A. 1 Valores de rugosidad absoluta (Sotelo Ávila, 1997)*

SUPERFICIE	<i>n</i>
Superficie metálica, lisa, sin pintar	0,012
Superficie metálica, lisa, pintada	0,013
Superficie metálica, corrugada	0,025
Cemento liso	0,011
Mortero de cemento	0,013
Madera cepillada	0,012
Madera sin cepillar	0,013
Tablones sin cepillar	0,014
Concreto liso	0,013
Concreto bien acabado, usado	0,014
Concreto frotachado	0,015
Concreto sin terminar	0,017
Gunita (sección bien terminada)	0,019
Gunita (sección ondulada)	0,022
Superficie asfáltica lisa	0,013
Superficie asfáltica rugosa	0,016
Tierra, limpia, sección nueva	0,018
Tierra, limpia, sección antigua	0,022
Tierra gravosa	0,025
Tierra, con poca vegetación	0,027
Tierra, con vegetación	0,035
Tierra, con piedras	0,035
Tierra, con pedrones	0,040
Para secciones circulares (trabajando como canal)	
Metal, liso	0,010
Acero soldado	0,012
Acero riveteado	0,016
Fierro fundido	0,013 – 0,014
Cemento	0,011 – 0,013
Vidrio	0,010

*Figura A. 2 Valores del coeficiente de Manning (Rocha, 1978)*

## **Anexo B: Diseño hidráulico de un sistema de drenaje**

En el Capítulo 4 se ha demostrado que al modelar los drenes con presión de poros nula (presión atmosférica), los resultados de cota piezométrica no se ajustan a lo obtenido en laboratorio. Por lo tanto, cuánto disminuye el nivel freático, y por ende, cuánto aumenta la estabilidad del talud, no queda representado con los modelos numéricos. El nivel freático obtenido a partir del modelo numérico es menor al nivel freático obtenido en laboratorio, por lo tanto, los factores de seguridad de los taludes modelados numéricamente serán mayores, entrando en una zona poco conservadora de un diseño en etapa conceptual.

Cuando se considera presión de poros nula en el dren, se genera una diferencia de energía que produce el flujo de agua desde zonas de mayor a menor energía. Cuando se ha alcanzado el régimen permanente, el flujo de agua que entra al dren es constante en el tiempo, alcanzando una cota piezométrica que también será constante. Del modelo numérico es posible observar que en los nodos pertenecientes al dren, es decir, puntos de la malla a los cuales se les ha asignado presión de poros nula, la cota piezométrica es exactamente igual a la cota geométrica. Esto significa que en la ecuación de energía, sólo el término correspondiente a la altura geométrica es distinto de cero. Por el contrario, este fenómeno no es observado en los ensayos de laboratorio, en los que se aprecia que la cota piezométrica va sobre la cota piezométrica del modelo numérico en todo el talud. Esto quiere decir que en la ecuación de energía, la presión es distinta de cero ( Ec. 2-11). Por lo tanto, la sobrestimación del efecto del dren no solo ocurre en él, propiamente tal, sino que es un efecto global producto de modelar el dren con presiones de poros cero.

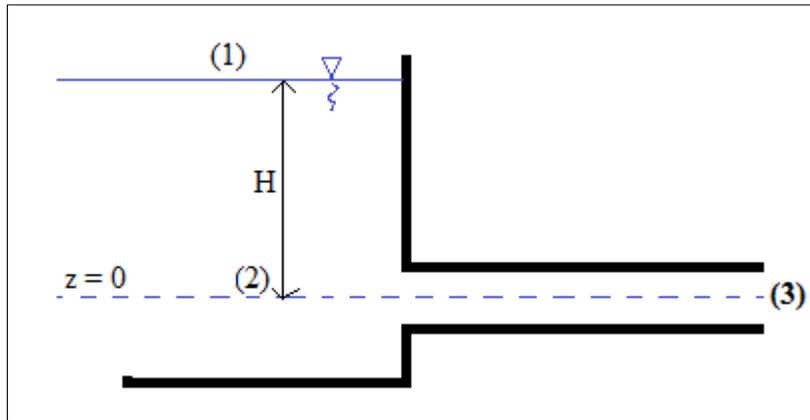
En este apéndice se demuestra, utilizando conceptos de diseño hidráulico de canales, por qué los drenes de laboratorio no poseen presión atmosférica. Se estudia lo que sucede en el interior del dren y se determinan las condiciones de diámetro de dren y conductividad hidráulica del suelo que hubiesen hecho factible el modelar numéricamente los drenes con presiones nulas.

### **B.1 Modelo hidráulico simplificado**

De acuerdo a lo mostrado en el Capítulo 4, para un suelo dado, y un espaciamiento y largo de dren, éste lleva una presión hidráulica en su interior. Para aquellos casos en que la geometría no permita físicamente tener presiones de poros nulas, se deberá considerar que el dren entra en presión y su comportamiento será modelado como tubería. Es en estos casos cuando la modelación de los drenes debe ser llevada a cabo considerando que el dren extrae un caudal determinado, lo que genera una presión de poros distinta de cero en el dren, generando un efecto de bombeo.

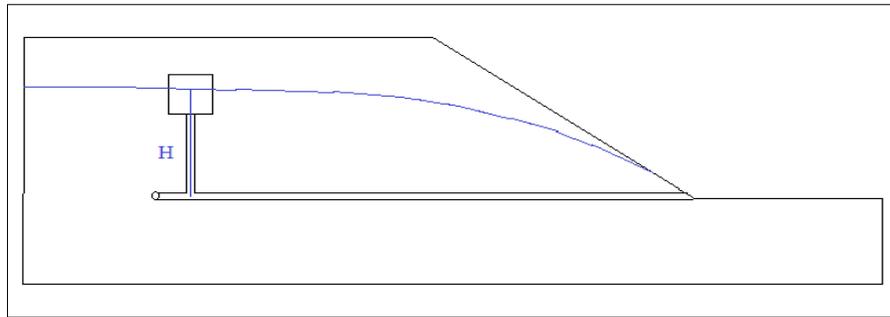
Para determinar el caudal de extracción en el dren se utiliza un modelo hidráulico simplificado que permitirá deducir el caudal que puede extraer el dren de acuerdo a su geometría.

Para poder hacer un análisis hidráulico del comportamiento del dren, en primer lugar es necesario saber cuánta agua ingresa a él. Para esto, es necesario determinar la conductividad hidráulica del ensayo. Para lograr esto, será necesario introducir algunos conceptos asociados a la Figura B. 1.



*Figura B. 1 Modelo hidráulico conceptual*

El modelo hidráulico se basa un tanque de agua (asociado a un medio poroso) unido a una tubería (asociado al dren) con salida de agua en el punto (3) de la Figura B. 1. La Figura B. 2 representa este caso en un talud.



*Figura B. 2 Modelo de análisis equivalente a modelo hidráulico simplificado para dren individual*

Al imponer equilibrio de energía entre los puntos (1) y (2) se tiene:

$$B_1 = B_2 \quad \text{Ec. B- 1}$$

$$B_1 = Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = H \quad \text{Ec. B- 2}$$

$$B_2 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} \quad \text{Ec. B- 3}$$

Utilizando la Ec. B- 1se tiene:

$$H = \frac{p_2}{\gamma} \quad \text{Ec. B- 4}$$

Por otro lado, aplicando equilibrio de energía entre los puntos (2) y (3) de la Figura B. 1 y considerando pérdidas friccionales,

$$B_2 = B_3 + h_f \quad \text{Ec. B- 5}$$

En la salida del dren se tiene  $Z=0$  (cota de referencia utilizada) y está abierto a la atmósfera, por lo que tiene presión nula.

$$B_3 = Z_3 + \frac{V_3^2}{2g} + \frac{p_3}{\gamma} = \frac{V_3^2}{2g} \quad \text{Ec. B- 6}$$

Por lo tanto se tiene,

$$H = \frac{V_3^2}{2g} + h_f \quad \text{Ec. B- 7}$$

Donde

$B_1$  : Bernoulli en el punto (1) [L]

$B_2$  : Bernoulli en el punto (2) [L]

$B_3$  : Bernoulli en el punto (3) [L]

$h_f$ : Pérdidas de energía friccionales en la tubería [L]

H: Altura de agua del flujo estático en el estanque [L]

g: Aceleración de gravedad [L/T<sup>2</sup>]

V: velocidad de salida del flujo [L/T]

Utilizando la ecuación de Darcy-Weisbach presentada en el Capítulo 2 (Ec. 2-25) para pérdidas friccionales se obtiene

$$H = \frac{V_3^2}{2g} \left( 1 + \frac{fL}{D} \right) \quad \text{Ec. B- 8}$$

Así, la velocidad considerando pérdida friccional en la tubería es equivalente a,

$$V_3 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \frac{fL}{D}}} \quad \text{Ec. B- 9}$$

En dónde  $f$  corresponde al factor de fricción, L al largo analizado en dónde se tiene pérdida friccional y D al diámetro de la tubería.

Entonces el caudal de salida es igual a,

*Ec. B- 10*

$$Q = V * A$$

Siendo A el área del dren, ya que se demostró anteriormente que el agua ocupa toda la sección del dren.

Para aplicar el modelo conceptual al análisis de presiones de poros en el talud son necesarias las siguientes acotaciones:

1. El valor de H corresponde a la altura total justo sobre el dren en el nodo más interior. Esto supone que el flujo se considera horizontal, lo que implica que la equipotencial es vertical. Del Capítulo 4 se sabe que el supuesto de flujo horizontal antes de la instalación de drenes se cumple en forma aproximada a las mediciones de laboratorio.
2. Las ecuaciones han considerado que en el punto (3) de la Figura B. 1 no hay presión pues es el borde exterior del dren y está abierto a la atmósfera.
3. El proceso de solución es iterativo. Esto se debe a que la ecuación depende del coeficiente de fricción  $f$ , que en general depende de la velocidad.
4. Si no hay pérdida friccional ( $f = 0$ ), la ecuación toma la forma de vaciamiento libre de un estanque.

### **B.1.1 Determinación de la conductividad hidráulica**

El análisis del modelamiento de drenes se basa en literatura y en ensayos de laboratorio. Se ha demostrado que cuando se considera presión de poros en un nodo del modelo, se está imponiendo una condición de flujo. A partir de esto, es posible determinar el caudal que se extrae por cada nodo. Debido a la ley de Darcy, el valor del caudal depende directamente de la conductividad hidráulica del suelo.

Para determinar la conductividad hidráulica del medio poroso se utilizarán drenes de 0.8 m de largo con un espaciamiento de 0.8 m. Luego, los resultados del modelamiento numérico serán comparados con los resultados de laboratorio obtenidos por Kenney (1977).

El antecedente con el que se cuenta es que se trata de partículas esféricas de vidrio (“glass-beads”) que representan un suelo tipo arena fina. Detalle de los tamaños se encuentran en el Capítulo 3. Se ha considerado que la conductividad hidráulica del suelo se encuentra en el rango [1E-04, 1E-02] m/seg. Se utilizarán tres posibles valores de conductividades:

$$K1= 1E-04 \text{ (m/seg)} = 1E-02 \text{ (cm/seg)}$$

$$K2= 1E-03 \text{ (m/seg)} = 1E-01 \text{ (cm/seg)}$$

$$K3= 1E-02 \text{ (m/seg)} = 1E-00 \text{ (cm/seg)}$$

Utilizando la Ec. B- 9, Ec. B- 10 y un mismo valor de H (carga hidráulica total inicial, sin instalación de drenes) equivalente a 0.144 m, se determina un mismo caudal para los tres casos ( $Q= 1.12E-05 \text{ m}^3/\text{seg}$ ). Este caudal es impuesto en el nodo más profundo del dren ( $X=0.55 \text{ m}$ ) para los cinco drenes modelados, espaciados a 0.8 m. La deducción del nivel freático para los distintos valores de conductividad hidráulica (impuesta en el medio poroso del modelo en FLAC3D) utilizados se muestra en la Figura B. 3. En la figura se presenta un perfil justo en la sección dónde se modela el dren.

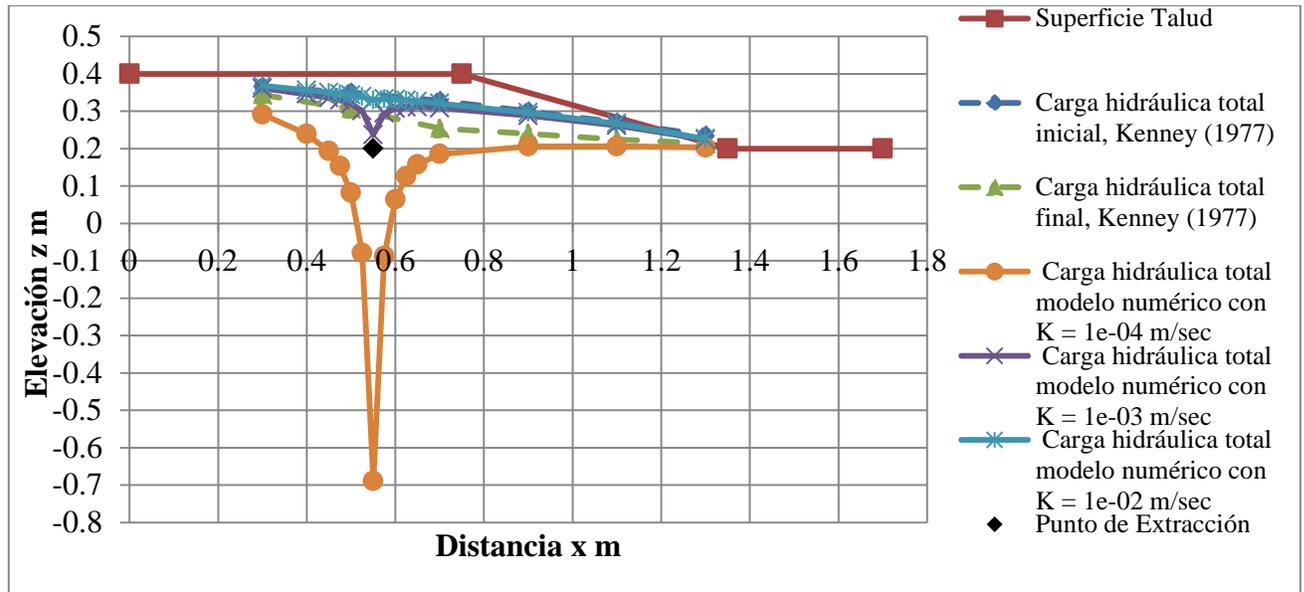


Figura B. 3 Determinación de conductividad hidráulica

Adicionalmente, en la Figura B. 3 se presenta la superficie del talud, los niveles de cota piezométrica iniciales y finales obtenidos por Kenney (1977) (en un corte en  $Y=0.8 \text{ m}$ ). En donde la cota piezométrica inicial corresponde a la carga hidráulica total cuando no se tienen drenes, y la cota piezométrica final corresponde a la carga hidráulica total cuando ya se han incorporado los drenes. A menor conductividad, el nivel desciende drásticamente. A mayor conductividad, el nivel prácticamente no se percata del caudal de extracción. Esto es explicable mediante la Ley de Darcy, en donde el caudal es directamente proporcional a la conductividad.

Analizando las tres curvas, se observa que a menor conductividad hidráulica disminuye la cota piezométrica alcanzando valores negativos. Esto quiere decir que en el suelo se obtienen presiones de poros negativas. Físicamente, no es posible obtener presiones de poros negativas en el dren (sin la existencia de una bomba). Por otro lado, para la mayor conductividad, el nivel casi no se ve afectado. Tampoco es posible que la conductividad hidráulica tenga ese valor ya que la primera iteración es calculada a partir del mayor valor de  $H$ , de esta forma, el primer caudal será el mayor y la disminución de carga hidráulica total también es la máxima que se alcanzará. Si ese caudal no es suficiente para disminuir la napa por bajo del nivel final obtenido en laboratorio (Kenney, 1977), entonces las siguientes iteraciones tampoco podrán llegar a la situación deseada.

Por otro lado, es lógico que para una menor conductividad hidráulica el nivel descienda drásticamente, pues el flujo de agua de un acuífero (en este caso, del talud) con baja conductividad será más lento en comparación con el caudal que se está extrayendo. Por la contraparte, cuando la conductividad es muy alta, el flujo también será alto y podrá contrarrestar el efecto del caudal que se extrae.

De la comparación de los resultados del modelamiento numérico para las tres conductividades hidráulicas con los resultados de laboratorio obtenidos por Kenney (1977), se concluye que la conductividad hidráulica más adecuada para representar la situación de laboratorio es:

$$K= 1E-03 \text{ (m/seg)} = 1E-01 \text{ (cm/seg)}$$

## **B.2 Perfiles de flujo**

### **B.2.1 Introducción a los perfiles de flujo**

De los registros de laboratorio se observa que las cotas piezométricas tienen bajas significativas en zonas cercanas al borde interior del dren, es decir, en los sectores en donde el dren está más alejado de la superficie inclinada del talud. Por lo tanto, en esos centímetros es en donde ocurre la máxima captación de agua. Esto es concordante con lo observado en los modelos numéricos, pues en la sección más alejada de la cara del talud se observa un mayor ingreso de caudal (Figura 4.21). A priori, se está asumiendo que el dren tendría presión nula en toda su longitud. No obstante, al ser la cota piezométrica distinta de la cota geométrica en las pruebas en laboratorio, se concluye que en la realidad el dren no tiene presión cero en toda su extensión. De existir un gradiente de energía suficiente, el agua seguirá entrando, pues la capacidad de la tubería es, en la práctica, ilimitada. Consecuentemente, el agua entrará hasta que la energía del exterior iguale la energía del interior del dren. Esto quiere decir que el problema deja de depender exclusivamente del flujo de agua en medios porosos y entra a depender también de la hidráulica de tuberías y canales.

En esta sección se aborda el estudio de canales abiertos con el objetivo de identificar el perfil de flujo, denominado también eje hidráulico, dentro de un dren o tubería con aporte de caudal a lo largo de ella.

En particular, el flujo en un dren o tubería es similar al de un canal abierto. Sin embargo, el flujo en canal abierto se caracteriza por poseer una superficie libre, a diferencia de la tubería, en que el agua puede llenar completamente el conducto. De esta forma, en un canal, la superficie libre se encuentra sometida a presión atmosférica, al contrario de la tubería llena, que lleva presión hidráulica. Por otro lado, el flujo de un conducto cerrado no corresponde necesariamente a un flujo en tubería. Si tiene una superficie libre, puede ser estudiado como un canal abierto. Así, en teoría, el diseño de un dren puede realizarse para que opere como canal abierto y así ser modelado con presión nula.

No obstante, se ha observado que modelar los drenes con presión nula no se ajusta a los resultados de laboratorio. Se intenta abordar la problemática desde el punto de vista hidráulico y lo que sucede dentro del dren.

Como se vio en el capítulo anterior, el aporte incremental de caudal dado por cada nodo de la malla va disminuyendo (Figura 4.21). En particular se ha presentado el caso en que el largo es de 0.8 (m) y el espaciamiento de 0.8 (m). Por otro lado, el caudal que fluye dentro del dren va aumentando desde dentro hacia afuera (Figura 4.22). Así, el flujo debe ser clasificado como gradualmente variado. El flujo es variado cuando la profundidad de flujo cambia a lo largo de un canal. En esa situación el caudal no es uniforme y debido a eso se tiene una variación de energía.

Se define la energía específica como el Bernoulli respecto al fondo del canal, es decir, corresponde a la profundidad del fluido más la altura de velocidad.

$$E \equiv h + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ec. B- 11}$$

Donde

E : energía específica [L]

h : altura del flujo en el canal [L]

V : Velocidad del flujo [L/T]

g : Aceleración de gravedad [L/T<sup>2</sup>]

Se observa que la Ec. B- 11 para una sección de canal y para un caudal predeterminado, es exclusivamente dependiente de la profundidad del flujo. Además, se puede ver que la ecuación tiene dos soluciones reales positivas con significado físico. Se determinará el valor de E mínimo y la altura asociada a él.

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Ec. B- 12}$$

$$E = h + \frac{1}{2g} \frac{Q^2}{A^2} \quad \text{Ec. B- 13}$$

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} \quad \text{Ec. B- 14}$$

$$\frac{dA}{dh} = l \quad \text{Ec. B- 15}$$

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} l = 0 \quad \text{Ec. B- 16}$$

Donde

Q: caudal que fluye por el canal [ $L^3/\text{seg}$ ]

A: Área de escurrimiento [ $L^2$ ]

l: Ancho superficial [Adimensional]

Se define entonces el número de Froude,

$$Fr^2 = \frac{Q^2}{gA^3}l \quad \text{Ec. B- 17}$$

Donde

$Fr$  : Número de Froude

El número de Froude representa la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales que actúan sobre el fluido.

Entonces, la energía crítica corresponde a la mínima energía requerida para que escurra un caudal por un canal. La altura asociada a ese mínimo es la altura crítica. En la Figura B. 4 se presentan curvas de energía para distintos caudales (Chow, 1994). Los puntos críticos para cada caudal están representados por la letra C. La recta que une a C, C' y C'' corresponde al estado crítico. Luego, se aprecia que para una energía, distinta a la crítica, existen dos profundidades de flujo posible. Cuando la altura de flujo es mayor a la altura crítica, la velocidad de flujo debe ser menor que la velocidad en estado crítico, por consiguiente, el flujo es subcrítico. Cuando la altura de flujo es menor a la altura crítica, la velocidad de flujo debe ser mayor, el flujo es supercrítico.

Así, para un nivel de energía superior a la crítica se tienen dos alturas que satisfacen la ecuación de energía, una subcrítica y otra supercrítica. Sólo una de estas ramas será consecuente con el problema a analizar dependiendo de donde se obtenga la condición de borde.

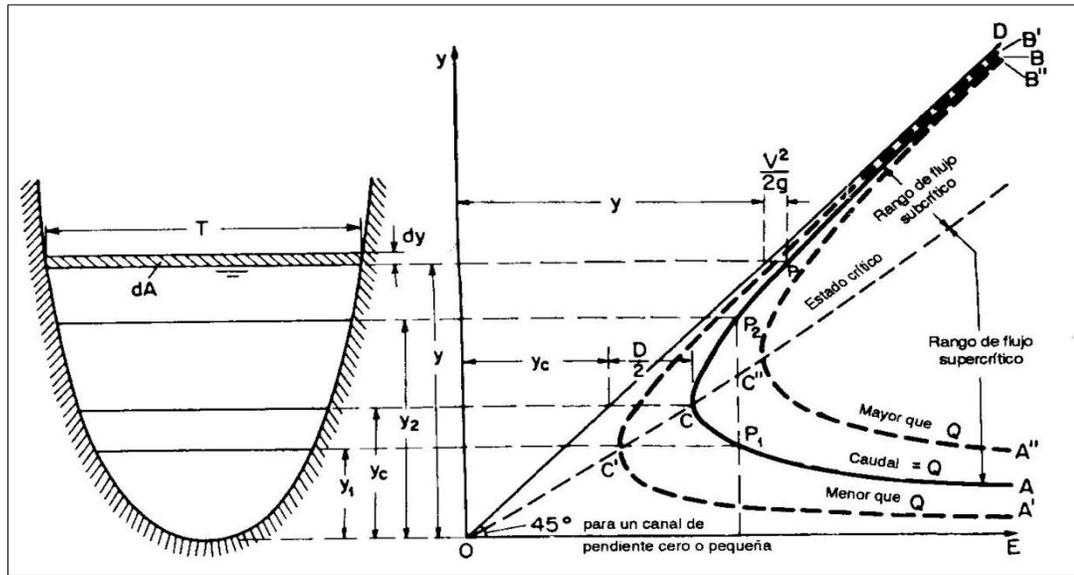


Figura B. 4 Curvas de energía, (Chow, 1994)

La altura que se obtiene de hacer  $i = J$  se denomina altura normal. Donde  $i$  corresponde a la pendiente del canal y  $J$  a la variación de Bernoulli en el sentido del flujo,

$$J = -\frac{dB}{dx} \quad \text{Ec. B- 18}$$

Donde

B : Bernoulli [L]

La altura normal se obtiene cuando la aceleración de gravedad se encuentra en equilibrio con la resistencia del canal. Es necesario aclarar que en un canal sin pendiente, la altura normal tiende al infinito.

Por lo tanto, se analizará el perfil de flujo en un canal prismático horizontal con flujo gradualmente variado. La clasificación de los perfiles de flujo para este caso se presenta en la Figura B. 5. En esta situación en particular, los posibles ejes hidráulicos corresponden a H2 y H3.

H2 corresponde a un flujo subcrítico (determinado a partir de una condición de aguas abajo), con una curva de caída en que:

$$y_n > y > y_c$$

H3 corresponde a un flujo supercrítico (determinado a partir de una condición de aguas arriba), con una curva de remanso, en que:

$$y_n > y_c > y$$

Donde

$y_n$  : Altura normal [L]

$y_c$  : Altura crítica [L]

$y$  : Profundidad en el canal [L]

Se ha explicado que  $y_n$  representa la altura de flujo cuando la gravedad está en equilibrio con la resistencia del canal. H2 ocurre cuando el fondo del canal en el extremo aguas abajo se sumerge en un embalse con profundidad menor a la normal  $y_n$ . Es decir, la profundidad que se sumerge es menor a la profundidad con que venía el perfil de flujo (Figura B. 5). Si la diferencia de altura que cae es menor a la profundidad crítica, el perfil termina abruptamente, con su extremo tangente a una línea vertical (Figura B. 4). Así, la profundidad en la salida es equivalente a la profundidad crítica. Por otro lado, H3 ocurre cuando el flujo supercrítico entra en un canal suave y así el inicio del perfil depende de la velocidad inicial del agua entrante, es decir, de una condición aguas arriba.

En el problema estudiado, el agua está siendo transportada por un dren. En la salida del dren se está suponiendo que el agua es expulsada libremente. Si el agua fuese evacuada, por ejemplo, a una tubería recolectora, la profundidad a la que se sumerge sería mayor a la altura normal (que es la altura que alcanza en el equilibrio), por lo tanto, se trataría de un H3. Sin embargo, no es el caso de los drenes instalados en taludes, en que el comportamiento del flujo del sistema de drenaje será descrito por H2. Consecuentemente, la condición de borde se impone aguas abajo (altura crítica) lo cual representa de manera indudable una condición subcrítica y no supercrítica como lo necesita un perfil H3.

En la Figura B. 5 también se aprecian los posibles ejes hidráulicos para pendientes no horizontales. La pendiente de un canal que mantiene un caudal con altura uniforme y crítica en un canal prismático se denomina pendiente crítica ( $S_c$ ). Si la pendiente del canal es menor a la crítica, el flujo tendrá menor velocidad, de naturaleza subcrítica, se conoce como pendiente subcrítica o suave. Por el contrario, una pendiente mayor a la crítica dará origen a una pendiente empinada o supercrítica. De esta forma, tanto pendiente horizontal como pendiente suave tienen como condición,

$$y_n > y_c$$

De esta forma, los casos de pendiente horizontal corresponden a los casos límites de los perfiles con pendiente suave. Por lo tanto, el análisis a continuación será válido para drenes instalados con pequeña inclinación.

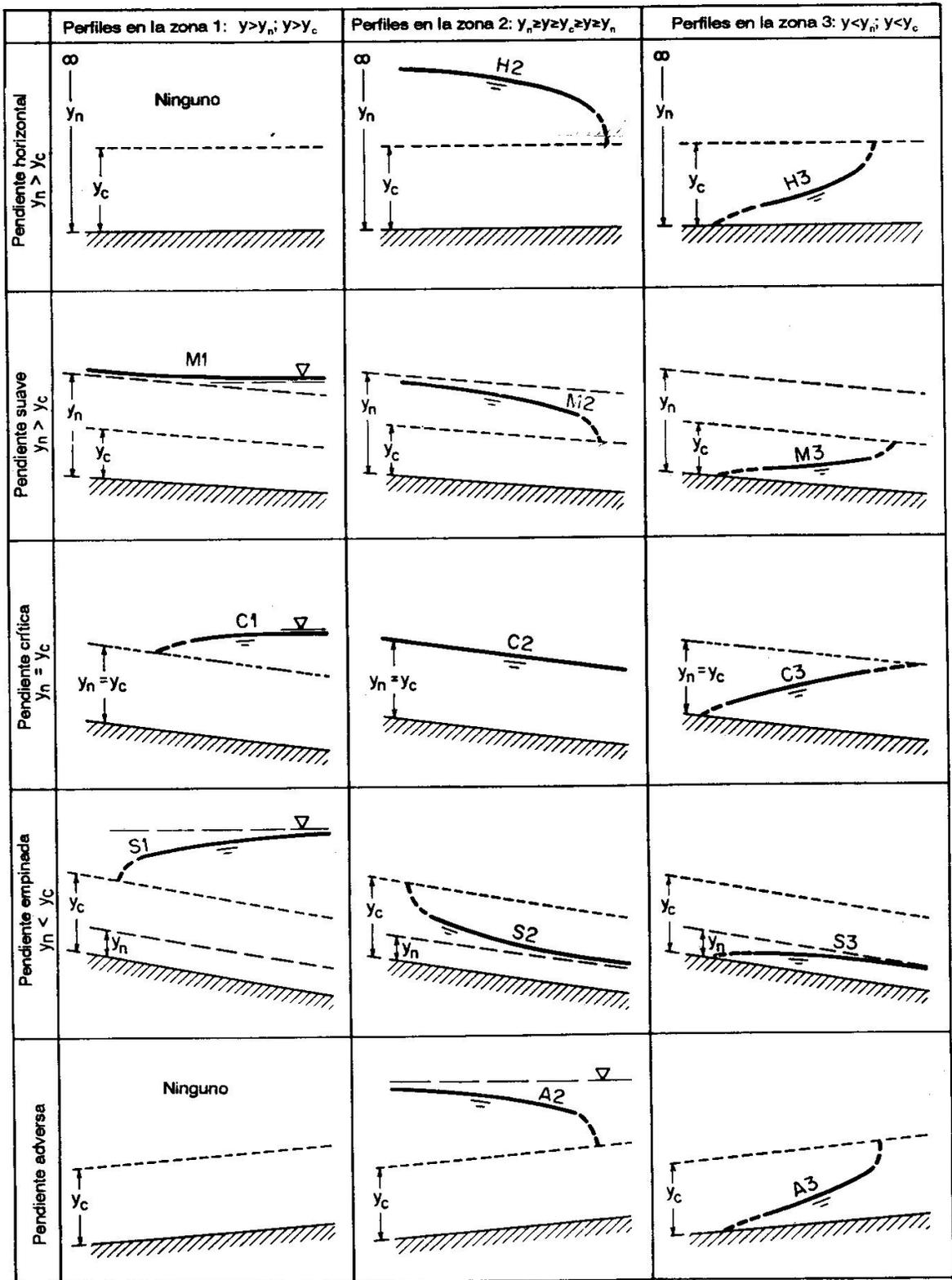


Figura B. 5 Clasificación perfiles de flujo en flujo gradualmente variado (Chow, 1994)

## B.2.2 Flujo espacialmente variado

Una vez identificada la condición de borde para obtener el perfil de flujo dentro del dren, es necesario presentar la forma en que el eje hidráulico será calculado. Para esto es necesario clasificar el perfil que se tendrá.

Se conoce como flujo espacialmente variado (o discontinuo) a la situación en que el caudal de un flujo permanente no es uniforme, es decir, existe una entrada o salida de caudal. Este tipo de flujo se observa en cunetas de carretera, canales de riego, drenaje en sistemas de irrigación, etc. El flujo es variado si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal.

Así, el agua que se extrae o añade al canal causará perturbaciones en la energía del sistema debido a la mezcla turbulenta entre el agua que viene del canal y la agregada o expulsada al exterior. De esta forma, se debe utilizar la ecuación de momento en vez de la ecuación de energía.

La deducción de la ecuación de flujo espacialmente variado presentada a continuación tiene los siguientes supuestos (Chow, 1994):

1. El flujo es unidireccional.
2. La distribución de velocidades a través de la sección transversal es constante y uniforme.
3. La presión en el flujo sigue una distribución hidrostática.
4. La pendiente del canal es relativamente pequeña.
5. Se utiliza la ecuación de Manning para evaluar las pérdidas friccionales.
6. El efecto de atrapamiento de aire es insignificante.

Para solucionar un perfil de flujo espacialmente variado se debe utilizar el teorema de la cantidad de movimiento en canales. El momentum que pasa por una sección, por unidad de tiempo es,

$$M = \frac{\gamma}{g} Q V_x \quad \text{Ec. B- 19}$$

Donde

M: Momento [FL]

$\gamma$  : Peso unitario del agua [F/L<sup>3</sup>]

$g$  : Aceleración de gravedad [L/T<sup>2</sup>]

Q: Caudal p [L<sup>3</sup>/T]

$V_x$ : Velocidad del flujo [L/T]

El momentum que pasa por la sección (1) por unidad de tiempo

$$\frac{\gamma}{g} Q V_x \quad \text{Ec. B- 20}$$

El momentum que pasa por la sección (2) por unidad de tiempo

$$\frac{\gamma}{g} (Q + dQ)(V_x + dV_x) \quad \text{Ec. B- 21}$$

Dónde  $dQ$  corresponde al caudal añadido entre las secciones (1) y (2).

El cambio de momentum en el cuerpo de agua contenido entre las secciones (1) y (2) es igual a,

$$\frac{\gamma}{g} (Q + dQ)(V_x + dV_x) - \frac{\gamma}{g} Q V_x = \frac{\gamma}{g} (QdV_x + (V_x + dV_x)dQ) \quad \text{Ec. B- 22}$$

Por el teorema de la cantidad de movimiento en canales se tiene,

$$\sum F \text{ externas }_x = \frac{\gamma}{g} \Delta (Q V_x) \quad \text{Ec. B- 23}$$

De la Figura B. 6 y al igualar el cambio de momentum del cuerpo de agua a la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre el cuerpo se tiene,

$$\frac{\gamma}{g} (QdV_x + (V_x + dV_x)dQ) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad \text{Ec. B- 24}$$

Dónde,

$P_i$ : Presión hidrostática en la sección (i) [F]

$W$ : Peso del fluido contenido entre las dos secciones [F]

$F_f$  : Fuerza friccional a lo largo de las paredes del canal [F]

Al considerar los diferenciales como diferencias finitas,

$$\frac{\gamma}{g} (QdV_x + (V_x + dV_x)dQ) = -\gamma \int_0^{\Delta y} A dy + \gamma S_0 \int_0^{\Delta x} A dx - \gamma S_f \int_0^{\Delta x} A dx = \quad \text{Ec. B- 25}$$

$$-\gamma \bar{A} \Delta y + \gamma S_0 \bar{A} \Delta x - \gamma S_f \bar{A} \Delta x$$

Donde,

$\bar{A}$  : Área promedio [L<sup>2</sup>]

El caudal varía con el incremento finito de la longitud del canal,

$$\bar{A} = \frac{(Q_1 + Q_2)}{(V_1 + V_2)} \quad \text{Ec. B- 26}$$

En donde,

$$Q = Q_1 \quad \text{Ec. B- 27}$$

$$\Delta V = V_2 - V \quad \text{Ec. B- 28}$$

Se tiene,

$$\Delta y = - \frac{Q_1(V_1+V_2)}{g(Q_1+Q_2)} \left( \Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right) + S_0 \Delta x - S_f \Delta x \quad \text{Ec. B- 29}$$

Donde

$S_0$  : Pendiente del canal igual a  $\sin \theta$

$S_f$  : Pendiente de fricción

Además se tiene que,

$$F_f = S_f \Delta x \quad \text{Ec. B- 30}$$

En donde  $S_f$  puede expresarse mediante la ecuación de Manning como,

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{Rh^{2/3}} \quad \text{Ec. B- 31}$$

En el sistema de unidades MKS (unidades fundamentales en metro, kilogramo y segundo).

Para comenzar a solucionar el perfil de flujo en el punto final del dren se debe imponer una condición de borde de aguas abajo. En el extremo del dren, el agua es expulsada fuera del talud, produciéndose una caída hidráulica debido a un cambio abrupto en la pendiente del flujo de agua. Esto genera que el flujo deba pasar de un estado subcrítico a un estado supercrítico (Figura B. 4). Por lo tanto, la condición de borde de aguas abajo, en el extremo del dren, corresponde a la altura crítica. Con la altura crítica encontrada, presión hidráulica cero (abierto a la atmósfera) y velocidad de salida (dada por el caudal de salida) del flujo es posible comenzar a solucionar la ecuación hacia dentro del dren.

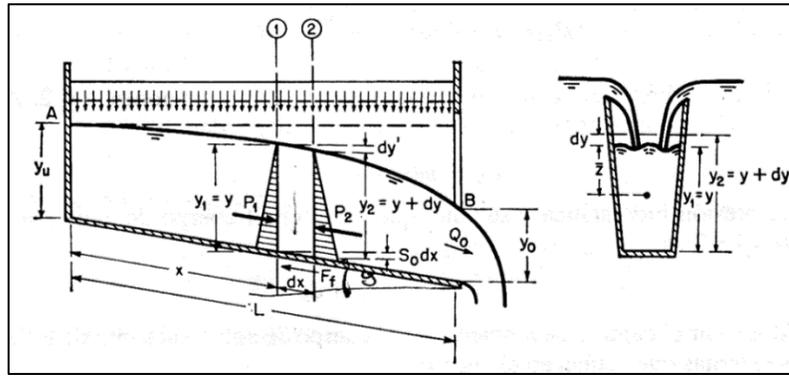


Figura B. 6 Análisis de flujo espacialmente variado, (Chow, 1994)

En la Figura B. 7 se presenta un esquema que denota que el perfil de flujo, dentro del dren, debe ser encontrado de afuera hacia dentro. Esto se debe a que la condición de borde es aguas abajo (estado subcrítico).

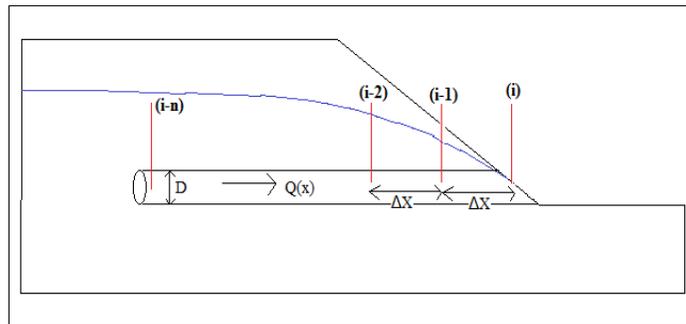


Figura B. 7 Sistema de notación para perfil de flujo

### B.2.3 Caracterización geométrica del canal

Para resolver las ecuaciones son necesarias las propiedades geométricas de diseño de un conducto circular. Los parámetros geométricos se observan en la Figura B. 8.

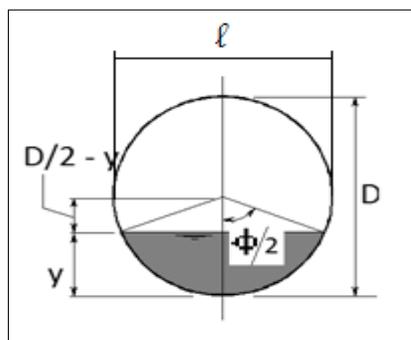


Figura B. 8 Propiedades geométricas de la sección transversal de una tubería

$$y = \frac{D}{2} (1 - \cos(\theta/2)) \quad \text{Ec. B- 32}$$

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \sin(\theta)) D^2 \quad \text{Ec. B- 33}$$

$$R_h = \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta} \right) D \quad \text{Ec. B- 34}$$

$$l = \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) D \quad \text{Ec. B- 35}$$

Dónde

A: Área de escurrimiento [L<sup>2</sup>]

$R_{h(i)}$ : Radio hidráulico [L]

l: Ancho superficial

Por último, la condición de crisis está dada por el número de Froude (Ec. B- 17). Se presenta su evaluación para un conducto circular en la Ec. B- 36.

$$Fr^2 = 1 = \frac{Q^2 \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) D}{g A^3} = \frac{Q^2 \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) D}{g \left(\frac{1}{8} (\phi - \sin(\phi)) D^2\right)^3} \quad \text{Ec. B- 36}$$

Dónde

$Fr$  : Número de Froude

Así, la ecuación es solo dependiente de  $\phi$ . Por lo tanto, para encontrar la altura crítica es necesario encontrar un  $\phi$  que satisfaga la Ec. B- 36 y luego evaluar las propiedades geométricas del conducto cerrado presentadas en la Ec. B- 32 (altura de flujo), la Ec. B- 33 (área de escurrimiento), la Ec. B- 34 (radio hidráulico) y la Ec. B- 35 (ancho superficial). Una vez encontrada la altura de flujo en el punto final del dren es posible encontrar la altura del flujo hacia dentro del dren de forma iterativa utilizando la Ec. B- 29.

Cabe mencionar que la altura crítica es una condición de borde encontrada para el extremo del dren. Por lo tanto se debe considerar el caudal total que sale por el dren, aunque éste varíe a lo largo del dren.

#### **B.2.4 Solución del perfil de flujo**

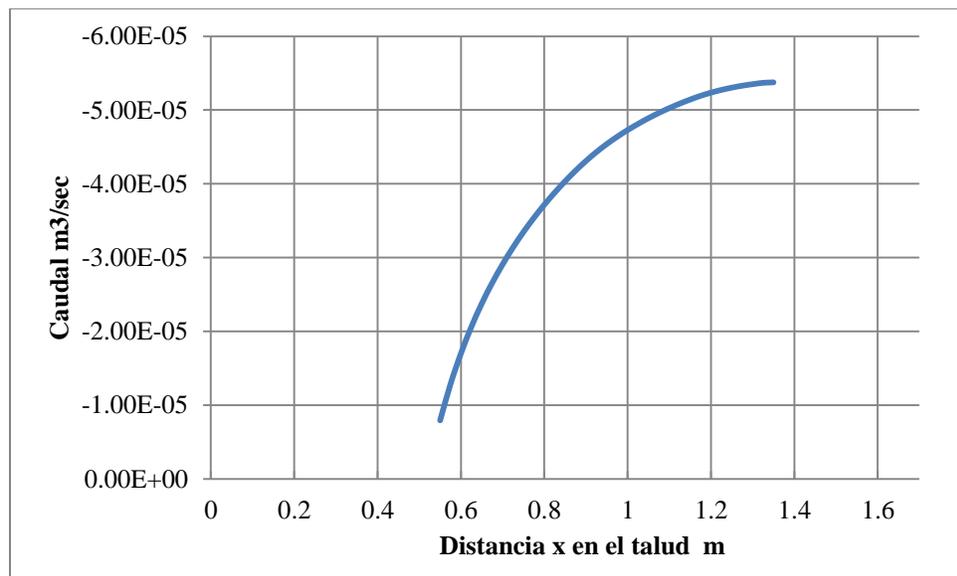
El objetivo de esta sección es determinar el eje hidráulico dentro del dren. Se intentará determinar el perfil de flujo para el caso particular de espaciamiento entre drenes de 0.8 m con longitud de dren de 0.8 m. Se especifica que el dren utilizado en laboratorio tenía un diámetro de 0.0048 m (cerca a 5 mm), por lo tanto este es el valor del diámetro que debe ser utilizado para determinar el perfil de flujo.

Se determinó que una variable importante del problema es el caudal. Para determinar el perfil de flujo se utilizará el caudal obtenido directamente desde el análisis del software FLAC3D al imponer presión de poros nula y con conductividad hidráulica equivalente a:

$$K = 1E-03 \text{ (m/seg)} = 1E-01 \text{ (cm/seg)}$$

El caudal a utilizar no fue medido en laboratorio, por el contrario, corresponde al caudal de diseño para que los drenes trabajen como canales abiertos y no como tuberías en presión. Por lo tanto, se verificará si el dren utilizado en laboratorio trabaja o no como canal. Se espera demostrar que el dren de laboratorio está trabajando como una tubería (y no como canal) debido a que su altura piezométrica es distinta a su altura geométrica, por lo tanto, la componente de altura de presión es distinta de cero. Esto justificaría que los resultados de laboratorio no se ajusten a los resultados numéricos.

En la Figura B. 9 se presenta la distribución de caudal a utilizar en el análisis de eje hidráulico.



*Figura B. 9 Caudal dentro del dren v/s Distancia x*

En la Tabla B- 1 se presentan los datos para encontrar la altura crítica, según la Ec. B- 36 Además se presenta el coeficiente de Manning para evaluar el perfil de flujo.

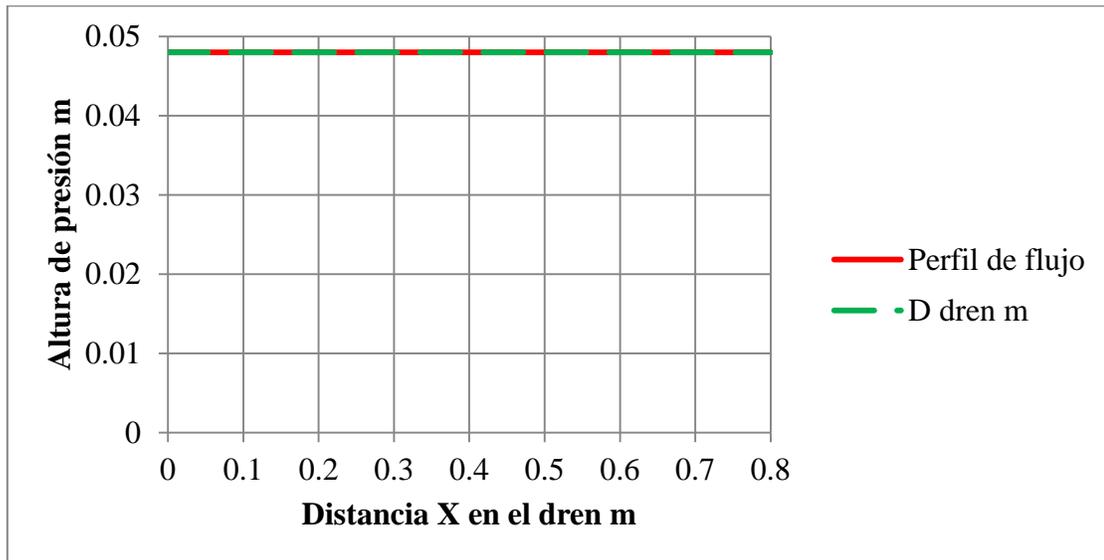
*Tabla B- 1 Datos para evaluación del perfil de flujo*

Diámetro (m)	0.0048
$\Delta x$ : Espaciamiento entre (i) e (i-1) (m)	0.05
n Manning	0.01
Caudal salida Q (m <sup>3</sup> /sec)	5.88E-05

Los resultados para el estado crítico en la salida del dren se presentan en la Tabla B- 2.

*Tabla B- 2 Resultados estado crítico salida del dren D=0.0048 (m)*

$\phi$ (°)	359.6
Área (m <sup>2</sup> )	1.81E-05
Altura de flujo (m)	0.004799



*Figura B. 10 Altura de presión v/s Distancia x del dren, D=0.0048 m*

En la Figura B. 10 se presenta gráficamente el perfil de flujo a lo largo del dren. Se observa que la altura crítica ha alcanzado su cota superior desde el comienzo del dren, equivalente al diámetro del dren. Por lo tanto, se determina que, para el caudal presentado en la Figura B. 9 el agua llena completamente el conducto y consecuentemente, deja de tener una superficie libre. Así, en esta situación el dren debe estudiarse como una tubería en presión (presión hidráulica distinta de cero) y no como un canal abierto.

Para demostrar que el procedimiento es el adecuado, se presenta el mismo análisis pero con un dren de diámetro D=0.048 m es decir, diez veces el tamaño del dren del modelo. Los resultados se presentan en la Tabla B- 3. El eje hidráulico para este caso se observa en la Figura B. 11.

*Tabla B- 3 Resultados estado crítico salida del dren D=0.048 m*

Caudal salida Q (m <sup>3</sup> /sec)	5.88E-05
Diámetro (m)	0.048
g (m/sec <sup>2</sup> )	9.81
$\phi$ (°)	102.9
Área (m <sup>2</sup> )	2.36E-04
Altura de flujo (m)	0.009042

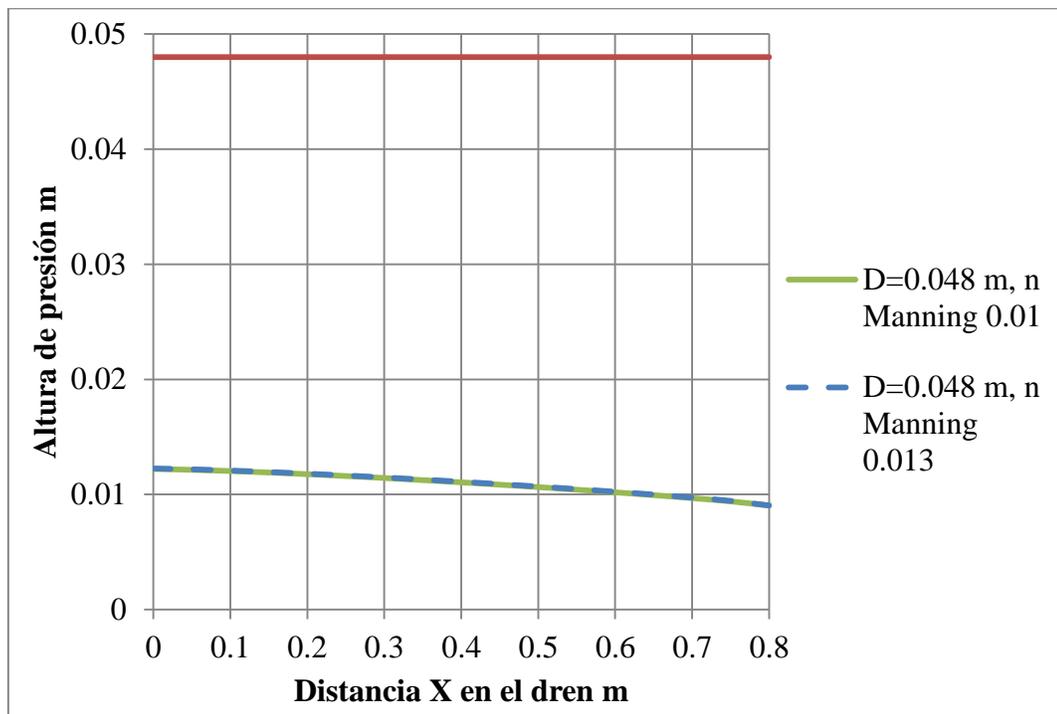


Figura B. 11 Altura de presión v/s Distancia x del dren, D=0.048 m

La solución anterior corresponde a un H2, quebrada libre con curva de caída y satisface las ecuaciones matemáticas además de la interpretación física del problema.

Se ha trabajado con un valor de n de Manning de 0.01, valor obtenido de considerar un material metálico liso. Esto debido a que el material del dren corresponde a una malla #200. Sin embargo, en la Figura B.11 también se presenta la solución al perfil de flujo con un n de Manning de 0.013, debido a la dificultad de encontrar el valor que represente de manera exacta al material. Del análisis de ejes hidráulicos para distintos n de Manning no se observan diferencias significativas entre ambos resultados. Por lo tanto, no afecta significativamente este resultado final. Por otro lado, los análisis a continuación son con el objetivo de encontrar diámetros del dren o conductividades hidráulicas del material poroso referenciales que hubiesen respetado la condición de modelamiento de presión nula. De esta forma, se determina que de afectar el valor de n de Manning en la solución, su inferencia no es significativa en los resultados.

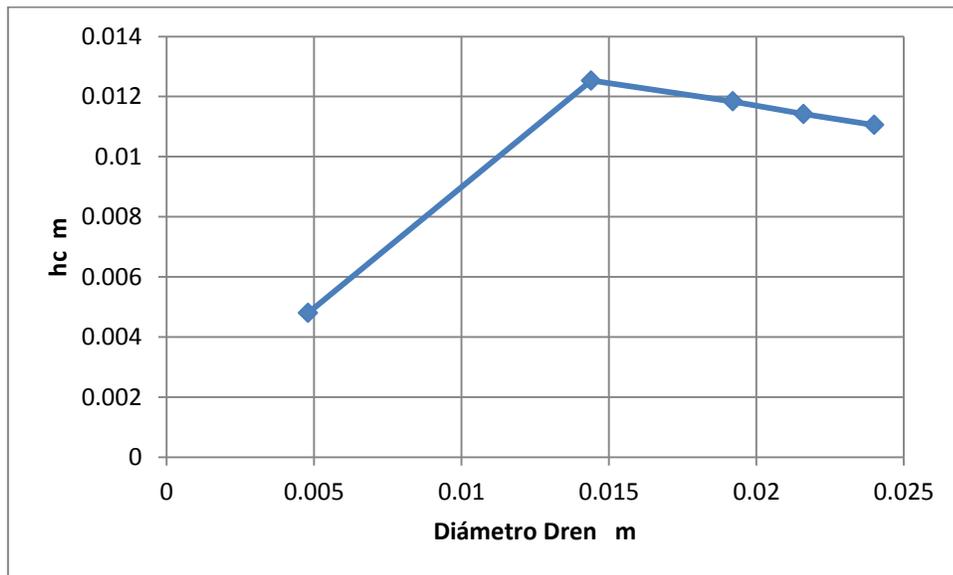
### B.2.6 Influencia del diámetro en el perfil de flujo

En la sección anterior se ha demostrado que para una conductividad hidráulica de  $1E-03$  m/sec el dren con diámetro de 0.0048 m (4.8 mm) entra en presión. También se ha demostrado que para una misma conductividad hidráulica, un dren de diámetro 0.048 m (4.8 cm) cumple la hipótesis de presión de poros atmosférica. Por lo tanto, el diámetro crítico para que se cumpla la hipótesis está entre 0.0048 m y 0.048 m, para la conductividad hidráulica encontrada de laboratorio. Esto incurre en que el caudal de diseño del dren es de  $5.88E-05$  m<sup>3</sup>/seg. De esta forma, en esta sección se estudiará la influencia del diámetro en el eje hidráulico para una misma

conductividad hidráulica equivalente a  $1E-03$  m/sec. En la Tabla B- 4 y Figura B. 12 se presentan las alturas críticas en función del diámetro.

*Tabla B- 4 Alturas críticas para distintos diámetros*

D (m)	hc (m)
0.0048	0.00479999
0.024	0.01105238
0.0144	0.01253301
0.0192	0.01183766
0.0216	0.01141763



*Figura B. 12 Alturas críticas en función del diámetro del conducto cerrado,  $S=0.8$  m,  $L=0.8$  m,  $K= 1E-03$  m/sec*

Se observa que la curva que describe la dependencia de la altura crítica con respecto al diámetro posee un quiebre significativo. Esto se debe a que la altura crítica no puede ser mayor al diámetro. Por lo tanto, para diámetros pequeños, como es el caso del primer punto, la altura encontrada es equivalente al diámetro. Por otro lado, para diámetros mayores, la altura crítica comienza a tomar valores menores al diámetro. Así, del gráfico se concluye que la altura crítica tiene una variación lineal con el diámetro para diámetros mayores. Cuando la altura crítica es similar al diámetro es posible asumir que el dren está en presión, pues la altura crítica es la altura al final del dren y del estudio de eje hidráulico se ha determinado que la altura de flujo disminuye a lo largo del dren. Por lo tanto, si la altura crítica (a la salida) es cerca al diámetro, la altura hidráulica total en el dren será mayor al diámetro.

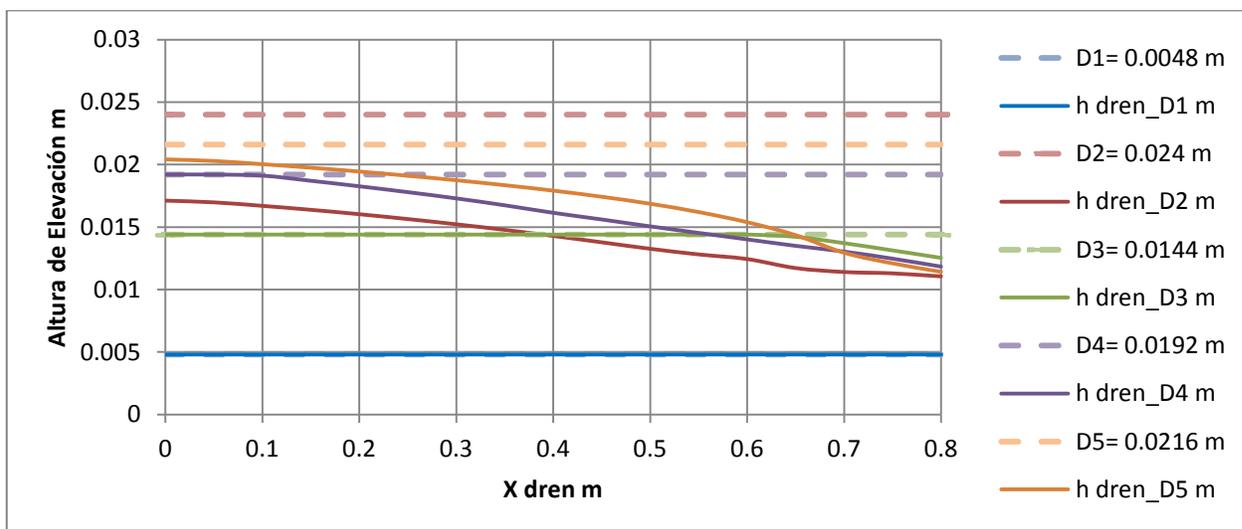


Figura B. 13 Perfiles de flujo para distintos diámetros.  $S=0.8$  m,  $L=0.8$  m

En la Figura B. 13 se presentan los resultados para los diámetros estudiados. Se observa que para diámetros pequeños el dren siempre tendrá una presión en su interior. Por otro lado, para diámetros mucho mayores, no se está realizando un diseño óptimo. Por consiguiente, se concluye que el diámetro óptimo para el caso analizado es de 0.02 m (2 cm), un valor que es aproximadamente cuatro veces el considerado en el estudio de laboratorio.

### B.2.5 Influencia de la conductividad hidráulica en el perfil de flujo

En la presente sección se estudiará la influencia de la conductividad hidráulica en el perfil de flujo, y por lo tanto, en la energía que se tendrá dentro del canal o tubería. Es decir, se consideran distintas conductividades hidráulicas y el diámetro utilizado en laboratorio.

En primer lugar se establecen distintas conductividad y alturas críticas para cada una de ellas. Se presentan en la Tabla B- 5 y Figura B. 14.

Tabla B- 5 Alturas críticas para distintas conductividades hidráulicas

K (m/seg)	hc (m)
7.00E-06	0.00136
1.00E-05	0.00163
2.00E-05	0.00234
2.50E-05	0.00263
3.00E-05	0.00290
1.00E-03	0.00480

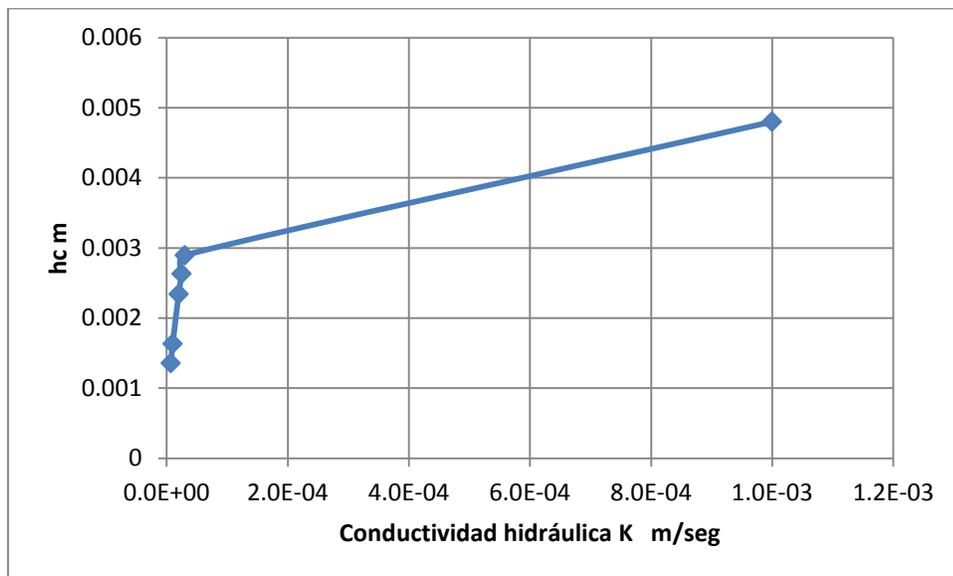


Figura B. 14 Alturas críticas en función de la conductividad hidráulica,  $S=0.8$  m,  $L=0.8$  m,  $D=0.0048$  m

El valor de la altura crítica está en función del caudal y de las propiedades geométricas del dren. El caudal es directamente dependiente de la conductividad hidráulica. En particular, en todos los casos con distinta conductividad hidráulica se ha utilizado un mismo diámetro equivalente a 0.0048 m. De esta forma, se concluye que para una conductividad de 0.001 m/sec, la altura crítica alcanza el valor del diámetro. Cabe recordar que la altura crítica, matemática y físicamente, no puede sobrepasar el valor del diámetro.

El resultado anterior es importante y aplicable a distintos largos y espaciamientos de drenes. Para alturas críticas cercanas al diámetro, no se podrá desarrollar un eje hidráulico H2. Por consiguiente, con las conductividades hidráulicas y diámetro que dan origen a esa altura crítica, el dren no podrá ser modelado con presión nula pues no poseerá una superficie libre y por tal, tendrá una presión hidráulica distinta de cero.

El valor del caudal se ha modificado en función de la constante de proporcionalidad de Darcy. La distribución de caudales para cada una de las situaciones planteadas se presenta en la Figura B. 15.

En la Figura B. 16 se tienen seis ejes hidráulicos para un mismo diámetro en función de la constante de Darcy. Lo que se espera es encontrar una conductividad hidráulica con la cual la hipótesis de presión nula sea adecuada. Se concluye que con una conductividad de  $2.5E-05$  m/sec se satisfacen las condiciones. Por la contraparte, el valor que se adecua a lo encontrado en laboratorio es de  $1E-03$  m/sec. Ambos valores difieren en aproximadamente dos órdenes de magnitud. Variaciones de caudal en dos órdenes de magnitud son significativas, sin embargo, es posible encontrar variaciones similares de la conductividad hidráulica para distintos suelos que tienen una misma clasificación. Por lo tanto, el problema es sensible a la

conductividad hidráulica pues es extremadamente sensible al caudal que circulará dentro del dren.

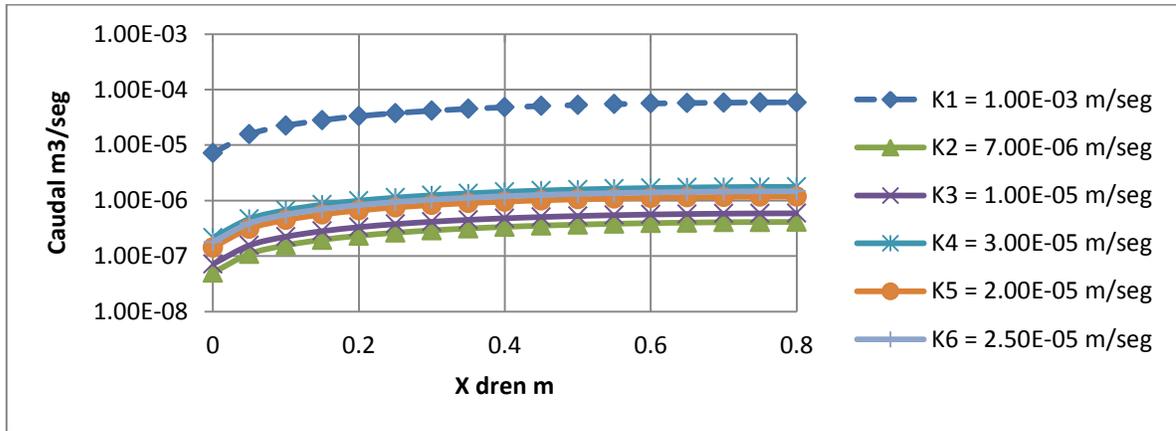


Figura B. 15 Distribución de caudales para distintas conductividades hidráulicas

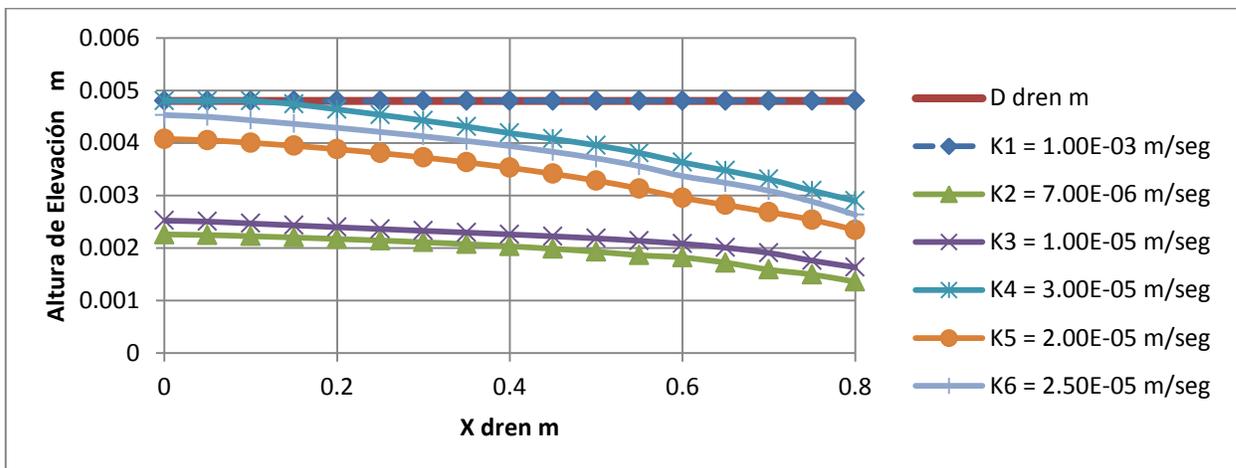


Figura B. 16 Perfiles de flujo para distintas conductividades hidráulicas,  $S=0.8$  m,  $L=0.8$  m,  $D=0.0048$  m

Se concluye que el perfil de flujo es dependiente tanto de las propiedades del medio poroso como de las propiedades geométricas del dren. Por lo tanto, para que el ensayo de laboratorio fuese válido se debió haber utilizado un suelo menos permeable o un diámetro de dren mayor.

## **Anexo C: Modelamiento de drenes horizontales con condición de borde de caudal**

Se ha demostrado que modelar los drenes con presión atmosférica no es representativo de lo observado en laboratorio. A continuación se presenta un método de modelamiento numérico que podría representar el comportamiento en laboratorio.

### **C.1 Modelo simplificado de un punto de captación**

El modelamiento simplificado de un dren consiste en modelar el dren con una condición de borde en un solo nodo. Éste es considerado como un orificio de entrada de agua al dren en el extremo del dren y corresponde al punto más alejado de la superficie del talud (el más profundo). Para asignarle la característica de dren, al nodo mencionado se le ha asignado un caudal de extracción determinado según el procedimiento presentado en el Anexo B. Los resultados se presentan en la Figura C. 1 y Figura C. 2. En la Figura C. 1 se presentan dos resultados para distintos caudales. La serie de datos correspondientes a It 1 (iteración #1) son los resultados de considerar H (en Ec. B- 9 y Ec. B- 10) a partir del valor inicial, sin instalación de drenes. Este valor es el mismo independiente de si se está analizando el modelo numérico o el modelo en laboratorio, pues dan el mismo resultado. La serie de datos correspondientes a It 2 (iteración #2) son los resultados de considerar H (en Ec. B- 9 y Ec. B- 10) a partir del valor de H encontrado luego de la It 1.

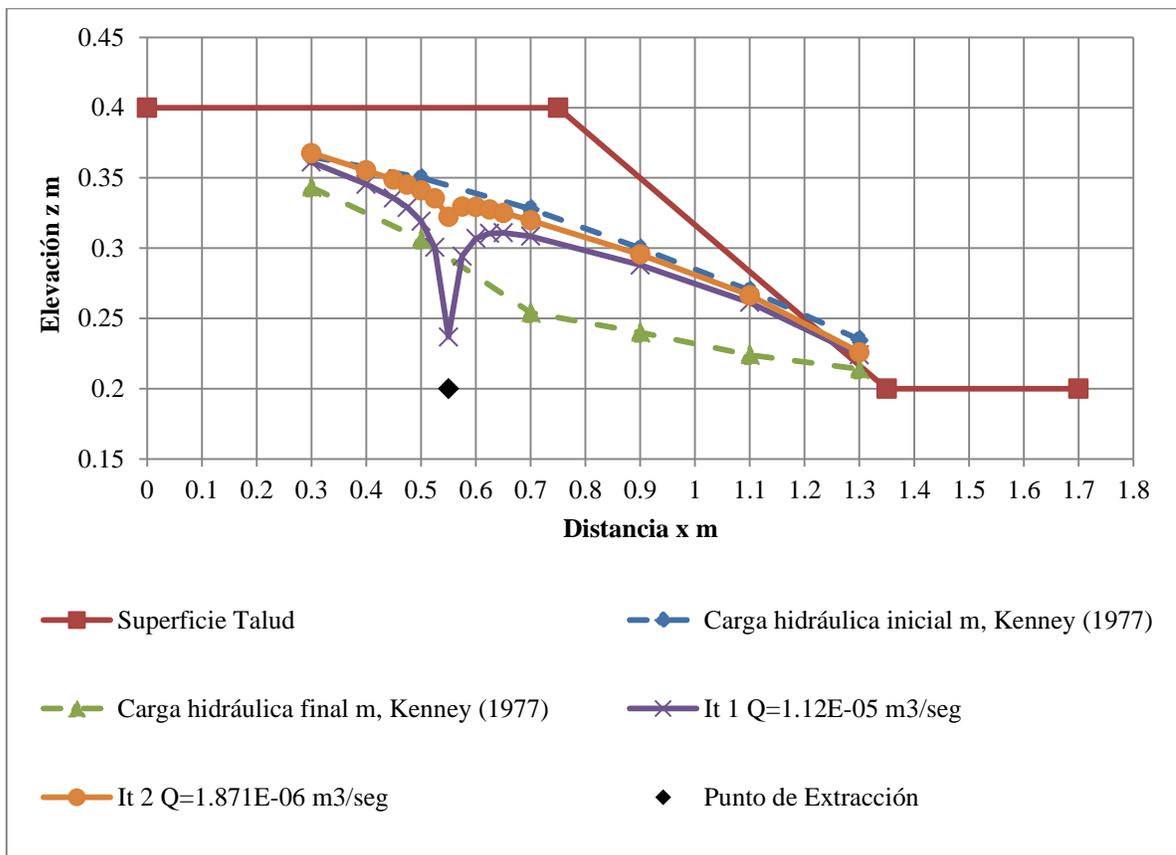


Figura C. 1 Cota Piezométrica v/s Distancia, un punto de captación



Figura C. 2 Caudal v/s Iteraciones, un punto de captación

Analizando las figuras anteriores se observa que utilizar un solo punto de captación en el borde del dren no es suficiente para modelar el comportamiento. Es claro que el efecto se localiza en el punto donde se impone la condición y su efecto disminuye a medida que se aleja de dicho punto de extracción.

Se determina que el caudal medio es igual a  $6.122E-06 \text{ m}^3/\text{seg}$  (promedio entre el valor máximo y mínimo) y arroja los resultados presentados en la Figura C. 3.

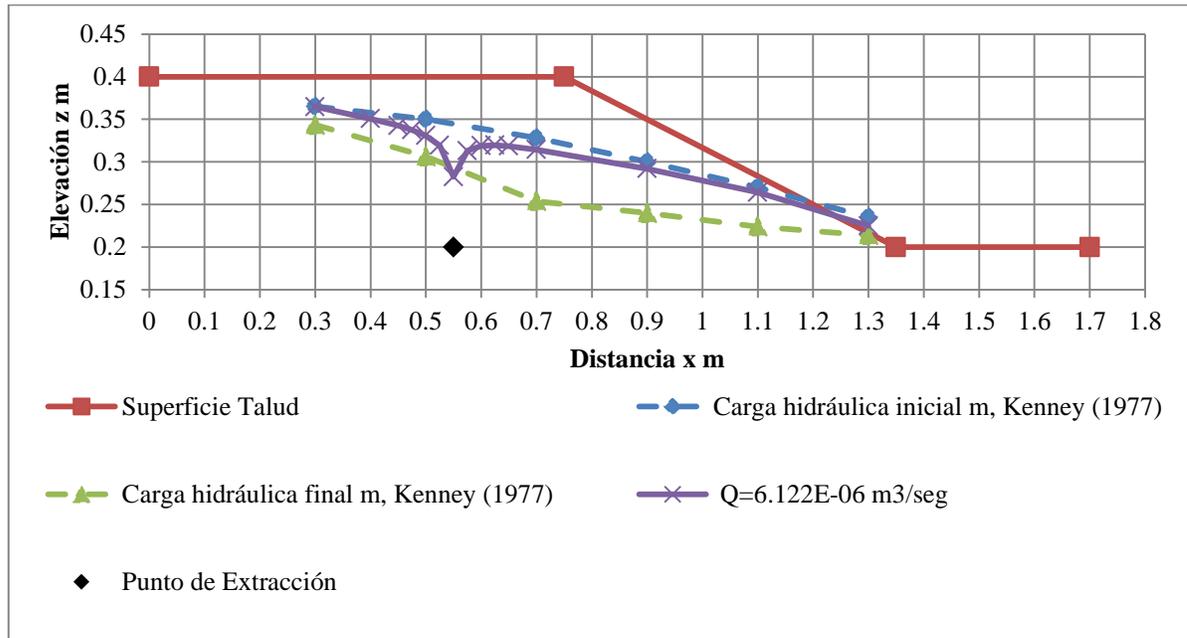


Figura C. 3 Resultados Caudal Medio, un punto de captación

En el punto de extracción o salida de agua, la cota piezométrica del modelo numérico es similar a la cota piezométrica del modelo de laboratorio. Sin embargo, si bien el valor de la altura total en dicho punto corresponde a lo observado en laboratorio, no es así para los siguientes valores de X. Entonces, es necesario incluir más puntos de captación.

## C.2 Modelo simplificado de tres puntos de captación

Se presenta el análisis para tres puntos de captación distanciados a 0.15 m en el dren, desde el interior del dren hacia afuera (Figura C. 4).

El procedimiento debe ser modificado para considerar los tres puntos. En primer lugar, el procedimiento explicado anteriormente, válido para la captación de un punto, se aplica a cada punto de extracción por separado. Esto quiere decir que se supone que la pérdida de energía en la tubería es igual a la pérdida de energía del suelo. El esquema propuesto a seguir se presenta en la Figura C. 5. Q1, Q2 y Q3 corresponden a los caudales determinados en forma independiente para cada orificio del dren (utilizando Ec. B- 9 y Ec. B- 10) QE1, QE2 y QE3 corresponden a los

caudales de entrada en cada uno de los puntos del modelo numérico, determinados a partir de considerar la interacción de caudal y de energía entre los tres orificios.

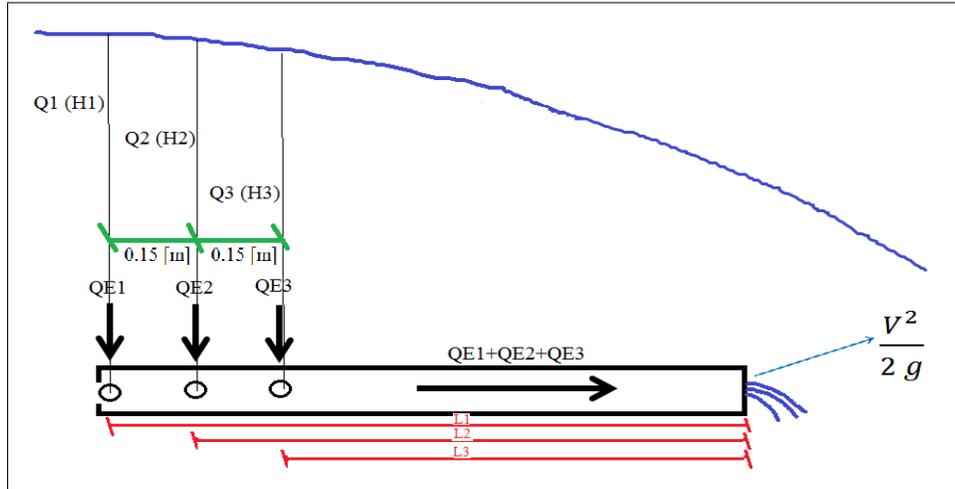


Figura C. 4 Modelo tres puntos de captación

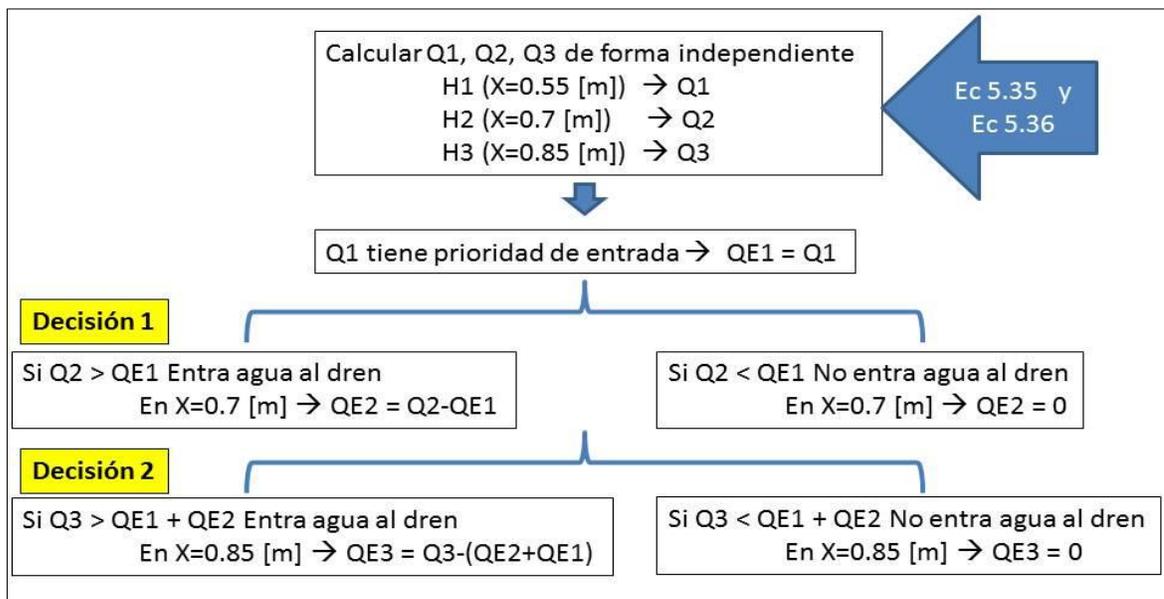


Figura C. 5 Esquema del Procedimiento para determinar caudal, tres puntos de captación

Los valores de las distancias consideradas para cada punto de extracción se presentan en la Tabla C- 1.

Tabla C- 1 Longitudes para puntos de extracción

L1 (m)	0.8
L2 (m)	0.65
L3 (m)	0.5

Los resultados de las cotas piezométricas y de las iteraciones de caudales se presentan en la Figura C. 6, Figura C. 7 y Figura C. 8.

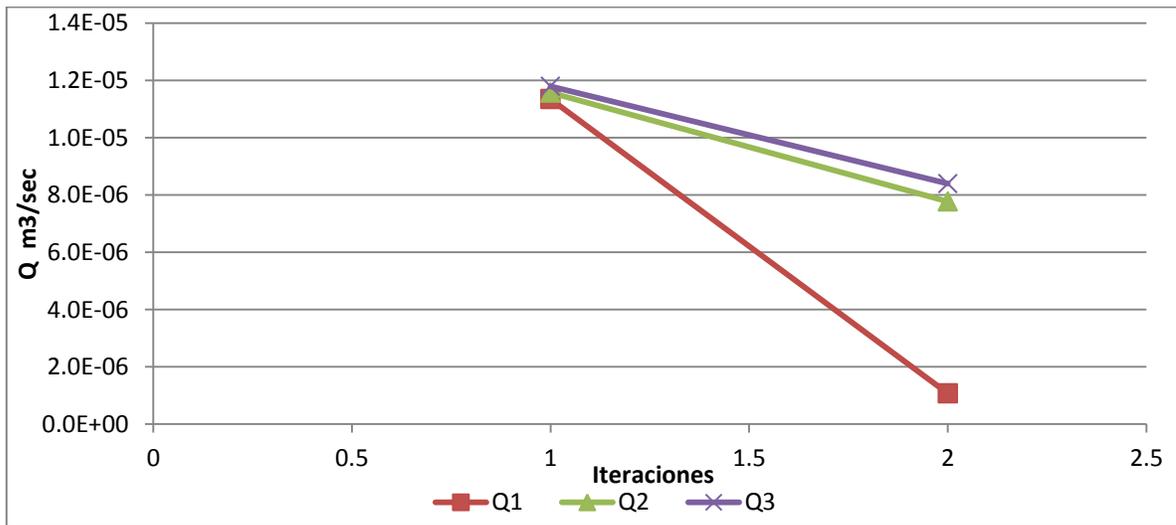


Figura C. 6 Caudales independientes para cada punto de extracción v/s iteración

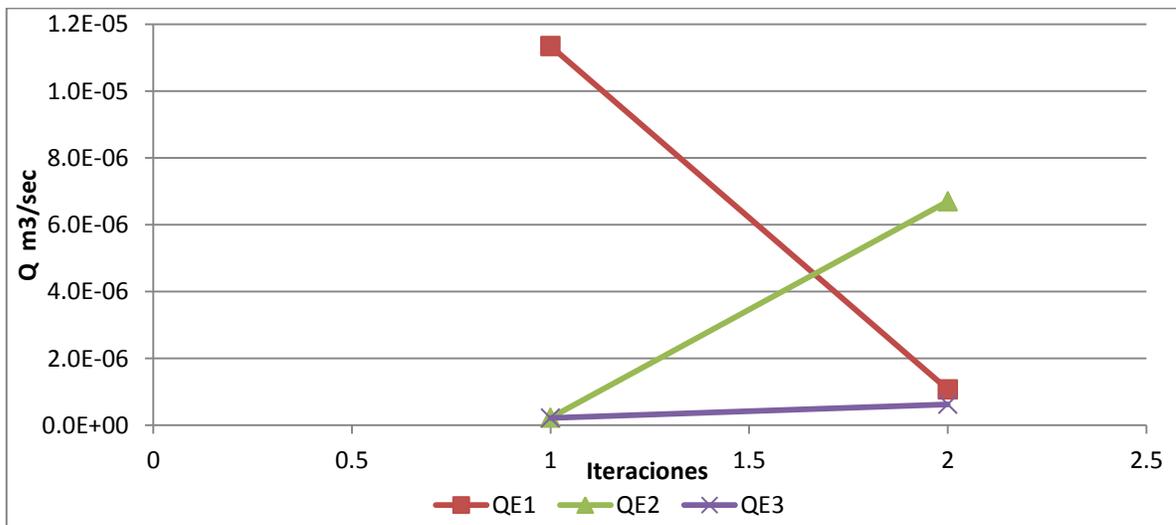


Figura C. 7 Caudales de entrada en cada punto del dren según iteración

Se encontró que la relación de velocidad (caudal) depende de un factor de fricción, que a su vez puede depender de la velocidad dependiendo de si se está en régimen laminar o turbulento. En los cálculos desarrollados se encontró que los caudales máximos a distribuir por la tubería siguen un régimen de transición para el primer y segundo punto de extracción, mientras que el tercer punto está en régimen laminar. Si bien, los caudales se van sumando a medida que entran al dren (si la diferencia de energía lo permite) y por ese motivo todos debiesen estar en régimen de transición o turbulento, se están calculando Q1, Q2 y Q3 por separado. Por lo tanto, si el primer y segundo punto se calculan considerando régimen de transición, no necesariamente lo es

el tercer punto. Por otro lado, el régimen al que pertenece sólo influye en el cálculo del factor  $f$  para cada punto de extracción. Cabe recordar que cuando se está en régimen de transición, no existe una forma directa para determinar  $f$ . Debido a esto, se ha considerado utilizar una suma ponderada entre el valor de  $f_{turbulento}$  y  $f_{laminar}$ , en función del número de Reynolds (Tamburrino, 2012).

Los valores de Q1, Q2 y Q3 comienzan siendo el mismo debido a que las alturas iniciales, previa instalación del sistema de drenaje, son muy parecidas.

Se ha determinado que el primer punto de extracción tiene prioridad para entrar agua al dren. Así, Q1 y por ende, QE1, son los valores que controlarán todo el sistema de drenaje. Esto genera que las curvas para el segundo y tercer punto de extracción tengan el mismo comportamiento, es decir, sus máximos son para una misma iteración. Esto es análogo para los mínimos valores alcanzados.

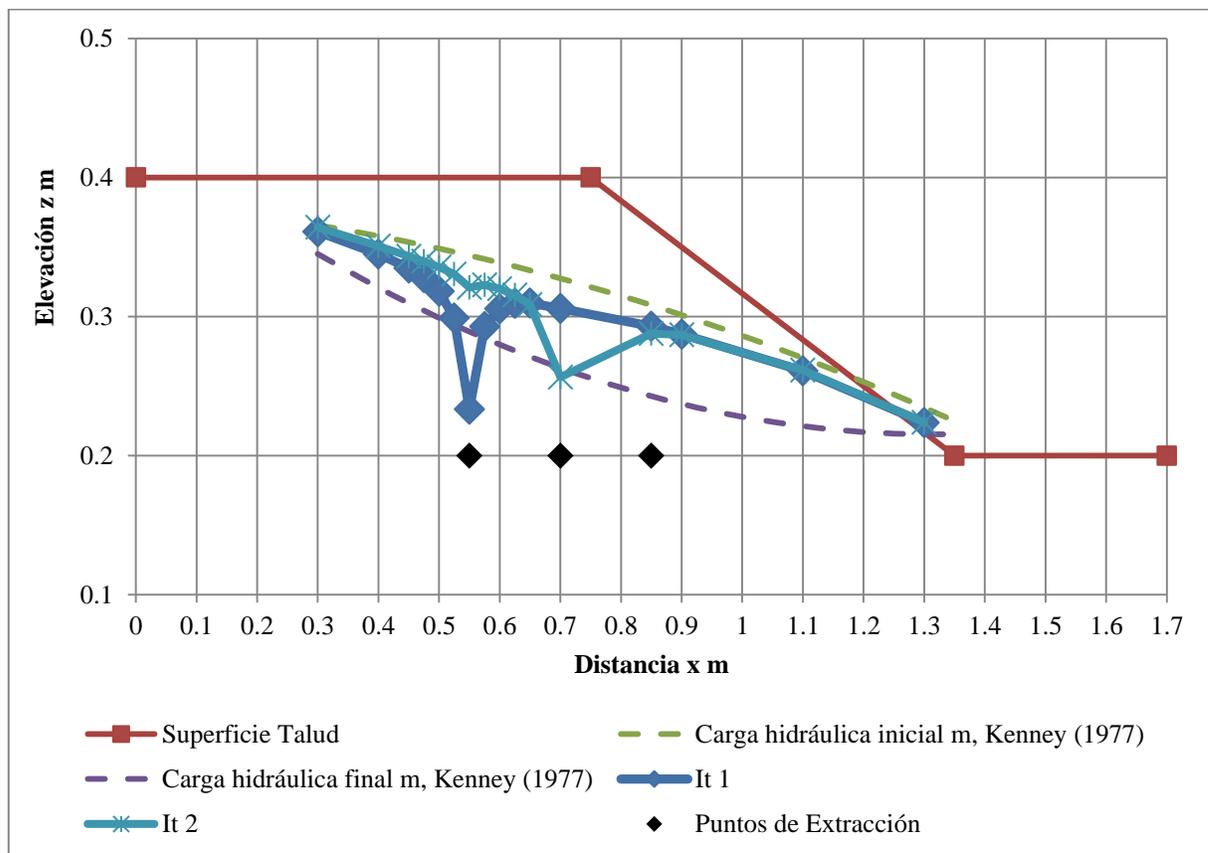


Figura C. 8 Cota piezométrica v/s Distancia x, tres puntos de captación \_Nº1

En la Figura C. 9 se grafica el resultado de considerar el promedio de caudales para los tres nodos. Es decir, se determinan Q1, Q2 y Q3 promedios a partir de la Figura C. 6. Luego, según el procedimiento de la Figura C. 5 se obtienen QE1, QE2 y QE3. Los valores obtenidos para los caudales se presentan en la Tabla C- 2.

Tabla C- 2 Valores de Caudales Promedio

Q1 (m <sup>3</sup> /sec)	5.857E-06	QE1 (m <sup>3</sup> /sec)	5.857E-06
Q2 (m <sup>3</sup> /sec)	3.16169E-06	QE2 (m <sup>3</sup> /sec)	0.000E+00
Q3 (m <sup>3</sup> /sec)	1.617E-06	QE3 (m <sup>3</sup> /sec)	0.000E+00

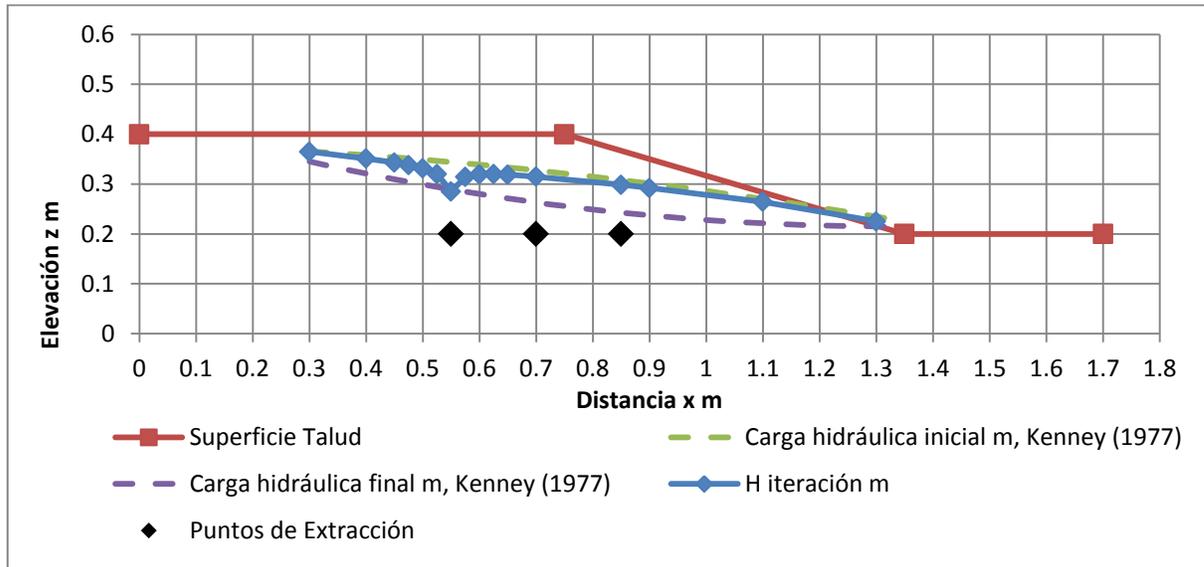


Figura C. 9 Cota piezométrica v/s Distancia x, tres puntos de captación\_caudales promedio

Como se observa en la Figura C. 9, para el primer punto de extracción la condición de borde propuesta se ajusta a los resultados de laboratorio. Sin embargo, era esperable que para el primer punto los resultados se adecuen al modelo de laboratorio pues para el caso de un punto de extracción ya se adecuaban. Por otro lado, el primer punto de captación de agua es el que gobierna el proceso. Más aun, se presenta la situación particular de que QE2 y QE3 sean nulos. Se llega al mismo resultado presentado en la Figura C. 3, pues los caudales son similares.

Calcular el promedio cuando se están analizando tres puntos de extracción no es ventajoso ya que anula los valores de QE2 y QE3.

### Anexo D: Resultados de reducción de parámetros de resistencia al corte

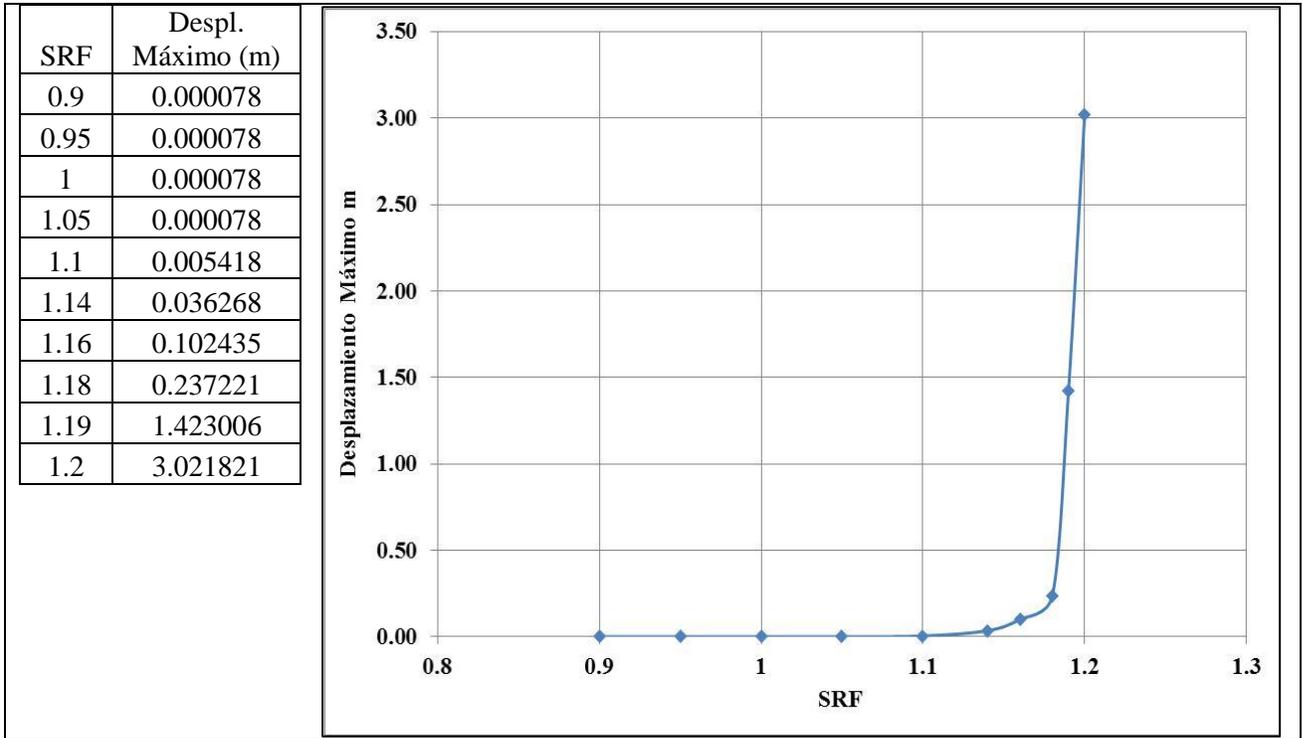


Figura D. 1 L2S0

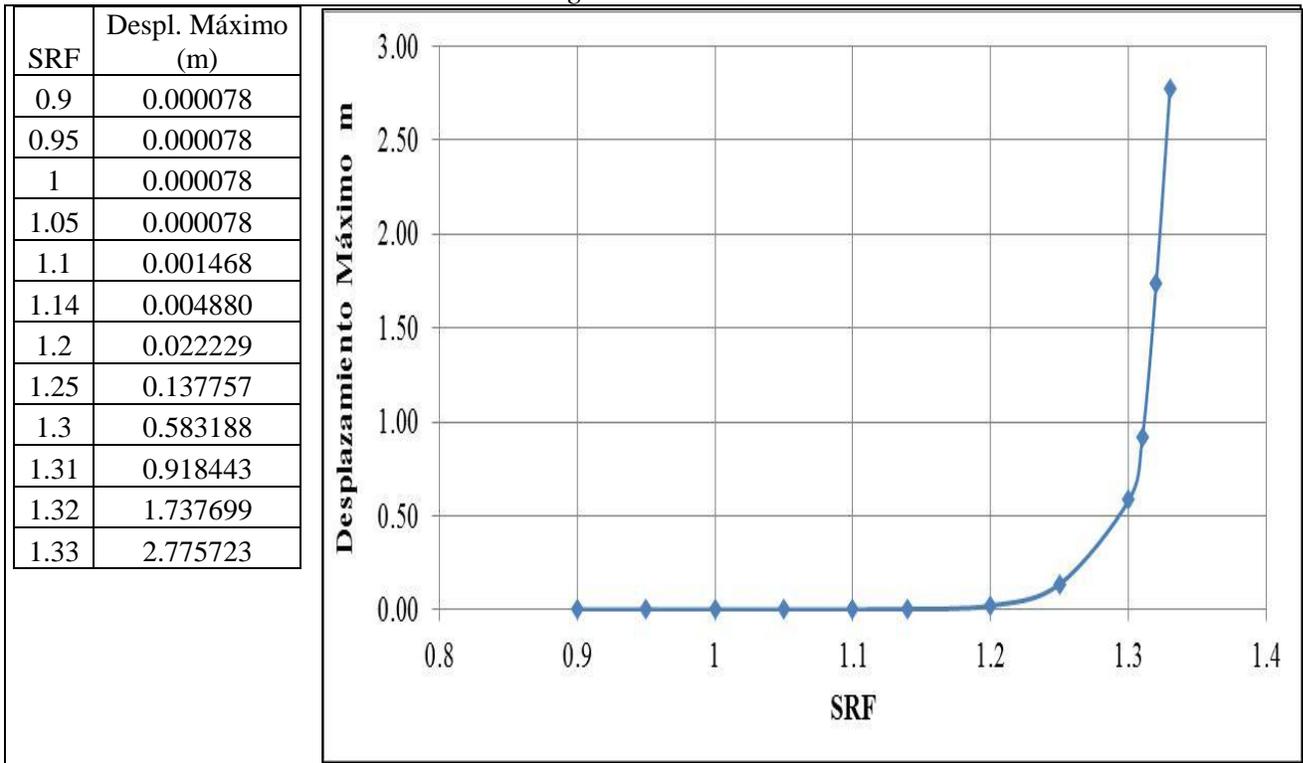


Figura D. 2 L5S0

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000078
0.95	0.000078
1	0.000078
1.05	0.000078
1.1	0.001703
1.14	0.005232
1.2	0.018743
1.25	0.119947
1.3	0.399347
1.31	0.460980
1.32	0.604971
1.33	0.772869
1.35	1.409303
1.36	1.900223
1.37	2.976752

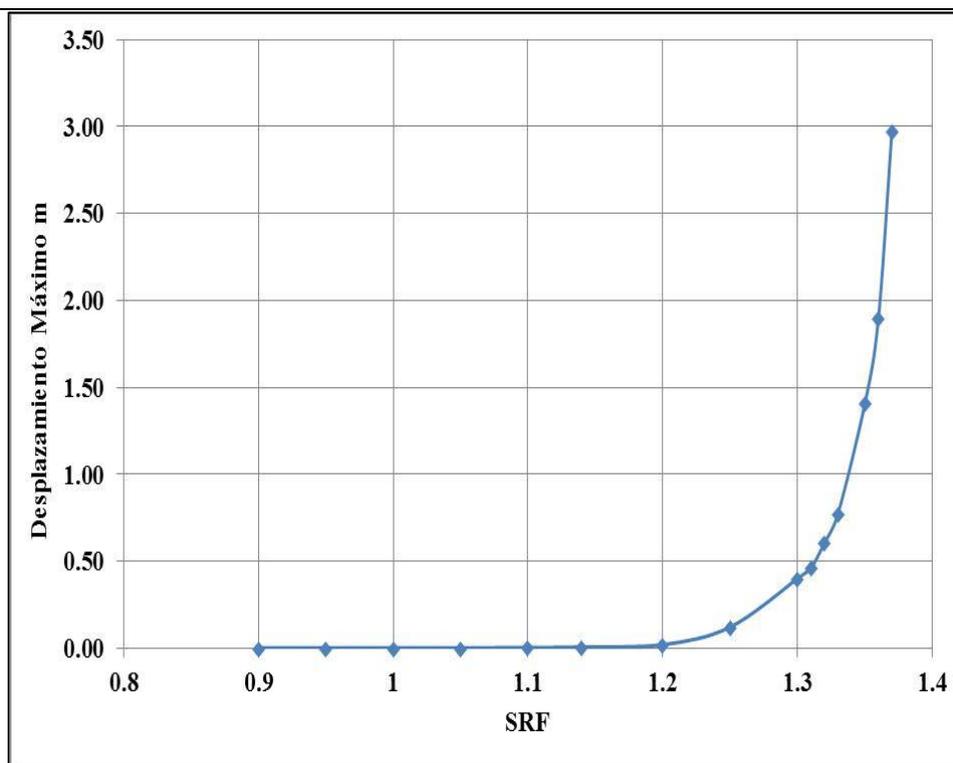


Figura D. 3 L10S0

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000078
0.95	0.000078
1	0.000078
1.05	0.000078
1.1	0.003736
1.14	0.006285
1.2	0.017409
1.25	0.118728
1.3	0.470486
1.31	0.554017
1.32	0.713376
1.34	1.392295
1.35	1.971589
1.36	6.621380

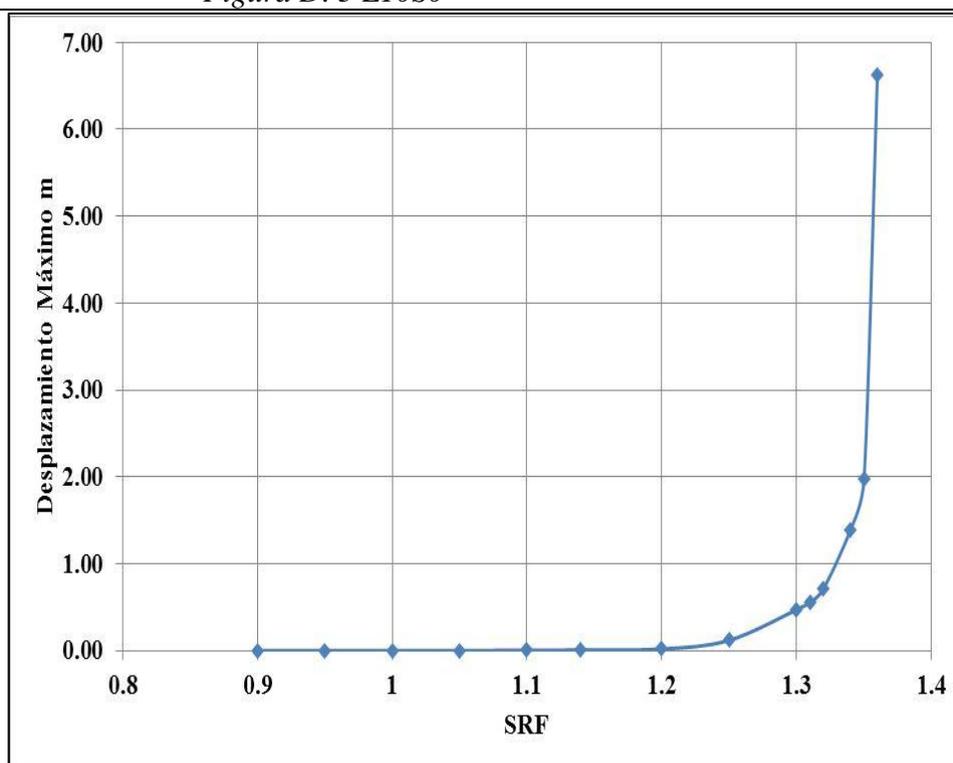


Figura D. 4 L15S0

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000069
0.95	0.000069
1	0.000069
1.01	0.000069
1.02	0.000069
1.03	0.000475
1.04	0.001079
1.05	0.002468
1.06	0.004502
1.09	0.412189
1.1	2.452607

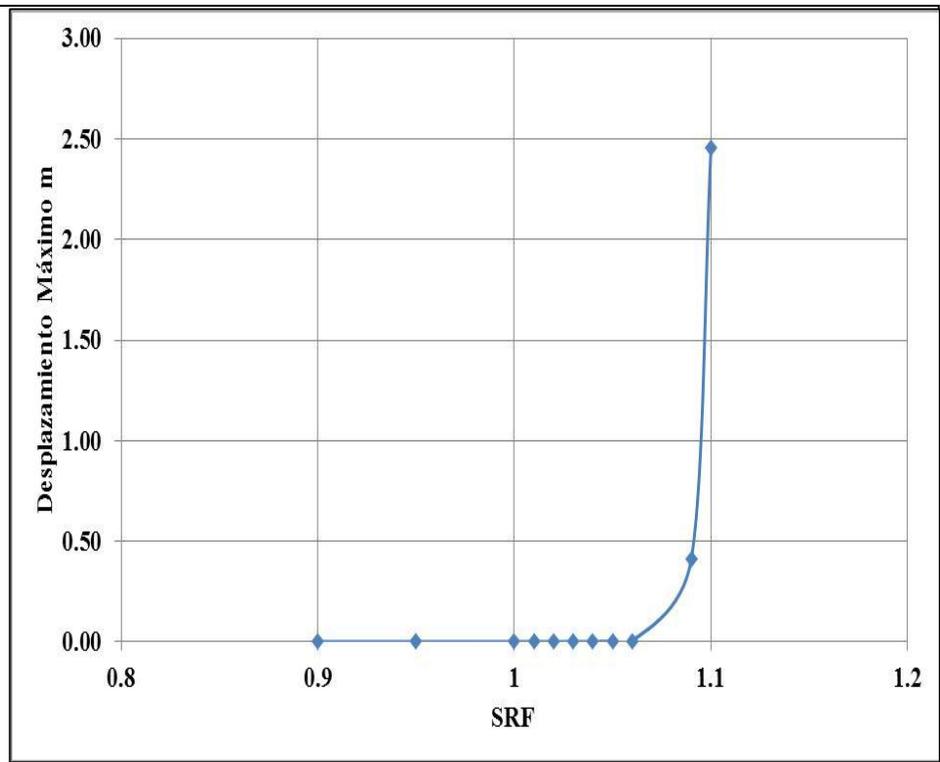


Figura D. 5 L2S2

SRF	Despl. Máximo (m)
1.1	0.006956
1.15	0.012211
1.2	0.113230
1.21	0.142954
1.22	0.201199
1.23	0.294552
1.24	0.911601
1.25	2.185353

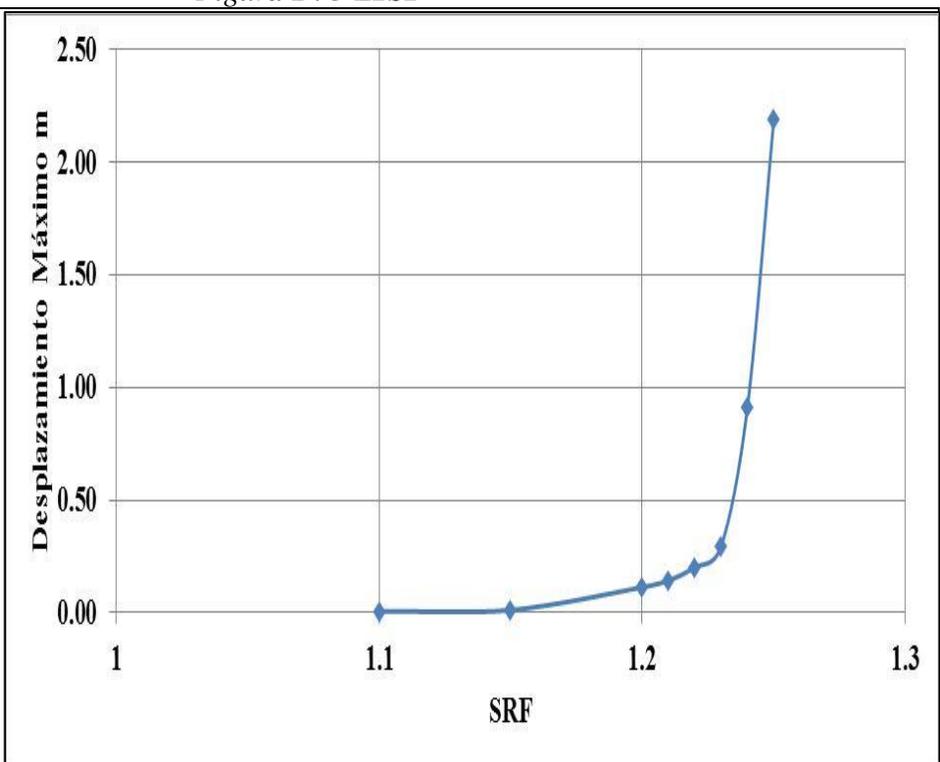


Figura D. 6 L5S2

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000067
0.95	0.000067
1	0.000067
1.05	0.000067
1.1	0.001477
1.14	0.003891
1.2	0.022307
1.25	0.144142
1.3	0.357736
1.32	0.500594
1.33	0.614213
1.34	0.803102
1.36	1.707589
1.37	2.790383
1.38	3.635409

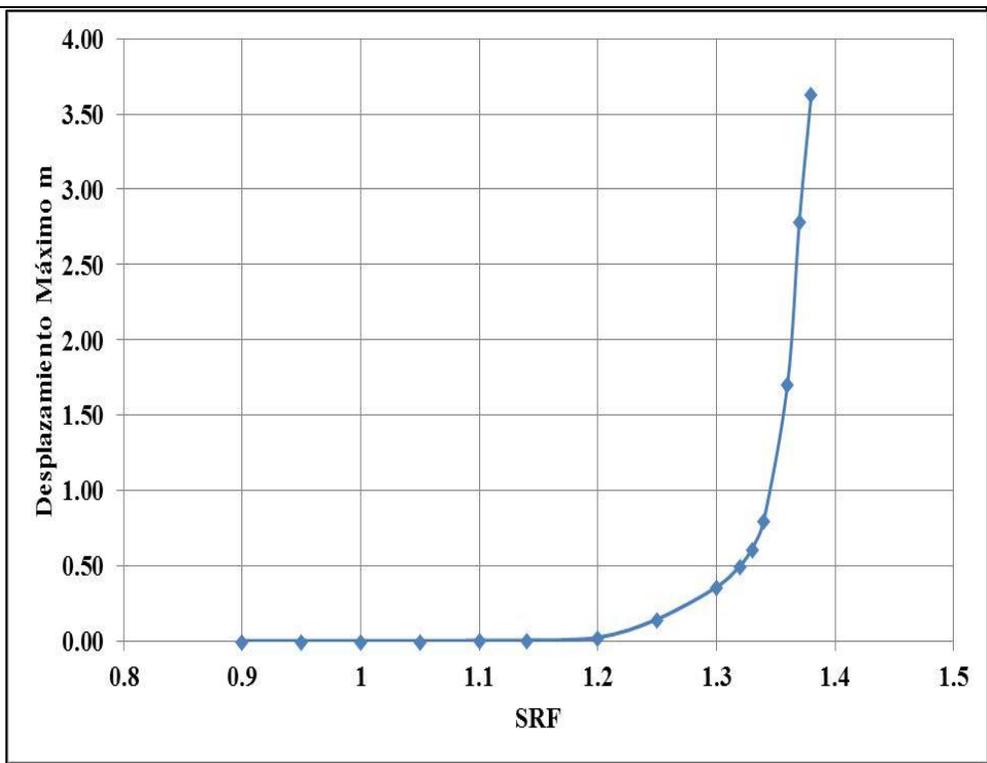


Figura D. 7 L10S2

SRF	Despl. Máximo [m]
0.9	0.000063
0.95	0.000063
1	0.000063
1.05	0.000063
1.1	0.001364
1.14	0.005367
1.2	0.019288
1.25	0.106643
1.3	0.316289
1.31	0.405106
1.33	0.586805
1.34	0.791554
1.35	1.102189
1.36	1.304023
1.37	2.026631
1.38	2.784652

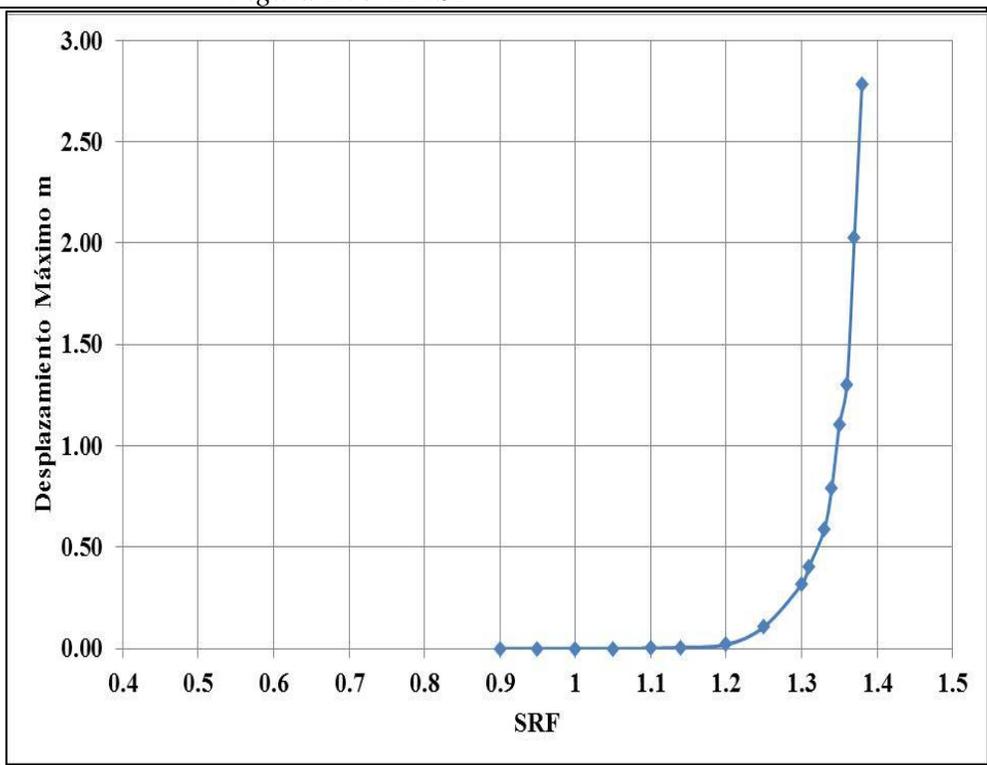
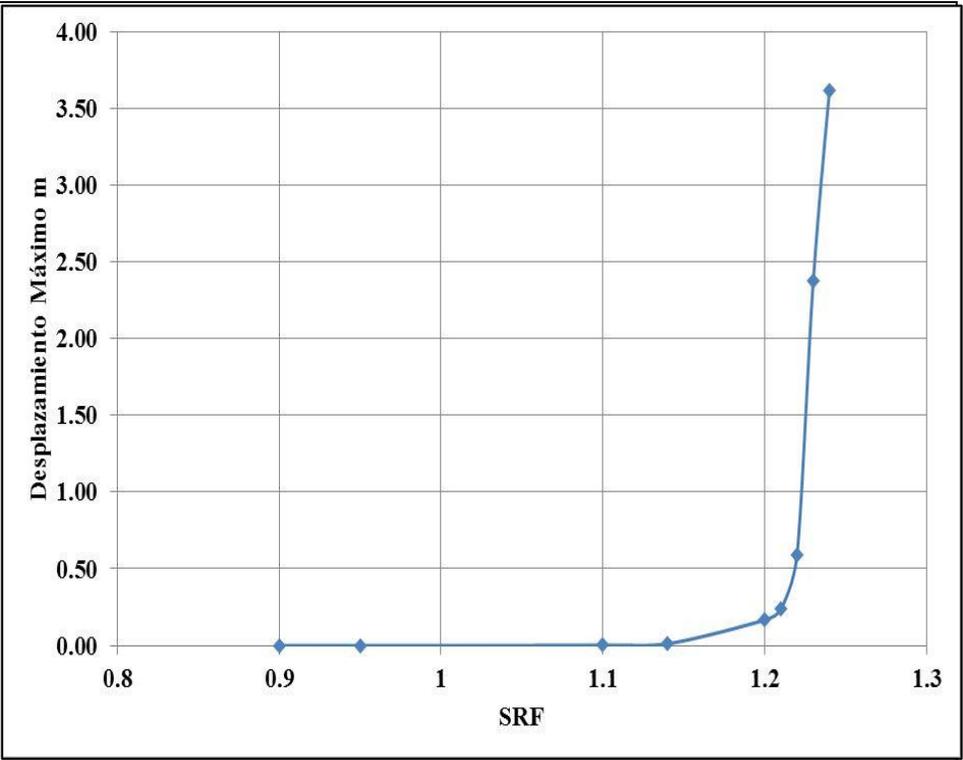


Figura D. 8 L15S2

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000047
0.95	0.000047
1.1	0.001731
1.14	0.011327
1.2	0.166930
1.21	0.237355
1.22	0.590996
1.23	2.374435
1.24	3.615755



*Figura D. 9 L5S5*

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000078
0.95	0.000078
1	0.000078
1.05	0.000078
1.1	0.001531
1.14	0.004749
1.2	0.021351
1.25	0.147692
1.3	0.435513
1.31	0.549174
1.32	0.657595
1.34	1.244814
1.35	1.811888
1.36	3.516242

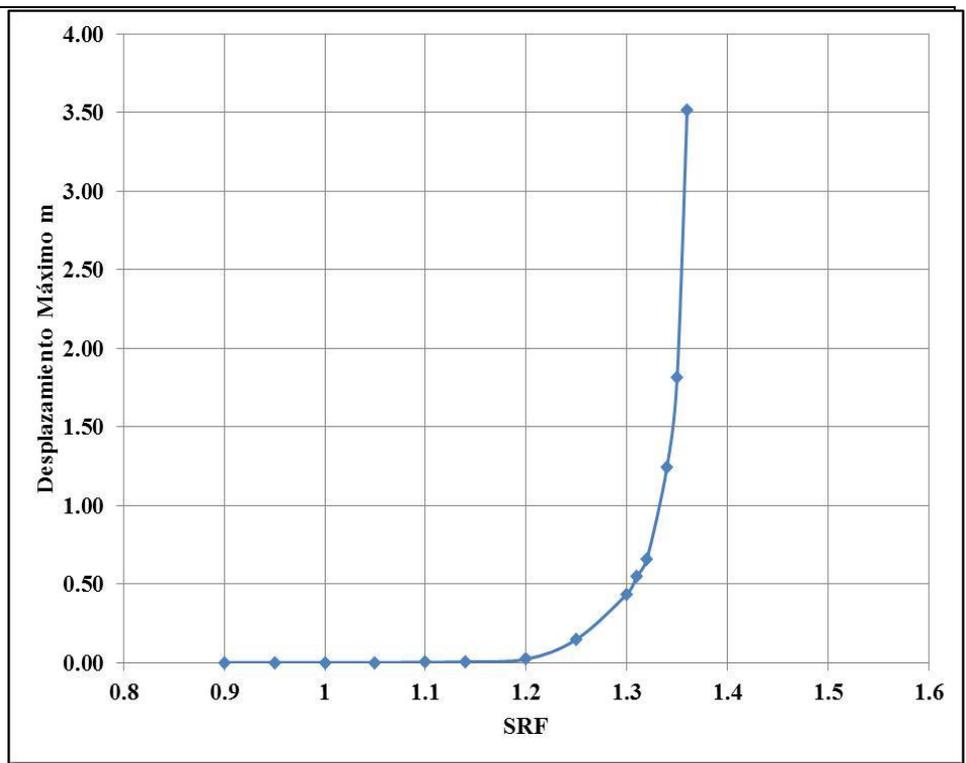


Figura D. 10 L10S5

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000078
0.95	0.000078
1	0.000078
1.05	0.000078
1.1	0.001826
1.14	0.005316
1.2	0.017952
1.25	0.140169
1.3	0.464729
1.31	0.526737
1.32	0.643604
1.33	0.917474
1.34	1.279319
1.35	1.688915
1.36	2.539497

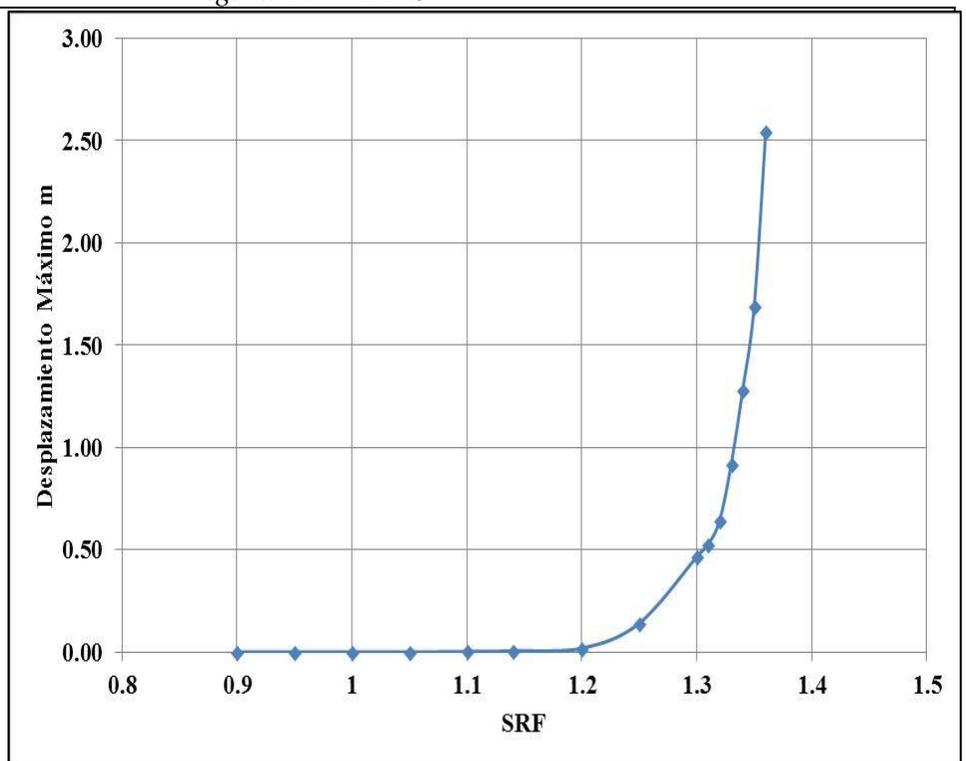


Figura D. 11 L15S5

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000080
0.95	0.000080
1	0.000080
1.05	0.001089
1.06	0.003400
1.07	0.004783
1.08	0.009494
1.1	0.541294
1.12	1.055001
1.14	6.673851

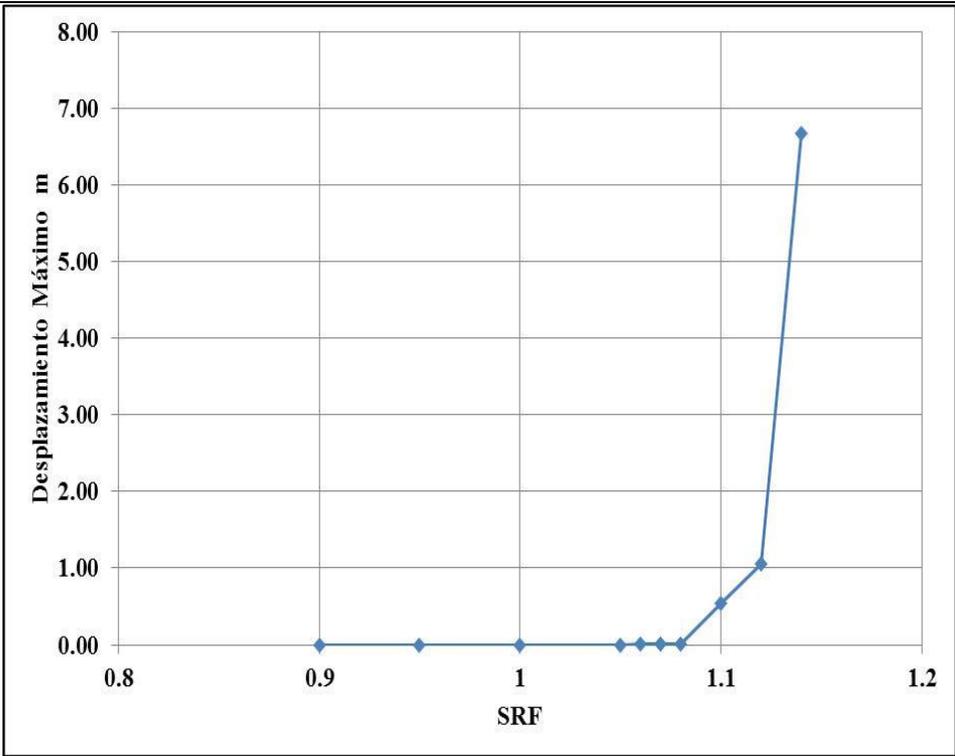


Figura D. 12 L5S10

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.00008
0.95	0.00008
1	0.00008
1.05	0.00008
1.1	0.00145
1.14	0.00841
1.2	0.03188
1.25	0.22549
1.26	0.32512
1.27	0.43122
1.28	0.59211
1.3	0.96907
1.31	1.49521
1.32	2.58663
1.33	8.76183

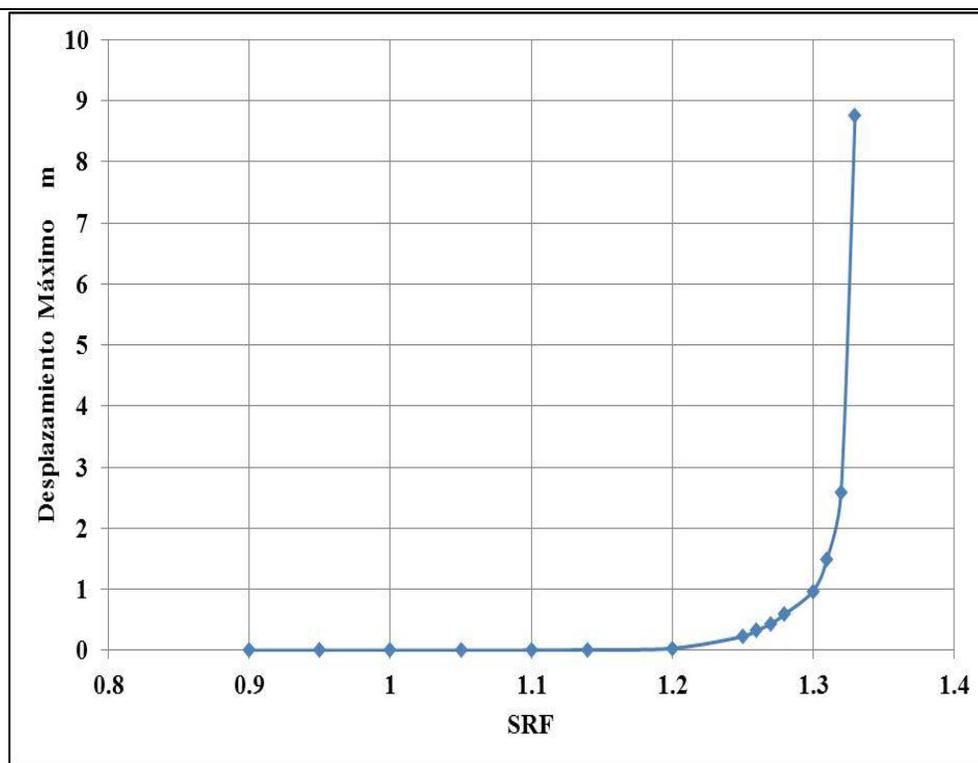


Figura D. 13 L10S10

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000074
0.95	0.000074
1	0.000074
1.05	0.000074
1.1	0.001624
1.14	0.005736
1.2	0.022245
1.26	0.183803
1.28	0.357855
1.29	0.457619
1.3	0.530080
1.31	0.691084
1.33	1.286917
1.34	1.801744

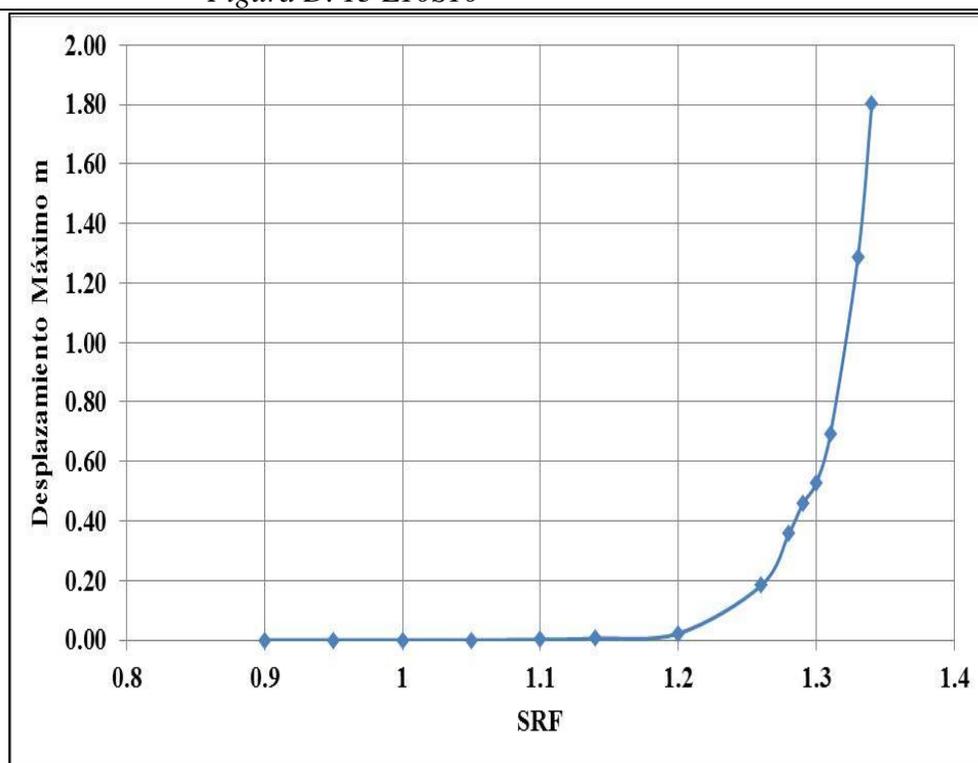


Figura D. 14 L15S10

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000081
0.95	0.000081
1	0.000081
1.05	0.000078
1.1	0.007401
1.14	0.041343
1.2	0.418755
1.22	1.498166
1.23	3.622261

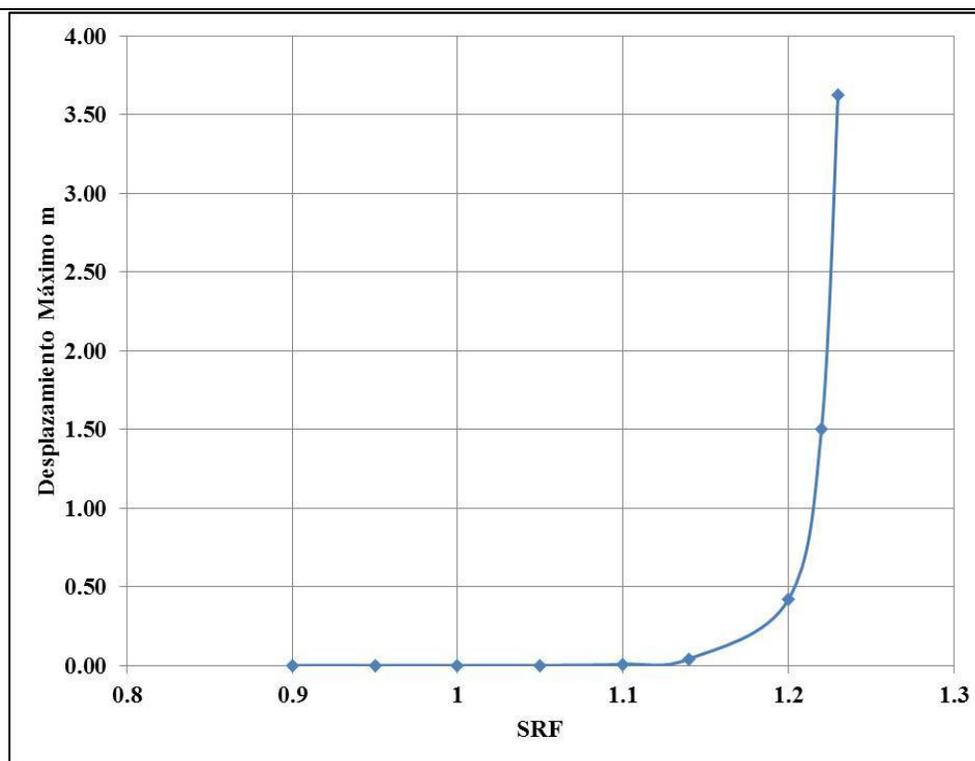


Figura D. 15 L10S15

SRF	Despl. Máximo (m)
0.9	0.000078
0.95	0.000078
1	0.000078
1.05	0.000078
1.1	0.002013
1.14	0.012172
1.2	0.051412
1.21	0.073180
1.22	0.135097
1.23	0.249229
1.24	0.335953
1.25	0.491842
1.26	0.571115
1.28	1.008391
1.29	1.399878
1.3	2.055693
1.31	5.192975

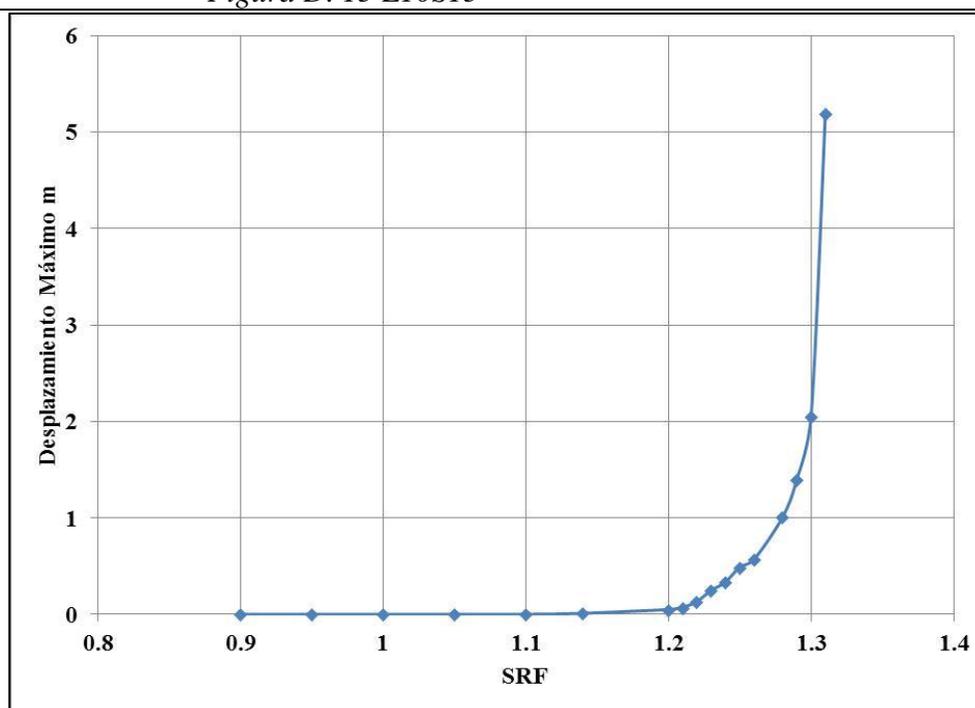


Figura D. 16 L15S15