



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**COMPORTAMIENTO
HIDROGEO MECÁNICO DE BORDOS
BAJO CONDICIONES DE FLUJO
TRANSITORIO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A :

ING. MARIO ABELARDO SÁNCHEZ SOLÍS

TUTOR:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F.

MARZO 2013





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Jurado asignado:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Vocal: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

1er Suplente: DR. RICARDO ORTIZ HERMOSILLO

2do Suplente: M. I. JORGE EFRAÍN CASTILLA Y CAMACHO

Tesis realizada en:
INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM.

TUTOR DE TESIS:
DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

Dedico este trabajo a mi Familia por su apoyo incondicional en todo momento, a mi padre Pedro Antonio Sánchez Ruiz, a mi madre Laura Solís Hernández y a mi hermano Alejandro Ulises Sánchez Solís.

Los amo con todas mis fuerzas.

Agradecimientos

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, al Instituto de Ingeniería de la UNAM, al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y a la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, por el apoyo institucional para realizar los estudios de Maestría en Ingeniería Civil.

Mi más profundo agradecimiento al Dr. Gabriel Auvinet Guichard y a la Dra. Norma Patricia López Acosta cuyas enseñanzas, estímulo y aliento me ayudaron a lo largo del desarrollo de la investigación de esta tesis. Fue un gran placer trabajar bajo su supervisión.

Agradezco al M. I. Martin Ramírez Reynaga, su orientación y apoyo en el desarrollo de esta tesis así como en mi desarrollo profesional ha sido invaluable.

Agradezco al M. I. Pedro Antonio Sánchez Ruiz por su valioso apoyo en la revisión editorial de este trabajo y por sus enseñanzas en el campo de la ingeniería de ríos.

Estoy en deuda con mi familia por su amor, apoyo y estímulo. Esta tesis no habría sido posible sin ellos.

Y por último pero no menos importante, mi más profunda gratitud a mis amigos, por su invaluable apoyo en todo momento.

ÍNDICE

RESUMEN	v
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABLAS	xi

1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO	1
1.1.1 Problemática.....	1
1.1.2 Problema geotécnico	2
1.2 OBJETIVOS	4
1.3 ALCANCES	4
1.4 JUSTIFICACIÓN	4
1.5 ANTECEDENTES	5
1.5.1 Características del Estado de Tabasco	5
1.5.1.1 Fisiografía.....	5
1.5.1.2 Geomorfología de la planicie	8
1.5.1.3 Hidrografía.....	9
1.5.1.4 Pluviometría y sedimentación de cauces.....	13
1.5.1.5 Problemas de inundaciones. Casos históricos.....	14
1.5.2 Generalidades de los bordos de Tabasco	16
1.5.2.1 Nomenclatura, clasificación y secciones típicas de bordos.....	16
1.5.2.2 Acerca del uso de bordos	17
1.5.2.3 Recomendaciones de diseño y construcción de bordos	19
1.5.2.4 Evidencias de fallas por tubificación	21

2. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

2.1 GENERALIDADES DE LOS SUELOS PARCIALMENTE NO SATURADOS	25
2.1.1 Fases de un suelo parcialmente saturado	25
2.1.2 Clasificación de los suelos parcialmente saturados.....	27
2.1.3 Fenómeno de Succión	28
2.1.3.1 Succión mátrica o capilar.....	29
2.1.3.2 Succión osmótica	31
2.1.4 Propiedades hidráulicas.....	32
2.2 FUNCIÓN DE ALMACENAMIENTO.....	33
2.2.1 Definición	33
2.2.2 Factores que afectan la función de almacenamiento.....	34
2.2.3 Métodos de medición de la función de almacenamiento	35
2.2.4 Modelos de predicción de la función de almacenamiento.....	36
2.2.4.1 Modelo de Brooks y Corey	36
2.2.4.2 Modelo de Van Genuchten	37
2.2.4.3 Modelo de Fredlund, Xing y Huang	37
2.2.4.4 Modelo de Vogel y Cislervová	37
2.3 FUNCIÓN DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA.....	38
2.3.1 Definición	38
2.3.2 Métodos de medición de la función de conductividad hidráulica	39
2.3.2.1 Métodos directos	39
2.3.2.2 Métodos indirectos	39
2.3.3 Modelos de predicción de la Función de Conductividad Hidráulica	42
2.3.3.1 Modelo de Mualem	42
2.3.3.2 Modelo de Burdine	44
2.3.3.3 Modelo de Van Genuchten	44
2.3.3.4 Modelo de Brooks y Corey	45
2.3.3.5 Modelo de Fredlund, Xing y Huang	45

2.3.3.6 Modelo de Vogel y Cislerova	45
2.3.3.7 Modelo de Celia y otros, Warrick y Lomen	46
2.4 ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA	46
2.4.1 Ley de Darcy	47
2.4.2 Flujo establecido	47
2.4.2.1 Potencial del flujo de agua	47
2.4.2.2 Ecuación del flujo establecido	48
2.4.3 Flujo transitorio	49
2.4.3.1 Principio de conservación de la masa	49
2.4.3.2 Ecuación del flujo transitorio	50
2.4.3.3 Acerca de la modelación del flujo transitorio de agua	51
2.4.4 Modelación numérica con SEEP/W	52
2.4.4.1 Elementos finitos	52
2.4.4.2 Ecuación de flujo	53
2.4.4.3 Funciones hidráulicas	53
3. SEGURIDAD DE ESTRUCTURAS TÉRREAS CON FLUJO DE AGUA	
3.1 GENERALIDADES	55
3.1.1 Causas de falla más comunes en bordos	55
3.1.2 Problemas asociados al flujo de agua y al fenómeno de vaciado en un talud	57
3.2 EROSIÓN INTERNA	60
3.2.1 Generalidades	60
3.2.2 Fundamentos teóricos	61
3.2.2.1 Ley de la erosión interna	61
3.2.2.2 Factores que contribuyen a la erosión interna	62
3.2.2.3 Gradiente hidráulico crítico	63
3.2.3 La tubificación	64
3.2.3.1 Definición	64
3.2.3.2 Mecanismos iniciadores	66
3.2.3.3 Criterios de diseño contra erosión interna	70
3.2.4 Mitigación de la erosión interna	75
3.2.4.1 Medidas de mitigación	75
3.2.4.2 Criterios de diseño de filtros	75
3.3 ESTABILIDAD DE TALUDES (EN BORDOS Y PRESAS)	77
3.3.1 Mecanismos de falla de taludes	77
3.3.2 Consideraciones fundamentales relacionadas con los análisis	77
3.3.2.1 Parámetros de resistencia al corte	77
3.3.2.2 Condiciones de presión de poro	79
3.3.2.3 Factor de seguridad	80
3.3.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes	81
3.3.4 Importancia de las gráficas de estabilidad de taludes con vaciado	82
4. COMPORTAMIENTO HIDROGEOMÉCANICO DE BORDOS BAJO CONDICIONES DE FLUJO TRANSITORIO	
4.1 GENERALIDADES	85
4.1.1 Características de la modelación numérica	85
4.1.1.1 Geometría, condiciones iniciales y condiciones de frontera	85
4.1.1.2 Propiedades de los materiales	86
4.1.1.3 Variables estudiadas	87
4.1.2 Análisis de sensibilidad	88
4.1.2.1 Efecto del tamaño de los elementos finitos	88
4.1.2.2 Efecto del tamaño del intervalo de tiempo	90
4.1.2.3 Consideraciones para los análisis	91
4.2 BORDOS MARGINALES	91
4.2.1 Efecto de la conductividad hidráulica	91
4.2.2 Efecto de la inclinación del talud	93
4.2.3 Efecto de la velocidad de vaciado en bordos homogéneos	94
4.2.4 Efectos de la heterogeneidad y la anisotropía	96

4.2.4.1 Heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación en un bordo	96
4.2.4.2 Terraplén anisótropo sobre un suelo isótropo del mismo material	97
4.2.4.3 Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación	100
4.2.4.4 Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación	101
4.2.5 Efecto de los filtros al pie del talud	103
4.2.5.1 Filtro horizontal	104
4.2.5.2 Filtro combinado	106
4.2.6 Efecto de tablestacas	108
4.3 BORDOS DE PROTECCIÓN	110
4.3.1 Efecto de la conductividad hidráulica y la velocidad de abatimiento	110
4.3.2 Efecto de la inclinación del talud	111
4.3.3 Efecto del ancho de corona	112
4.3.4 Efecto de la colocación de filtros	114
4.4 CASOS ESTUDIADOS EN 3D. BORDO TIPO MARGINAL	118
4.4.1 Verificación del comportamiento en 2D	118
4.4.2 Efecto de la curvatura en planta de un bordo	119
4.4.3 Efecto de un corte al pie de un talud	121
5. RESUMEN Y CONCLUSIONES	
5.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	123
5.2 CONCLUSIONES	126
5.3 RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES	127
REFERENCIAS	129

RESUMEN

Un fenómeno común y potencialmente peligroso asociado a las inundaciones es el flujo de agua en bordos. El flujo de agua a través de un bordo puede generar principalmente dos mecanismos físicos que pueden amenazar la estabilidad e integridad del terraplén que conforma un bordo: una es *la erosión interna* (el desarrollo de gradientes hidráulicos superiores a los críticos pueden originar el desprendimiento y arrastre de partículas de suelo) y el otro *la inestabilidad del talud* (las presiones de poro reducen los esfuerzos efectivos disminuyendo la resistencia al corte ocasionando deslizamientos). En la práctica, comúnmente se utilizan los análisis de flujo de agua a *régimen establecido*. Sin embargo, los niveles del agua en los ríos tienen variación respecto al tiempo, que se acentúa con las avenidas, por tanto el flujo de agua que se genera en los bordos es de tipo *transitorio*. El estudio del flujo transitorio de agua en medios porosos es un problema con alto grado de complejidad, debido por un lado a que las condiciones de frontera son dinámicas y a que están asociados a suelos parcialmente saturados, lo que implica considerar que las propiedades hidráulicas son variables (funciones hidráulicas); y por otro lado para simular numéricamente el comportamiento del flujo transitorio se requiere de la solución de ecuaciones diferenciales altamente no lineales. En las estructuras térreas, el principal problema que se ha identificado asociado al flujo transitorio de agua es el fenómeno de “*vaciado*”.

En esta investigación se estudió el comportamiento *hidrogeomecánico* (hidráulico y geomecánico) de bordos marginales y bordos de protección considerando condiciones de flujo transitorio de agua ocasionado por el fenómeno de vaciado. La caracterización del comportamiento hidráulico se hizo con valores obtenidos de gradientes hidráulicos, presiones de poro, así como el trazo de las líneas de saturación / desaturación y el campo de vectores de velocidad. Por otro lado, la caracterización del comportamiento geomecánico se realizó con los resultados de los Factores de Seguridad obtenidos de análisis de estabilidad de taludes con el método de Morgenstern-Price (equilibrio límite). La modelación numérica se realizó con el programa de cómputo GEOSTUDIO utilizando análisis acoplados entre los módulos SEEP/W y SLOPE/W. Las variables estudiadas en los análisis paramétricos fueron: inclinación del talud, velocidad de vaciado, ancho de corona de bordo, conductividad hidráulica, anisotropía, heterogeneidad y la colocación de filtros. Además se estudió en 3D el caso especial del comportamiento hidráulico de un tramo de bordo que presenta una curva en su trazo en planta y también el caso de un corte efectuado al pie del talud del bordo. Se elaboraron gráficas con diferentes combinaciones de las variables involucradas, lo que permitió apreciar de mejor manera la relación entre variables de interés. Esta investigación se centró en el caso de los bordos, sin embargo los resultados obtenidos pueden ser aplicables a otras estructuras similares sujetas a flujo transitorio de agua.

ABSTRACT

A common and potentially dangerous phenomenon associated with floods is the water seepage through a levee. Water seepage through a levee can generate two main physical mechanisms that can threaten the stability and integrity of the levee's embankment: internal erosion (the development of higher hydraulic gradients can lead to critical detachment and drag of soil particles) and slope instability (pore pressures increments reduce the effective stress and therefore, the shear strength causing landslides). In common practice, steady seepage analysis are used to evaluate the levee's stability. However, the flow domain contains a free surface which changes by time and it should be analyzed as an unconfined transient seepage problem. The transient seepage analysis through a porous media is a problem with a high degree of complexity, due on one hand to the dynamic boundary conditions and the variable hydraulic properties (hydraulic functions) associated to the partially saturated soils properties, and on the other hand, for the numerical simulation of unsteady flow behavior requires the solution of highly nonlinear differential equations. In earth structures, the main problem associated with the transient seepage is the “drawdown phenomenon”.

In this paper, the hidrogeomechanical behavior (hydraulic and geomechanical) of levee's protection are studied considering as transient seepage problem caused by the rapid drawdown condition. The hydraulic behavior characterization was performed with compute values of hydraulic gradients, pore pressures, velocity vector field and the stroke of saturation/desaturarion lines. The geomechanical behavior characterization was performed with the computes values of the slope stability analysis using the Morgenstern-Price method (Limite equilibrium analysis). Numerical modeling was performed using the computer program GEOSTUDIO coupling SEEP/W and SLOPE/W modules. The studied variables in the parametric analyzes were: slope inclination, drawdown velocity, levee's crown widht, hydraulic conductivity, anisotropy, heterogeneity, the placement of granular filters into the levee and marginal protection on the slope's levee. 3D analysis were also performed for the hydraulic behaviour of a curve levee's section. As a results, graphs were development with different combinations of the studied variables, allowing a better appreciation of the relationship between them. This particular paper was focused on levees structures, however the compute results may be applicable to other similar structures subject to transient seepage problems

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1-1 Ubicación de la zona de estudio. Mapa de contorno de elevaciones.	6
Fig. 1-2 Regiones fisiográficas de Tabasco. INEGI.	6
Fig. 1-3 Geología del estado de Tabasco. INEGI.	7
Fig. 1-4 Desarrollo de un delta en la zona de descarga de una cuenca baja. <i>CONAGUA 2011.</i>	8
Fig. 1-5 Geomorfología de cauces en una cuenca baja. <i>CONAGUA 2011.</i>	8
Fig. 1-6 Avulsiones en la cuenca baja del río Grijalva. <i>Maza (1997).</i>	9
Fig. 1-7 Localización de los principales ríos de tabasco. <i>(Domínguez et al.2006).</i>	10
Fig. 1-8 Red de drenaje del Estado de Tabasco. <i>González-Villareal (2012).</i>	11
Fig. 1-9 Perfil del sistema de presas del alto Grijalva. <i>González-Villareal (2012).</i>	11
Fig. 1-10 Regulación del río Mezcalapa (en el Alto Grijalva) mediante el sistema de presas. <i>Rivera (2003).</i>	12
Fig. 1-11 Variación de los niveles de ríos registrados en estaciones hidrométricas de Tabasco. <i>Ramírez-Reynaga 2008.</i>	13
Fig. 1-12 Periodo de lluvias a lo largo del año.	13
Fig. 1-13 Inundaciones en el estado de Tabasco. <i>González-Villareal (2012).</i>	15
Fig. 1-14 Componentes típicos de un bordo de protección.	16
Fig. 1-15 Tipos de bordos (López-Acosta, 2010).	17
Fig. 1-16 Secciones transversales típicas en bordos. <i>Mendoza, 1998.</i>	17
Fig. 1-17 Condiciones naturales de un cauce con diversos niveles. <i>CONAGUA 2011.</i>	18
Fig. 1-18 Cauces con bordos sedimentados. <i>CONAGUA 2011.</i>	18
Fig. 1-19 Recomendaciones para lograr un diseño robusto de bordos. <i>Auvinet, 2008.</i>	21
Fig. 1-20 Evidencias de tubificación en márgenes del río Carrizal. <i>Ramírez Rascón.</i>	22
Fig. 1-21 Evidencias de tubificación en márgenes del río Carrizal. <i>Ramírez Rascón.</i>	22
Fig. 1-22 Evidencias de falla por tubificación en bordos marginales del río Carrizal. <i>Ramírez Rascón.</i>	22
Fig. 1-23 Presa Piedra Blanca, Coah. Primera falla por tubificación, 1999. <i>Marengo (2011).</i>	23
Fig. 1-24 Presa Piedra Blanca, Coah. Segunda falla por tubificación, 2007. <i>Marengo (2011).</i>	23
Fig. 1-25 Falla de bordo por tubificación. <i>Ramírez-Reynaga 2008.</i>	23
Fig. 2-1 Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado. (<i>Yoshimi & Osterberg, 1963</i>)	27
Fig. 2-2 Estructura de suelos parcialmente saturados <i>Wroth y Houlshy (1985).</i>	28
Fig. 2-3 Representación esquemática de la succión mátrica (Fredlund y Radardjo, 1993).	29
Fig. 2-4 Modelo capilar con forma geométrica uniforme (Pola, 2010).	30
Fig. 2-5 Modelo capilar con secciones geométricas irregulares y diámetros variables (Lu y Likos, 2004).	30
Fig. 2-6 Representación de la succión osmótica en un contenedor (<i>Brandy, 1990).</i>	31
Fig. 2-7 Representación de la succión osmótica en el suelo (Deménegui, 2010).	32
Fig. 2-8 Función de almacenamiento que ilustra las diferentes zonas relacionadas con la variación del contenido de agua, valor de entrada de aire y el valor residual (Modificado de Database, Soilvision, 2010)	33
Fig. 2-9 Efecto del tipo de suelo en la forma de la curva característica (Fredlund et al., 1994)	34
Fig. 2-10 Efectos del tipo de compactación (estática o dinámica) en la curva característica (<i>Pérez, 2008</i>)	35
Fig. 2-11 Efecto del contenido de agua inicial en la curva característica (<i>Vanapalli et al, 1996).</i>	35
Fig. 2-12 Volumen elemental de un suelo y condiciones de continuidad para el flujo de agua (Lu y Likos, 2004).	49
Fig. 3-1 Fallas de bordo por asentamientos diferenciales	55

Fig. 3-2 Fallas de bordo por agrietamiento transversal y longitudinal.	56
Fig. 3-3 Fallas de bordo por erosión interna.	56
Fig. 3-4 Fallas de bordo por erosión externa.	56
Fig. 3-5 Fallas de bordo por desbordamiento.	57
Fig. 3-6 Fallas de bordo por cortante.	57
Fig. 3-7 Fallas por condiciones eventuales durante su operación.	57
Fig. 3-8 Condiciones de esfuerzo antes y después de un vaciado.	58
Fig. 3-9 Efectos del vaciado en la estabilidad global de taludes. <i>Li (2011)</i> .	58
Fig. 3-10 Esquema de un grano de suelo sujeto a flujo de agua y fuerzas de filtración. <i>Li & Arroyo 2011</i> .	59
Fig. 3-11 Fuerzas de filtración antes y después de un vaciado. <i>Ramírez-Reynaga, 2008</i> .	59
Fig. 3-12 Comportamiento del flujo de agua en un talud sometido a condiciones de vaciado. <i>Ramírez-Reynaga, 2008</i> .	60
Fig. 3-13 Diagrama de Venn propuesto por S. Garner.	61
Fig. 3-14 Comparación de gradientes críticos para flujo vertical y horizontal. <i>Adel (1988)</i> .	63
Fig. 3-15 Trayectoria de los ductos formados por la tubificación. <i>Li & Arroyo</i> .	64
Fig. 3-16 Tipos de fallas por desarrollo de la tubificación.	65
Fig. 3-17 Esquema del mecanismo de erosión progresiva.	66
Fig. 3-18 Esquema del mecanismo de erosión por levantamiento.	66
Fig. 3-19 Tipos de erosión de contacto.	67
Fig. 3-20 Ejemplo de una erosión de contacto en un bordo.	67
Fig. 3-21 Ejemplos de erosión por flujo concentrado.	67
Fig. 3-22 Tipos de erosión interna por sufusión.	68
Fig. 3-23 Arrastre de granos de suelo por efecto de la tubificación retrograda (<i>Li & Arroyo, 2011</i>).	69
Fig. 3-24 Esquema de falla de un terraplén por tubificación retrograda.	70
Fig. 3-25 Identificación de los suelos internamente inestables. a) estable, b) potencialmente inestable y c) suelo internamente inestable.	71
Fig. 3-26 Criterio de Kenney-Lau (1986) and Li-Fannin (2008).	72
Fig. 3-27 Recomendaciones para mitigar la erosión interna. <i>Li (2008)</i> .	75
Fig. 3-28 Ilustración de un filtro para prevenir la erosión.	76
Fig. 3-29 Esquema simplificado de la aplicación del criterio de Terzaghi para el diseño de filtros.	76
Fig. 3-30 Envoltentes de Mohr-Coulomb en pruebas CU. (<i>IMATA, 2001</i>)	78
Fig. 3-31 Cambios en esfuerzo cortante, presión de poro y factor de seguridad durante y después de la construcción de una presa de tierra (<i>Bishop y Bjerrum, 1960</i>).	80
Fig. 3-32 Modos de vaciado considerados en las graficas de estabilidad de taludes propuestas por Viratjandr & Michalowski (2006)	83
Fig. 3-33 Ejemplo de una de las graficas de estabilidad de taludes para el modo de vaciado a) propuestas por Viratjandr & Michalowski (2006)	83
Fig. 4-1 Geometría, condiciones iniciales y condiciones de frontera del bordo marginal utilizado.	86
Fig. 4-2 Geometría, condiciones iniciales y condiciones de frontera del bordo de protección utilizado.	86
Fig. 4-3 Funciones hidráulicas estimadas con el modelo de Van Genuchten utilizando SEEP/W.	87
Fig. 4-4 Ejemplos del tamaño de los elementos de la malla de elementos finitos.	88
Fig. 4-5 Efecto del tamaño promedio de los lados de los elementos finitos en la magnitud del gradiente hidráulico.	89
Fig. 4-6 Distribución de gradientes hidráulicos con dirección x al finalizar el vaciado.	89
Fig. 4-7 Distribución de gradientes hidráulicos con dirección y al finalizar el vaciado.	90
Fig. 4-8 Efecto del tamaño del intervalo de tiempo en magnitud del gradiente hidráulico.	90
Fig. 4-9 Tiempo de disipación de presión de poro en bordos marginales para diferentes materiales.	92
Fig. 4-10 Volumen de agua almacenado/drenado en el bordo antes y durante el vaciado.	92

Fig. 4-11 Líneas de desaturación al final del vaciado para diferentes materiales en un bordo marginal homogéneo.	93
Fig. 4-12 Influencia del ángulo de inclinación en los gradientes hidráulicos de salida en bordos marginales.	93
Fig. 4-13 Variación del factor de seguridad al final del vaciado para diferentes materiales respecto a la inclinación del talud.	94
Fig. 4-14 Influencia de la velocidad de vaciado en los i_{max} al final del vaciado en bordos marginales.	95
Fig. 4-15 Líneas de desaturación para diferentes velocidades de vaciado en un bordo marginal.	95
Fig. 4-16 Variación del FS al final del vaciado en bordos marginales respecto a la velocidad de vaciado.	95
Fig. 4-17 Influencia de la heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación de un bordo en la magnitud del gradiente hidráulico de salida.	96
Fig. 4-18 Líneas de desaturación para diferentes conductividades hidráulicas del terraplén.	97
Fig. 4-19 Variación del FS durante el vaciado para diferentes condiciones de heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación.	97
Fig. 4-20 Influencia de la anisotropía en los gradientes hidráulicos de salida. Terraplén cimentado sobre el mismo material.	98
Fig. 4-21 Líneas de desaturación para diferentes relaciones de anisotropía.	98
Fig. 4-22 Desarrollo de gradientes hidráulicos durante un vaciado. Terraplén anisótropo cimentado sobre el mismo material.	99
Fig. 4-23 Variación del FS durante el vaciado en un bordo marginal. Terraplén anisótropo cimentado sobre el mismo material.	99
Fig. 4-24 Influencia de la anisotropía en los gradientes hidráulicos de salida. Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación.	100
Fig. 4-25 Desarrollo de gradientes hidráulicos durante un vaciado. Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación.	101
Fig. 4-26 Variación del FS durante el vaciado. Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación.	101
Fig. 4-27 Influencia de la anisotropía en los gradientes hidráulicos de salida. Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación.	102
Fig. 4-28 Desarrollo de gradientes hidráulicos durante un vaciado. Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación.	103
Fig. 4-29 Variación del FS durante el vaciado. Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación.	103
Fig. 4-30 Geometría de los filtros en bordos marginales.	104
Fig. 4-31 Aplicación del criterio de Terzaghi para diseño de filtros y determinación de la conductividad hidráulica del filtro por medio de la formula Allen-Hazen.	104
Fig. 4-32 Variación del gradiente hidráulico en bordo con filtro horizontal.	105
Fig. 4-33 Líneas de desaturación al final del vaciado en bordo con filtro horizontal.	105
Fig. 4-34 Variación del FS en bordos con filtros horizontales de diferentes longitudes.	106
Fig. 4-35 Líneas de desaturación al final del vaciado en bordo con filtro combinado.	106
Fig. 4-36 Variación del gradiente hidráulico en el talud de un bordo con filtro combinado durante el vaciado.	107
Fig. 4-37 Variación del FS respecto a la altura de los filtros combinados.	107
Fig. 4-38 Esquema del bordo con tablestaca.	108
Fig. 4-39 Variación del gradiente hidráulico en el talud de un bordo con tablestaca.	108
Fig. 4-40 Vectores de velocidad en a) bordo sin tablestaca y b) bordo con tablestaca de 8m de longitud.	109
Fig. 4-41 Variación del FS respecto a la colocación de tablestacas de diferentes longitudes.	109

Fig. 4-42 Líneas de desaturación al final del vaciado en bordos de protección para diferentes conductividades hidráulicas.	110
Fig. 4-43 Influencia de la velocidad de vaciado en los gradientes hidráulicos de salida en bordos de protección.	111
Fig. 4-44 Líneas de desaturación (LD) para diferentes velocidades de vaciado en un bordo homogéneo e isótropo.	111
Fig. 4-45 Influencia del ángulo de inclinación en los gradientes hidráulicos de salida en bordos protección.	112
Fig. 4-46 Influencia del ancho de corona en los gradientes hidráulicos de salida en el talud interior de un bordo de protección.	112
Fig. 4-47 Variación del FS del talud exterior respecto al ancho de corona de un bordo de protección urbana.	113
Fig. 4-48 Variación del FS del talud interior respecto al ancho de corona de un bordo de protección urbana.	113
Fig. 4-49 Esquema de las geometrías de filtros utilizados en bordos de protección.	114
Fig. 4-50 Variación del gradiente hidráulico en bordo de protección con diversos filtros.	115
Fig. 4-51 Líneas de desaturación durante un vaciado en un bordo de protección con un filtro horizontal.	115
Fig. 4-52 Líneas de desaturación durante un vaciado en un bordo de protección con un filtro combinado.	115
Fig. 4-53 Líneas de desaturación durante un vaciado en un bordo de protección con dos filtros horizontales.	116
Fig. 4-54 Tiempo de disipación de la presión de poro en bordos de protección con diferentes filtros.	116
Fig. 4-55 Campo de grado de saturación al final del vaciado para un bordo con a) un filtro horizontal, b) dos filtros horizontales y c) un filtro combinado.	117
Fig. 4-56 Variación del FS en el talud aguas abajo de un bordo de protección para diferentes filtros.	117
Fig. 4-57 Variación del FS en el talud aguas arriba de un bordo de protección para diferentes filtros.	118
Fig. 4-58 Geometría de un tramo de bordo marginal en 3D sometido a vaciado.	118
Fig. 4-59 Campo i_x al final del vaciado en un bordo marginal en 3D.	119
Fig. 4-60 Campo de i_y al final del vaciado en un bordo marginal en 3D.	119
Fig. 4-61 Geometría del tramo de bordo con curva en planta estudiado.	120
Fig. 4-62 Campo de gradientes hidráulicos horizontales resultantes (i_{xz}) en un tramo de bordo con curva.	120
Fig. 4-63 Campo de gradientes de hidráulicos verticales (i_y) en un tramo de bordo con curva.	121
Fig. 4-64 Bordo con corte al pie de talud. a) geometría y b) malla de elementos finitos.	121
Fig. 4-65 Superficie de desaturación y vectores de velocidad en un plano que pasa por el corte al pie del talud.	122
Fig. 4-66 Campo de gradientes de hidráulicos horizontales (x) al final del vaciado en un bordo con un corte al pie del talud.	122
Fig. 4-67 Campo de gradientes de hidráulicos horizontales resultante (i_{xyz}) al final del vaciado en un bordo con un corte al pie del talud.	122

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Principales características del sistema de presas del río Grijalva. CFE.	12
Tabla 2.1. Resumen de diferentes técnicas y equipos para medir la succión (Modificada de <i>Lu y Likos, 2004; Gens y Romero, 2000; citado por Pintado, 2002</i>)	36
Tabla 2.2 Principales métodos de medición de la función de conductividad hidráulica	39
Tabla 2.2 Parámetros para los modelos de la función de almacenamiento y de conductividad hidráulica.	46
Tabla 3.1. Método de Bligh y Lane para determinar el potencial de erosión.	73
Tabla 3.2. Gradientes de control permisibles de acuerdo con Chugaev.	73
Tabla 3.3. Gradientes de salida admisibles de acuerdo con Khosla.	74
Tabla 3.4. Factores de seguridad recomendados para distintas condiciones en una presa de tierra <i>Lowe (1988)</i> .	81
Tabla 4.1. Materiales y propiedades hidráulicas para realizar la predicción de las funciones hidráulicas con el modelo de Van Genuchten.	86
Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de los materiales para los análisis de estabilidad de taludes.	87
Tabla 4.3. Variables estudiadas en los análisis paramétricos considerando un vaciado con abatimiento de 5.5m.	88
Tabla 4.4. Tamaño de intervalos de tiempo para los análisis de sensibilidad.	90

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento

1.1.1 Problemática

El estudio del comportamiento hidráulico de los cauces y de la infraestructura de protección de inundaciones, específicamente la relacionada con estructuras térreas, es uno de los temas más importantes en la agenda del agua en México.

El flujo de agua en ríos usualmente se analiza asociándolo a su cuenca hidrológica. La presencia de eventos climatológicos extremos en las cuencas genera grandes avenidas. Con el objeto de disminuir el impacto de estas en zonas susceptibles de inundación, el manejo de estos volúmenes en exceso se ha abordado usualmente a través de la construcción de almacenamiento para regulación en la parte alta de las cuencas, que se articula con bordos marginales, cauces de alivio y otras estructuras en la zona de planicie.

El flujo aportado de forma natural por una cuenca hidrológica, es decir sin obras de control, está relacionado principalmente con las características fisiográficas de ésta y con el régimen de la precipitación pluvial, su intensidad, duración y frecuencia. Cuando los ríos tienen infraestructura en la parte alta de la cuenca el flujo es modificado en gran medida por la política de operación a que están sujetas, por lo que son factores que contribuyen a la variación de los niveles de agua en los cauces en intervalos de tiempo relativamente cortos.

La infraestructura en la zona de planicie está constituida principalmente por bordos que se utilizan para proveer protección a zonas agrícolas, industriales, urbanas, etc., en suma proteger la vida y el patrimonio de las personas. Por lo que conocer las condiciones extremas a las que podrían estar sometidos permite simular numéricamente condiciones susceptibles de llegar a ocurrir y evaluar determinados parámetros de su comportamiento en relación con su seguridad hidráulica y geotécnica. Especial atención demanda el estudio de fenómenos locales en la interacción agua-bordo pues se ha observado con cierta frecuencia que las fallas locales en un bordo pueden desencadenar procesos que terminen por dañar todo un sistema de defensa contra inundaciones.

En el abordaje y solución de problemas relacionados con el comportamiento de la infraestructura de protección a base de bordos, es muy importante estudiar a detalle fenómenos locales del flujo de agua en estas estructuras, cuando se ha identificado que la evolución de estos puede producir efectos de considerables dimensiones. Por ejemplo la falla local de un bordo de protección contra inundaciones, localizado en la zona de planicie de un río, puede tener efectos catastróficos, inundando en un periodo de tiempo relativamente corto grandes extensiones del territorio que está destinado a proteger cuando aquella desencadena el colapso del sistema de protección.

La interacción tanto de factores hidrológicos, climatológicos, topográficos, geológicos y geotécnicos, así como los de tipo antropogénico producen variaciones puntuales, diarias, estacionales y anuales en el caudal y en la elevación de la lámina de agua en los ríos y lagunas. En condiciones extraordinarias las fluctuaciones del nivel del agua motivado por las avenidas hidrológicas de importancia se acentúa en el tiempo, generando en los bordos asociados a los cauces lo que se ha denominado fenómenos de "llenado" y de "vaciado rápido" que han sido identificadas como una de las principales causas de falla en los bordos. Estos fenómenos se caracterizan por la elevación drástica de los niveles de los ríos y lagunas, para posteriormente descender en intervalos cortos de tiempo.

Por tanto, cuando se tienen bordos marginales en los cauces, el conocimiento preciso de la variación de niveles de agua que presenta el río es fundamental para analizar el flujo transitorio de agua a través de ellos. Estudiosos de este tema han desarrollado modelos matemáticos y obtenidos soluciones numéricas para analizar el comportamiento del flujo de agua en el medio poroso de los bordos.

No obstante los importantes avances logrados a la fecha, se requiere desarrollar más investigación hacia un mejor conocimiento que permita evaluar con mayor precisión parámetros críticos relacionados con la estabilidad interna de los bordos, utilizando modelos numéricos para simular condiciones hidráulicas y geotécnicas susceptibles de llegar a ocurrir durante la vida útil de estas obras.

En las investigaciones un factor de relevancia son los datos de campo disponibles, por esta razón es muy importante realizar campañas de exploración geotécnica que incluyan pruebas de permeabilidad, así como también la instrumentación de los cauces y de las estructuras térreas que están funcionando e integrar con ellos registros confiables y consistentes de variables significativas, para estimar con mayor precisión parámetros que permitan efectuar simulaciones y verificar los modelos numéricos simplificados que son utilizados para representar las condiciones reales de campo. Siguiendo esta metodología se puede contribuir a mejorar los criterios de diseño y disponer de mejores elementos para prevenir situaciones de riesgo en los bordos, como aquellas que puedan desencadenar eventos catastróficos para las zonas que se están protegiendo.

Debido a la complejidad hidrológica, hidráulica y geotécnica que presenta la región sureste del país y en particular el estado de Tabasco que posee una importante infraestructura de bordos proyectada para disminuir el riesgo de inundación en áreas productivas y núcleos poblacionales, en los últimos 10 años ha sido escenario de eventos hidroclimatológicos extremos que han generado importantes escurrimientos que han provocado inundaciones recurrentes en la planicie. La problemática es de trascendencia, pues se han presentado situaciones que han configurado escenarios catastróficos para la economía y el desarrollo del estado. Es evidente que los problemas señalados líneas arriba están presentes y actuantes en esta zona y requieren de un mejor conocimiento de los factores que contribuyeron en la configuración de eventos que superaron la capacidad local de contención de bordos. Estas son las razones que motivaron la formulación del objetivo de este trabajo que es el estudio de las fuerza internas de filtración ocasionadas por el flujo transitorio en bordos asociados al proceso "vaciado rápido" que se ha identificado como determinante en la falla de bordos. Así pues, el desarrollo de este trabajo, tiene como referencia geográfica al estado de Tabasco y se busca a través de analizar y comprender este complejo problema contribuir a mejorar la toma de decisiones en la materia.

1.1.2 Problema geotécnico

Los taludes son componentes estructurales fundamentales de presas, bordos y terraplenes. Estos se constituyen generalmente por materiales térreos y rocas que son materiales porosos, saturados o parcialmente saturados por el agua. La inestabilidad de los taludes influye directamente en la seguridad y el funcionamiento de estas estructuras hidráulicas.

Varios factores inciden en la inestabilidad de taludes, desde meteorológicos e hidrológicos hasta geológicos y geotécnicos. En todos, el agua juega un papel prominente. Sin embargo, se puede decir que existen dos mecanismos físicos que amenazan la estabilidad e integridad de los terraplenes de presas y bordos: la erosión y los deslizamientos (*Jean-Jeaques 2009*). El deslizamiento es la pérdida de equilibrio de la masa global de suelo bajo esfuerzo cortante. La erosión es el desprendimiento y transporte de algunas partículas de suelo por la fuerza de arrastre del flujo de agua aplicada sobre cada uno de ellos. Para las estructuras de retención de agua la erosión es extremadamente más peligrosa que los deslizamientos. La erosión causa dos modos de falla: erosión externa (en su mayoría durante inundaciones debido al desbordamiento y otras por socavación al pie) y erosión interna (desarrollo de la tubificación). De acuerdo con las estadísticas de la ICOLD el riesgo más frecuente son las inundaciones. Sin embargo, gracias al avance en los estudios hidrológicos y pronósticos del tiempo, el peligro más probable será la erosión interna.

El flujo de agua a través de los poros del suelo, ocasiona fuerzas de arrastre a su esqueleto sólido, las que se conocen como fuerzas de filtración, mismas que hacen cambiar el estado de esfuerzos y deformaciones de los materiales (*Auvinet et al. 2008*). Los esfuerzos cortantes generados pueden rebasar las resistencias, propiciando grandes desplazamientos o hasta fallas totales en la masa de los materiales. Aun cuando no sean tan grandes como para originar fallas masivas, las fuerzas de

filtración pueden llegar a desarrollar procesos de erosión interna arrastrando partículas de suelo hacia la superficie de terreno. Si la pérdida de los materiales no se controla adecuadamente, el arrastre de los mismos deja ductos o cavidades en la masa de suelo. Si este proceso evoluciona, es posible que se formen ductos continuos a lo largo de líneas de corriente del flujo de agua, causando erosiones de gran magnitud. A este fenómeno se le conoce como tubificación. Su ocurrencia en presas, bordos y terraplenes pueden traer como consecuencia daños que pueden ser incluso catastróficos.

La migración de materiales y el consecuente desarrollo de vacíos son tan graduales que no permiten ser detectados hasta que se encuentran muy avanzados. El desarrollo de la tubificación se origina por gradientes hidráulicos controlados inadecuadamente, lo cual ocurre con frecuencia en puntos de salida de agua desprotegidos, a lo largo de ductos enterrados y en los puntos de contacto con estructuras y cimentaciones. *Marengo (2011)*.

En el particular caso de los bordos, el flujo de agua a través del terraplén o por su cimentación durante las épocas de inundación es un fenómeno natural. La remoción de suelo a través de la tubificación en el terraplén, sus cimentaciones, o ambos, puede causar erosiones de gran magnitud que resultan en asentamientos que tienen el potencial de causar la falla total. *Turnbull y Mansur (1961)* resumieron los problemas de flujo de agua en bordos inducidos por inundación con base en sus experiencias con el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU. (USACE).

Por otro lado, aunque la mayoría de los análisis de flujo de agua y tubificación se basan en condiciones de flujo establecido, es el flujo de agua transitorio el más común en los terraplenes de canales y bordos (*Peter, 1982*). Esto es porque durante las inundaciones el nivel del agua en el río y entre los bordos cambia tan rápidamente que un régimen de flujo establecido es poco probable que se establezca. En su lugar, los cambios rápidos del nivel de agua pueden provocar una onda de cargas en movimiento con velocidad variable en el medio poroso. Sin embargo, el flujo establecido se asume con frecuencia en los análisis de flujo de agua en bordos debido a que los cálculos son más simples y los parámetros de flujo de agua en régimen establecido son menos difíciles de determinar que los parámetros correspondientes al régimen transitorio (*Peter, 1982*). Por estas razones, el flujo de agua basado en los efectos transitorios debido a los cambios en los niveles en ríos no ha sido analizado a detalle como el flujo establecido.

Cuando se presenta un problema de flujo de aguas de tipo transitorio se genera la variación en los gradientes hidráulicos de salida en el talud de aguas arriba. Por tanto, para poder evaluar la seguridad contra erosión interna bajo condiciones de llenado o vaciado rápido es necesario determinar el gradiente hidráulico de salida máximo que pueda presentarse durante la vida útil de la obra.

La solución de problemas de flujo de aguas transitorio necesariamente implica conocer el comportamiento hidráulico de los suelos parcialmente saturados, donde las propiedades hidráulicas del suelo varían en el tiempo y espacio en función de la succión mátrica. La ecuación de Richard es usada comúnmente para representar el flujo transitorio de agua en un medio poroso. Dicha ecuación es altamente no lineal y para su solución se requieren determinar las funciones hidráulicas del suelo parcialmente saturado (función de almacenamiento y función de conductividad hidráulica).

El uso de modelos numéricos generalmente se recomienda para el análisis de sistemas potencialmente complejos como los problemas de flujo de agua transitorio (*Mercer y Faust 1981, p.7*). Ofrecen flexibilidad y menos restricciones que los típicos enfoques analíticos (*Wang y Anderson 1982, p.3; Istok 1989*). Con la ayuda de un modelo numérico pueden llevarse a cabo muchas simulaciones y análisis de sensibilidad para diferentes modelos conceptuales estratigráficos con condiciones de frontera dinámicas (*Istok 1989*) utilizando una gran cantidad de intervalos de tiempo. En consecuencia, los modelos numéricos de elementos finitos (SEEP/W de Geoslope 2007) fueron seleccionados para realizar la modelación numérica en esta investigación.

1.2 Objetivos

- Contribuir al conocimiento científico-técnico del flujo transitorio de agua en bordos a través del estudio del comportamiento hidráulico y geomecánico de dos tipos de bordo: bordos marginales y bordos de protección, sometidos a condiciones de flujo transitorio de agua ocasionado por vaciado, utilizando la modelación numérica con el método de elementos finitos y análisis paramétricos para evaluar el efecto que tienen la interrelación de la velocidad de vaciado, la inclinación del talud y la conductividad hidráulica en el desarrollo de gradientes hidráulicos de salida y en los factores de seguridad contra deslizamiento.
- Estudiar el efecto que tiene la colocación en bordos de filtros con distintas geometrías y dimensiones, la colocación de tablestacas, así como también la colocación de protecciones marginales a base de enrocamiento en el comportamiento hidráulico y geomecánico de los bordos.
- Estudiar el comportamiento hidráulico mediante la modelación numérica en tres dimensiones (3D) de bordos que tienen un trazo en forma de curva en planta y el caso cuando se tiene un corte efectuado al pie del talud del bordo.
- Presentar los resultados de los análisis efectuados a través de un conjunto de gráficas relacionando las principales variables involucradas y de figuras que muestran los campos de flujo asociados a variables significativas; conclusiones derivadas de la interrelación observada de las variables del flujo, de la efectividad de los filtros para reducir las fuerzas de filtración y dar recomendaciones para su correcta colocación.

1.3 Alcances

- Capítulo 1. Se proporciona el planteamiento de la problemática y del problema geotécnico. Así mismo se describen los antecedentes de la zona de estudio que dio origen a esta investigación.
- Capítulo 2. Se presentan los fundamentos del comportamiento hidráulico de los suelos parcialmente saturados y la teoría de los análisis de flujo transitorio de agua.
- Capítulo 3. Se discute brevemente acerca de la seguridad de estructuras térreas sometidas a condiciones de flujo de agua.
- Capítulo 4. Se presentan los resultados de la investigación sobre el comportamiento hidráulico y geomecánico de bordos marginales y de protección sometidos a condiciones de vaciado. Así mismo, resultados de la modelación de bordos en tres dimensiones.
- Capítulo 5. Se presentan las conclusiones de la investigación y recomendaciones para futuras investigaciones en la temática.

1.4 Justificación

Tabasco es un estado del sureste mexicano, que se caracteriza por la abundancia de agua. Su régimen pluviométrico produce una lámina promedio de más de 2000 mm anuales. Atraviesan por su territorio el río Grijalva (que tiene el Sistema Hidroeléctrico más importante de México) y el Usumacinta que juntos envían al mar alrededor de 115 mil millones de metros cúbico anuales, así como también las corrientes no controladas de la cuenca de los ríos de la Sierra.

La mayor parte del territorio de Tabasco es planicie y ha estado sujeto a eventos hidrológicos extremos que provocan grandes avenidas en los cauces. Para proteger de inundaciones la zona de la planicie donde se ubica la Ciudad de Villahermosa, capital del estado y el principal centro económico, así como también zonas agrícolas altamente productivas, se han realizado obras de almacenamiento y control en la parte alta de la cuenca del Grijalva, cauces de alivio y bordos marginales principalmente en la planicie.

Al tránsito de las grandes avenidas a través de los sistemas hidrológicos, tanto los controlados como los libres, se asocian importantes variaciones en la elevación de la superficie libre del agua, como se ha observado en los registros históricos de estaciones hidrométricas localizadas sobre los ríos Mezcalapa, Samaria, Carrizal, asociados al Sistema Hidroeléctrico del Alto Grijalva, así como las estaciones el Muelle, Porvenir, Pueblo Nuevo, Oxolotan, Teapa y otras asociadas a los ríos de la Sierra que no tienen control. Estas variaciones producen oscilaciones del nivel de agua, ocasionando procesos denominados de “llenado” y “vaciado rápido” (provocando flujo transitorio en los bordos) que son determinantes para la estabilidad interna de los mismos.

En el estado de Tabasco, se ha observado que el problema en los bordos y márgenes de los ríos, es complejo ya que involucra varios factores como la erosión de las márgenes, la tubificación, las fallas por corte y los hundimientos. Lo que se ha observado (*Auvinet et al., 2008*), es que el problema comienza comúnmente con la erosión, la cual en algunas partes (dependiendo del tipo de suelo) se convierte en “tubificación”, ocasionando a su vez el desprendimiento de bloques de material. En muchos casos, se ha identificado que son los procesos de llenado y vaciado rápido la causa principal que ha ocasionado las fallas.

Derivado de lo anterior surge la necesidad y desde luego el origen de este trabajo que tiene como objetivo profundizar en el estudio de las fuerzas internas de filtración en bordos bajo condiciones de vaciado rápido, utilizando para esto diversos parámetros geotécnicos e hidráulicos, configurados a partir de situaciones que se han observado en el estado de Tabasco, no obstante esta vinculación, la aplicabilidad de los resultados encontrados y las conclusiones de esta investigación se puede extender a otras regiones del país y del mundo donde se presenten problemas de flujo de agua en bordos en condiciones hidráulicas y geotécnicas similares.

1.5 Antecedentes

1.5.1 Características del Estado de Tabasco

1.5.1.1 Fisiografía

Los límites del estado de Tabasco (Fig. 1-1) encierran áreas que corresponden a dos provincias fisiográficas del país: La Llanura Costera del Golfo Sur, que abarca la mayor parte de la Entidad; y la de las Sierras de Chiapas y Guatemala, que cubre la parte sur (aproximadamente 6%) del estado (Fig. 1-2). El desarrollo histórico-geológico del territorio tabasqueño, determinado por eventos estratigráficos y estructurales del Mesozoico y Cenozoico, ha dado lugar a la base petrológica sobre la que se ha configurado el actual paisaje del estado. Los factores geológicos que han influido en el modelado del relieve de esta entidad son: el tectonismo en sus fases de plegamiento y dislocación del paquete rocoso, y el relleno de cuencas marinas y lacustres con aportes de materiales terrestres. El límite entre ambas provincias fisiográficas está claramente marcado por un cambio de relieve local, manifiesto por un grueso paquete de calizas competentes, plegadas y fracturadas intensamente.

- La Llanura Costera del Golfo Sur

En Tabasco, la provincia Llanura Costera del Golfo Sur abarca una extensión de 23 076.49 km² (casi la totalidad del estado), tiene una altitud muy próxima al nivel del mar y está dominada por climas cálidos húmedos. La red de drenaje va de grande a mediana densidad, bien integrada, excepto en algunas porciones al sur y sureste de Villahermosa.

El relieve plano o ligeramente ondulado, la depositación de materiales finos de baja permeabilidad, las abundantes lluvias y los numerosos ríos, han propiciado que el manto freático se encuentre muy cerca de la superficie de los suelos, o bien, que ocurra una completa inundación de los mismos. Este relieve presenta extensas planicies de inundación y lagunas, entre las que destacan La Machona, Mecoacán, Sitio Grande y El Rosario. Los depósitos más antiguos son del Terciario Inferior (Paleoceno) y aparecen en los bordos de contacto con la provincia Sierras de Chiapas y Guatemala. Por sus yacimientos de petróleo esta provincia tiene una importancia muy grande en lo que se refiere a la extracción de gas.



Fig. 1-1 Ubicación de la zona de estudio. Mapa de contorno de elevaciones.

En esta provincia, que ocupa la mayor parte de Tabasco, los depósitos del Cuaternario (Fig. 1-3) son los más extensos, entre ellos destacan los palustres, los aluviales, los litorales y los lacustres. La llanura costera es una planicie sedimentaria, donde fueron acumulados grandes volúmenes de materiales rocosos provenientes del continente, es decir, se formó de la acumulación de sedimentos depositados desde el Paleozoico hasta el Reciente (*INEGI 2012*). Las rocas que se pueden encontrar son sedimentarias como margas, calizas, lutitas, areniscas y aluvión, de las cuales se extraen caliza y dolomita (*INE 1980*).

Gran parte de los suelos de esta provincia tuvieron su origen en la depositación de aluviones, causado por el cambio de curso que han tenido los ríos durante el Cuaternario. Otros son de origen residual y se formaron a partir de rocas sedimentarias, como: areniscas del Mioceno, calizas del Mioceno y Oligoceno, conglomerados Cuaternarios y algunas lutitas-areniscas del Eoceno; una última porción son de origen litoral, lacustre o coluvio-aluvial.



Fig. 1-2 Regiones fisiográficas de Tabasco. INEGI.



Fig. 1-3 Geología del estado de Tabasco. INEGI.

- Provincia Sierras de Chiapas y Guatemala

En Tabasco esta región está representada por pequeñas porciones de las subprovincias Sierras del Norte de Chiapas y Sierras Bajas del Petén.

La subprovincia Sierras del Norte de Chiapas en territorio tabasqueño ocupa dos pequeñas porciones del sur, que en conjunto abarcan una extensión de 985.97 km² y comprenden sólo parte de los municipios de Huimanguillo, Macuspana, Tacotalpa y Teapa. Además hay afloramientos de rocas lávicas, lo mismo que un cuerpo intrusivo asociados con el volcán Chichonal cerca de Pichucalco, el cual hizo erupción en marzo y abril de 1982. Los suelos en esta subprovincia, integrada fundamentalmente por sierras y lomeríos, son en su mayoría de origen residual, formados in situ, a partir de rocas sedimentarias e ígneas, así como de material aluvial.

Subprovincia Sierras Bajas del Petén. En territorio tabasqueño tiene escasa penetración en forma de pequeños pliegues, los cuales constituyen los sistemas de topofomas denominadas Sierras plegadas con dolinas, Valle de laderas tendidas y Cañón. Estos se localizan en el municipio de Tenosique, donde comprenden una superficie de 412.78 km². De los 412.78 km², el 77.17% están cubiertos por suelos muy someros, ya que el relieve montañoso y las altas precipitaciones no permiten que los residuos, producto del intemperismo, se acumulen. No obstante que sustentan vegetación secundaria de selva alta, dichos residuos son acarreados hacia las partes bajas, en las que se hallan suelos profundos.

La pequeña parte tabasqueña de la provincia Sierras de Chiapas y Guatemala ha sido configurada a partir de montañas plegadas formadas por un grueso paquete de calizas del Cretácico Superior y por rocas del Terciario Inferior. Estas sierras tienen sus ejes estructurales orientados predominantemente este-oeste y están afectadas por afallamiento. La altitud de estos elementos topográficos varía de 200 a 500 metros. Estos elementos han sido afectados por una intensa erosión fluvial, controlada en parte por los sistemas de fallas transcurrentes, y aparecen disectados por profundos cañones y gargantas. En esta provincia se localizan las rocas más antiguas que afloran en Tabasco, mismas que pertenecen al Cretácico Superior. Son rocas carbonatadas (calizas) de origen marino, de plataforma, con fósiles índices del Albiano y se encuentran dolomitizadas y fuertemente fracturadas.

El aspecto geológico-económico de mayor relevancia lo constituye el potencial de hidrocarburos, almacenado en las formaciones del Jurásico y Cretácico. Otro aspecto de la geología económica que tiene importancia, lo constituye el aprovechamiento de ciertas rocas calcáreas útiles para la fabricación de cal hidratada, como material de ornamentación y para usos industriales.

1.5.1.2 Geomorfología de la planicie

La mayor parte del territorio tabasqueño forma parte de las cuencas bajas del río Grijalva y Usumacinta. Las cuencas bajas se caracterizan por el depósito de sedimento proveniente de las cuencas altas y medias. En estas zonas se descargan y acumulan los sedimentos finos y arrastre de granulares que se depositan sobre planicies de inundación con bajas pendientes del orden de 2° , en forma de conos de deyección (Fig. 1-4), deltas y estuarios, en donde el flujo de los ríos divaga en cauces canaliformes y trayectorias de flujo meándrico (Fig. 1-5). La erosión del mismo generalmente es lateral con ataque hacia las márgenes.

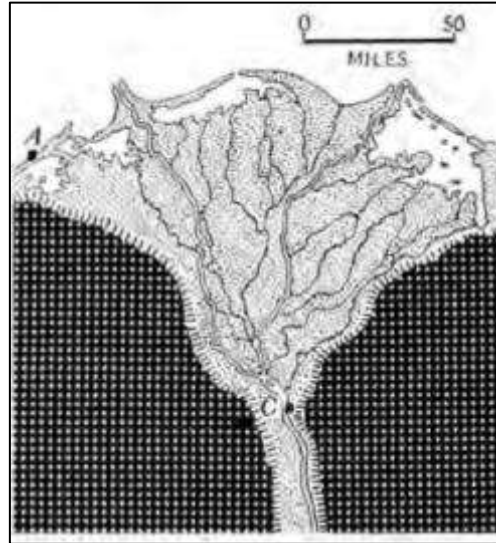
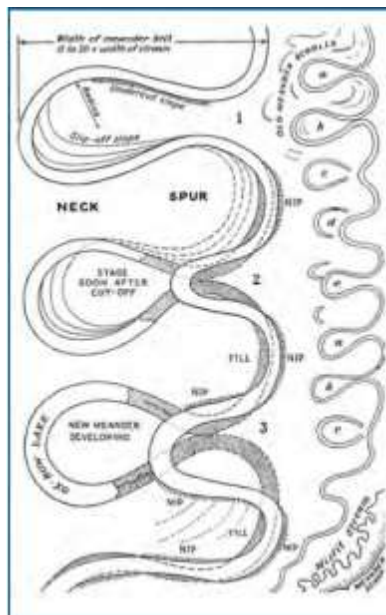
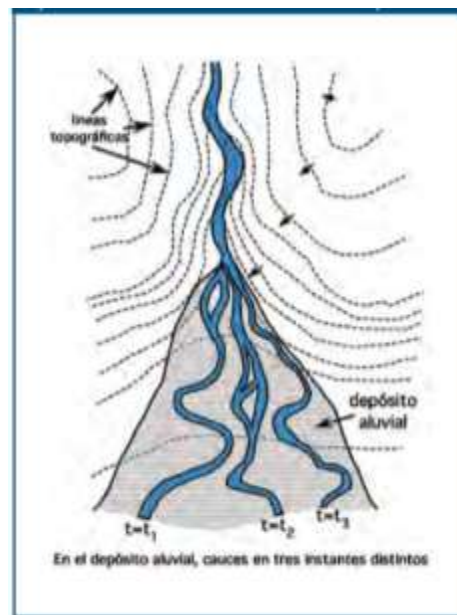


Fig. 1-4 Desarrollo de un delta en la zona de descarga de una cuenca baja. CONAGUA 2011.



a) Flujo meandrico en una cuenca baja



b) Inestabilidad natural del depósito aluvial en la planicie

Fig. 1-5 Geomorfología de cauces en una cuenca baja. CONAGUA 2011.

Las características fisiográficas y la intervención del ser humano han provocado variaciones del curso de los ríos (avulsiones) en la planicie tabasqueña (regionalmente son conocidos como “rompidos”) y, en la mayoría de los casos, han reducido su capacidad hidráulica. A este respecto destaca el caso del río Grijalva, que originalmente desembocaba al mar de manera independiente al río Usumacinta por el cauce del ahora llamado río Seco, para posteriormente hacerlo por el río Medellín y, desde principios del siglo pasado, vierte sus aguas al río Usumacinta (Fig. 1-6).

Debido al proceso de formación de la planicie tabasqueña ha ocasionado que se tengan suelos erráticos, lo que dificulta la etapa de exploración para cualquier obra, particularmente más acentuado cuando se trata de obras longitudinales como lo son los bordos.

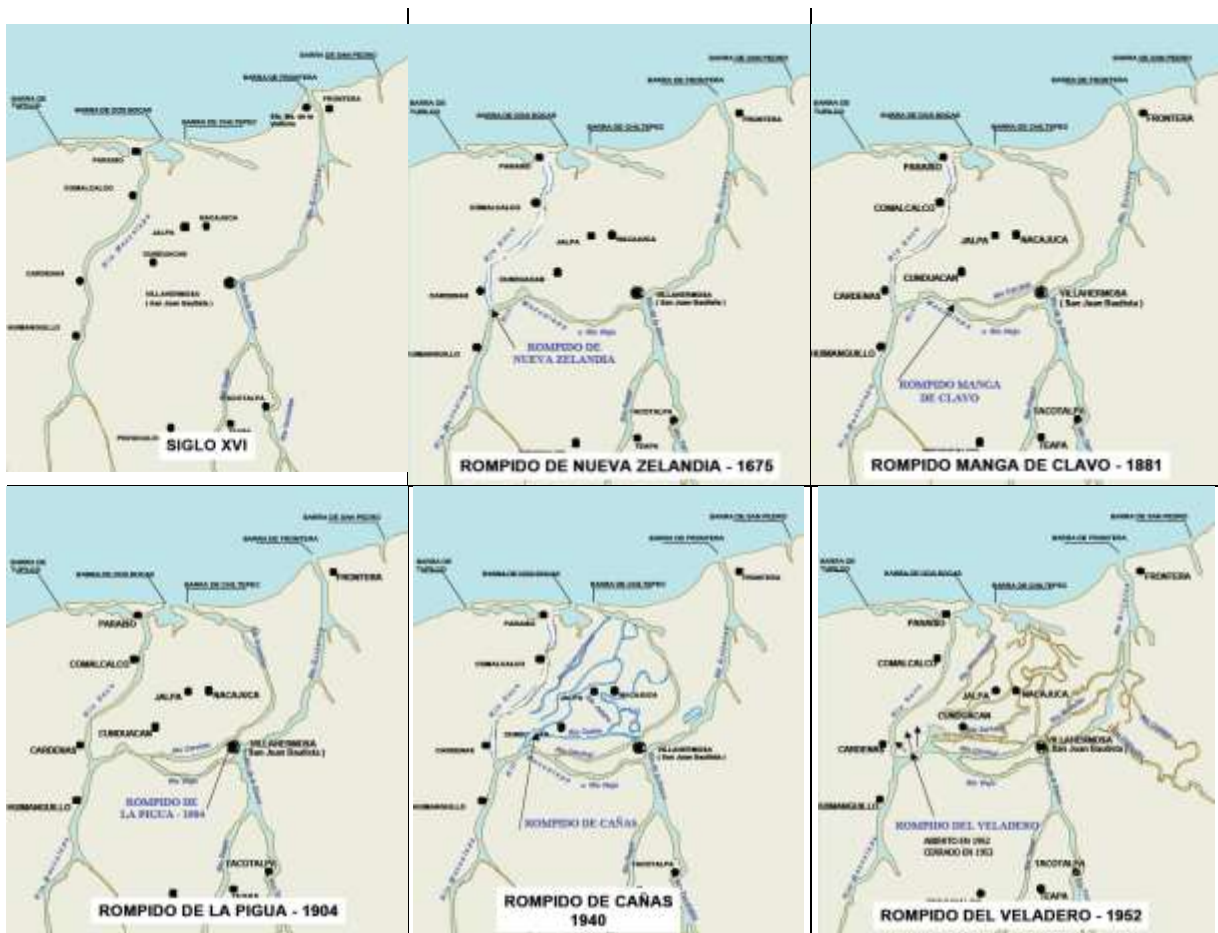


Fig. 1-6 Avulsiones en la cuenca baja del río Grijalva. *Maza (1997).*

1.5.1.3 Hidrografía

Tabasco se ubica dentro del sistema hidrológico Grijalva - Usumacinta, en la Región Hidrológica No. 30, que comprende parte de los estados de Chiapas, Tabasco, Campeche y Oaxaca, así como parte de la república de Guatemala. Una tercera parte del agua dulce de México, está en Tabasco.

El sistema fluvial de Tabasco (Fig. 1-7) se constituye con los caudales del río Usumacinta, que es el más grande y caudaloso de la República, y el río Grijalva el segundo por su caudal, con numerosos afluentes que desembocan en el Golfo de México. También está el río de la Sierra, que se forma por los caudales de los ríos Amatlán y Oxolotán que bajan de la sierra de Chiapas y que se une al Grijalva poco antes de llegar a la ciudad de Villahermosa.

Por el municipio de Tenosique, entra a México el río San Pedro Mártir, que proveniente del Petén, Guatemala, se interna a territorio mexicano desplazándose hacia el norte en busca del vecino municipio de Balancán donde se une al río Usumacinta, para después separarse de éste y convertirse en el río San Pedro el cual sirve de límite entre los estados de Tabasco y Campeche y desemboca al Golfo de México.

Solo quedan fuera de éste sistema el río Tonalá y el Tancochapa o Pedregal, que sirve de límite entre Tabasco y Veracruz, al oeste de Huimanguillo; los pequeños ríos de la Chontalpa como el Blasillo, que se alimentan de excesos de aguas de lluvias acumuladas en los popales (pantanos) y el río González, brazo desprendido del Mezcalapa a fines del siglo XIX, que desemboca al mar por la barra de Chiltepec.



Fig. 1-7 Localización de los principales ríos de tabasco. (Dominguez et al.2006).

A los numerosos ríos, riachuelos y arroyos que cruzan en todos los sentidos al estado de Tabasco, se añaden algunas albuferas, y un número elevado de lagunas diseminadas en su territorio, destacándose los sistemas lagunares de El Carmen, Pajonal, La Machona y Mecoacán. En conjunto, forman una compleja red de drenaje (Fig. 1-8) que complica aún más los problemas de inundación en el estado.

La planicie de la cuenca que forman los ríos Grijalva, Usumacinta y sus afluentes, tiene una extensión de 19,250 km² (GET, 2005) y una pendiente muy pequeña (la ciudad de Villahermosa, cuya elevación es la cota 10 msnm, se ubica a 60 km de la línea de costa). Año con año, dicha planicie sufre de inundaciones ocasionadas tanto por la acumulación de lluvia local, como por el desbordamiento de sus ríos.

El volumen de escurrimiento de sus ríos es el mayor de las corrientes fluviales de la República Mexicana, del orden de los 125,000 millones de metros cúbicos al año, que representan el 35% de las corrientes del país. Esto forma un amplio cauce que inunda grandes áreas y origina en las zonas bajas numerosas lagunas de poca profundidad. En los meses de septiembre y noviembre se alcanza los máximos niveles de agua causando inundaciones.



Fig. 1-8 Red de drenaje del Estado de Tabasco. *González-Villareal (2012).*

Como una medida para mitigar los problemas de inundación en Tabasco, al final de la década de los cincuentas se tomó la decisión para iniciar el aprovechamiento y control de los escurrimientos de la cuenca alta del río Grijalva. Desde entonces se han construido cuatro grandes presas: Malpaso (la primera en construirse, por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos), Angostura, Chicoasén y Peñitas (construidas por la Comisión Federal de Electricidad), que constituyen el sistema hidroeléctrico más importante del país (Fig. 1-9). Además de regular los escurrimientos, tiene otros fines (generación de energía eléctrica, abastecimiento de agua y recreación, entre otros). La capacidad de regulación del sistema en conjunto, ha reducido la probabilidad de ocurrencia de inundaciones extraordinarias, en la parte baja de la cuenca (Tabla 1.1).

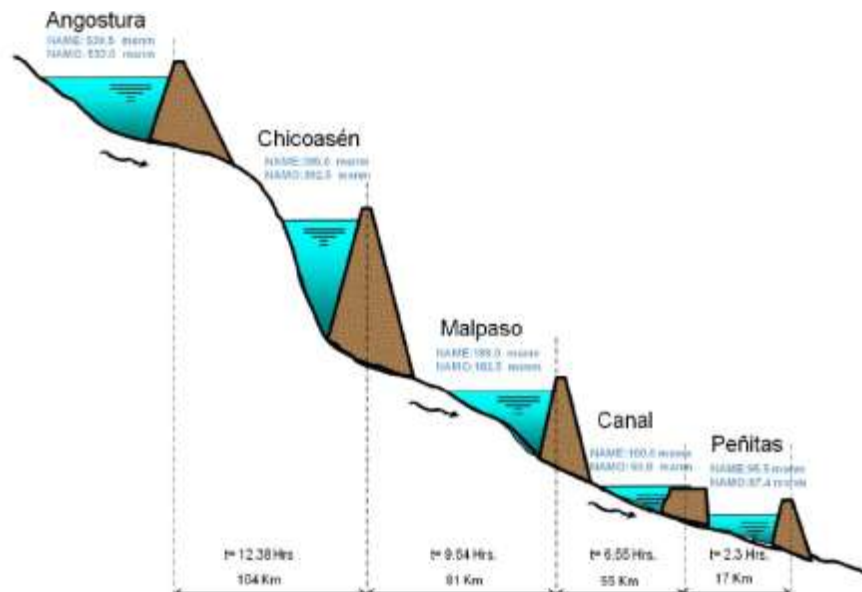


Fig. 1-9 Perfil del sistema de presas del alto Grijalva. *González-Villareal (2012).*

Tabla 1.1 Principales características del sistema de presas del río Grijalva. CFE.

Presa	Año de construcción	NAMO (msnm)	NAME (msnm)	Cap. útil (Mm ³)	Cap. regulación (Mm ³)
Malpaso	1964	182.50	188.00	14,000	3,460
Angostura	1975	533.00	539.50	20,000	8,500
Chicoasén	1980	392.50	395.00	1,680	490
Peñitas	1987	87.40	95.50	1,485	1,091

Hoy en día, a pesar de que el escurrimiento del río Grijalva está prácticamente controlado antes de entrar en la zona de la llanura, el peligro de inundación en la zona centro del Estado, donde se localiza la ciudad de Villahermosa, su zona conurbada, así como otras zonas urbanas y rurales, es latente.

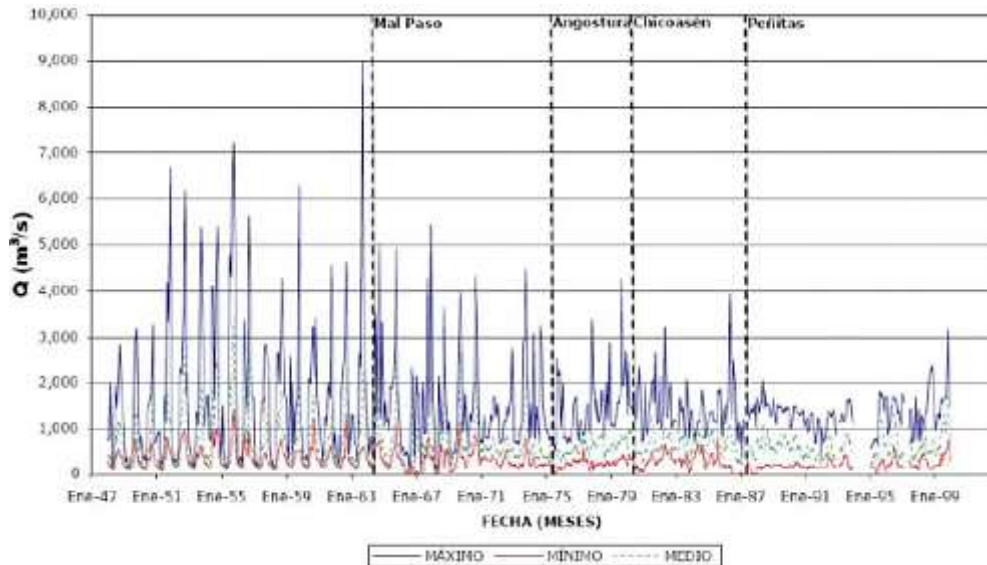


Fig. 1-10 Regulación del río Mezcalapa (en el Alto Grijalva) mediante el sistema de presas. *Rivera (2003)*.

Antes de que se construyeran las presas del sistema Grijalva, los escurrimientos provenientes de la cuenca alta del río Mezcalapa eran mucho mayores (ver Fig. 1-10). En 1963, a la altura de la estación Peñitas, se registraron caudales medios mayores de 8,000 m³/s. A partir de 1964, cuando se concluyó la presa Malpaso, los caudales disminuyeron; sin embargo, la magnitud de éstos obligó a operar el vertedor en 1969, 1970 y 1973, antes de la construcción de la presa Angostura (presa que cuenta con el embalse con mayor capacidad en todo el país) en 1975. Para 1980 se construyó la presa Chicoasén, que aunque es la central hidroeléctrica con mayor potencia instalada en el país (1,500 MW) no contribuye de manera significativa para regular avenidas. Por último, en 1987 se construyó la presa Peñitas que es el último embalse antes de llegar a la planicie tabasqueña.

Como resultado de las políticas de operación del sistema de presas del Grijalva y de los fenómenos meteorológicos que afectan al estado de Tabasco, se generan fluctuaciones importantes en los niveles de la lámina de agua de los ríos. En la Fig. 1-11, se muestra la variación de los niveles de agua registrados en algunas estaciones hidrométricas durante los eventos hidrocimatológicos extraordinarios del 2007. Esta variación alcanza el orden de los 6m, en lapsos de tiempo relativamente cortos que como ya se ha mencionado, son de mucha importancia para la estabilidad de las márgenes y bordos de protección.

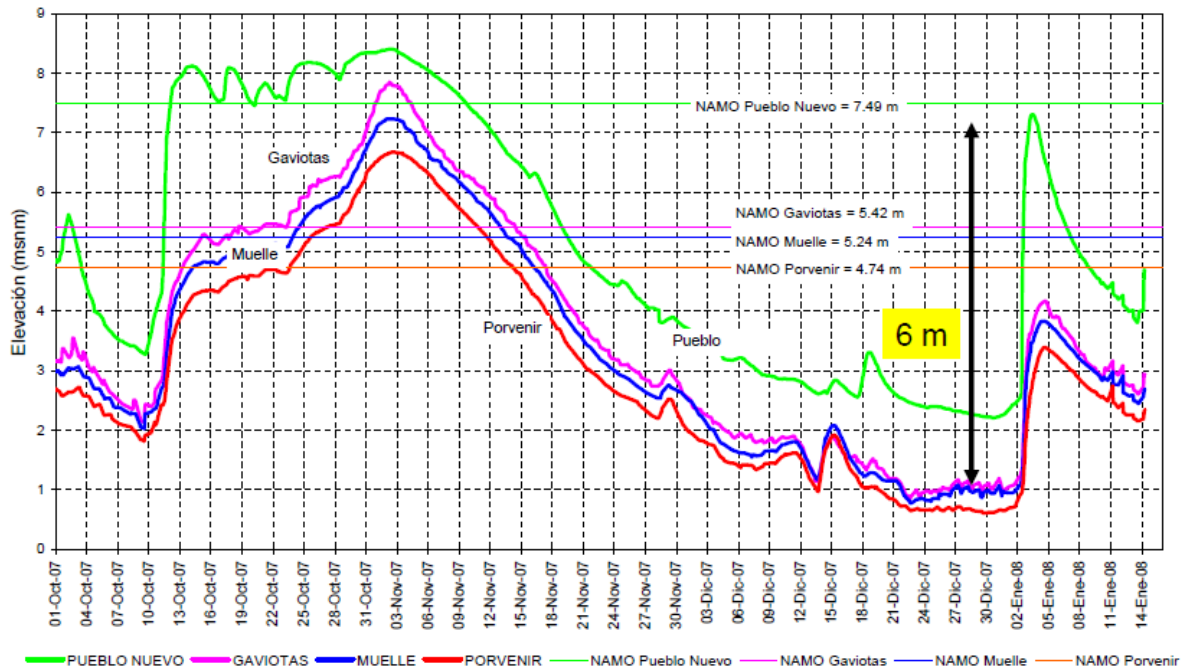


Fig. 1-11 Variación de los niveles de ríos registrados en estaciones hidrométricas de Tabasco. *Ramírez-Reynaga 2008.*

1.5.1.4 Pluviometría y sedimentación de cauces

La temporada de lluvias en el estado abarca ocho meses que van de julio a marzo aproximadamente. Por su localización geográfica, de julio a noviembre la zona es afectada por ciclones tropicales y, de diciembre a marzo, por frentes fríos que producen lluvias anuales del orden de 2,750 mm en la zona costera y hasta 4,000 mm en las estribaciones de las sierras, de las mayores a nivel mundial, y más de cuatro veces lo que llueve en el valle de México.

El período con mayor precipitación comprende los meses de julio a noviembre, lapso en el cual se concentra cerca del 72% de la lluvia total anual.

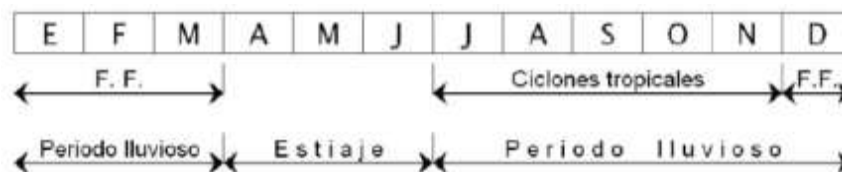


Fig. 1-12 Período de lluvias a lo largo del año.

En la planicie tabasqueña tienen lugar cambios morfológicos y adaptaciones continuas debidas a las condiciones hidráulicas y sedimentológicas propias de la zona; sin embargo, los aportes líquidos y de sedimentos que históricamente habían ocurrido, se han visto modificados por la construcción de las presas ya mencionadas. Adicionalmente, hay que sumar la construcción de otras obras hidráulicas, tales como defensas de márgenes, rectificaciones de cauces, espigones, así como la extracción continua de material del lecho del río por parte de pobladores, el cambio en el uso del suelo, la intensa deforestación y la erupción del volcán Chichonal en 1982. Todo lo antes mencionado, ha contribuido a incrementar la erosión hídrica y, por ende, el aporte de sedimentos, propiciando el asolvamiento de los

ríos y reduciendo así su capacidad de conducción. Por ello, es de vital importancia el control de esos asolvos, con el propósito de restaurar esa capacidad y disminuir los desbordamientos.

Recientemente, con la medición de sedimentos efectuada por la UJAT de 2002 a 2008 en el sistema de ríos Mezcalapa - Samaria - Carrizal, se ha observado que el sistema aún no llega a un equilibrio. Particularmente, se aprecia un proceso de asolvamiento del cauce sobre el río Samaria, mientras que en el Carrizal, aguas arriba de la estructura provisional, se tiene una zona de depósito, y aguas abajo de la misma se tiene una degradación constante del fondo y de las márgenes.

1.5.1.5 Problemas de inundaciones. Casos históricos.

Parte de la problemática de inundaciones en la planicie de Tabasco se debe a la poca pendiente del terreno, que dificulta el desalojo de las grandes cantidades de precipitación que caen en las zonas altas de la cuenca. Así, cuando el caudal en un río aumenta, la forma natural de conducirlo es aumentando el tirante y con ello el área hidráulica (la sección del cauce ocupada por agua). Cuando el incremento del caudal alcanza valores poco frecuentes, el incremento del tirante produce que se empiece a utilizar la llamada "llanura de inundación", una zona típicamente mucho más amplia que el cauce en sí y que tiene una pendiente perpendicular al eje del río relativamente baja. Por ello, incrementos del tirante relativamente pequeños producen la ocupación de áreas muy amplias alrededor del cauce común.

Frecuentemente, cuando esta llanura de inundación ha sido invadida, ya sea por zonas agrícolas o por zonas urbanas (frecuentemente irregulares), entonces denominamos a este fenómeno totalmente natural como una inundación, o usamos el término "se desbordó el río". Este último lleva implícita la idea de que la llanura de inundación no es parte del cauce. En realidad sí lo es, aunque es una parte diseñada por la naturaleza para casos poco frecuentes. Uno de los problemas más comunes de estas llanuras de inundación, es que las carreteras y caminos que cruzan el río, son construidos con los terraplenes de aproximación a los puentes sobre ellos, de tal manera de minimizar el claro (la parte más cara) del puente en sí. De facto, estos terraplenes de aproximación se convierten en enormes presas (por su longitud, no por su altura) incluyendo al claro del puente que hace las veces de vertedor de demasías.

La planicie tabasqueña ha sido escenario de importantes inundaciones en repetidas ocasiones, algunas de las más importantes de las que se tiene registro sucedieron en los años: 1955, 1959, 1965, 1969, 1973, 1980, 1995 (ver Fig. 1-13).

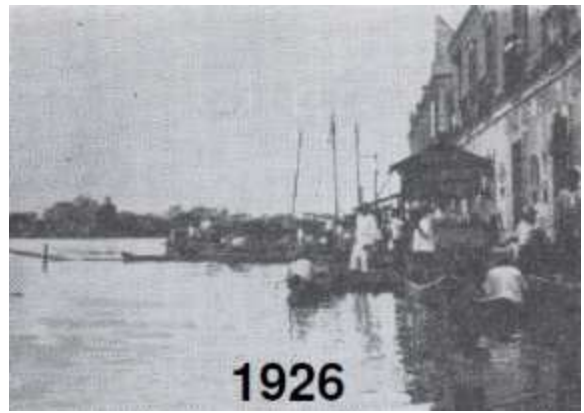




Fig. 1-13 Inundaciones en el estado de Tabasco. *González-Villareal (2012).*

El caso más catastrófico de inundación se presentó en el año 2007, donde de septiembre a octubre se registraron lluvias atípicas en los estados de Veracruz, Tabasco y Chiapas, la combinación del Frente Frío no. 4, una baja presión vinculada a la Tormenta Tropical "Noel", generaron a partir del 22 de octubre 2007 un sistema de lluvias constantes sobre el área de Tabasco y Chiapas. El efecto de este sistema de lluvias intensas y constantes, por encima de las medias históricas observadas, fue amplio así mismo en su cobertura geográfica, abarcando a varias islas del Caribe y a varios países centroamericanos.

1.5.2 Generalidades de los bordos de Tabasco

1.5.2.1 Nomenclatura, clasificación y secciones típicas de bordos

Un bordo es una estructura diseñada para contener, controlar o desviar el flujo de agua a fin de proporcionar protección frente a inundaciones temporales (American Society of Civil Engineers, ASCE, 2009). Generalmente es construido de tierra o suelo compacto con el fin de obtener una estructura rígida. De los componentes de un bordo (Fig. 1-14) pueden generalizarse los siguientes.

- Corona: Superficie en la parte superior del bordo, la cual es más estrecho que la base.
- Talud aguas arriba: Superficie plana con inclinación que limita al cuerpo del bordo, localizada del lado del cuerpo de agua a contener.
- Talud aguas abajo: Superficie plana con inclinación que limita al cuerpo del bordo, localizada del lado contrario al cuerpo de agua.
- Bordo libre: Espacio de agua entre la corona y el nivel de agua para controlar un nivel particular.
- Pie del talud: Lugar donde el talud del bordo se encuentra con el terreno natural.



Fig. 1-14 Componentes típicos de un bordo de protección.

Los bordos pueden clasificarse de muchas maneras como por ejemplo en función del tipo de terrenos que protegen (urbanos o agrícolas), por su uso o posición (bordos a lo largo de ríos o cauces de alivio, alrededor de poblaciones, ciudades o instalaciones de importancia), por el tipo o naturaleza del agua que retienen (ríos, canales, lagunas o el mar) o por el procedimiento constructivo utilizado (bordos compactados o semicompactados).

Para fines de este trabajo y de acuerdo a la zona de estudio, los bordos se clasifican en dos tipos:

- Bordos de margen o marginales: Son los bordos que se encuentran en las márgenes de los ríos (Fig. 1-15a). Este tipo de bordo se caracteriza por tener un cierto nivel de aguas en el talud de aguas arriba durante todo el año. Generalmente requieren que el talud de aguas arriba cuente con revestimiento para disminuir los efectos erosivos del flujo en el río.
- Bordos de protección: Son los bordos de defensa que se ubican paralelos a las márgenes de los cauces de los principales ríos y cuerpos de agua (Fig. 1-15b). Se utilizan para controlar los efectos de los cambios en el nivel de agua y evitar el escurrimiento hacia las zonas urbanas. Estos se caracterizan por la presencia de un nivel de aguas, en el talud de aguas arriba, únicamente durante la temporada de avenidas.

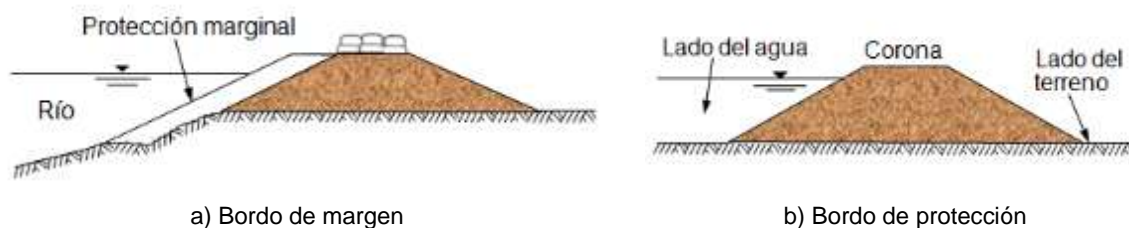


Fig. 1-15 Tipos de bordos (López-Acosta, 2010).

En la Fig. 1-16 se muestran 3 secciones transversales de bordos típicos con sus materiales constitutivos típicos.

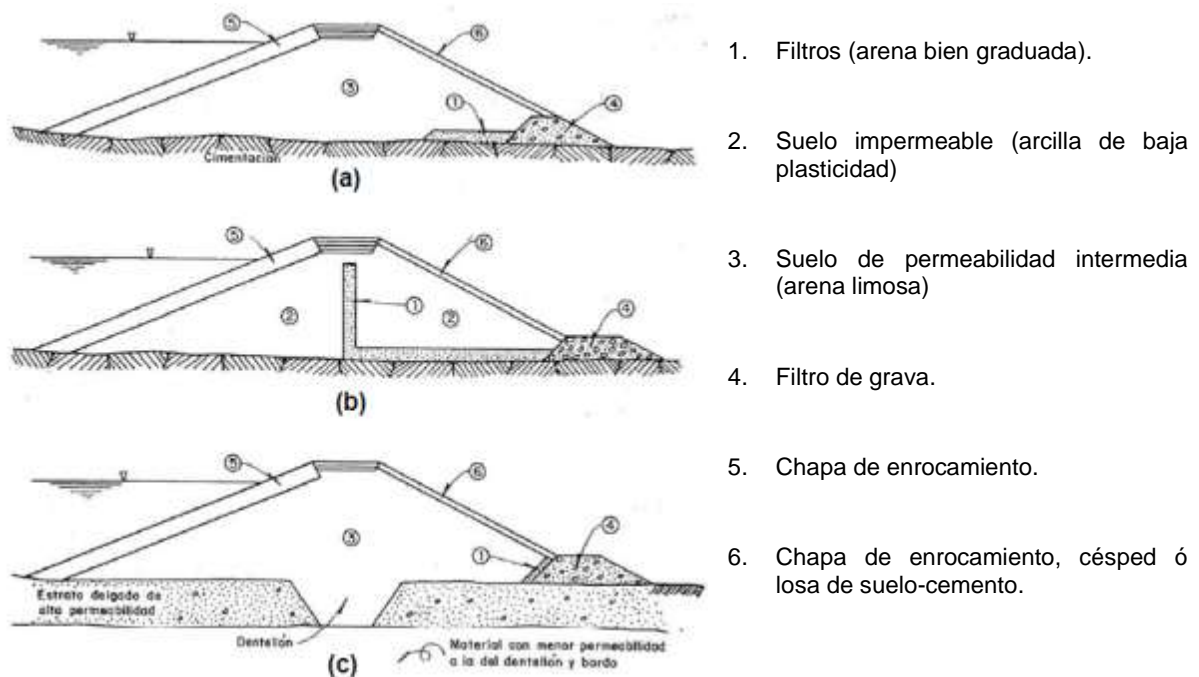


Fig. 1-16 Secciones transversales típicas en bordos. Mendoza, 1998.

1.5.2.2 Acerca del uso de bordos

La opción de construir bordos marginales (a lo largo del río y paralelos a la margen del cauce), es muy popular entre las medidas estructurales para mitigar las inundaciones en una zona de planicie. En

México y particularmente en Tabasco, usualmente los bordos se construyen de materiales térreos locales y por lo mismo resulta relativamente de baja inversión.

La principal desventaja de los bordos marginales es que frecuentemente no resultan con un diseño suficientemente robusto, es decir, no se comportan adecuadamente cuando el gasto en el río excede al de diseño, esto por las técnicas de construcción usuales en México, CONAGUA 2011.

Si el tirante de agua rebasa la corona de un bordo, empieza a fluir lateralmente (es decir perpendicularmente al eje del cauce) en forma similar a como lo haría en un vertedor de cresta ancha, a muy alta velocidad y fuerte poder erosivo. Al principio, la inundación de la zona protegida puede ser moderada, pero conforme se va erosionando el talud y se incrementa el tajo, la inundación de la zona protegida tenderá a ser mucho más violenta si se hubiera permitido que el río desbordara hacia su llanura de inundación. Más violenta significa un incremento del tirante más rápido y mayores velocidades de flujo, ambos efectos resultan muy peligrosos para la población expuesta.

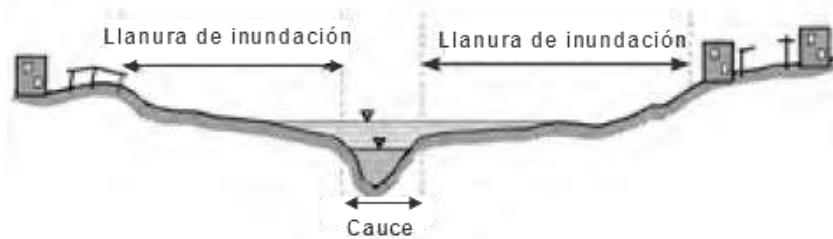
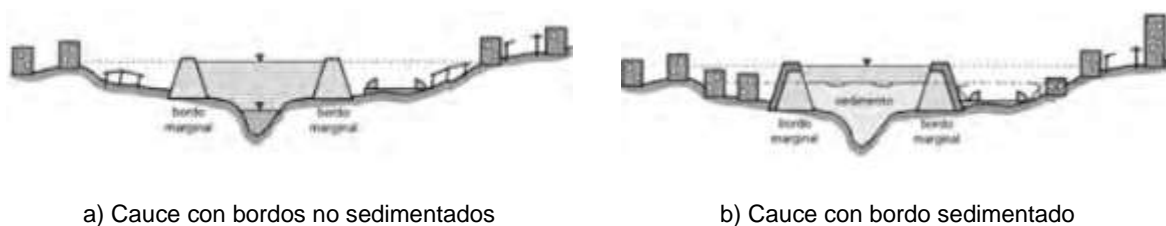


Fig. 1-17 Condiciones naturales de un cauce con diversos niveles. CONAGUA 2011.

Existe otro efecto indeseable que se da a largo plazo. Bajo condiciones 100% naturales, el agua fluiría por las zonas localmente más bajas en la dirección de la máxima pendiente del terreno. De hecho los cauces son las zonas localmente más bajas. Esta condición se ilustra en la Fig. 1-17, tanto en condiciones normales como en condiciones extraordinarias.

Al construir los bordos permitimos, inicialmente, que la superficie del agua en condiciones extraordinarias quede por arriba del nivel en el que habita la población alrededor del cauce. Bajo estas condiciones, una inundación por rebasamiento del bordo es muy peligrosa. El caso se ilustra en la Fig. 1-18a. Pero, a largo plazo, el problema puede complicarse. Conforme el río se va sedimentando, puede llegar a ocurrir que el fondo mismo del cauce quede por arriba del nivel de habitación de la población alrededor del cauce. Ahora, con los bordos, no sólo se restringe el movimiento lateral del agua, sino inclusive el de los sedimentos. Esta condición se ilustra en la Fig. 1-18b. Siguiendo las leyes naturales, el agua se movería hacia las zonas más bajas en la dirección de la máxima pendiente. Es decir de los puntos de mayor energía a los de menor energía hidráulica. Esto es, ¡se movería hacia la zona habitada en dirección perpendicular al eje del río! No solamente produciría un desastre de grandes dimensiones, sino que el agua no volvería naturalmente a regresar al cauce original; formaría un nuevo cauce sobre la zona habitada, quizá hasta alcanzar una zona en la que ya no existan bordos y el cauce vuelva a ser la zona más baja. Ciertamente, esto no refleja el comportamiento de un diseño robusto de bordos.



a) Cauce con bordos no sedimentados

b) Cauce con bordo sedimentado

Fig. 1-18 Cauces con bordos sedimentados. CONAGUA 2011.

Por otro lado, los bordos de materiales térreos tienden a presentar fuertes problemas de mantenimiento, debido a la tendencia de matorrales a crecer enraizándose en ellos, lo que genera problemas de debilitamiento del bordo y tiende a facilitar la tubificación.

Aunque la solución a base de bordos es de baja tecnología y requiere una inversión inicial moderada, rápidamente se puede convertir en un serio problema en cuanto a mantenimiento. Si a esto le sumamos, en relación con este tema, una cultura extremadamente limitada entre la población en general que, por ejemplo, no muestra alarma alguna cuando un vecino recorta un bordo para hacerse un “terrenito” plano donde construirá su nueva casa, la obra en sí resulta extremadamente vulnerable.

Como otro ejemplo, en época de estiaje, cuando el río lleva poca agua, los ganaderos abren boquetes al bordo para que su ganado pueda llegar o cruzar el río a través del fondo mismo. Inclusive, para minimizar el claro de un puente, autoridades diferentes a las que construyeron el bordo, abren ventanas en la parte superior del mismo dentro de las cuales asientan un puente corto que apenas rebasa el nivel del agua bajo condiciones normales (que son las que ellos recuerdan).

Es muy frecuente que el drenaje pluvial (que usualmente se combina con el drenaje de aguas negras) de las zonas urbanas descargue directamente al río, pasando las tuberías a través de los bordos. Bajo condiciones normales el flujo es en la dirección correcta, de la zona habitada hacia el río. Sin embargo no consideran que en condiciones extraordinarias, sin la presencia de bordos, la inundación ocurre independientemente de las tuberías de drenaje. Bajo condiciones extraordinarias con presencia de bordos, el nivel del agua dentro del río puede perfectamente alcanzar niveles por arriba del nivel de la calle en la zona habitada. Así, bajo estas condiciones, las tuberías del drenaje pluvial conducen agua desde el río hacia la zona habitada. La inundación, quizá parcial, de todas maneras puede ocurrir. Evitar esto requiere de compuertas frecuentemente operadas por personas que quizá no lleguen a cerrarlas o utilizar enormes válvulas check de muy alto costo.

Los problemas son tantos que, los bordos marginales son sólo recomendables, de tamaño moderado, respetando la totalidad de la llanura de inundación que requiere el gasto para el periodo de retorno (T_r) seleccionado. Esto es, el mejor bordo marginal es aquél que solo es tocado por el río, estadísticamente, una vez cada T_r años.

La combinación con otras medidas de protección no es solamente conveniente, sino realmente indispensable. Los bordos en efecto pueden hacer crecer el peligro en el que vive una población una generación después de aquella que (con buena intención y planeación) los construyó, pues se genera la percepción en la misma población que se encuentra aledaña al río que su seguridad está garantizada, cuando no es exactamente así.

1.5.2.3 Recomendaciones de diseño y construcción de bordos

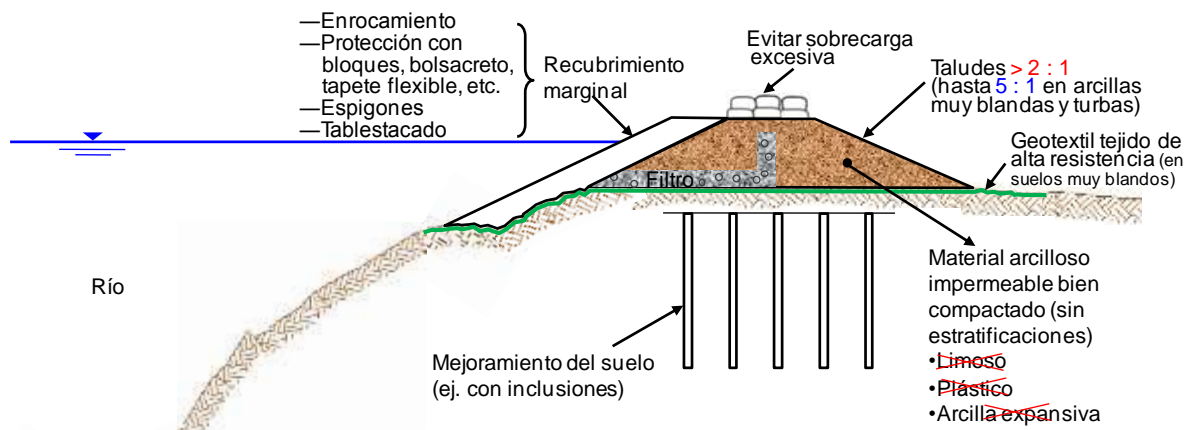
De acuerdo con Auvinet et al. 2008, un diseño robusto está orientado a maximizar la confiabilidad, buscando que el diseño quede tan alejado como sea posible de los estados límites de falla y de servicio, para cubrir las incertidumbres existentes. Un diseño robusto contiene las siguientes características Auvinet et al. 2008:

- Materiales constitutivos: El cuerpo del bordo debe ser un suelo arcilloso impermeable de baja plasticidad (CL). Se deben evitar materiales como los suelos finos saturados (para evitar asentamientos y agrietamientos por saturación), suelos limosos (por las erosiones), suelos plásticos (por los agrietamientos), suelos colapsables y las arcillas expansivas o suelos que previamente hayan fallado (debido a que trabaja con resistencia residual).
- Geometría: La corona del bordo debe tener un ancho mínimo que permita la circulación del equipo de compactación o de cualquier otro tipo de vehículo (p. ej. cuatro metros de ancho). Los taludes de los bordos deben ser al menos 2:1 ó en suelos muy blandos hasta 5:1.
- Colocación de filtros o drenes: Se recomienda incluirlos en el bordo para reducir los efectos adversos del fenómeno de vaciado rápido, y también contra la erosión interna.
- Protección marginal contra el ataque erosivo del agua: Puede estar constituida por enrocamiento, protección con gaviones, bolsacreto, tapete flexible, colocación de espigones, tablestacado, etc. La selección de cualquiera de ellas depende de diversos factores (como

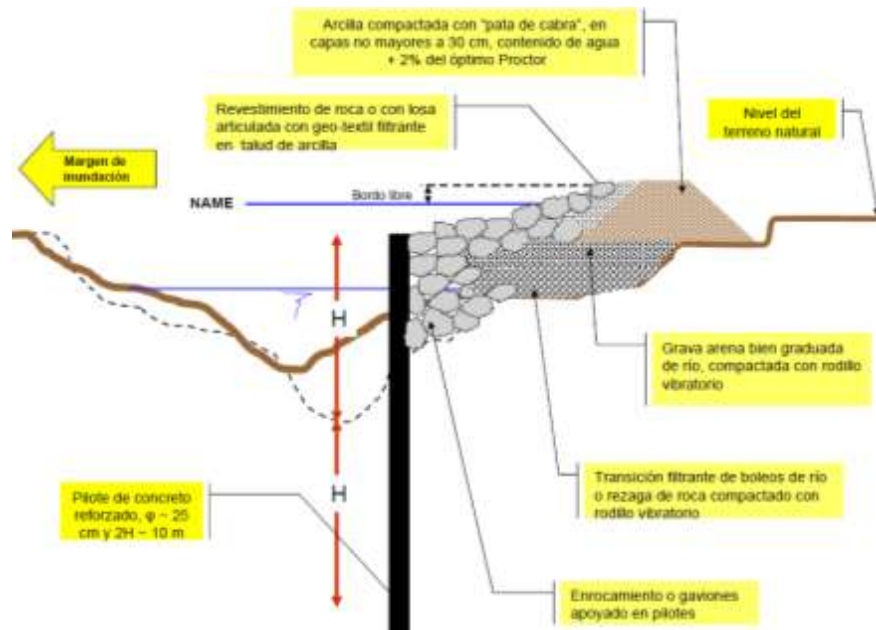
estratigrafía del sitio, velocidad del agua del río, espacio disponible para la protección, socavación de la zona, etc.). En realidad, no quiere decir que una protección sea mejor que otra, todas tienen sus ventajas y desventajas. Por ejemplo, el enrocamiento, el tapete flexible y el colchacreto presentan el inconveniente de transmitir una presión adicional significativa al suelo de cimentación; los espigones, si no se diseñan correctamente pueden erosionar la margen contraria a aquélla en donde están colocados (es decir la que protegen), etc. A pesar de todo esto, son elementos importantes que no se pueden omitir en la protección de las márgenes de un río.

- Colocación de geotextiles tejidos de alta resistencia: Se recomienda emplearlos cuando se construyen bordos sobre suelos muy blandos. Se deben colocar en la base de los mismos con la finalidad de incrementar el factor de seguridad y disminuir los hundimientos diferenciales en el bordo.
- Revegetación de los taludes del bordo: El objetivo es prevenir la erosión en los taludes debida a escurrimientos superficiales (lluvia). La revegetación se puede llevar a cabo ya sea con tepes de pasto o con plantas nativas de la región, o inclusive con productos diseñados especialmente para ello, como las geomatrices, las cuales pueden ser biodegradables, fotodegradables, orgánicas o inorgánicas (*Morales, 2002*). En la práctica se ha observado que la revegetación no funciona muy bien con taludes 2:1, por este motivo, cuando se requiera emplear esta solución, los bordos deben tener taludes con menor pendiente que la asociada al talud anterior.
- Control de calidad durante la construcción del bordo: Se recomienda verificar la calidad de la compactación determinando el peso volumétrico seco del material compactado, la humedad de compactación en campo, etc.

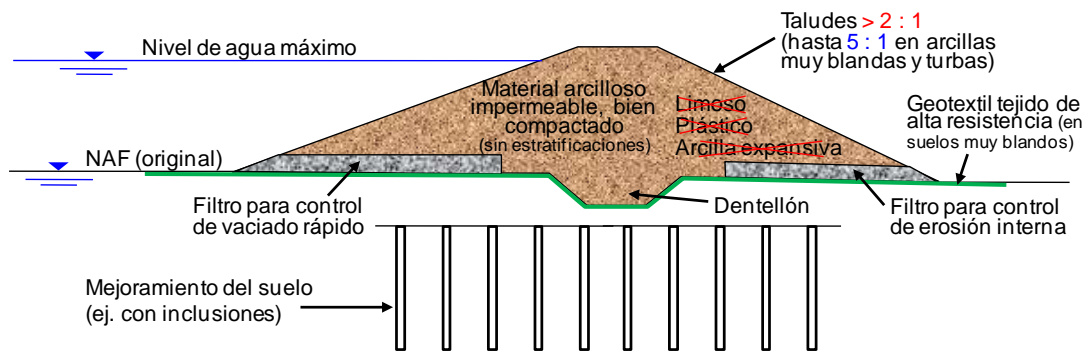
En la Fig. 1-19 se muestran ejemplos de diseños robustos de bordos marginales y bordos de protección de áreas urbanas.



a) Bordo marginal (*Auvinet et al.2008*).



a) Bordo marginal (Ramírez, 2008).



c) Bordo de Protección (Auvinet et al.2008).

Fig. 1-19 Recomendaciones para lograr un diseño robusto de bordos. Auvinet, 2008.

1.5.2.4 Evidencias de fallas por tubificación

A continuación se presentan evidencias de falla por tubificación en márgenes y bordos del río Carrizal, Tabasco. La causa principal de estas fallas se atribuyen al fenómeno de vaciado rápido, Auvinet et al. 2008.



Fig. 1-20 Evidencias de tubificación en márgenes del río Carrizal.



Fig. 1-21 Evidencias de tubificación en márgenes del río Carrizal.



Fig. 1-22 Evidencias de falla por tubificación en bordos marginales del río Carrizal.



Fig. 1-23 Presa Piedra Blanca, Coah. Primera falla por tubificación, 1999. *Marengo (2011).*



Fig. 1-24 Presa Piedra Blanca, Coah. Segunda falla por tubificación, 2007. *Marengo (2011).*



Fig. 1-25 Falla de bordo por tubificación. *Ramírez-Reynaga 2008.*

2. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

2.1 Generalidades de los suelos parcialmente no saturados

Durante muchos años los estudios de la mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos parcialmente saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Dudley (1970) comentó que ya Terzaghi había llamado la atención sobre la tendencia de los suelos parcialmente saturados a experimentar cambios de volumen cuando se inundaban. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia y deformación volumétrica. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran presencia de suelos saturados sedimentarios en países con clima templado. También por el descubrimiento de la ley de presiones efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados. Sin embargo existen muchas condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas.

Existe una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con hinchamiento y retracción en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, tal y como señalan Alonso et al. (1987). Sin embargo, los mismos autores, proponen un estudio global de dichos suelos desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados.

En relación a su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Respecto a los primeros se han descrito en la bibliografía una gran variedad de ejemplos tanto en suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc.), como en suelos residuales lateríticos y saprolíticos.

Gran parte de los suelos sedimentarios se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las estaciones son muy marcadas con periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la Tierra. Respecto a los suelos residuales, su formación está asociada a los agentes de meteorización y el tipo de roca matriz. Los suelos tropicales lateríticos y saprolíticos, frecuentemente están en estado parcialmente saturado, debido a sus características de alta permeabilidad y las condiciones climáticas en las cuales se encuentran. Estos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos.

Por otra parte, dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados extensamente utilizados en obras de tierra (presas, terraplenes, etc.), que debido a su naturaleza son suelos no saturados. Según Barden (1965) es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos compactados y los suelos naturales desecados.

2.1.1 Fases de un suelo parcialmente saturado

Un suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones existentes entre estas fases y los componentes del suelo, según Yoshimi y Osterberg (1963), están presentadas en la Fig. 2-1 de forma resumida. Contrariamente a lo expuesto con

anterioridad, *Fredlund y Morgenstern (1977)* han propuesto una cuarta fase, considerando a la interfase entre el aire libre y el agua libre como una fase independiente. Aducen que esta interface, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene propiedades distintas de las del agua y el aire a las que separa. En su análisis de esfuerzos dicho autores consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas (partículas sólidas y “membrana contráctil”) y las otras dos fases fluyen bajo las presiones aplicadas (aire y agua). Por otro lado, en las relaciones peso–volumen se considera el suelo como un sistema trifásico, incluyendo el peso de la membrana como parte del peso del agua y no considerando su volumen. El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para el entendimiento del comportamiento del suelo parcialmente saturado. A continuación se comentan brevemente algunos aspectos básicos referentes a cada una de las fases constituyentes.

Fase sólida. Está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños. Las propiedades más importantes de dichas partículas son: el tamaño (fracción gruesa, fracción fina), forma, textura y composición química (cargas eléctricas, capacidad de cambio catiónico)

Estas propiedades son, en gran medida, responsables de muchos de los comportamientos característicos de un suelo. Las partículas se disponen formando arreglos geométricos conocidos como estructura del suelo. Esta es determinante en la respuesta del suelo especialmente en los no saturados, ya que influyen en el estado de tensiones que se desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua y controla la componente capilar de la succión (*Alonso et al. 1987*).

Fase líquida. Se compone fundamentalmente del agua y de las sales disueltas en ella. De una forma clásica esta fase ha sido clasificada en tres tipos:

- Agua adsorbida en la partícula o que es parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas.
- Agua capilar, que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares y pueden moverse por la acción de éstas.
- Agua gravitacional, es aquélla que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad. Desde el punto de vista hidrodinámico el agua capilar y el agua gravitacional forman una sola unidad que puede denominarse “agua libre”.

Fase Gaseosa. Esta fase está formada básicamente por aire y vapor de agua. Según los estudios de varios autores, la forma en que se encuentra el aire en el suelo, está relacionada con el contenido de agua o el grado de saturación del mismo. *Hilf (1956)* citado por *Gili (1988)* considera que las burbujas sólo pueden existir si el agua que ocupa los poros del suelo está saturada de aire. Según *Vaughan (1985)*, el aire presente en el suelo tiene tendencia a agruparse ocupando completamente determinados poros en lugar de permanecer en forma de burbujas aisladas. El aire que se disuelve se rige por la Ley de Henry y se difunde a los poros cerrados con menor presión, por lo que cuando el sistema alcanza el equilibrio, todas las bolsas de aire quedan con la misma presión. Cuando el grado de saturación del suelo es bajo, el aire puede ocupar sus canalículos que pueden estar comunicados entre sí y con el exterior. Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con el agua que siempre se la considera incompresible. Aunque el aire no sea un gas perfecto, se le atribuye un comportamiento que sigue la Ley de los Gases Perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo.

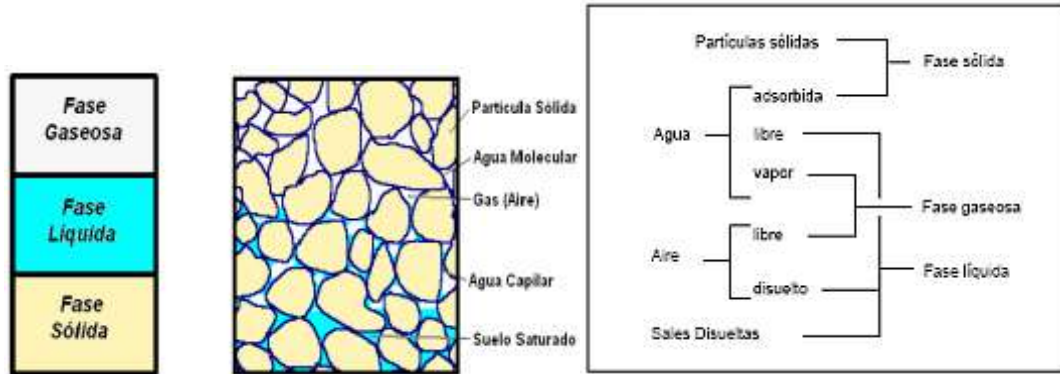


Fig. 2-1 Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado. (Yoshimi & Osterberg, 1963)

2.1.2 Clasificación de los suelos parcialmente saturados

La estructura de un suelo no saturado depende del proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado (por ejemplo, secado de un suelo natural o compactación de rellenos). La estructura tiene una influencia considerable en el comportamiento del suelo no saturado. Por esta razón, los suelos no saturados, generados por diferentes procesos tienden a presentar diferentes formas de comportamiento mecánico. En suelos formados por un proceso dado, la estructura suele variar considerablemente, en particular en rellenos de arcillas compactadas. La estructura de un relleno de arcilla compactada no saturada cambia drásticamente con el método de compactación, el grado de compactación, y el contenido de agua.

Wroth y Houlsby (1985) propusieron tres tipos diferentes de suelos parcialmente saturados, tomando como base la continuidad del fluido de fases.

- 1) Fase de aire discontinua, y la fase de agua continua (Fig. 2-2a). Este tipo de estructura se encuentra en los suelos no saturados que tienen un alto grado de saturación. En estos suelos el aire se encuentra en forma de burbujas discretas. Situación que ocurre probablemente en una zona de transición estrecha en suelos naturales, sobre la zona saturada y bajo una zona con bajo grado de saturación.
- 2) Fases continuas de aire y agua (Fig. 2-2b). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un grado intermedio de saturación. El intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural; b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).
- 3) Fase de aire continua, y fase de agua discontinua (Fig. 2-2c). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos no saturados con bajos grados de saturación. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie, y b) en algunos rellenos compactados, por ejemplo, escolleras y pedraplenes.

La presión de aire de poros en suelos parcialmente saturados es siempre mayor que la presión de agua de poros, debido a la curvatura de la interface aire-agua. En suelos parcialmente saturados en bases de tierra que contienen una fase de aire continua (puntos 2 y 3), la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continua está abierta a la atmósfera, y la presión de agua de poros será negativa.

La investigación que se describe se enfocó particularmente sobre los suelos parcialmente saturados encontrados en suelos compactados estáticamente, bajo condiciones isotrópicas. Este proceso particular de compactación deja al suelo en un grado de saturación máxima de 70 %, resultando en un suelo que presenta las características del punto 2.

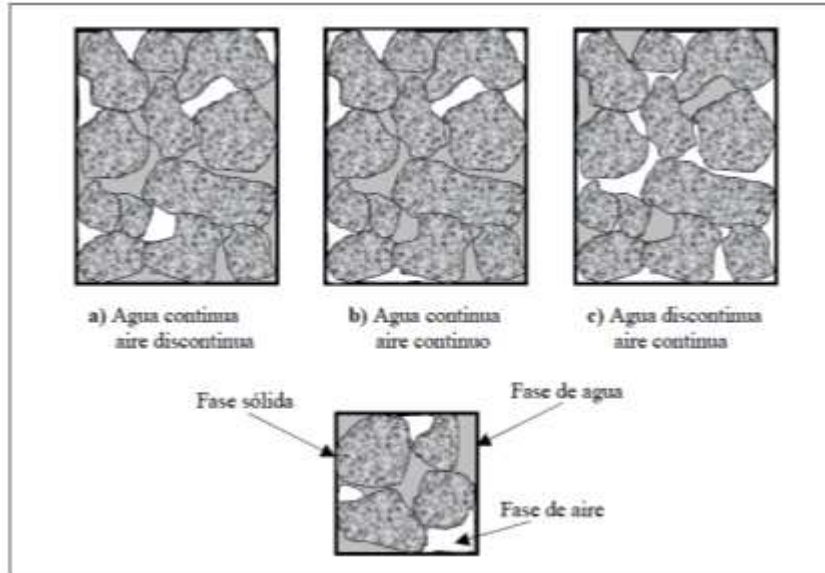


Fig. 2-2 Estructura de suelos parcialmente saturados *Wroth y Houlshby (1985)*.

2.1.3 Fenómeno de Succión

Por debajo de la superficie freática, las presiones de poros son mayores que la presión del aire atmosférico, y se consideran como presiones de agua positivas. En la superficie freática la presión del agua de los poros es igual a la presión atmosférica, y por encima de la superficie, las presiones de poros de agua son menores que la presión atmosférica y se convierten en negativas. Tales presiones negativas se denominan como succión del suelo (o tensión del agua de poro).

Buckingham (1907) definió la succión del suelo como “la cantidad que mide la atracción entre el agua y el suelo en cualquier punto dado” (*Nimno y Landa, 2004*); *Schofield (1935)* utilizó término “succión ó potencial de agua del suelo” para representar la deficiencia de presión (presión negativa), que ejerce el agua de los poros de algunos suelos (saturados o no saturados) que tenían la capacidad de absorber agua si se le adicionaba agua a la presión atmosférica; *Aitchison (1965)*, definió la succión total o energía libre del agua como: “la succión equivalente derivada de las mediciones de la presión parcial de vapor de agua en equilibrio con una solución idéntica en composición con el agua del suelo, en relación con la presión parcial de vapor de agua en equilibrio con el agua libre”; *Blight (1965)*, indica que: “El efecto de la succión en un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada”; *Baltodano (2006)*, la define como “la habilidad de un suelo no saturado para atraer o retener agua”; la Sociedad Internacional de la Ciencia del Suelo, define el potencial total del agua en el suelo (succión, Ψ) como: “la cantidad de trabajo que debe realizarse por cantidad unitaria de agua pura, a fin de transportar reversible e isotérmicamente una cantidad infinitesimal de agua pura, a una elevación especificada, bajo presión atmosférica en el punto bajo consideración” (*Zepeda y Pérez, 2004*).

La succión total del suelo ψ_t se considera la suma algebraica de las componentes mátrica y osmótica (o soluto), que pueden ser escritas de la siguiente manera (*Fredlund y Rahardjo, 1993; Richards, 1967*):

$$\psi_t = \psi_m + \psi_o \quad (\text{Ec. 2-1})$$

El término “succión mátrica” ψ_m refleja el uso anterior del término matriz, que tenía por objeto describir la componente de la succión que resulta de las interacciones entre el agua de los poros y los sólidos del suelo, o de la matriz del suelo. La succión derivada de la presencia de solutos disueltos se conoce como succión osmótica ψ_o .

Succión osmótica es una medida de la diferencia entre la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con agua pura. En general, es el resultado del contenido de productos químicos (sales minerales). *Gardner (1961)* indica que el componente de la succión osmótica es normalmente despreciable. *Richards (1967)* argumenta que los efectos de la succión osmótica pueden ser muy significativos, pero continúa indicando que, en ausencia de sales, o para las concentraciones uniformes que no cambian, la succión osmótica se puede despreciar.

Así, por "default" los problemas de ingeniería geotécnica, tales como el análisis convencional de flujo de agua o estabilidad de taludes, que no impliquen aspectos ambientales, donde los contaminantes y los gradientes químicos pueden estar presentes, la succión del suelo puede ser considerada sinónimo de succión mátrica.

2.1.3.1 Succión mátrica o capilar

El primer término de la (Ec. 2-1) ψ_m es la succión mátrica (también conocida como presión capilar), la cual se define como la presión negativa (expresado como un valor positivo) de agua intersticial y es igual a la diferencia de la presión del aire y la presión del agua (Ec. 2-4). Esta depende de los efectos capilares del agua (tensión superficial y radio de curvatura del menisco) y de las fuerzas de absorción (los campos de fuerzas eléctricas y las fuerzas de Van der Waals). La succión mátrica es ejercida en las partículas sólidas que forman la estructura del suelo denominada matriz (*Pousada, 1984*). Esta succión está relacionada con el estado de esfuerzos derivado de los fenómenos de superficie y gravitatorios.

Para entender este fenómeno considere un tubo capilar de diámetro $2r$ como el que se presenta en la Fig. 2-3. La presión del aire y del agua están representadas por U_a y U_w , respectivamente. La tensión superficial T_s genera un ángulo α alrededor del tubo, en el contacto entre el vidrio y agua, y es responsable de contener el peso de la columna de agua.

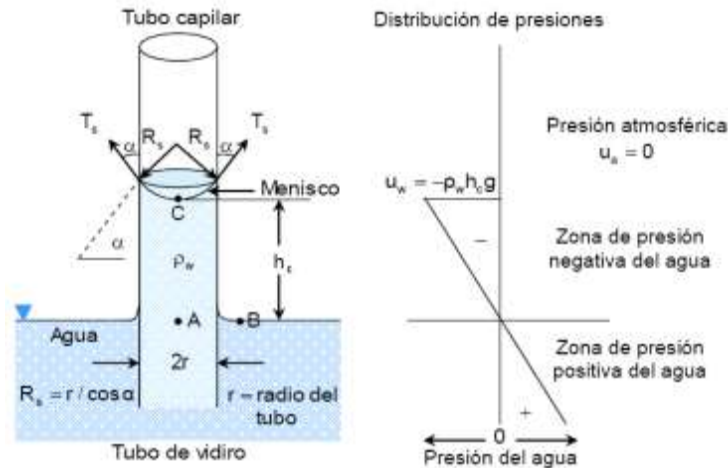


Fig. 2-3 Representación esquemática de la succión mátrica (Fredlund y Radardjo, 1993).

Haciendo sumatoria de equilibrio de fuerzas $\sum f_v$ tenemos que:

$$-U_a \frac{\pi D^2}{4} + U_w \frac{\pi D^2}{4} + T_s(\cos\alpha) \cdot \pi D = 0 \quad (\text{Ec. 2-2})$$

Simplificando la ecuación,

$$\begin{aligned} -U_a D + U_w D + 4T_s(\cos\alpha) &= 0 \\ (U_w - U_a)D &= 4T_s(\cos\alpha) \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2-3})$$

Si el ángulo de contacto entre la membrana contráctil del agua y el cristal limpio es cero, $\alpha = 0$

$$(U_w - U_a) = \frac{4T_s}{D} \quad (\text{Ec. 2-4})$$

El primer término de la ecuación representa a la succión mátrica. La presión del aire, U_a , es igual a la presión atmosférica, $U_a = 0$, y se entiende que el segundo término da como resultado valores positivos, por lo tanto, la presión del agua, U_w , es negativa. Es por eso que se dice que el término succión y presión de poro negativa tienen el mismo significado. Lo siguiente nos lleva a que la ecuación matricial es:

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (\text{Ec. 2-5})$$

El radio del tubo es similar al radio de los poros del suelo que se localizan por encima del nivel de aguas freáticas, la elevación del agua se debe a los poros interconectados a través de un sistema de tubos capilares del suelo (Fig. 2-4).

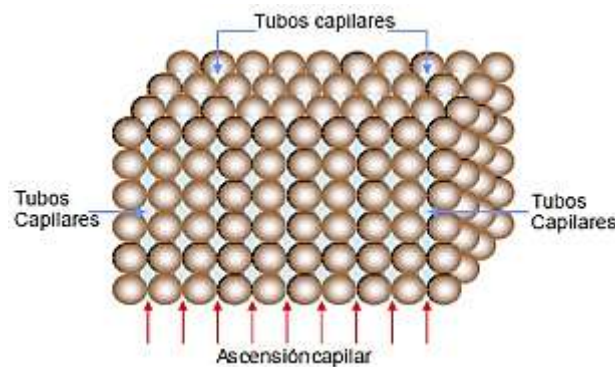


Fig. 2-4 Modelo capilar con forma geométrica uniforme (Pola, 2010).

Posteriormente, se desarrolló el modelo de tubos capilares con secciones irregulares y diámetros variables, los cuales se analizaron por encima del nivel freático. Los modelos de los tubos capilares se usan para describir la asociación del fenómeno de ascensión capilar con la curva característica. Esto se puede observar en la Fig. 2-5.

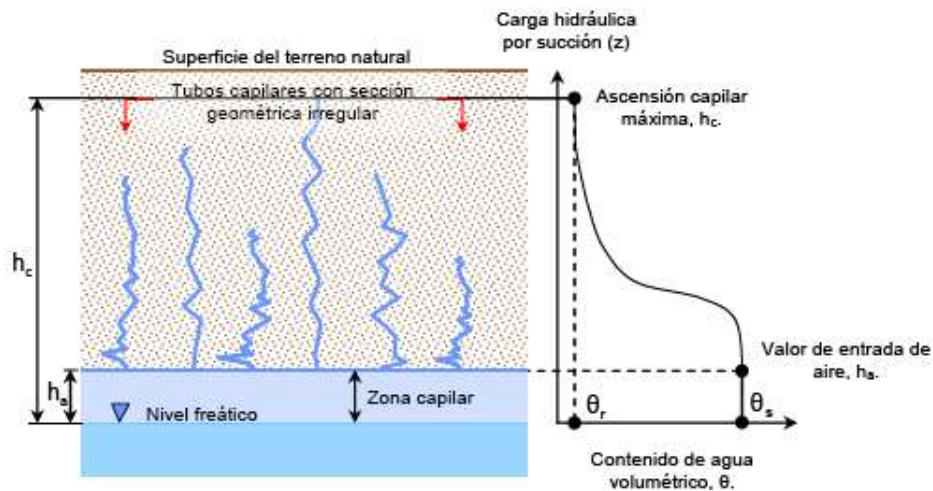


Fig. 2-5 Modelo capilar con secciones geométricas irregulares y diámetros variables (Lu y Likos, 2004).

2.1.3.2 *Succión osmótica*

El segundo término de la ecuación (Ec. 2-1) ψ_0 es la succión osmótica o succión de soluto, la cual se define como la presión negativa (expresada como valor positivo) de agua pura (destilada) a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable. Se produce por los solutos disueltos (sales disueltas) en el agua de los poros del suelo. Los solutos disueltos provienen externamente de la introducción de solutos (a través de procesos tales como la lixiviación) y de procesos naturales; cuando los solutos son absorbidos por la superficie de los minerales del suelo (los cationes intercambiables son absorbidos por las partículas de arcillas), *Lu y Likos, 2004*.

Para ilustrar este fenómeno considere un contenedor de agua dividido por una membrana semipermeable donde de un lado de la misma se tiene una solución (agua con sal) y del otro lado solvente (agua sin sal), tal y como se muestra en la Fig. 2-6. Por las distintas propiedades del agua se genera un flujo de derecha a izquierda y el agua disuelve o diluye a la solución, generando succión osmótica en el tubo de salida que se encuentra del lado del solvente.

Para ilustrar este fenómeno considere un tubo de agua dividido por una membrana semipermeable donde de un lado se tiene una solución (agua con azúcar) y del otro lado solvente (agua), tal y como se muestra en la Fig. 2-6. En (a) El tubo contiene agua en el extremo izquierdo y en el derecho agua con azúcar, estos líquidos están separados por una membrana permeable al agua pero no a las moléculas de azúcar. (b) A lo largo de la membrana las moléculas de agua tienen movimiento libre de un lado a otro del tubo, y las moléculas de azúcar no pueden penetrar en la membrana. Ya que el efecto del azúcar disminuye la energía libre del agua en el lado de la solución, más agua pasa de izquierda a derecha que de derecha a izquierda. (c) Equilibrio de las fuerzas de osmosis genera la diferencia de niveles entre los dos extremos del tubo, este es el potencial osmótico. La representación de la succión osmótica en el suelo se ilustra en la Fig. 2-7.

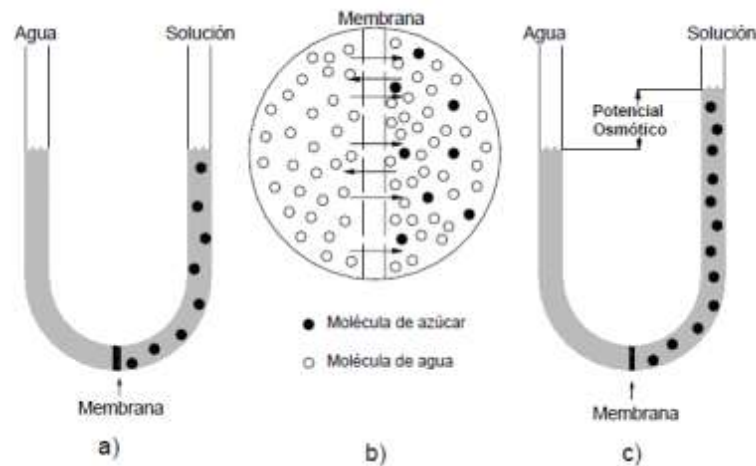


Fig. 2-6 Representación de la succión osmótica en un contenedor (*Brandy, 1990*).

Las partículas de arcilla tienen iones negativos que atraen a los cationes del agua; dichos cationes provocan concentraciones de sales cerca de la partícula (solución), por lo tanto el agua libre (alejada de las partículas) fluye cerca de las mismas generando succión osmótica.

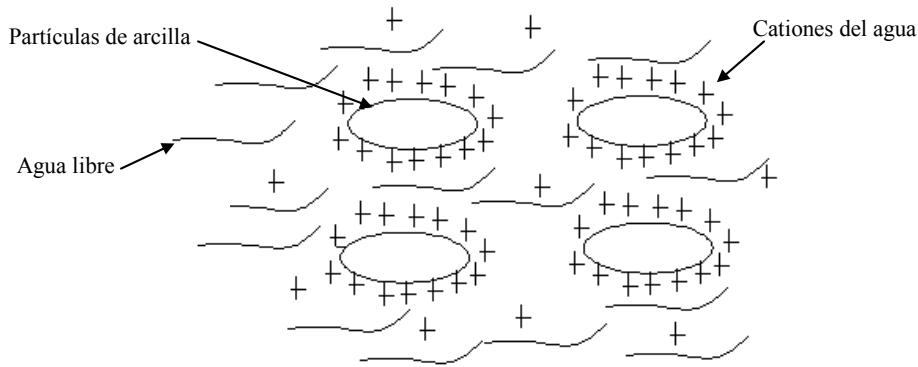


Fig. 2-7 Representación de la succión osmótica en el suelo (Deméneghi, 2010).

Una atmósfera, es una unidad de presión igual a 76 cm de Mercurio o 101 Kpa a 0° C. La succión puede alcanzar valores de miles de atmósferas. Debido a que este intervalo de variación es muy amplio. Se acostumbra a utilizar la escala logarítmica para su descripción. También se puede interpretar como el logaritmo en base diez de la altura en centímetros que una columna de agua subirá por acción capilar. La unidad empleada en este caso es el P_f y se define con la ecuación (Ec. 2-6).

$$1P_f = \log_{10} h \quad (\text{Ec. 2-6})$$

donde h = presión negativa expresada en cm de agua.

2.1.4 Propiedades hidráulicas

En un suelo saturado las propiedades hidráulicas pueden asumirse como constantes, definiendo así para los análisis de flujo de agua un único valor del contenido de agua y del coeficiente de conductividad hidráulica. Sin embargo, en un suelo parcialmente saturado estas propiedades varían de acuerdo con la succión, por lo que se tendrá más de un solo valor de cada propiedad hidráulica, es decir se tendrá una función por cada una. A éstas funciones se les conoce como "*Funciones Hidráulicas*" del suelo parcialmente saturado.

La variación del contenido volumétrico de agua (o grado de saturación) respecto a la succión se conoce como "*Función de Almacenamiento*", aunque también se encuentra identificada en la literatura como función de retención de agua, curva característica o curva de succión-grado de saturación. Así mismo, a la relación entre el coeficiente de conductividad hidráulica y la succión se le denomina "*Función de Conductividad Hidráulica*", que también se puede encontrar en la literatura como función de permeabilidad o curva de permeabilidad-succión.

Para determinar las funciones hidráulicas de los suelos parcialmente saturados es necesario realizar mediciones ya sea en laboratorio o en campo. Sin embargo, la realización de estas mediciones requiere superar numerosas complicaciones debido a que las funciones son altamente no lineales.

Una solución al problema de las mediciones resulta en utilizar modelos matemáticos que permitan predecir o representar las propiedades hidráulicas de los suelos parcialmente saturados o generalizar los datos experimentales existentes a suelos de comportamiento hidráulico similar. La selección del modelo es importante porque este debe permitir representar al suelo en todos los estados de contenido de agua que pudiere tener.

2.2 Función de almacenamiento

2.2.1 Definición

La función de almacenamiento describe el contenido volumétrico de agua presente en el suelo con respecto a la succión. Generalmente, se representa a través de una gráfica semilogarítmica, donde el contenido de agua se presenta en el eje de las ordenadas en escala natural y la succión en el eje de las abscisas en escala logarítmica. La función también puede expresarse en términos del grado de saturación en lugar de contenidos de agua. Sin embargo, cuando se expresa en términos del contenido volumétrico de agua comúnmente se le conoce como Curva Característica.

En un suelo parcialmente saturado, la función de almacenamiento juega un papel similar a la curva de consolidación de un suelo saturado. La pendiente de la curva proporciona el cambio de volumen de agua en el suelo respecto a la succión. Además, la función de almacenamiento puede usarse indirectamente para estimar la función de conductividad hidráulica y la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado.

La curva característica consta de tres zonas importantes: 1) la zona de saturación capilar, 2) la zona de transición o desaturación y 3) la zona residual (como se puede apreciar en la Fig. 2-8).

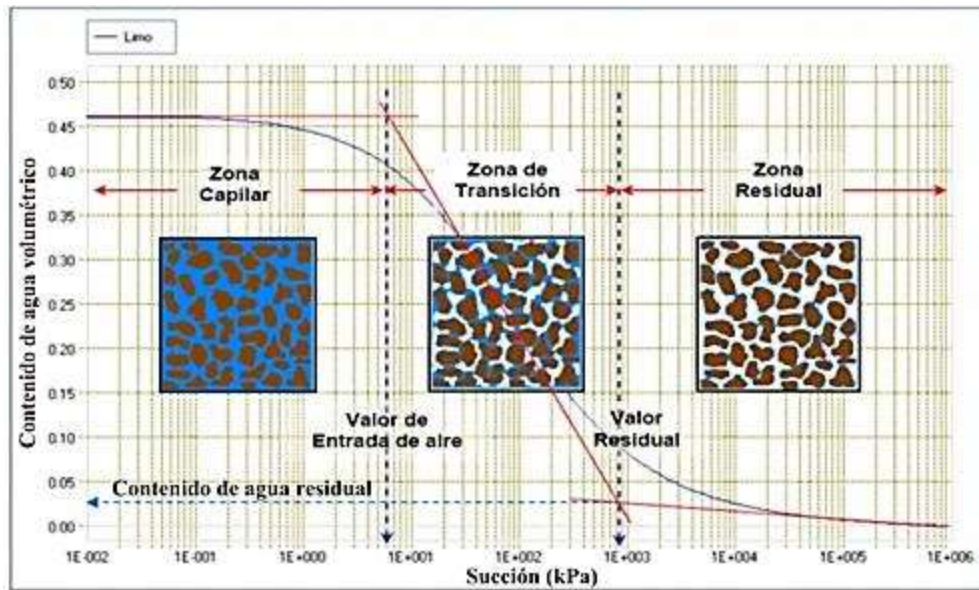


Fig. 2-8 Función de almacenamiento que ilustra las diferentes zonas relacionadas con la variación del contenido de agua, valor de entrada de aire y el valor residual (Modificado de Database, Soilvision, 2010)

La *zona de saturación capilar* se caracteriza porque todos los poros del suelo están llenos de agua. La acción de las fuerzas capilares origina que la presión de agua de poros esté a tensión (presión negativa). El menisco de agua que está en contacto con las partículas sólidas del suelo es continuo. El límite de esta zona se conoce como *valor de entrada de aire* Ψ_a (contenido de agua saturado θ_a).

La *zona de transición* describe cuando el suelo comienza a desaturarse y los vacíos empiezan a ser ocupados por aire, lo que origina que el agua comience a desplazarse por el aumento de succión. El menisco de agua en contacto con las partículas sólidas del suelo es discontinuo. La zona de transición finaliza con el *valor residual de succión* Ψ_r (contenido de agua residual, θ_r).

La *zona residual* se identifica porque la fase líquida del agua es discontinua debido a que la conectividad del agua en los poros continuos o vacíos del suelo se reduce por el aumento de succión. En esta zona predomina el movimiento de agua en forma de vapor. El estado residual termina cuando el contenido de agua es igual a cero, correspondiente a un valor de 1,000,000 kPa de succión para

cualquier medio poroso (*Croney & Coleman, 1961; Fredlund, 1964; Wilson et al., 1994; Vanapalli et al., 1996*)

Los principales valores de succión en la curva característica son: 1) el valor de entrada de aire Ψ_a , también llamada presión de burbujas, representa la succión mátrica, es decir, la diferencia de presión entre el aire y el agua que se requiere para originar la desaturación en los poros grandes del suelo (el aire comienza a entrar en los poros); y 2) la succión residual Ψ_r , también llamada contenido de agua residual, representa el valor de succión a la que la fase líquida del suelo comienza a ser discontinua y adopta la forma de películas delgadas alrededor de las partículas sólidas del suelo (se necesita un cambio de succión grande para remover el agua adherida al suelo).

Los principales valores de contenido de agua en la curva característica son: 1) contenido de agua saturado θ_s , que es el contenido de agua en estado de saturación, y 2) contenido de agua residual θ_r , que es el contenido de agua en el que se requiere un valor de succión alto para remover el agua adicional del suelo.

2.2.2 Factores que afectan la función de almacenamiento

Factores tales como la estructura tipo y mineralogía del suelo, energía y contenido de agua inicial de compactación, influencia del estado de esfuerzos y técnica de saturación de la muestra, tienen una influencia significativa en la determinación de los valores más importantes de la curva característica (contenido de agua saturado, presión de entrada de agua y contenido de agua residual), *Pola, 2010*. A continuación se describen algunos de los factores de los que depende la curva característica.

Tipo de Suelo: A medida que el suelo es más plástico, la capacidad de retención de agua es mayor. Esto se debe a que los suelos con tamaño de partículas más finas tienen la capacidad de retener más agua que los suelos gruesos (Fig. 2-9).

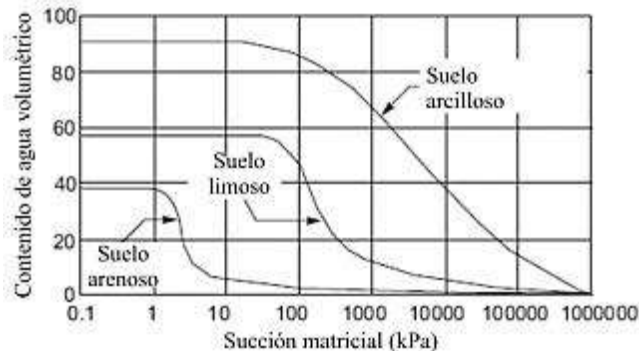


Fig. 2-9 Efecto del tipo de suelo en la forma de la curva característica (Fredlund et al., 1994)

Energía y contenido de agua inicial de compactación: Al compactar un suelo se origina una reducción en el volumen de los poros más grandes (macroporosidad) y existe poca o ninguna influencia sobre los poros más pequeños del suelo (microporosidad), originando un aumento en el porcentaje de los poros del suelo con volumen intermedio (*Gerscovich, 2002, citado por Pola, 2010*), modificando de esta forma los valores de entrada de aire y residual, así como la capacidad de almacenamiento en el contenido de agua en el suelo.

Al compactar en condiciones estáticas, la curva característica presenta mayores contenidos de agua que si se compacta en forma dinámica, como se puede apreciar en la Fig. 2-10 (*Pérez, 2008*).

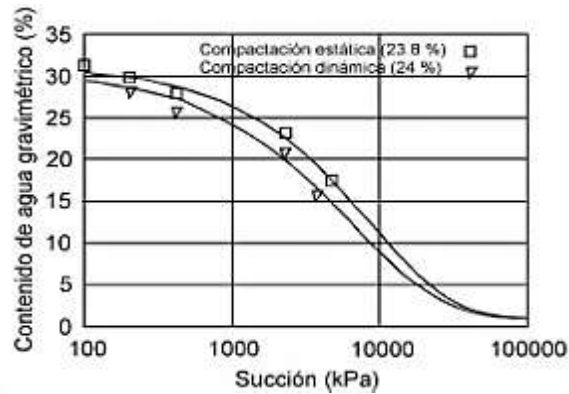


Fig. 2-10 Efectos del tipo de compactación (estática o dinámica) en la curva característica (Pérez, 2008)

Vanapalli (1996), realizó estudios para observar el efecto del contenido inicial de agua en las curvas características, empleando un till de Saskatchewan, Canadá; utilizando el contenido de agua óptimo, debajo y arriba del óptimo. Demostró que los especímenes con contenido de agua inicial ubicado en la rama húmeda tienen valores más grandes de entrada de aire y de saturación residual que los compactados con el contenido de agua óptimo y ubicados en la rama seca de compactación (Fig. 2-11).

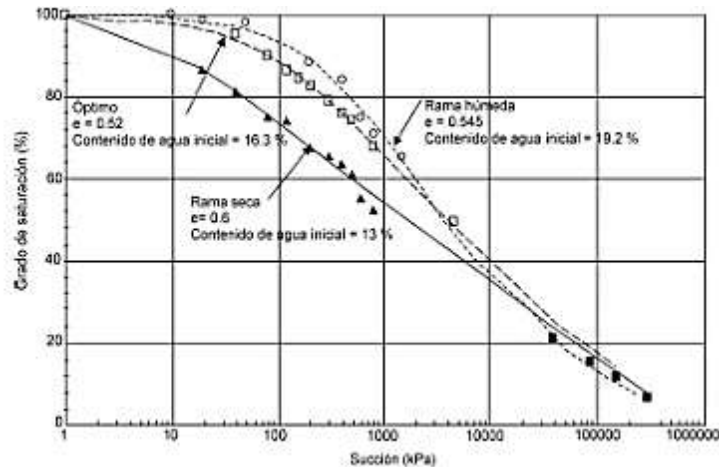


Fig. 2-11 Efecto del contenido de agua inicial en la curva característica (Vanapalli et al., 1996).

2.2.3 Métodos de medición de la función de almacenamiento

Las técnicas experimentales para medir la succión del suelo y determinar la función de almacenamiento varían en función del costo, de la complejidad y del rango de medición. Dichas técnicas se clasifican en métodos de laboratorio y de campo (Tabla 2.1), diferenciadas a su vez por la componente de succión mátrica o total que se mide. En Lu & Likos, (2004) se pueden encontrar los detalles de los procedimientos de ejecución de estas pruebas.

Tabla 2.1. Resumen de diferentes técnicas y equipos para medir la succión (Modificada de *Lu y Likos, 2004; Gens y Romero, 2000*; citado por *Pintado, 2002*)

Técnica o tipo de sensor		Tipo de medición	Componente de medición	Fenómeno medido	Rango de medición (kPa)	Tiempo de equilibrio a un nivel de succión
Tensiómetros	Convencionales	Laboratorio y campo	Mátrica	Tensión del agua	0-90	Minutos
	Alta capacidad				0-1500	
Técnica de traslación de eje	Celda Tempe	Laboratorio	Mátrica	Tensión del agua	0-200	Semanas
	Placas de presión con disco poroso				0-1500	
	Dispositivo de Fredlund				0-1500	
Sensores de conductividad	Eléctrica	Laboratorio y campo	Mátrica	Conductividad eléctrica	0-1500	Semanas
	Térmica			Conductividad térmica	0-2500	
Método del papel filtro	Contacto	Laboratorio y campo	Mátrica	Contenido de agua	0-1,000,000	1 semana
	Sin contacto		Total		1,000-500,000	1 a 2 semanas
Técnicas de medición de humedad	Psicrómetro de termopar	Laboratorio y campo	Total	Humedad relativa	100-8,000	Días
	Higrómetros Chilled-Mirror	Laboratorio			1,000-450,000	Minutos
	Sensores de capacitancia				0-1,000,000	
Técnicas de control de humedad	Método isopiéstico (Transferencia de vapor usando soluciones salinas)	Laboratorio	Total	Humedad relativa	4,000-400,000	Semanas

2.2.4 Modelos de predicción de la función de almacenamiento

Existe una gran variedad de ecuaciones para ajustar y extrapolar los datos de contenido de agua obtenidos de mediciones de campo o laboratorio con el fin de predecir o establecer una representación aproximada de la función de almacenamiento de un determinado suelo (ej. *Gardner 1958; Brooks & Corey 1964; van Genuchten 1980; Fredlund & Xing 1994*). En *Leong & Rahardjo (1997)* se puede encontrar una revisión de varios modelos de predicción de la función de almacenamiento (curva característica) más conocidos. En lo sucesivo se presentan algunos de los modelos mas usados en la práctica.

2.2.4.1 Modelo de Brooks y Corey

El modelo de *Brooks y Corey (1964, 1966)* plantea lo siguiente:

$$\theta = (\alpha h)^{-\lambda} (\theta_s - \theta_r) + \theta_r \quad \alpha h > 1$$

$$\theta = \theta_s \quad \alpha h \leq 1$$

(Ec. 2-7)

Donde: θ_r es el contenido de agua residual, θ_s contenido de agua saturado, α parámetro empírico, λ índice de distribución de poros y h indica la succión.

El contenido de agua residual θ_r es la cantidad máxima de agua en el suelo que no contribuirá al flujo líquido debido a la fuerte adsorción de la fase sólida (*Luckner y otros, 1989*). Formalmente, θ_r puede definirse como el contenido de agua al cual ambos $d\theta/dh$ y la conductividad tienden a cero cuando h es muy grande.

El contenido de agua saturado no es igual a la porosidad de los suelos; θ_s de campo es generalmente entre un 5% a un 10% menor que la porosidad debido al aire ocluido o al aire disuelto (*Van Genuchten, Leij y Yates, 1991*).

La ecuación de contenido de agua de Brooks-Corey puede escribirse en forma adimensional en función del grado de saturación efectivo que se define mediante la siguiente expresión:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (\text{Ec. 2-8})$$

El modelo de Brooks-Corey es adecuado para suelos granulares. En suelos con textura fina o suelos inalterados los resultados son menos precisos debido a la ausencia de un punto definido para el valor de entrada de aire para estos suelos. Debido a esto, se han propuesto diversas ecuaciones diferenciales para describir a los suelos cerca de la saturación, King (1965), Visser (1968), Laliberte (1969), Su y Brooks (1975) y Clapp y Hornberger (1978). Estas funciones representan los datos del suelo con mayor exactitud, pero son más complicados matemáticamente o necesitan de mayor cantidad de parámetros por lo que los hace menos atractivos para su uso (Van Genuchten y Nielsen, 1985).

2.2.4.2 Modelo de Van Genuchten

Van Genuchten (1980) presentó una ecuación para el cálculo del grado de saturación efectiva, la cual tiene ventajas para su implementación en los modelos de cálculo de flujo de agua en medios porosos parcialmente saturados.

$$S_e = \frac{1}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \quad (\text{Ec. 2-9})$$

Donde α , n y m son constantes empíricas. La ecuación tiene como límite la expresión de Brooks y Corey con $\lambda = mn$. Cuando n tiende a infinito (mientras el producto mn es constante e igual a 0.4), aparece la curva de Brooks y Corey, con un determinado valor de entrada de aire. Las restricciones usuales utilizadas para la ecuación de Van Genuchten son $m = 1 - 1/n$ y $m = 1 - 2/n$. Los resultados más estables se obtienen generalmente cuando se utilizan las restricciones para una serie incompleta de datos.

2.2.4.3 Modelo de Fredlund, Xing y Huang

Fredlund et al. (1994) desarrollaron una ecuación para describir el contenido volumétrico de agua en función de la succión:

$$\theta(h) = C(h) \frac{\theta_s}{\left[\ln \left(e + \frac{h}{a} \right)^p \right]^q} \quad (\text{Ec. 2-10})$$

donde a , p y q son parámetros de ajuste y $C(h)$ es:

$$C(h) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{h}{C_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{C_r} \right)} \quad (\text{Ec. 2-11})$$

donde $C_r = a$ es una constante que relaciona la matriz de succión con el contenido de agua residual.

2.2.4.4 Modelo de Vogel y Cislárová

Vogel y Cislárová (1988) (presentado por Simunek et al. 1996), modificaron las ecuaciones de Van Genuchten (1980) adicionando flexibilidad en la descripción de las propiedades hidráulicas cerca de la saturación.

La función de retención de agua del suelo, $\theta(h)$ está dada por la expresión:

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_m - \theta_r}{(1 + |\alpha h|^n)^m} \quad h < h_s$$

$$\theta(h) = \theta_s \quad h \geq h_s$$

(Ec. 2-12)

donde h_s es el valor de entrada de aire y m , n son los mismos definidos en la expresión de van Genuchten, θ_m es un parámetro ficticio un poco mayor que θ_s .

La función de contenido de agua presentada en la (Ec. 2-12) permite incrementar la flexibilidad de la expresión analítica de Van Genuchten cerca de la saturación. Este cambio de θ_s a θ_m tiene un efecto muy pequeño en la función de almacenamiento. Cuando $\theta_m = \theta_s$, las funciones hidráulicas del suelo se reducen a las expresiones originales de Van Genuchten (1980).

2.3 Función de conductividad hidráulica

2.3.1 Definición

El coeficiente de conductividad hidráulica (k_w) es una medida del espacio disponible para que el agua fluya a través de los suelos. El coeficiente de conductividad hidráulica depende de las propiedades del fluido y de las propiedades del medio poroso. Por tanto, diferentes tipos de fluidos o diferentes tipos de suelos producirán valores distintos del coeficiente de conductividad hidráulica.

El coeficiente de conductividad hidráulica (k_w) puede ser expresado en términos de la permeabilidad intrínseca del suelo:

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K$$

(Ec. 2-13)

Donde μ_w es la viscosidad absoluta del agua y K la permeabilidad intrínseca del suelo. La ecuación (Ec. 2-13) muestra la influencia de la densidad del fluido (ρ_w) y la viscosidad del fluido (μ_w) en el coeficiente de conductividad hidráulica k_w . La permeabilidad intrínseca del suelo representa las características del medio poroso y es independiente de las propiedades del fluido.

En un suelo parcialmente saturado, el coeficiente de conductividad hidráulica es significativamente afectado por los cambios combinados en la relación de vacíos y el grado de saturación (o contenido de agua) del suelo. El flujo de agua se presenta a través de los poros llenos de agua. Por tanto, el porcentaje de los vacíos llenos con agua es un factor importante. Para un suelo que se convierte en parcialmente saturado, primero el aire reemplaza al agua en algunos de los poros más grandes, y esto ocasiona que el agua fluya a través de los poros más pequeños con un incremento en la tortuosidad de la dirección del flujo. Un aumento en la succión mátrica del suelo conlleva a un decremento del volumen ocupado por agua en los poros. En otras palabras, un punto con una succión mátrica alta (o un contenido de agua bajo) tiene un coeficiente de conductividad hidráulica más bajo que el punto que tiene una baja succión mátrica. En resumen, el coeficiente de conductividad hidráulica k_w , en un suelo parcialmente saturado, es una función de la succión, misma que se conoce como "Función de Conductividad Hidráulica".

La función de conductividad hidráulica se expresa a través de una gráfica logarítmica donde los valores de conductividad hidráulica se presentan en el eje de las ordenadas y los valores de succión en el eje de las abscisas.

En un análisis de flujo establecido no confinado, donde el volumen de agua en los poros varía espacialmente, o en un análisis de flujo transitorio, donde las cargas hidráulicas varían en el tiempo y por ende el volumen de agua en los poros, es indispensable la determinación de la función de

conductividad hidráulica para obtener resultados precisos y realistas. También se debe considerar que el coeficiente de conductividad hidráulica en un punto puede variar con respecto a la dirección. Esta condición es conocida como anisotropía. El coeficiente de conductividad hidráulica más grande es conocido como el coeficiente de conductividad hidráulica mayor y el más pequeño, que está en una dirección perpendicular a la conductividad hidráulica más alta, es llamado coeficiente de conductividad hidráulica menor.

La determinación de la función de conductividad hidráulica de un suelo generalmente se realiza a partir de una prueba de laboratorio o de campo, la cual se realiza en un punto del medio poroso que se requiere caracterizar. Sin embargo, es necesario considerar la variación espacial de la conductividad hidráulica dentro del medio poroso. En un suelo saturado el coeficiente de conductividad hidráulica se considera constante con respecto al tiempo en cada punto del suelo. Sin embargo el coeficiente de conductividad hidráulica usualmente varía de un punto a otro. La variación espacial de la permeabilidad en un suelo saturado puede atribuirse a una distribución heterogénea del suelo sólido. Para un suelo parcialmente saturado es más apropiado considerar la distribución heterogénea del volumen de agua en los poros. Esta es la principal razón de la variación espacial de la función de conductividad hidráulica. Aunque la distribución de las partículas sólidas del suelo pueda ser homogénea, la distribución del agua en los poros puede ser heterogénea debido a la variación espacial de la succión mátrica

2.3.2 Métodos de medición de la función de conductividad hidráulica

2.3.2.1 Métodos directos

La función de conductividad hidráulica de un suelo se obtiene mejor a partir de una medición directa puesto que representa un comportamiento más realista que el obtenido de una predicción teórica. Cuando se usan métodos directos para medir la conductividad hidráulica, el gradiente hidráulico y la velocidad de flujo son determinados a partir de las mediciones de presión de poro y de contenido de agua.

En algunos casos ni la presión de poro o el contenido de agua son medidos, mientras las otras variables son obtenidas de la función de almacenamiento (curva característica). Las mediciones pueden realizarse tanto en laboratorio como in situ. Las pruebas de laboratorio son más económicas, pero las pruebas in situ pueden representar mejor las condiciones reales. Desafortunadamente los métodos in situ no son tan avanzados ni estandarizados como los métodos de laboratorio. En la Tabla 2.2 se presentan algunos de los métodos de medición de la función de conductividad hidráulica más conocidos.

Tabla 2.2 Principales métodos de medición de la función de conductividad hidráulica

Método	Tipo de Técnica
Método de carga constante	Laboratorio
Método de flujo constante	Laboratorio
Método de Centrifugación	Laboratorio
Método de perfil instantáneo	Laboratorio/In situ

La información detallada sobre los procedimientos de ejecución de estas técnicas se pueden encontrar en Lu & Likos, 2004.

2.3.2.2 Métodos indirectos

Las mediciones de la función de conductividad hidráulica del agua para un suelo parcialmente saturado son a menudo difíciles de realizar. Se han realizado muchos ensayos para tratar de obtener la función de conductividad hidráulica de forma indirecta. Estos métodos indirectos se basan en la función de almacenamiento, por tanto pueden realizarse usando tanto una curva de succión mátrica

contra grado de saturación o una curva de succión mátrica versus contenido de agua (curva característica). Para más detalles ver Brooks and Corey (1964, 1966).

- A partir de la curva de succión mátrica versus contenido de agua (curva característica)

La función de conductividad hidráulica puede ser calculada como una función del contenido de agua $k_w(\theta_w)$. Esta se derivó en base a la ecuación de Poiseuille. La siguiente función de conductividad tiene una forma similar a la función presentada por Kunze et al., (1968). La función fue ligeramente modificada con el fin de usar el SI de unidades y la succión mátrica en lugar de la carga de presión de poro del agua:

$$k_w(\theta_w) = \frac{k_s T_s^2 \rho_w g}{k_{sc} 2\mu_w} \frac{\theta_s^p}{N^2} \sum_{j=i}^m \{(2j + 1 - 2i)((u_a - u_w)_j^{-2})\} \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (\text{Ec. 2-14})$$

Donde:

$k_w(\theta_w)$ = coeficiente de conductividad hidráulica (m/s) calculado para un contenido volumétrico de agua dado $(\theta_w)_i$ correspondiente a un intervalo i

i = número de intervalos que se incrementa con la disminución del contenido de agua

j = contador que va de i a m

k_s = coeficiente de conductividad saturado (m/s) medido

k_{sc} = coeficiente de conductividad (m/s)

T_s = tensión superficial del agua (kN/m)

ρ_w = densidad del agua (kg/m^3)

g = aceleración gravitacional (m/s^2)

μ_w = viscosidad absoluta del agua

θ_s = contenido de agua volumétrico en la saturación

p = constante que toma en cuenta la interacción de los poros de diferentes tamaños; su magnitud se puede suponer igual a 2 (Green and Corey, 1971)

m = número total de intervalos entre el contenido de agua volumétrico saturado θ_s y el contenido de agua volumétrico más bajo θ_L en la curva característica experimental.

N = número total de intervalos calculados entre el contenido de agua volumétrico saturado θ_s y el contenido de agua volumétrico cero ($\theta_w = 0$). Nota: $N = m(\theta_s/(\theta_s - \theta_L))$, $m \leq N$; $m = N$ cuando $\theta_L = 0$

$(\mu_a - \mu_w)_j$ = succión mátrica (kPa) correspondiente al punto medio del intervalo j

Se han propuesto diversos procedimientos para calcular la función de conductividad hidráulica usando la ecuación anterior. Básicamente, la diferencia entre los diferentes procedimientos radica en la interpretación del término de interacción de los poros (Green and Corey, 1971).

La forma de la función de conductividad hidráulica está determinada por los términos dentro de la parte de suma de la ecuación que se obtiene a partir de la función de almacenamiento. Sin embargo, se requiere ajustar la función de conductividad hidráulica con referencia al coeficiente de conductividad hidráulica saturado (k_s) medido, usando el factor k_s/k_{sc} . Por tanto, si se mide el coeficiente de conductividad hidráulica saturado la función de conductividad hidráulica puede ser predicha directamente de la función de almacenamiento (*curva característica*) debido a que todos los términos al frente de la suma pueden ser considerados como factores de ajuste. Como resultado la ecuación de la función de conductividades hidráulicas puede escribirse de la siguiente manera:

$$k_w(\theta_w)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} A_d \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2}] \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (\text{Ec. 2-15})$$

Donde:

$$A_d = \text{constante de ajuste } (T_s^2 \rho_w g) / (2\mu_w) (\theta_s^p) / N^2$$

La función de conductividad hidráulica $k_w(\theta_w)$ se predice de acuerdo con la ecuación anterior. El término $\sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2}]$ describe la forma de función de conductividad hidráulica. El término A_d se usa para factorizar o para escalar la función de conductividades hidráulicas. Sin embargo, los valores de las conductividades hidráulicas k_w son ajustados de acuerdo con el coeficiente de conductividad hidráulica saturado k_s .

El procedimiento consiste en primero dividir la curva característica en m intervalos iguales de contenido de agua volumétrico. Luego en cada intervalo se determina el punto medio. El primer contenido de agua corresponde a la condición saturada ($(u_a - u_w)$ igual a 0) y cada contenido de agua en el punto medio corresponde a una succión mátrica particular $(u_a - u_w)_i$. Los puntos medios son numerados de 1 hasta m .

El coeficiente de conductividad hidráulica saturado k_s se mide de forma independiente en el laboratorio. El valor de k_{sc} , se calcula como sigue:

$$k_{sc} = A_d \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2}] \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (\text{Ec. 2-16})$$

El cálculo de la k_{sc} implica el contenido de agua volumétrico saturado como el punto 0 (es decir, $i = 0$). La relación k_s/k_{sc} es una constante en todos los cálculos de los coeficientes de conductividad hidráulica no saturados y es necesario para proporcionar mayor precisión en el cálculo.

Por último, los valores de conductividad hidráulica parcialmente saturados, se calculan mediante la sustitución de las succiones mátricas asociadas con los puntos medios correspondientes en la (Ec. 2-16).

- *Usando la curva de grado de saturación versus succión*

En la curva de succión mátrica versus grado de saturación se pueden identificar tres parámetros del suelo. Estas son el valor de entrada de aire $(u_a - u_w)_b$, el grado de saturación residual (S_r) y el índice de distribución de tamaños de poros (λ). Estos parámetros pueden visualizarse fácilmente si la condición de saturación es expresada en términos de un grado de saturación efectivo S_e (Corey, 1954):

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (\text{Ec. 2-17})$$

Donde:

S_e = grado de saturación efectivo

S_r = grado de saturación residual

El grado de saturación residual (S_r) es definido como el grado de saturación para el cual un incremento en la succión mátrica no produce un cambio significativo del grado de saturación. La línea inclinada para los puntos que tienen succiones mátricas mayores al valor de entrada de aire puede ser descrito por la ecuación siguiente:

$$S_e = \left\{ \frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right\}^\lambda \quad \text{para } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \quad (\text{Ec. 2-18})$$

Donde:

λ = índice de distribución de tamaños de poros, definido como la pendiente negativa de la curva de grado de saturación versus succión mátrica.

La función de conductividad hidráulica (k_w) se puede predecir de la curva de succión mátrica versus grado de saturación (Brooks & Corey, 1964) como sigue:

$$k_w = k_s \quad \text{para } (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b \quad (\text{Ec. 2-19})$$

$$k_w = k_s S_e^\delta \quad \text{para } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \quad (\text{Ec. 2-20})$$

Donde:

k_s = coeficiente de conductividad hidráulica con respecto a la fase de agua para el suelo saturado

δ = constante empírica

La constante empírica δ esta relacionada con el índice de distribución de tamaños de poros.

$$\delta = \frac{2 - 3\lambda}{\lambda} \quad (\text{Ec. 2-21})$$

El coeficiente de conductividad hidráulica del agua (k_w) correspondiente a varios grados de saturación se puede calcular con la siguiente ecuación y puede ser expresado como un coeficiente de conductividad hidráulica relativo ($k_{rw\%}$).

$$k_{rw\%} = \frac{k_w(100)}{k_s} \quad (\text{Ec. 2-22})$$

2.3.3 Modelos de predicción de la Función de Conductividad Hidráulica

El problema de la determinación de la función de conductividad hidráulica se asocia al costo de la obtención experimental de esta relación y al gran número de observaciones necesarias para caracterizar adecuadamente la distribución espacial debida a la variabilidad que ocurre comúnmente a escala de campo. Así, el uso de modelos matemáticos que permiten combinar los resultados experimentales con modelos de predicción teórica de la función de la conductividad resulta más atractiva en comparación con las mediciones directas en el campo o laboratorio. Existen muchos modelos para predecir la función de conductividad hidráulica y para utilizarlos se requiere de la previa determinación o predicción de la función de almacenamiento. Algunas formulaciones son de naturaleza empírica (Gardner, 1958; Brooks y Corey 1964), mientras otras se basan en modelos macroscópicos (Mualem 1978) o modelos estadísticos (Childs y Collis-George, 1950; Burdine 1953; Mualem 1976). Mualem (1986), Yates et al. (1992), Fredlund et al. (1994) y Leong y Rahardjo (1997) presentan estudios sobre las diversas formulaciones disponibles para la predicción de la función de conductividad hidráulica. En este trabajo se mencionan algunos de los modelos más conocidos.

2.3.3.1 Modelo de Mualem

El modelo de Mualem (1976) expresa a la conductividad hidráulica en función del grado de saturación:

$$k(S_e) = k_s S_e^l \left[\frac{f(S_e)}{f(l)} \right]^2 \quad (\text{Ec. 2-23})$$

Donde

$$f(S_e) = \int_0^{S_e} \frac{l}{h(x)} dx \quad (\text{Ec. 2-24})$$

k_s es la conductividad hidráulica en estado de saturación y l es un parámetro de la conectividad de poros estimado por Mualem (1976a) que en general vale 0.5. La ecuación (Ec. 2-23) se puede resolver utilizando las funciones completas Beta ($B(p, q)$) e incompleta Beta ($I_\zeta(p, q)$).

Si bien la función $B(p, q)$ se encuentra tabulada o disponible en múltiples rutinas científicas, solo con fines informativos se expone el procedimiento para la obtención de la misma. Esta puede ser evaluada con la expresión:

$$B(p, q) = \frac{\Gamma(p)\Gamma(q)}{\Gamma(p+q)} \quad (\text{Ec. 2-25})$$

Donde

$$\Gamma(p) = \int_0^\infty t^{p-1} e^{-t} dt \quad p = m + 1/n \quad q = 1 - 1/n \quad (\text{Ec. 2-26})$$

Para las combinaciones de S_e , m y n la función incompleta Beta se puede aproximar usando las fracciones continuas (Zelen y Severo, 1965; Press y otros, 1986) como:

$$I_\zeta(p, q) = \frac{\zeta^p (1-\zeta)^q}{pB(p, q)} \left[\frac{1}{1} \frac{d_1}{1} \frac{d_2}{1} \dots \right] \quad (\text{Ec. 2-27})$$

Donde

$$\zeta = S_e^{1/m} = \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \quad (\text{Ec. 2-28})$$

$$d_{2m+1} = - \frac{(p+m)(p+q+m)}{(p+2m)(p+2m+1)} \zeta$$

$$d_{2m} = - \frac{m(q-m)}{(p+2m-1)(p+2m)} \zeta \quad (\text{Ec. 2-29})$$

La conductividad hidráulica decrece cuando n decrece, y cuando n es igual a 1 la conductividad hidráulica relativa es idéntica a cero. Esto se debe a que la función Beta completa decrece cuando n se achica y tiende a cero cuando n tiende a 1. Cuando n es menor que 1 no se puede predecir la función de conductividad, esta característica es una limitación importante del caso de variables m y n . Van Genuchten et al. (1991) recomiendan el uso de las variables m , n sólo para el caso de tener datos bien definidos de humedad, y el uso de la restricción $m = 1 - 1/n$ para todos los otros casos.

Las ecuaciones para la conductividad y la difusividad ($D = Kdh/d\theta$) asumen que el valor de k_s está bien definido y puede ser medido fácilmente, esto es cierto para suelos granulares, pero para los suelos no alterados esto no es cierto. La inspección de las curvas de conductividad y difusividad muestra que un pequeño cambio en el contenido de agua produce cambios de varios órdenes en K y

D , lo que indica que pequeños errores en la medición del contenido de agua cerca de la saturación pueden producir grandes errores en la estimación de la conductividad hidráulica saturada del suelo. Las consideraciones teóricas y experimentales sugieren que k_s no debe utilizarse para ajustar los modelos de conductividad hidráulica (Jackson et al. 1965; Green y Corey, 1971). Si se propone algún punto arbitrario de la conductividad hidráulica (K_0) asociado a algún valor de contenido de agua (θ_0) el modelo de Mualem puede ser redefinido como:

$$K(S_e) = K_s(S_{e0}) \left[\frac{S_e}{S_{e0}} \right]^l \left[\frac{f(S_e)}{f(S_{e0})} \right]^2 \quad (\text{Ec. 2-30})$$

Donde el grado de saturación es:

$$S_{e0} = S_e(\theta_0) = \frac{\theta_0 - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (\text{Ec. 2-31})$$

2.3.3.2 Modelo de Burdine

El modelo de Burdine (1953) describe la conductividad hidráulica en función del grado de saturación como:

$$K(S_e) = K_s S_e^l \frac{g(S_e)}{g(l)} \quad (\text{Ec. 2-32})$$

Donde la función $g(S_e)$ se define por la expresión:

$$g(S_e) = \int_0^{S_e} \frac{l}{[h(x)]^2} dx \quad (\text{Ec. 2-33})$$

donde el parámetro de conectividad de poros l tiene en cuenta la presencia de caminos de flujo tortuosos. Burdine adopta para l el valor de 2 y Gates y Lietz (1950) utilizaron previamente 0.

Con el modelo de Burdine se pueden obtener resultados análogos a los obtenidos con el modelo de Mualem.

2.3.3.3 Modelo de Van Genuchten

El modelo de Van Genuchten tiene un adecuado ajuste a las curvas de datos experimentales y comúnmente es utilizado como curva de comparación para los nuevos modelos propuestos por los investigadores. Van Genuchten (1980) desarrolló una curva característica de humedad del suelo y además, desarrolló un modelo para el cálculo de conductividad hidráulica utilizando el modelo de Mualem (1976a).

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \quad (\text{Ec. 2-34})$$

$$K(h) = K_s \left(\frac{(1 - (\alpha h)^{n-1} [1 + (\alpha h)^n]^{-m})^2}{[1 + (\alpha h)^n]^{ml}} \right)$$

donde α , m y n parámetros de ajuste, $m = 1 - 1/n$.

2.3.3.4 Modelo de Brooks y Corey

El modelo de Brooks y Corey (1964, 1966) plantea la siguiente expresión para la función de conductividad hidráulica respecto a la succión:

$$K(h) = K_s \left(\frac{h_b}{h} \right)^{2+(5\lambda/2)} \quad h > h_b$$

$$K(h) = K_s \quad h \leq h_b$$

(Ec. 2-35)

donde h_b es la succión, λ índice de distribución de poros.

2.3.3.5 Modelo de Fredlund, Xing y Huang

Como se mostró en los modelos de función de almacenamiento, Fredlund y otros (1994) describen el contenido de agua en función de la succión. Fredlund y otros (1994) combinaron su expresión para el cálculo de la función de almacenamiento con el modelo de función de conductividad hidráulica de Childs y Collins- George (1950) y obtuvieron la siguiente expresión para la conductividad hidráulica:

$$K(h) = K_s \frac{\int_{\ln h_a}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(h)}{e^y} \theta'(e^y) dh}{\int_{\ln h_a}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_0}{e^y} \theta'(e^y) dh}$$

(Ec. 2-36)

donde y es una variable de integración que representa $\ln h$, b es igual a $\ln(106 \text{ kPa})$, h_a es el valor de entrada de aire y, θ' es la derivada de la expresión del contenido de agua en función de h .

2.3.3.6 Modelo de Vogel y Cislserova

La función de conductividad hidráulica, $K(h)$, de Vogel y Cislserova (1988) (presentado por Simunek y otros, 1996) está dada por la siguiente expresión:

$$K(h) = \begin{cases} k_s k_r(h) & h \leq h_k \\ k_k + \frac{(h - h_k)(k_s - k_k)}{h_s - h_k} & h_k < h < h_s \\ k_s & h \geq h_s \end{cases}$$

(Ec. 2-37)

Donde

$$k_r = \frac{k_k}{k_s} \left[\frac{S_e}{S_{ek}} \right]^{1/2} \left[\frac{F(\theta_r) - F(\theta)}{F(\theta_r) - F(\theta_k)} \right]^2$$

(Ec. 2-38)

$$F(\theta) = \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_m - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m \quad m = 1 - 1/n; \quad n > 1$$

(Ec. 2-39)

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad S_{ek} = \frac{\theta_k - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

(Ec. 2-40)

Las funciones hidráulicas presentadas permiten para una altura capilar mínima h_s , distinta de cero, reemplazar θ_s en la función de almacenamiento de Van Genuchten por un parámetro ficticio θ_m un poco mayor que θ_s . La conductividad hidráulica k_k es la conductividad correspondiente al contenido de

agua θ_k medido a un contenido de agua menor o igual al contenido de agua de saturación. Este cambio de θ_s a θ_m puede tener un efecto considerable en la función de conductividad hidráulica, especialmente para suelos donde n es relativamente pequeño ($1.0 < n < 1.3$). Las funciones de Vogel y Cislérova (1988) contienen seis parámetros desconocidos: θ_r , θ_s , θ_m , α , n , y k_s . Cuando $\theta_a = \theta_r$, $\theta_m = \theta_k = \theta_s$ y $k_k = k_s$ las funciones hidráulicas del suelo se reducen a las expresiones originales de Van Genuchten (1980).

2.3.3.7 *Modelo de Celia y otros, Warrick y Lomen*

El modelo original de *Gardner (1958)* plantea la relación de la conductividad hidráulica en función de la succión. *Celia y otros (1987)*, *Warrick y Lomen (1976)* completan el modelo de *Gardner (1958)* al proponer, además de la función exponencial de la conductividad que es un modelo razonable para datos de laboratorio (*Espinoza, 1993*), una relación para la humedad.

Celia y otros (1987) proponen entonces, una relación entre el diferencial de la conductividad y el diferencial de la humedad.

$$k(h) = k_0 \exp(\alpha h)$$

$$dk/dh = A \tag{Ec. 2-41}$$

donde k_0 , α y A son constantes determinadas por los ajustes, α depende de la distribución de poros de la muestra y su dimensión es (long-1). Los valores típicos de α están en el rango de 0.05 a 0.002 cm^{-1} . El parámetro α mide la importancia relativa de la gravedad y la capilaridad en el movimiento del agua, los valores menores de α corresponden a suelos de textura fina y los valores mayores a los de textura gruesa. *Chen, Tan y Chen (2001)* plantean la ventaja de linealizar la ecuación de Richards utilizando una transformada de Fourier que lleva a funciones exponenciales de contenido de agua y conductividad similares a las expresadas:

$$k(h) = k_s \exp(\alpha h)$$

$$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp(\alpha h) \tag{Ec. 2-42}$$

Tabla 2.3 Parámetros para los modelos de la función de almacenamiento y de conductividad hidráulica.

Modelos	Parámetros	Parámetros
Brooks y Corey (1964,1966)	K_s, h_b, λ	$\theta_r, \theta_s, \alpha, \lambda$
Van Genuchten (1980)	K_s, α, n, m, l	$\theta_s, \alpha, n, m, \theta_r$
Fredlund y otros (1994)	$K_s, h_a, \theta_b, \theta(h)$	θ_s, a, p, q
Vogel y Cislervá (1998)	$K_s, K_b, \theta_r, \theta_b, \theta_m, \theta(h)$	$\theta_r, \theta_m, \theta_s, \alpha, n, m$
Mualem (1976a)	$K_s, l, \theta_b, \theta_r, \theta_s, \theta(h)$	
Burdine (1953)	$K_s, l, \theta(h), \theta_s$	
Celia y otros (1987)	K_0, α	$K_0/A, \alpha$

2.4 **Análisis de flujo de agua**

Los problemas de flujo de agua comúnmente se dividen en análisis de flujo establecido y transitorio. Para un análisis de flujo establecido, con condiciones de frontera “confinadas”, la carga hidráulica y el coeficiente de conductividad hidráulica en cualquier punto de la masa de suelo permanece constante respecto al tiempo. Caso contrario sucede con los problemas de flujo establecido con condiciones de frontera “no confinadas” o en problemas de flujo transitorio, donde las condiciones de frontera son dinámicas; en ambos, el volumen de agua dentro de los poros y el

coeficiente de conductividad hidráulica varían en el espacio y para el caso de flujo transitorio, también respecto al tiempo. En otras palabras, el medio poroso se convierte en un suelo parcialmente saturado. Por tanto, es necesario definir las funciones hidráulicas (de almacenamiento y de conductividad hidráulica) para realizar un análisis de flujo de agua que permita obtener resultados precisos y realistas.

Los análisis de flujo de agua pueden formar parte importante de los estudios relacionados con la estabilidad de taludes, estabilidad interna de estructuras de tierra, control de contaminación subterránea, etc. En el análisis y diseño de obras como las presas de tierra o bordos, los análisis de flujo de agua son indispensables para conocer su comportamiento durante las etapas tanto de construcción como de operación. A menudo, de un análisis de flujo, se busca conocer la dirección y la cantidad de flujo que pasa a través del medio poroso. Las variaciones de la presión de poro y fuerzas de filtración resultantes de un proceso de flujo también son de mucho interés.

2.4.1 Ley de Darcy

El flujo de agua en suelos saturados es comúnmente descrito por la ley de Darcy. Darcy (1856) postuló que la velocidad del flujo de agua a través de una masa de suelo es proporcional al gradiente de carga hidráulica.

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (\text{Ec. 2-43})$$

Donde:

v_w = velocidad del flujo de agua

k_w = coeficiente de permeabilidad de fase de agua.

$(\partial h_w)/\partial y$ = gradiente de carga hidráulica en la dirección y , el cual puede designarse como i_{wy}

El coeficiente de proporcionalidad entre la velocidad de flujo y el gradiente de carga hidráulica es llamado coeficiente de permeabilidad k_w . El coeficiente de permeabilidad también puede escribirse para la dirección x y z . El signo negativo en la ecuación (Ec. 2-43) indica que el flujo de agua es en la dirección del decrecimiento de la carga hidráulica.

La ley de Darcy también aplica para el flujo de agua a través de un suelo parcialmente saturado (Buckingham, 1907; Richard, 1931; Childs and Collis-George, 1950). Sin embargo, como ya se ha mencionado, el coeficiente de conductividad hidráulica de un suelo parcialmente saturado no puede ser asumido como constante. Más bien, el coeficiente de conductividad hidráulica es una variable que es función de la succión mátrica e indirectamente del contenido volumétrico de agua.

El agua puede ser visualizada como fluido solo a través de los poros llenos con agua. Los poros llenos con aire son canales que no conducen el flujo de agua. Por tanto, los poros llenos de aire en un suelo parcialmente saturado pueden ser considerados como una fase sólida y el suelo puede ser tratado como un suelo saturado con un contenido de agua reducido (Child, 1969). Subsecuentemente, la validez de la Ley de Darcy puede ser verificada en un suelo parcialmente saturado de forma similar a la verificación en un suelo saturado. Sin embargo, el volumen de agua (o contenido volumétrico de agua) debe ser constante mientras el gradiente de carga hidráulica varía.

2.4.2 Flujo establecido

2.4.2.1 Potencial del flujo de agua

El flujo de agua en un suelo parcialmente saturado está gobernado por el potencial total de presión de poro, comúnmente expresado en términos de succión total o carga total. El potencial total (en J/kg) puede ser expresado en términos de succión total (kPa) ψ_t como sigue:

$$\mu_t = \frac{\psi_t}{\rho_w} \quad (\text{Ec. 2-44})$$

O en términos de carga total:

$$\mu_t = gh_t \quad (\text{Ec. 2-45})$$

La succión total está suficientemente definida para muchos problemas de flujo de agua en la ingeniería geotécnica práctica, considerando la succión debido a la gravedad ψ_g , junto con la succión matricia ψ_m y la succión osmótica ψ_o como sigue:

$$\psi_t = \psi_g + \psi_m + \psi_o \quad (\text{Ec. 2-46})$$

Donde la componente gravitacional representa el cambio en la elevación, z , de un punto a otro $\psi_g = \rho_w g z$. Similarmente, la carga total es:

$$h_t = h_g + h_m + h_o = z + h_m + h_o \quad (\text{Ec. 2-47})$$

Cabe señalar que el potencial total como se define en las dos ecuaciones anteriores agrupa el potencial osmótico, que sólo se refiere al componente del agua libre de la solución del suelo-agua, con un potencial gravitacional y de presión, que se refieren a la totalidad de la solución agua-suelo. Corey y Klute (1985) sostienen que, estrictamente hablando, el potencial total definido de esta manera no puede ser un potencial válido y debe hacerse distinción entre los elementos de la solución del suelo y la solución del suelo como un todo. La mayoría de los problemas de flujo de agua prácticos ocurren en una escala relativamente macroscópica, sin embargo, la definición de potencial total como la suma algebraica de las componentes de presión, gravedad y osmóticas parece ser suficiente para regir el equilibrio del agua en los poros y su movimiento.

2.4.2.2 Ecuación del flujo establecido

En principio, el potencial total de agua se puede emplear en la ley de Darcy para describir el flujo establecido en un suelo parcialmente saturado. La ley de Darcy para tres dimensiones en un suelo parcialmente saturado puede escribirse en términos de carga total como:

$$q = -k_x(h_m) \frac{\partial h_t}{\partial x} i - k_y(h_m) \frac{\partial h_t}{\partial y} j - k_z(h_m) \frac{\partial h_t}{\partial z} l \quad (\text{Ec. 2-48})$$

Donde $h_t = \psi_t / \rho_w g z$, i , j y l son vectores unitarios en las direcciones x , y y z , respectivamente y $k_x(h_m)$, $k_y(h_m)$ y $k_z(h_m)$ son las funciones de conductividad hidráulica en cada dirección coordenada.

Resolviendo la ecuación anterior bajo condiciones de frontera apropiadas proporciona una descripción cuantitativa del campo de carga total y constituye el enfoque clásico para el análisis de problemas de flujo de agua. Los enfoques modernos a menudo implican la imposición del principio de conservación de la masa de la Ley de Darcy. Para flujo establecido, el principio de conservación de masa establece que el flujo neto a través de cualquier elemento en un punto fijo en el espacio es cero e independiente del tiempo.

$$\nabla \cdot (k \nabla h_t) = 0 \quad (\text{Ec. 2-49})$$

En la mayoría de las soluciones de los campos de carga total descritos en la ecuación anterior, se considera la succión mátrica y las cargas gravitacionales, mientras que la carga osmótica se desprecia. Al imponer esta omisión ($h_t = h_m + z$) a la ecuación anterior en dos dimensiones (horizontal y vertical) se convierte en forma escalar:

$$\frac{\partial k_x}{\partial x} \frac{\partial h_m}{\partial x} + \frac{\partial k_z}{\partial z} \left(\frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) + k_x \frac{\partial^2 h_m}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h_m}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{Ec. 2-50})$$

2.4.3 Flujo transitorio

2.4.3.1 Principio de conservación de la masa

El flujo de agua y el contenido de agua en el suelo parcialmente saturado puede variar tanto espacial como temporalmente, como resultado de dos mecanismos básicos: (1) condiciones de frontera variables en el tiempo y (2) la capacidad de almacenamiento del suelo. El efecto de la capacidad de almacenamiento en la redistribución del contenido de agua es capturado en las ecuaciones o leyes que rigen el flujo de agua.

La ecuación que gobierna el flujo transitorio de agua en un suelo bajo condiciones isotérmicas puede derivarse mediante la aplicación del principio de conservación de la masa. El principio de conservación de masa establece que para un volumen elemental dado del suelo, la tasa de pérdida o ganancia de agua es conservador y es igual al flujo neto de entrada y salida. El principio de conservación de la masa también es conocido como el principio de continuidad. En la Fig. 2-12 se muestra un volumen elemental de suelo, con porosidad n y contenido volumétrico de agua θ . ρ es la densidad del agua y q_x , q_y y q_z son flujos en la dirección x , y y z .

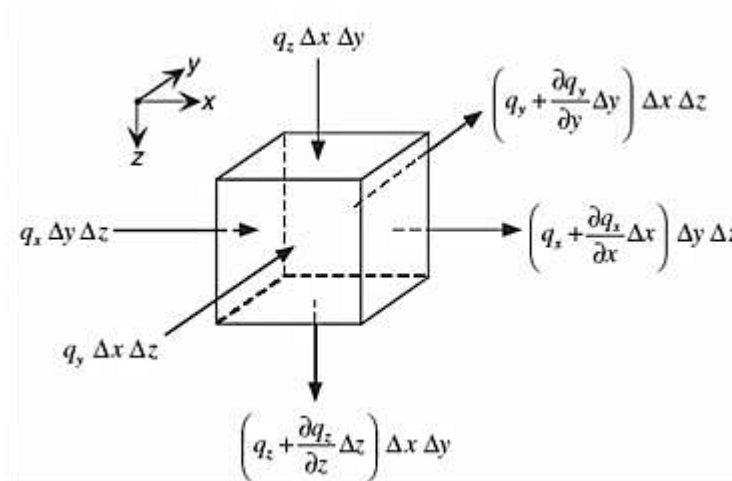


Fig. 2-12 Volumen elemental de un suelo y condiciones de continuidad para el flujo de agua (Lu y Likos, 2004).

La tasa de pérdida o ganancia de masa de agua por el elemento durante un proceso transitorio está dado por:

$$\frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z \quad (\text{Ec. 2-51})$$

Para la conservación de la masa, el término de almacenamiento representado en la (Ec. 2-51) debe ser igual al flujo neto, lo que lleva a:

$$-\rho \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial q_y}{\partial y} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial q_z}{\partial z} \Delta x \Delta y \Delta z \right) = \frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z \quad (\text{Ec. 2-52})$$

O bien:

$$-\rho \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) = \frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} \quad (\text{Ec. 2-53})$$

La (Ec. 2-53) es la ecuación que rige el flujo establecido o transitorio de agua en el suelo y es aplicable tanto para suelos saturados como para suelos parcialmente saturados.

2.4.3.2 Ecuación del flujo transitorio

Para aplicaciones prácticas, la ley de Darcy puede ser generalizada para problemas de flujo parcialmente saturado considerando la conductividad hidráulica como una función de la succión del suelo o carga de succión como sigue (Buckingham, 1907; Richards, 1931):

$$q_x = -k_x(h_m) \frac{\partial h}{\partial x} \quad q_y = -k_y(h_m) \frac{\partial h}{\partial y} \quad q_z = -k_z(h_m) \frac{\partial h}{\partial z} \quad (\text{Ec. 2-54})$$

Donde h_m es la carga de succión mátrica y $k_x(h_m)$ es la función de conductividad hidráulica. En la ausencia de una carga de succión osmótica, la carga total de un suelo no saturado es la suma de la succión mátrica y la carga de elevación $h = h_m + z$. Por tanto, al sustituir la ecuación anterior en la (Ec. 2-53) y asumiendo la densidad del agua constante se llega a:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(h_m) \left(\frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{Ec. 2-55})$$

Donde el término adicional en la dirección z surge de la presencia de la carga de elevación. El término derecho de la ecuación anterior puede reescribirse en términos de carga de succión mátrica aplicando las siguientes reglas:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (\text{Ec. 2-56})$$

Donde la cantidad $\partial \theta / \partial h_m$ es la pendiente de la relación entre el contenido de agua volumétrico y la carga de succión, que puede ser obtenido directamente de la función de almacenamiento. La pendiente es entendida como la capacidad específica de agua, típicamente llamada C . Ya que la función de almacenamiento es no lineal, es necesario describir la capacidad específica de agua como una función de succión o carga de succión, este último se expresa como:

$$C(h_m) = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \quad (\text{Ec. 2-57})$$

Sustituyendo (Ec. 2-57) y (Ec. 2-56) en (Ec. 2-55) se obtiene la ecuación que gobierna el flujo transitorio en un suelo parcialmente saturado:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(h_m) \left(\frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) \right] = C(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (\text{Ec. 2-58})$$

Esta ecuación es conocida como ecuación de Richards. La solución de esta ecuación con condiciones de frontera y condiciones iniciales apropiadas proporciona el campo de succión en el espacio y en el tiempo. Para aplicar esta ecuación se requiere de la definición de la función de almacenamiento y de la función de conductividad hidráulica.

La ecuación de Richards también puede expresarse en términos del contenido de agua volumétrico siguiendo las siguientes consideraciones:

$$q_x = -k_x(\theta) \frac{\partial h_m}{\partial x} = -k_x(\theta) \frac{\partial h_m}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial x} = -D_x \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (\text{Ec. 2-59})a$$

$$q_y = -k_y(\theta) \frac{\partial h_m}{\partial y} = -D_y \frac{\partial \theta}{\partial y} \quad (\text{Ec. 2-59})b$$

$$q_z = -k_z(\theta) \left(\frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) = -D_z \frac{\partial \theta}{\partial z} - k_z(\theta) \quad (\text{Ec. 2-59})c$$

Con la (Ec. 2-57) puede mostrarse que:

$$D_x = \frac{k_x(h_m)}{C(h_m)} \quad (\text{Ec. 2-60})$$

Donde D_x se define como la relación de la conductividad hidráulica entre la capacidad de agua específica y se denomina difusividad hidráulica para un suelo parcialmente saturado.

Sustituyendo las (Ec. 2-59)a hasta (Ec. 2-59)c en (Ec. 2-58)(Ec. 2-60) se llega a:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(D_x(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{Ec. 2-61})$$

La solución de (Ec. 2-58) o (Ec. 2-61) bajo diferentes condiciones iniciales y de frontera constituyen una solución bastante aproximada para problemas clásicos de física de suelos e hidrología subterránea.

2.4.3.3 Acerca de la modelación del flujo transitorio de agua

La ecuación de Richards con condiciones iniciales y de frontera adecuadas ha sido utilizada para solucionar problemas de flujo de agua y recarga subterránea (*Jury et al. 1991*). Debido a que ésta es una ecuación diferencial parcial de tipo parabólica es altamente no lineal, es prácticamente imposible solucionar esta ecuación analíticamente en un perfil de suelo parcialmente saturado con condiciones iniciales y de frontera complejas. Además, pueden existir otras complicaciones en la geometría de la región de flujo, la heterogeneidad del suelo y especialmente, en las funciones hidráulicas del suelo que son no lineales. Una alternativa es solucionar esta ecuación numéricamente.

El desarrollo de métodos numéricos que puedan tomar en cuenta todas estas complejidades en los problemas de flujo de agua prácticos ha sido objeto de una intensa investigación en los últimos 30 años, en los campos de hidrogeología, ciencias de la tierra, ingeniería geotécnica e ingeniería ambiental. Los métodos de modelación numérica más comunes son los métodos basados en diferencias finitas, elementos finitos y diferencias finitas integradas. En la actualidad existe una gran variedad de software comercial para realizar modelaciones numéricas de problemas de flujo de agua. En *Tindall and Kunkel (1999)* puede encontrarse una amplia lista de software disponible en el mercado.

Debido a las limitaciones del método de diferencias finitas habitual, se ha producido en los últimos años un cambio de énfasis, sobre todo en la ingeniería civil, hacia el desarrollo de las técnicas numéricas más poderosas basadas en los conceptos de cálculo variacional. Estas nuevas técnicas, comúnmente conocidas como el método de elementos finitos, ya se han aplicado con éxito a muchos de los problemas de flujo de agua.

Por otro lado, la precisión de un esquema numérico es una medida de la proximidad entre la solución aproximada y solución exacta, mientras que la estabilidad de una solución es una medida de la delimitación de la solución aproximada con el tiempo (*Reddy 1993*). El tamaño del intervalo de tiempo puede influir tanto en la precisión como en la estabilidad. Una solución aproximada se construye generalmente de tal manera que converge hacia la solución verdadera cuando el número de

elementos o el grado de aproximación se incrementa y el intervalo de tiempo Δt disminuya. Se dice que un esquema de aproximación es convergente si, para t_s y Δt fijos, el valor numérico converge al verdadero valor como $\Delta t \rightarrow 0$. La precisión se mide en términos de una tasa de convergencia a la solución aproximada. Si un esquema numérico es estable y consistente, también es convergente (*Isaacson y Keller, 1966*). Un esquema numérico se dice que es condicionalmente estable si es estable sólo cuando ciertas restricciones en los intervalos de tiempo se cumplen.

2.4.4 Modelación numérica con SEEP/W

SEEP/W es un programa capaz de modelar geometrías bidimensionales para problemas que van desde casos simples de flujo en medios porosos saturados para un régimen establecido hasta análisis más sofisticados de flujo saturado o parcialmente saturado en condiciones de régimen transitorio.

SEEP/W es parte de Geostudio, una herramienta integrada que permite el uso de un set de programas orientados a la solución de problemas de ingeniería geotécnica. Al usar Geostudio es posible ejecutar todos estos programas en un ambiente común, permitiendo definir un solo modelo que es compartido por todos los programas. Geostudio fue desarrollado por Geo-Slope Internacional Ltd. y en este trabajo se utiliza la versión 2007 de SEEP/W.

El programa resuelve la ecuación de Richards (Ec. 2-64) mediante el método Galerkin de residuos ponderados aplicado a una malla de elementos finitos que pueden ser de 4 lados o triangulares. Para resolver la ecuación de Richards en suelos parcialmente saturados es necesario definir las funciones hidráulicas del suelo.

2.4.4.1 Elementos finitos

SEEP/W utiliza una red de elementos finitos que puede estar constituida por cuadrados, triángulos o ambos. El sistema global de coordenadas utilizado es el primer cuadrante de un sistema convencional cartesiano de xy . Los sistemas de coordenadas locales y globales están relacionados por un conjunto de funciones de interpolación (presentadas por *Bathe, 1982*). SEEP/W utiliza las mismas funciones de interpolación para relacionar los sistemas de coordenadas como para describir la variación de carga dentro del elemento, por lo tanto son elementos isoperimétricos. Estas funciones son adecuadas para los elementos que tienen alguno, ninguno o todos los nodos secundarios definidos. Esto permite una versatilidad considerable en los tipos de elementos que pueden ser utilizados.

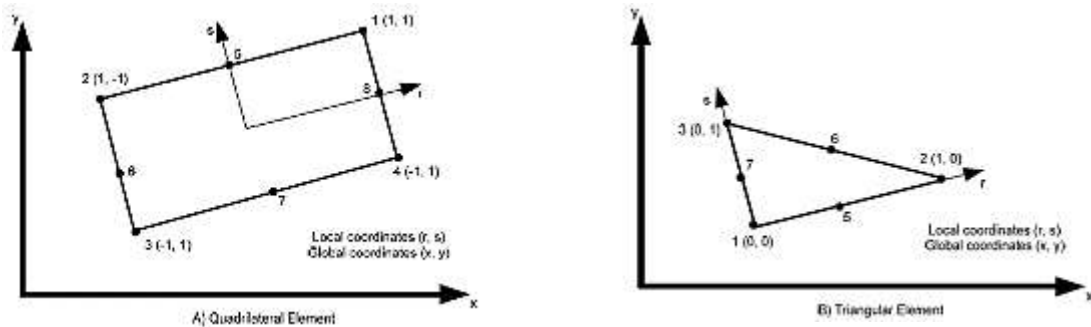


Figure 1: Sistema de coordenadas globales y locales.

Las funciones de interpolación se expresan en términos de coordenadas locales. Por lo tanto, una vez que se especifica un conjunto de coordenadas locales (r, s) , las coordenadas globales correspondientes pueden determinarse. La distribución de carga es lineal cuando los nodos secundarios han desaparecido, y no lineal cuando los nodos secundarios están presentes. En forma de ecuación, el modelo de distribución de carga es:

$$h = \langle N \rangle \{H\} \quad (\text{Ec. 2-62})$$

Donde h es la carga en cualquier coordenada local, $\langle N \rangle$ es el vector de función de interpolación y $\{H\}$ es el vector de cargas en los nodos. Por tanto, los gradientes en la direcciones x y y dentro de los elementos se conocen por:

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\delta \langle N \rangle}{\delta x} \{H\} \quad ; i_y = \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\delta \langle N \rangle}{\delta y} \{H\} \quad (\text{Ec. 2-63})$$

2.4.4.2 Ecuación de flujo

SEEP/W esta formulado sobre la base de que el flujo de agua a través de suelos saturados y parcialmente saturados sigue la Ley de Darcy que se derivó originalmente para suelos saturados, pero más tarde la investigación demostró que también puede aplicarse al flujo de agua a través de suelos parcialmente saturados (*Richards, 1931*).

La velocidad real promedio a la que se mueve el agua a través del suelo es la velocidad lineal, que es igual a la velocidad de Darcy dividida por la porosidad del suelo. En suelos parcialmente saturados, es igual a la velocidad de Darcy dividido por el contenido de agua volumétrico del suelo. SEEP/W calcula y presenta sólo la velocidad Darcy.

La ecuación diferencial que gobierna el flujo de agua en dos dimensiones se expresa como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{Ec. 2-64})$$

Donde H es la carga total, k_x la conductividad hidráulica en dirección x , k_y la conductividad hidráulica en dirección y , Q la frontera de flujo aplicado, θ el contenido de agua volumétrico y t el tiempo. Esta ecuación se conoce como la ecuación de Richards y establece que la diferencia entre el flujo de entrada y salida de un volumen elemental en un punto en el tiempo es igual al cambio en el almacenamiento de los sistemas de suelo. La ecuación de Richards, o cualquiera de sus formas modificadas, ha sido la base para el desarrollo de la mayoría de los modelos numéricos del cálculo de flujo de agua en medios porosos parcialmente saturados (*Espinoza, 1993*). SEEP/W resuelve esta ecuación mediante el método Galerkin de residuos ponderados.

El gradiente hidráulico en el suelo se calcula como la pérdida de carga total dividido por la distancia de flujo entre los dos lugares de medición de carga o:

$$i = \frac{dH}{dL} \quad (\text{Ec. 2-65})$$

En la formulación de elementos finitos, la matriz de gradiente se denomina [B] y se calcula para todos los puntos dentro de un elemento basado en las coordenadas de los nodos del elemento y una función que determina la forma en que se distribuye la carga total dentro del elemento.

2.4.4.3 Funciones hidráulicas

La ecuación de Richards es altamente no lineal y para su solución se requiere de la definición de las funciones hidráulicas del suelo (función de almacenamiento y función de conductividades hidráulicas). SEEP/W permite definir estas funciones manualmente o bien mediante los modelos de predicción. Para la predicción de la función de almacenamiento y de conductividad hidráulica pueden utilizarse los modelos de Fredlund y Xing y Van Genuchten o bien hacer la predicción en base a las funciones tipo que tiene la base de datos de SEEP/W.

Para este trabajo, la función de almacenamiento se estimó a partir de las funciones muestras de la base de datos del programa, especificando el contenido de agua volumétrico saturado y residual. La función de conductividad hidráulica se determinó utilizando el modelo de Van Genuchten (1980).

$$k_w = k_s \frac{[1 - (a\Psi^{n-1})(1 + (a\Psi^n)^{-m})]^2}{((1 + a\Psi^n)^{m/2}} \quad (\text{Ec. 2-66})$$

Van Genuchten mostró que los parámetros de ajuste de la función pueden ser estimados gráficamente de la función de almacenamiento del suelo.

3. SEGURIDAD DE ESTRUCTURAS TÉRREAS CON FLUJO DE AGUA

3.1 Generalidades

Existen numerosos casos prácticos donde es necesario conocer los efectos del flujo del agua en la estabilidad de los taludes de materiales térreos. Estos taludes pueden ser naturales (laderas) o pueden ser artificiales, como los que se construyen para los terraplenes para una presa o un bordo.

Los efectos del flujo del agua en los taludes de estructuras térreas pueden ser:

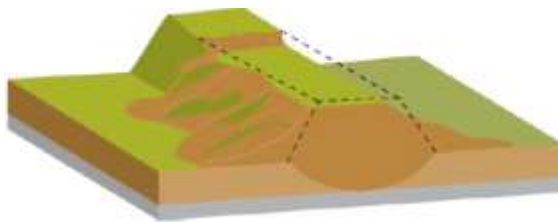
- Erosión interna (tubificación) por remoción de las partículas de suelo, que puede originar conductos de agua en el terraplén del bordo, que al incrementar su tamaño rápidamente, pueden originar la falla del talud.
- Inestabilidad del talud por el aumento en las presiones del agua que puede conducir a la disminución de los esfuerzos efectivos y, por tanto, a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante disponible del suelo.

En función de lo anterior, en este capítulo se abordan los temas de “erosión interna” y “estabilidad de taludes” describiendo los fundamentos teóricos de su naturaleza así como la metodología y métodos más comunes para evaluar su seguridad ante estos fenómenos. Adicionalmente se mencionan otras causas comunes de falla de bordos, así como la descripción detallada de los problemas asociados con el flujo de agua a través de ellos y al fenómeno de vaciado sobre una estructura térrea.

3.1.1 Causas de falla más comunes en bordos

La seguridad de las estructuras térreas comúnmente puede ser afectada por alguna o varias de las siguientes causas.

- Asentamientos diferenciales. Pueden ser ocasionados por la presencia de suelos blandos en la cimentación del bordo ó inclusive en el propio terraplén. También se relaciona con la saturación de una formación arenosa o suelos colapsables dando lugar al fenómeno de licuefacción.



a) Estratos blandos en la cimentación o terraplén



b) Licuefacción de arenas

Fig. 3-1 Fallas de bordo por asentamientos diferenciales

- Agrietamientos. El agrietamiento en un bordo se puede presentar generalmente de forma transversal o longitudinal al eje del bordo. Principalmente es el resultado de los ciclos de humedecimiento-secado a que está sujeto. Se ve favorecido por el cambio brusco en la compresibilidad (asociado a distintos materiales) y/o el espesor de los materiales del subsuelo a lo largo del bordo.

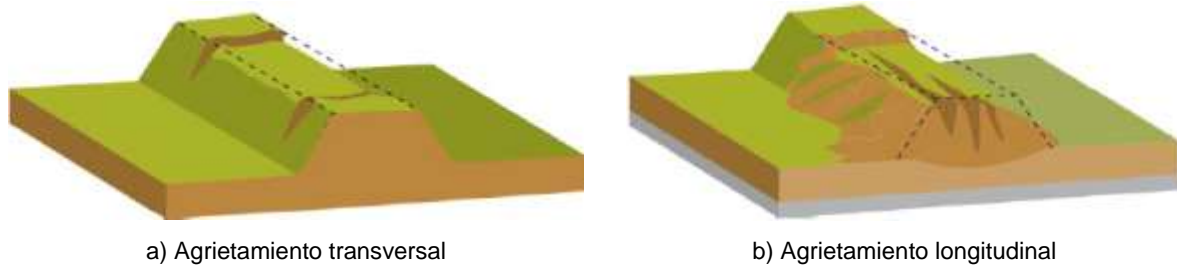


Fig. 3-2 Fallas de bordo por agrietamiento transversal y longitudinal.

- Erosión interna (tubificación). Se originan por el flujo de agua a través del terraplén o de la cimentación del bordo que genera fuerzas de filtración que pueden superar las fuerzas resistentes arrastrando el material hacia aguas abajo del bordo. A medida que las partículas son arrastradas se forma un conducto que va de un lado a otro del bordo incrementando el gradiente hidráulico provocando la falla local del bordo. Este fenómeno es conocido como tubificación y es favorecida generalmente por la acción de animales que construyen sus madrigueras en el terraplén o bien por la presencia de raíces profundas de árboles.

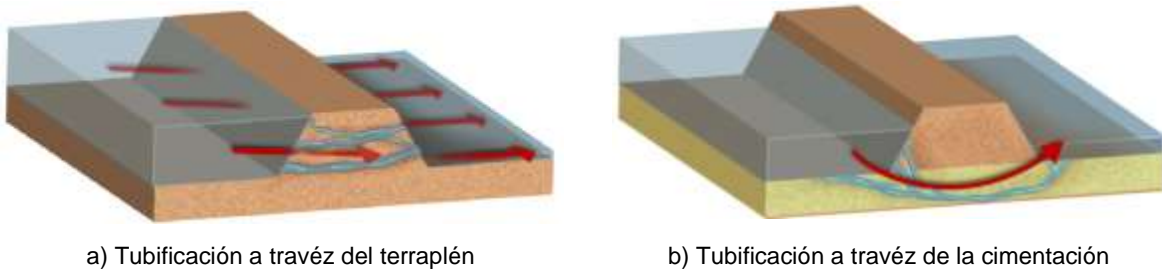


Fig. 3-3 Fallas de bordo por erosión interna.

- Erosión externa. Se caracterizan por el desgaste continuo de alguna parte del bordo debido principalmente a la acción de las fuerzas externas originadas por alguna corriente de agua que puede ser de un río o por el impacto de olas. Estas fuerzas generan pérdida de material que conducen a la falla del bordo.

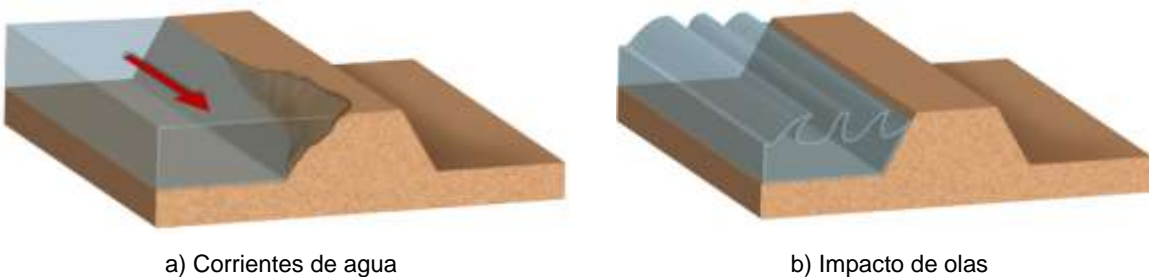


Fig. 3-4 Fallas de bordo por erosión externa.

- Desbordamiento. Se presenta cuando el nivel de agua sobrepasa la altura del bordo, destruyendo poco a poco la corona del mismo hasta que se produce una "Brecha". Si el terraplén es arenoso, el fenómeno ocurre en poco tiempo y una vez abierta la brecha, ésta se amplía rápidamente hacia ambos lados, provocando un severo daño al bordo.

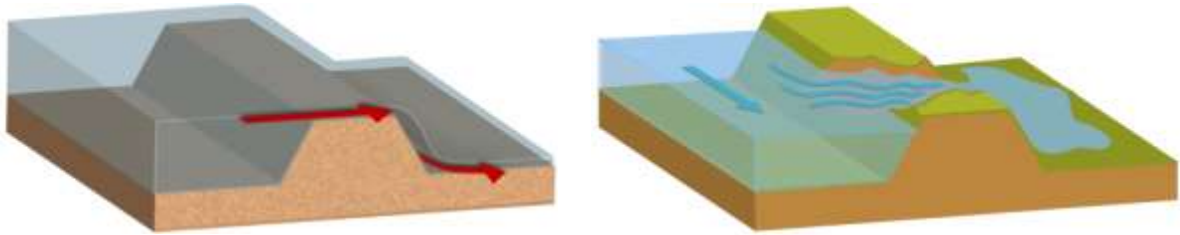


Fig. 3-5 Fallas de bordo por desbordamiento.

- Fallas por cortante. Se presenta debido a una baja resistencia al esfuerzo cortante del suelo o del material que conforma al bordo, en relaci3n con cierta inclinaci3n de los taludes y la altura del bordo. El flujo de agua dentro del bordo reducen los esfuerzos efectivos favoreciendo este mecanismo de falla, al igual que se ven agravados por las condiciones de flujo transitorio asociado a las condiciones de vaciado. Este mecanismo se presenta normalmente cuando existen materiales como las arcillas muy compresibles o turbas (Auvinet et al., 2008).

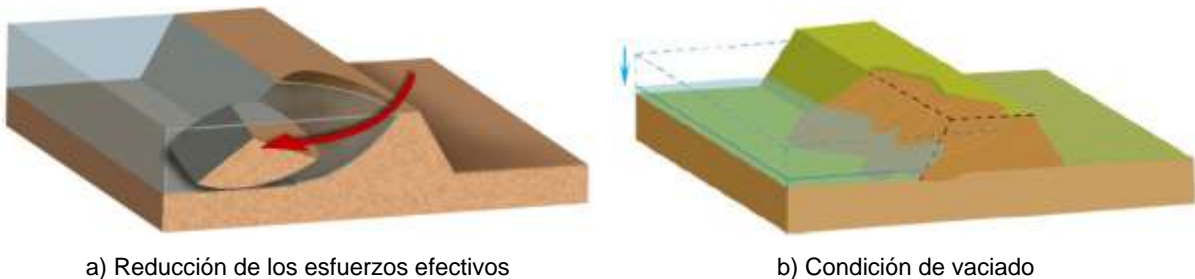


Fig. 3-6 Fallas de bordo por cortante.

- Condiciones eventuales. Además de las causas de falla comunes se suman las condiciones eventuales que se presentan durante la vida útil del bordo y que pueden desencadenar la falla del mismo. Ejemplos de estas condiciones pueden ser el impacto de estructuras sobre el bordo, presencia de raíces profundas de árboles sobre el bordo, madrigueras de animales, la propia acci3n de hombre al edificar o incidir sobre él, etc.

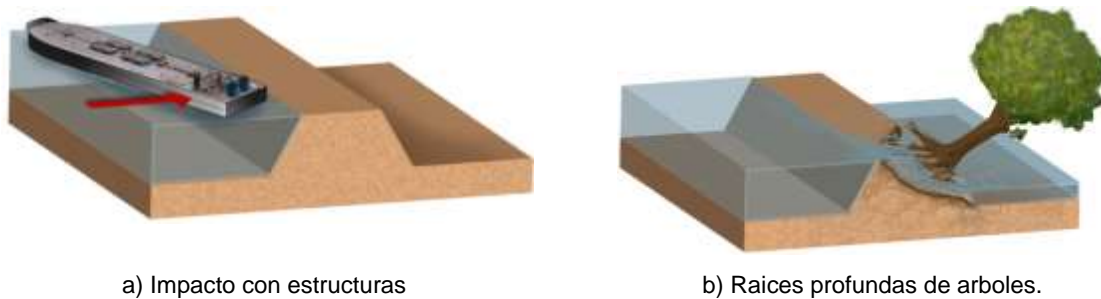


Fig. 3-7 Fallas por condiciones eventuales durante su operaci3n.

3.1.2 Problemas asociados al flujo de agua y al fen3meno de vaciado en un talud

La condici3n de vaciado es un estado límite crítico para muchas presas, bordos, y taludes naturales a lo largo de ríos. Esta condici3n se produce cuando el nivel de agua adyacente a un talud desciende rápidamente en relaci3n con el tiempo requerido para desalojar el agua aun contenida dentro del talud. El agua retenida en el talud genera principalmente dos problemas: la inestabilidad

global de la masa de suelo, asociada al desarrollo de las presiones de poro que reducen los esfuerzos efectivos; y la erosión interna, asociada al desarrollo de fuerzas de filtración que superan las resistentes del material generando la migración de partículas de suelo al exterior.

- Estabilidad del talud:

En el vaciado, a medida que el nivel de agua descende, los esfuerzos totales en el talud se reducen, y el suelo se encuentra en un estado de descarga no drenado. Al mismo tiempo, el efecto estabilizador del agua en la superficie del talud se elimina y los esfuerzos cortantes aumentan.

El problema del vaciado se muestra esquemáticamente en la Fig. 3-8. El vaciado causará una disminución en las presiones de poro dentro del terraplén. Al mismo tiempo, el aumento de esfuerzo cortante puede o bien elevar o bajar las presiones de poro. Estas reacciones de la presión de poro son esfuerzos dependientes y son difíciles de predecir con precisión. Puesto que la resistencia al corte del suelo está directamente relacionada con la presión de poro, las resistencias apropiadas para un análisis de vaciado son difíciles de evaluar.

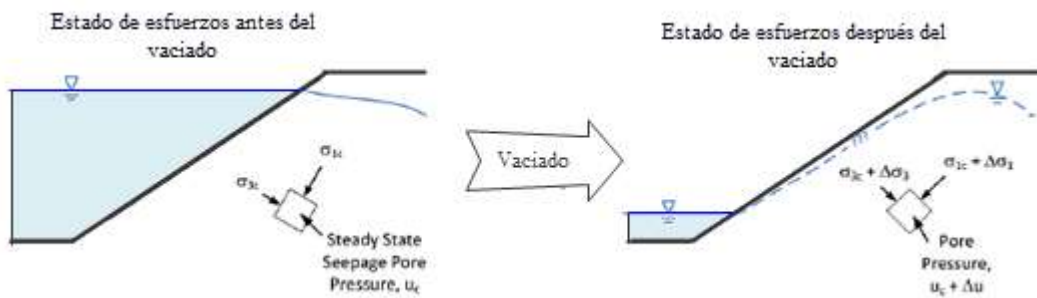


Fig. 3-8 Condiciones de esfuerzo antes y después de un vaciado.

Muchos investigadores han estudiado el efecto del vaciado en la estabilidad global de taludes. En la Fig. 3-9 se muestra la variación de la seguridad del talud contra deslizamiento (estabilidad global) respecto a la variación del nivel del agua exterior (río o embalse). De acuerdo con [Li \(2011\)](#), el escenario más conservador se presenta cuando el vaciado ocurre después de un prolongado descanso (es decir sin variación) del nivel de aguas exterior.

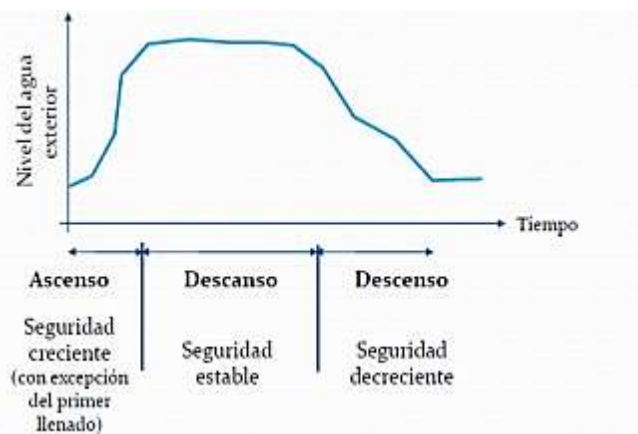


Fig. 3-9 Efectos del vaciado en la estabilidad global de taludes. [Li \(2011\)](#).

Se han desarrollado muchas metodologías de análisis para el problema de estabilidad de taludes bajo condiciones de vaciado. Algunos en términos de esfuerzos totales y otros en términos de esfuerzos efectivos. Los métodos basados en esfuerzos totales siguen el enfoque geotécnico

tradicional para problemas de carga rápida mediante la inclusión de los efectos del cambio de presión de poro de manera implícita en el modelo de resistencia. Las soluciones de esfuerzos efectivos tratan de predecir de forma explícita los cambios en la presión de poro y calcular los esfuerzos resistentes usando parámetros de resistencia al corte no drenados. Sin embargo, como se ha señalado por *France & Winckler (2008)*, el análisis de vaciado sigue siendo uno de los casos más incomprendidos de la estabilidad de taludes.

- Erosión interna

El flujo de agua en un bordo genera fuerzas de filtración (Fig. 3-10) que pueden ocasionar la erosión interna (tubificación) del mismo. La tubificación es el término que más se emplea, aunque frecuentemente en forma ambigua, para describir los problemas asociados con fuerzas de filtración, mismos que son proporcionales a los gradientes hidráulicos generados por el flujo de agua. Cuando en un bordo se tiene un régimen establecido las fuerzas de filtración se presentan en el talud de aguas abajo (Fig. 3-11a). Cuando se presenta el fenómeno de vaciado se tiene un problema de flujo de agua en régimen transitorio y las fuerzas de filtración de salida se presentan tanto en el talud de aguas abajo como en el de aguas arriba (Fig. 3-11b). En la Fig. 3-12 se ilustra el comportamiento t pico de un talud sometido a vaciado.

El desarrollo de las fuerzas de filtración durante un vaciado es un tema poco estudiado, ya que los análisis de flujo de agua transitorio son poco comunes en la práctica debido a la complejidad de las ecuaciones y a las dificultades para determinar las propiedades hidráulicas que se requieren para resolver un problema de este tipo. Sin embargo, existen muchos criterios de diseño contra erosión interna, los cuales permiten determinar si las fuerzas de filtración generadas por el vaciado pueden ocasionar la erosión interna de la estructura térrea.

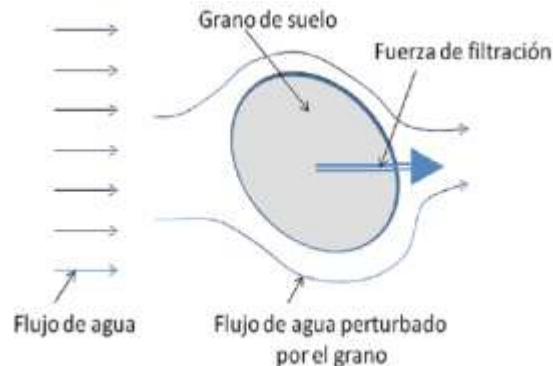


Fig. 3-10 Esquema de un grano de suelo sujeto a flujo de agua y fuerzas de filtración. *Li & Arroyo 2011*.

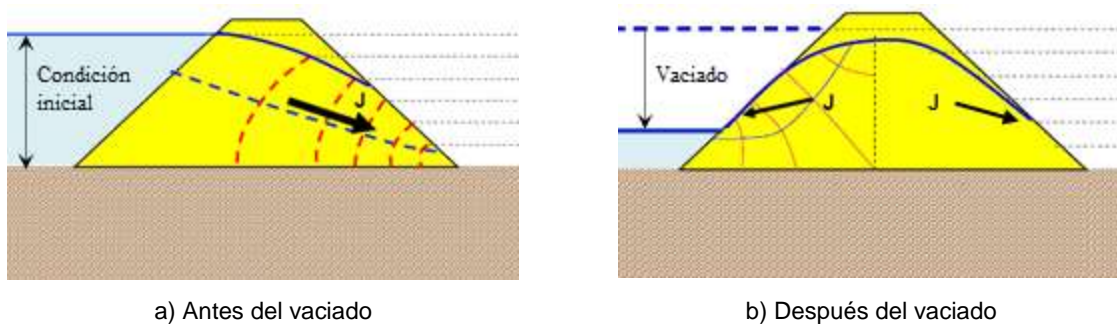


Fig. 3-11 Fuerzas de filtración antes y después de un vaciado. *Ramírez-Reynaga, 2008*.

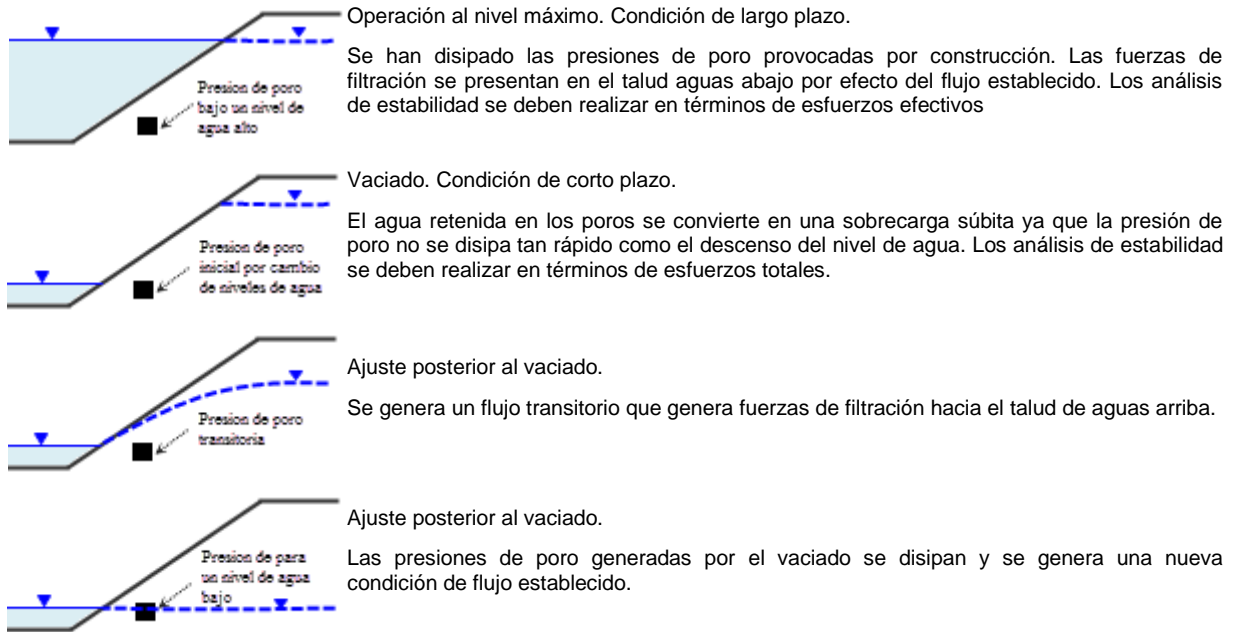


Fig. 3-12 Comportamiento del flujo de agua en un talud sometido a condiciones de vaciado. *Ramírez-Reynaga, 2008.*

3.2 Erosión interna

3.2.1 Generalidades

El término erosión interna es usado como un término genérico para describir la erosión de partículas de suelo por el paso del agua a través de una masa de suelo. Este flujo de agua genera fuerzas de filtración que pueden ocasionar la tubificación del suelo, formando cavidades, en donde la fuerza de infiltración ha superado la resistencia del suelo. De acuerdo con *Jantzer (2009)*, en los últimos años la investigación sobre erosión interna se ha centrado en cómo la erosión interna inicia y sobre los factores que conducen a su progresión y finalmente, a la falla de la estructura.

Los fenómenos de erosión interna son complejos, locales y difíciles de medir. En consecuencia, son distinguidos, clasificados y nombrados, dependiendo de las condiciones de frontera, la naturaleza del suelo y el sentido del flujo (*Ziems 1969*).

A menudo es difícil determinar con precisión la causa de un accidente o falla de una estructura térrea ya que varios tipos de procesos y múltiples modos de falla podrían estar involucrados. La erosión interna tiene una tendencia a destruir la evidencia de las causas iniciales, que podrían haber existido. *Sherard (1986)* anotó "otro problema común es que las diferentes partes interesadas tienen diferentes intereses en el resultado de las investigaciones. Es natural que el diseñador quiere demostrar que el diseño es impecable, que el ingeniero que controlaba la construcción quiere mostrar que la supervisión de la construcción se hizo con cuidado, y que el dueño quiere establecer con claridad que alguien es responsable, etc.". Esto puede obstruir el proceso de investigación y llevar a que no hay conclusiones definitivas. Sin embargo, *Peck (1980)* afirma que la falla de una estructura térrea rara vez es la consecuencia de un defecto único. "Normalmente hay al menos algún otro defecto o deficiencia, y la falla se produce cuando dos o más coinciden.

El tiempo para desarrollar la falla por erosión interna y las señales de advertencia que pudieran ser evidentes antes de la falla son factores importantes en la evaluación de si las medidas para evitar la falla son posibles o qué tiempo estará disponible para evacuar la población en riesgo por este evento.

En *Fell y col. (2003)* presentaron un método que da una estimación aproximada del tiempo de progresión de la erosión interna y la tubificación, y el posterior desarrollo de una ruptura que lleva a la falla de estructuras de tierra y sus cimentaciones. También brinda orientación sobre la detectabilidad de la erosión interna, teniendo en cuenta el mecanismo de iniciación, continuación, y la progresión para formar una ruptura.

Fell y col. (2003) not  que a menudo no es posible identificar el momento de la iniciación de la erosión, y los primeros signos de erosión tienden a estar en la fase de progresión, con una pérdida concentrada de material. El problema para detectar la erosión interna que se ha iniciado se refiere a los mecanismos típicos de la iniciación: *la tubificación retrógrada, erosión de contacto, concentración de flujo y sufusión.*

3.2.2 Fundamentos teóricos

3.2.2.1 Ley de la erosión interna

Hasta ahora, no se ha logrado una ecuación constitutiva integrada de la erosión del suelo. En primer lugar, los fenómenos dependen de la naturaleza del suelo y de la turbulencia del flujo. En todas las situaciones, el criterio es una combinación de condiciones geométricas, hidráulicas y mecánicas. *S. Garner* propuso un marco que captura los factores más importantes de la erosión interna. Se basa en tres conjuntos de condiciones que incluyen la susceptibilidad geométrica (distribución de tamaños de grano, relación de vacíos), hidráulica (velocidad de infiltración, gradiente hidráulico) y mecánica (confinamiento, esfuerzos diferenciales y esfuerzos dinámicos).

La intersección de dos de ellas indica la forma del peligro:

- Susceptibilidad geométrica e hidráulica = Transporte de partículas
- Susceptibilidad geométrica y mecánica = Liberación de partículas
- Susceptibilidad hidráulica y mecánica = Energía de erosión

La intersección de todas representa el colapso de la estructura térrea.

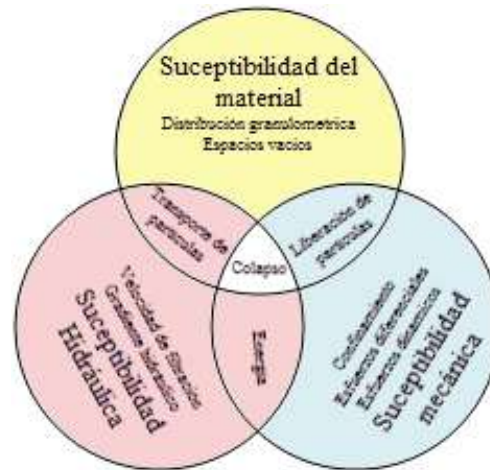


Fig. 3-13 Diagrama de Venn de las condiciones del proceso de erosión interna.

La mayoría de los criterios de diseño contra erosión interna se basan en el análisis de la susceptibilidad geométrica e hidráulica.

- *Criterio geométrico*

La masa de suelo se considera como un medio continuo para los propósitos de análisis y diseño aunque est  compuesto de partículas discretas. Sin embargo, en la determinación de las

características del suelo, tales como la permeabilidad, la resistencia y compresibilidad; el análisis debe llevarse a cabo en las interacciones a nivel de partículas mediante el estudio de la estructura del material (Mitchell, 1993).

Jantzer (2009) establece que la estabilidad interna de una estructura del suelo se atribuye básicamente a la forma de la curva granulométrica que se describe por el coeficiente de uniformidad C_u . Pero se sabe que también se verán afectadas por el efecto perturbador de las fuerzas de filtración y las vibraciones, la segregación durante la colocación y la porosidad (Kenney y Lau, 1985; Chapuis, 1992).

- *Criterio hidráulico*

Este criterio es una teoría que describe los fenómenos que rodean el trabajo realizado por las cargas hidráulicas para mover una partícula de suelo. Jantzer (2009) señala que para movilizar una partícula, no sólo es suficiente que el tamaño de poro sea lo suficientemente grande, sino también que la fuerza de filtración ejercida necesita superar las fuerzas de resistencia, tales como el propio peso de la partícula y la resistencia a la fricción debido a la interacción con otras partículas. En consecuencia, surge la idea del gradiente hidráulico crítico, descrito brevemente en la sección 3.2.2.3, cuando éste es excedido se inicia el transporte incontrolado de partículas de suelo.

Con base en los conceptos de gradientes hidráulicos críticos y las velocidades de flujo críticas; Perzmaier et al. (2007) proporcionaron una descripción general de los criterios hidráulicos; en su publicación también describen la diferencia entre el flujo que existe en un proceso de salida no filtrado y un proceso con una matriz de suelo.

En la actualidad, sin datos suficientes para proponer una ley mundial unificada de la erosión interna del suelo, los criterios de umbral de desprendimiento tienen que ser medidos de acuerdo con el tipo de evento inicial (ICOLD 2007).

3.2.2.2 Factores que contribuyen a la erosión interna

- a) La existencia de un gradiente hidráulico entre la zona de entrada de agua y la zona de salida. Ambas zonas deben encontrarse pues a cotas topográficas distintas. Cuanto mayor es el gradiente hidráulico mayor es la frecuencia del proceso.
- b) Grado de cohesión del suelo o roca, que debe carecer de elementos estructurantes (como la materia orgánica y la arcilla) o cementantes o tenerlos escasos o bien tener propiedades fisicoquímicas que propicien la dispersión, como un elevado contenido de Na soluble y/o adsorbido en los minerales arcillosos (en general se consideran contenidos potencialmente peligrosos aquellos superiores al 13% del complejo de saturación). O bien que en la roca existan minerales fácilmente solubles que, una vez disueltos por la acción del agua, originen una red de macroporos. En el grado de cohesión de la roca, sedimento o suelo interviene también el rango de tamaños de sus partículas minerales: cuanto más estrecho sea este rango granulométrico menos cohesivo será el material (Terzaghi, 1945) puesto que los granos del mismo tamaño pueden rotar fácilmente por una presión externa, lo cual no ocurre cuando los granos son de diferente tamaño y se traban entre sí.
- c) Existencia de fisuras y/o macroporos por los que el agua pueda desplazarse con más o menos facilidad.
- d) Fugas de instalaciones embebidas en las estructuras térreas. La erosión interna se presenta a lo largo del contacto entre el suelo y las instalaciones. El estado de esfuerzos alrededor de una galería enterrada y las dificultades de asegurar una buena compactación en esta zona hacen del contacto galería-relleno un camino potencial de fugas. Sherard recomendó colocar el relleno en esta zona con alto contenido de agua así como instalar un filtro y un dren alrededor del extremo aguas abajo del conducto.

Cualquier proceso que afecte a cualquiera de los factores esenciales anteriores, podrá desencadenar procesos de erosión interna: un aumento del gradiente hidráulico (por elevación de la cota superior o disminución de la cota inferior), un ensanchamiento de la red de macroporos (por la

fauna, por un movimiento sísmico, por disoluci3n de granos minerales solubles, etc.), entre muchos otros.

3.2.2.3 *Gradiente hidráulico crítico*

El gradiente hidráulico crítico es una medida implícita de la resistencia del suelo a la erosi3n interna resultado de un criterio hidráulico. Se demuestra de la siguiente manera:

Las variaciones que aparecen en las presiones neutras implican variaciones en las presiones efectivas, es decir:

$$\Delta\sigma' = -\Delta u \quad (\text{Ec. 3-1})$$

Si se le asigna la variable z a la altura de suelo que se tiene punto a punto, medida desde la superficie del terreno, la presi3n efectiva se define como:

$$\sigma' = \gamma'z + \Delta\sigma' = \gamma'z - \Delta u \quad (\text{Ec. 3-2})$$

Para el caso en que la presi3n efectiva sea nula, se arriba a un estado crítico donde la resistencia al esfuerzo cortante del suelo tiende a cero al igual que en los líquidos.

$$\sigma' = \gamma'z - \gamma_w i z = 0 \quad (\text{Ec. 3-3})$$

$$\gamma' = \gamma_w i \quad (\text{Ec. 3-4})$$

Se llega a determinar un valor de gradiente hidráulico i , denominado gradiente hidráulico crítico. A partir de este valor, el suelo pierde toda capacidad de resistencia al corte, y se dice que a partir de este valor inicia la erosi3n interna por tubificaci3n retrograda.

$$i_c = \gamma' / \gamma_w \quad (\text{Ec. 3-5})$$

Dicho de otra manera, se llama gradiente hidráulico *crítico* al que resulta del perfecto equilibrio entre estas fuerzas, considerando el peso sumergido del suelo. El gradiente crítico es aproximadamente igual a 1 para condiciones de flujo vertical. Sin embargo, este criterio sobrestima la magnitud del gradiente hidráulico crítico. Bligh y Lane realizaron estudios en muchas presas y obtuvieron rangos del gradiente hidráulico crítico mucho menores a 1, en el capítulo 3.2.3.3 se muestran un resumen de estos valores admisibles para diferentes tipos de material. Además, *Wan y Fell (2004c, 2007)* y *Skempton y Brogan (1994)* realizaron pruebas de laboratorio que muestran que la erosi3n en los suelos no cohesivos internamente inestables inicia con gradientes hidráulicos de salida más bajos que el gradiente crítico o del esfuerzo efectivo cero. Para los suelos internamente inestables probados, todos comenzaron a erosionarse con gradientes ascendentes de 0.8 o menos, algunos con menos de 0.3. Hay una tendencia general que los suelos con una mayor porosidad comienzan a erosionarse a gradientes hidráulicos más bajos. Los suelos con porosidad mayor ensayados comenzaron a erosionarse en gradientes inferiores a 0.3. Los suelos con finos plásticos requieren mayores gradientes para comenzar a erosionarse. Los suelos con brechas en su graduaci3n tendieron a iniciar su erosi3n con gradientes más bajos que los suelos sin brechas en su graduaci3n con el mismo contenido de finos.

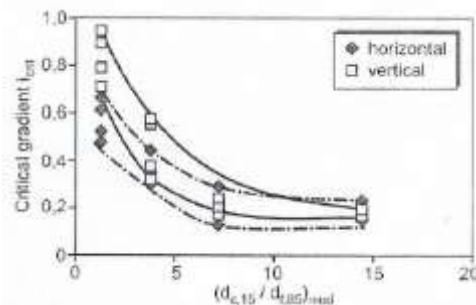


Fig. 3-14 Comparaci3n de gradientes críticos para flujo vertical y horizontal. *Adel (1988)*.

Por otro lado, los criterios de gradiente hidráulico crítico mencionados líneas arriba aplican únicamente cuando se tienen condiciones de flujo ascendente. Adele (1988) demostró que para condiciones de flujo horizontal el gradiente hidráulico crítico es menor, ver Fig. 3-15.

3.2.3 La tubificación

3.2.3.1 Definición

La tubificación es el modo de falla de la erosión interna que se forma debido a la presencia de algún mecanismo iniciador (erosión de contacto, tubificación retrógrada, sufusión o por flujo concentrado) en una zona permeable y que resultan en la formación de un túnel continuo llamado "ducto" o "tubo" que va desde aguas abajo hacia el embalse a través del terraplén o su cimentación (a excepción de la erosión por flujo concentrada). La formación de los "tubos" sigue la trayectoria de las líneas de corriente (Fig. 3-15).

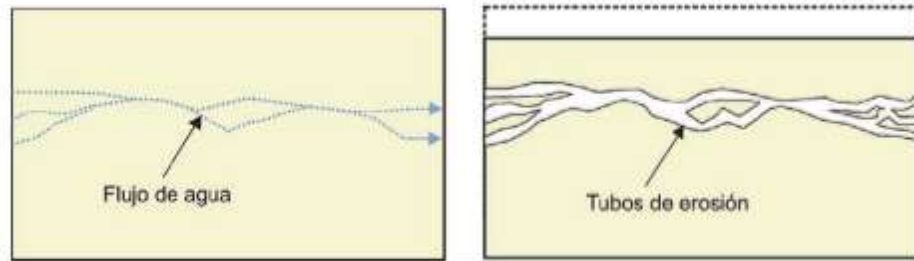


Fig. 3-15 Trayectoria de los ductos formados por la tubificación. Li & Arroyo.

El fenómeno de la tubificación depende de las características físicas y químicas de las partículas del suelo, como son su tamaño, peso y adherencia entre ellas, es decir, entre menos pesadas y adherentes sean estas partículas, la facilidad de ser arrastradas por el agua es mayor. Sin embargo, de acuerdo con Fell et al. (2005) se requieren de cuatro condiciones para que la tubificación se desarrolle:

1. Una fuente de agua o filtración concentrada (en cantidad y velocidad suficiente para erosionar el material).
2. Un punto de salida desprotegido.
3. Materiales erosionables en la trayectoria del flujo.
4. Material capaz de soportar una ducto o canal.

El desarrollo de tubificación suele ser un proceso muy rápido, dejando poco tiempo para las acciones apropiadas. Los estudios de caso de fallas de tubificación y accidentes en presas incluidos en Foster et al. (2000b) reveló que para la mayoría de las fallas, la ruptura se llevó a cabo dentro de las 12 h de la evidencia visual del inicio de la tubificación, y en muchos casos, este proceso tomó menos de 6 h. Alrededor de dos terceras partes de las fallas se produjeron en el primer llenado o en los primeros 5 años de operación

En una estructura de tierra como las presas y bordos, la tubificación se puede presentar de las siguientes formas:

- Tubificación a través de terraplén. La instalación de conductos a través del bordo y/o a través de la cimentación parece tener una influencia importante en la iniciación de la tubificación a través del terraplén. La tubificación comienza alrededor o cerca de conductos en un 66% de las causas conocidas de falla (Fell 2007). Una posible razón que haría que los conductos que pasan por la presa sean tan susceptibles a los incidentes de tubificación debe ser el deterioro químico de los conductos que inducen filtraciones en particular cuando los conductos son muy antiguos y su ubicación se desconoce.

- Tubificaci3n a través de la cimentaci3n. La relaci3n entre el número de accidentes con el número de fallas por medio de tubificaci3n a través de la cimentaci3n (77 accidentes y 19 fallas *Fell 2007*) es significativamente mayor en comparaci3n con la tubificaci3n a través del terraplén, lo que indica que este tipo de la tubificaci3n es más fácil ser detectado por mantenimiento. Como era de esperar, las presas con tablestacas de penetraci3n parcial parecen ser mucho más propensos a sufrir incidentes de tubificaci3n en la cimentaci3n en comparaci3n con las presas con penetraci3n total.
- La tubificaci3n del terraplén hacia la cimentaci3n. Las presas y bordos cimentados sobre roca con juntas continuas y abiertas requieren vigilancia, debido al hecho de que la tubificaci3n de materiales del terraplén a la roca es más probable de que se presente. Las presas cimentadas en suelos glaciares son aproximadamente 2.5 veces más propensos a experimentar incidentes la tubificaci3n que el promedio de presas y para los suelos coluviales esto es 5 veces más probables.

Foster et al. (2000a) analizaron muchos casos de falla en presas donde estudiaron los factores que afectan con frecuencia a los incidentes de: tubificaci3n a través del terraplén, de la cimentaci3n, del terraplén a la cimentaci3n, deslizamiento aguas abajo y de deslizamiento de aguas arriba. Todos los tipos de incidentes fueron examinados con respecto a las características de la presa, como por ejemplo, zonificaci3n del cuerpo, año de construcci3n, altura de la corona, filtros, tipos de suelos base, compactaci3n, ubicaci3n de conductos y la geología de la cimentaci3n. El documento contiene un gran número de observaciones importantes y es muy recomendable para la lectura adicional.



Fig. 3-16 Tipos de fallas por desarrollo de la tubificaci3n.

Por otro lado, cuando el suelo no es capaz de sostener un ducto las partículas de suelo son erosionadas y el espacio vacío crece hasta que el techo ya no puede ser soportado y en ese momento colapsa cerrando el vacío. Este mecanismo se repite progresivamente hasta romper el coraz3n de la estructura o el talud de aguas abajo es erosionado hasta el punto de la inestabilidad. Este proceso es llamado comúnmente como "erosi3n progresiva", ver Fig. 3-17.

Otro caso particular que puede desencadenar la erosi3n interna y la tubificaci3n es el llamado "levantamiento". El levantamiento es el movimiento de un bloque de suelo en la superficie de suelo bajo efectos de gradiente hidráulico. Generalmente ocurre cuando una capa impermeable cubre a una capa más permeable cerca del pie del talud aguas abajo de una presa o bordo, en donde se presentan flujos de salida (ver Fig. 3-18). La concentraci3n de presi3n debajo de la capa impermeable puede generar altas fuerzas ascendentes capaces de mover y romper el material de la capa impermeable. Esto a su vez puede llevar al desarrollo rápido de la tubificaci3n (a menos que se alivie la presi3n hasta el punto donde las velocidades de filtraci3n no son suficientes para mover las partículas del suelo). Este caso también se le conoce como "revent3n", especialmente si ocurre en un área local.

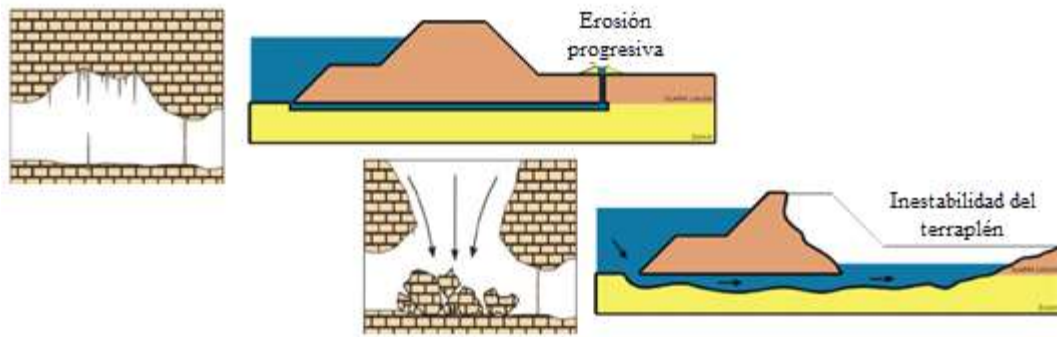


Fig. 3-17 Esquema del mecanismo de erosión progresiva.

El fenómeno de levantamiento se puede presentar en suelos cohesivos y granulares, generalmente se acompaña por lloraderos en taludes, ebullición de arena, entre otras evidencias. Aunque este fenómeno se ha estudiado junto con otros hechos asociados con fuerzas de filtración, tales como tubificación, generan la confusión de que todos ellos pertenecen a una sola clase de problemas. En realidad, el levantamiento se relaciona a la inestabilidad global, mientras la tubificación se relaciona con la inestabilidad interna.

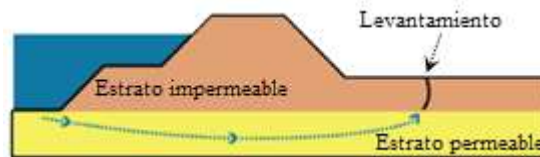


Fig. 3-18 Esquema del mecanismo de erosión por levantamiento.

Con el fin de simplificar la clasificación y de planear las pruebas de laboratorio de erosión interna, los expertos determinaron principalmente cuatro mecanismos iniciadores (*Fell y Fry, 2007*): concentración de flujo, tubificación retrógrada, sufusión y la erosión de contacto. Sin embargo, también puede empezar por agujeros que hayan quedado por el arranque de raíces o troncos. Además, cabe mencionar que el fenómeno puede aparecer desde el primer llenado o después de varios años que se construyó la estructura de tierra.

3.2.3.2 Mecanismos iniciadores

Erosión de contacto

La Erosión de contacto puede desarrollarse dentro del cuerpo del terraplén o en la cimentación de la presa, en la interface entre dos medios donde el cuerpo filtrante no es efectivo. Entonces el flujo transporta las partículas más pequeñas entre las oquedades más amplias, llamadas partículas estructurales, las cuales forman el esqueleto del suelo en donde comienza el proceso. Los granos son transportados en forma selectiva, distinguiéndose dos tipos de erosión de contacto:

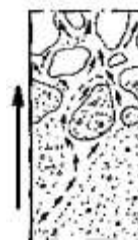
- Erosión de contacto interna o erosión volumétrica, se desarrolla en el interior de un suelo donde la distribución del tamaño del grano no tiene las condiciones de autofiltración.
- Erosión de contacto externa, se desarrolla en la interface entre un material grueso y uno fino, bajo el efecto de un flujo paralelo a la interface. Esta situación es muy frecuente en cimentaciones de aluvión, en cualquier interface entre el terraplén y su cimentación o en el contacto entre dos capas sucesivas de arena y grava.

Los materiales heterogéneos son inevitablemente propensos a peores tipos de erosión de contacto por combinar la externa en lugares con una situación general de erosión de contacto interna. Los

materiales con contenido de finos son modificados en horas y tienden a disminuir o incrementarse en un momento dado.



a) Erosión de contacto externa



b) Erosión de contacto interna

Fig. 3-19 Tipos de erosión de contacto.

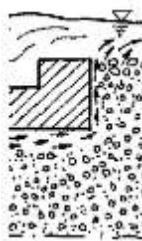


Fig. 3-20 Ejemplo de una erosión de contacto en un bordo.

Erosion por concentración de flujo

La erosión por concentración de flujo de agua puede ocurrir a través de una grieta en un terraplén o de su cimentación, causadas por asentamientos diferenciales, la desecación, congelación y descongelación, la fractura hidráulica (cuando se alcanza un nivel crítico o por fugas en tuberías instaladas), espacios vacíos en el contacto con una pared rígida (estructuras de concreto o tuberías instaladas), o puede ocurrir en un material mal compactado que forma un sistema de grandes espacios comunicados entre sí.

Sherard (1986) señaló que el agrietamiento del núcleo probablemente ocurre en la mayoría de las presas de materiales sueltos. En suelos cohesivos el inicio de la erosión interna se produce cuando el esfuerzo cortante impuesto por el flujo de agua excede el esfuerzo cortante crítico de los suelos, determinado a partir de la prueba Hole Erosion o similar. El criterio de desprendimiento de la prueba Hole Erosion fue propuesto por Fell 2007 y desarrollado e interpretado por Bonelli 2009. El esfuerzo cortante crítico parece variar en varios órdenes de magnitud en función de las propiedades del material del núcleo, desde casi cero hasta alrededor de 150Pa (Wan y Fell, 2002, 2004). La tasa de erosión una vez que se supera este umbral similarmente varía en varios órdenes de magnitud.



a) Erosión de interfaz rígida



b) Erosión por fugas

Fig. 3-21 Ejemplos de erosión por flujo concentrado.

El mecanismo de erosión por concentración de flujo se inicia directamente desde la fuente de agua y avanza hasta que encuentra un punto de salida. En la etapa final de estos procesos, se desarrolla la tubificación ocasionando la pérdida del pie del talud, asentamientos en la corona o la inestabilidad de los taludes.

Sufusión

Ocurre cuando las partículas más finas de un suelo se erosionan a través de la fracción más gruesa del mismo por el flujo de agua, ocasionando una pérdida de material que puede formar grandes agujeros, dejando tras de sí un esqueleto del suelo grueso y que es más permeable. Los suelos internamente inestables se caracterizan por ser suelos ampliamente graduados con una curva granulométrica relativamente plana. La sufusión es la erosión generalizada que ocurre en los suelos internamente inestables.

Kovacs (1981) definió la sufusión como la “redistribución de granos finos dentro de un estrato... cuando el volumen sólido de la capa no cambia, solo se altera la permeabilidad local”. La Sufusión “es probable que sea un proceso de desarrollo más lento, acompañado por más aumentos graduales en las filtraciones y cambios en la presión de poros con el tiempo”. Existen 3 tipos de sufusión (Fig. 3-22):

- Sufusión interna. En una misma matriz de suelo, las partículas más finas se transportan en forma acelerada a través de la estructura de los granos más gruesos. Este fenómeno es muy corto en el sentido de que ocasiona una ampliación o expansión temporal y local en la matriz de suelo. Es decir, la sufusión interna describe el movimiento de finos que afecta únicamente a la permeabilidad local.
- Sufusión externa. Se presenta entre la capa superior del suelo y el agua superficial. Según Fell & Fry (2007) se considera muchas veces la sufusión externa como un tipo erosión de contacto. Kovas (1981) señaló que la sufusión externa se presenta cuando el volumen de la matriz sólida de un suelo es reducido, acompañado por un incremento de la permeabilidad, pero sin que la estabilidad del esqueleto compuesto por los granos más gruesos sea afectada.
- Sufusión de contacto. Se define como la sufusión en la zona de contacto entre dos capas que tienen dos diferentes composiciones de materiales de suelo. Las fracciones de material fino se transportan hacia el interior del suelo más grueso.

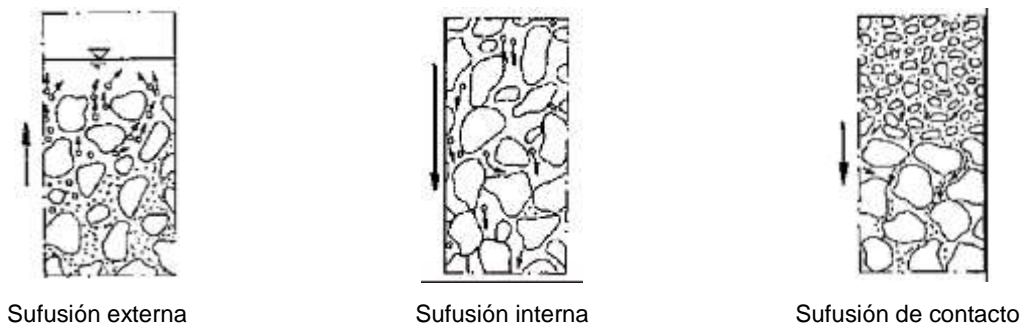


Fig. 3-22 Tipos de erosión interna por sufusión.

La erosión de los finos dentro de la matriz más gruesa se producirá cuando la velocidad del flujo en los poros sea lo suficientemente grande para mover las partículas dentro de los poros del suelo. El tamaño de partículas dentro del suelo que son vulnerables al movimiento, debido a si el suelo es internamente inestable, se puede estimar utilizando Kenney y Lau (1985).

Para que la sufusión se presente se deben cumplir tres condiciones:

- El tamaño de las partículas finas del suelo debe ser menor que el tamaño de los espacios entre las partículas más gruesas, que conforman el esqueleto básico del suelo.

- La cantidad de partículas finas del suelo debe ser menor que las necesarias para llenar los vacíos del esqueleto base formado por las partículas más gruesas. Si hay más partículas finas que las requeridas para llenar los vacíos, las partículas más gruesas estarán "flotando" en la matriz de partículas finas del suelo, en vez de formar el esqueleto del suelo base.
- La velocidad de flujo a través de la matriz del suelo debe ser lo suficientemente alta para mover las partículas finas sueltas del suelo a través de los huecos de las partículas de suelo más gruesas.

Si la Sufusión ocurre dentro de un terraplén o de la cimentación de una estructura de tierra dará lugar a una estructura del suelo más gruesa, lo que lleva a una mayor permeabilidad y filtración, asentamiento probable del terraplén, y una mayor probabilidad de inestabilidad de taludes aguas abajo que pueden resultar en la falla de la estructura de tierra.

La sufusión o inestabilidad interna a través de la cimentación de una estructura térrea puede estar activa durante siglos en los suelos aluviales. En general, los suelos aluviales, depuesto por los grandes ríos como el Rin, el Danubio, Ródano o Mississippi, han experimentado el mayor número de incidentes de tubificación (*Fell & Fry, 2007*). Las presas cimentadas en suelos glaciares y coluviales son más propensas a sufrir accidentes de tubificación, pero son menos propensos a experimentar la falla total por tubificación. Los suelos coluviales son más susceptibles a la sufusión de contacto. De acuerdo con el lento proceso de este tipo de erosión, parece que una vigilancia adecuada logra que la falla sea muy rara.

Tubificación retrógrada

El término tubificación retrógrada es usado genéricamente en la literatura para describir los problemas asociados con fuerzas de filtración, pero en la actualidad se refiere a un mecanismo específico de erosión interna.

La tubificación retrógrada implica el desprendimiento de partículas de suelo bajo un gradiente hidráulico saliente del suelo o estructura térrea. El gradiente hidráulico existente a la salida debe ser lo suficientemente grande para desprender las partículas de la superficie. La zona con el más alto gradiente se ira erosionando de tal forma que el fenómeno continuará en forma progresiva hacia aguas arriba. Si el suelo es homogéneo, este fenómeno continuará hasta hacer un "camino" en el material, ocurriendo el fenómeno de tubificación. Si el suelo es heterogéneo, la erosión regresiva se desarrollará hasta el momento en que el gradiente hidráulico local sea tan bajo, que no influya en el arrastre de partículas. Este mecanismo es definido como tubificación retrógrada, ya que el proceso siempre sucede desde el lado aguas abajo hacia aguas arriba en contra de la dirección del flujo de agua.

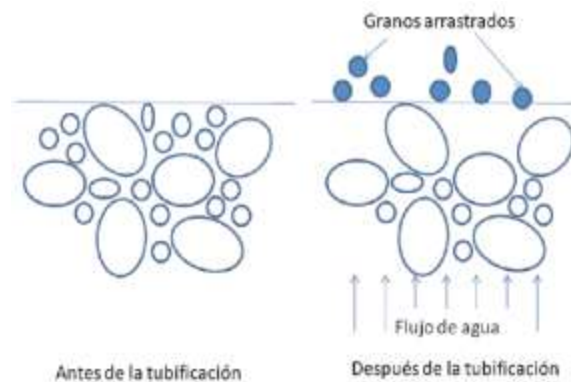


Fig. 3-23 Arrastre de granos de suelo por efecto de la tubificación retrógrada (*Li & Arroyo, 2011*.)

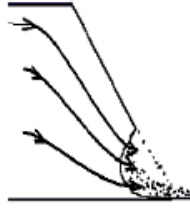


Fig. 3-24 Esquema de falla de un terraplén por tubificación retrograda.

Los suelos granulares no uniformes son más susceptibles a la tubificación retrógrada, especialmente aquellos cuyo granos se dividen marcadamente por dos fracciones, una que es más gruesa que la otra. Estos suelos, se conocen como de granulometría discontinua.

Se pueden identificar los suelos susceptibles a la tubificación retrógrada por medio de criterios geométricos que emplean, como datos básicos, curvas granulométricas. Para el diseño se usan criterios hidráulicos, los cuales establecen gradientes hidráulicos críticos permisibles. En un material no susceptible a la tubificación retrógrada, el gradiente hidráulico crítico es aproximadamente igual a uno cuando se tienen condiciones de flujo vertical, ya que se ha demostrado que en condiciones de flujo horizontal el gradiente hidráulico crítico puede ser mucho menor. En cambio, un suelo susceptible a la tubificación retrógrada tiene gradiente hidráulico crítico mucho menor, que puede alcanzar hasta 0.20 (*Li & Arroyo, 2011*). Los criterios hidráulicos del desprendimiento de partículas han sido investigados por *Sellmeijer* [4].

Fell y col. (2003) señala que la erosión retrograda "no necesariamente es precedida por un gran aumento en la filtración durante el tiempo que la erosión avanza gradualmente hacia atrás desde el punto de salida aguas abajo. Cuando la erosión ha progresado a una corta distancia de la interfaz de embalse/cimentación, se abre paso rápidamente o muy rápidamente".

El análisis detallado del factor de seguridad contra la tubificación requiere del análisis detallado de flujo de agua para obtener los gradientes hidráulicos máximos que se presentan en la salida. Sin embargo, para análisis preliminares puede ser utilizado gradientes promedio a lo largo de toda la longitud de la trayectoria potencial de falla. Algunos gradientes críticos promedio contra tubificación fueron dadas por Bligh (1910), Lane (1935) y recientemente por *Weijers y Sellmeijer (1993)*.

3.2.3.3 Criterios de diseño contra erosión interna

En el diseño contra erosión interna, el primer análisis que se debe realizar es determinar si el suelo es potencialmente inestable o no. Para esto existen métodos semi-empíricos que permiten determinar si un suelo es potencialmente inestable a través de un análisis de la curva granulométrica del suelo considerado.

Una vez que se determina que el suelo es potencialmente inestable se debe analizar si las condiciones hidromecánicas a las que se verá sometido activarán el movimiento o migración de partículas (erosión interna). Se ha definido el concepto de gradiente hidráulico crítico como aquél que inicia el movimiento de partículas más finas a través del esqueleto del suelo o hacia un material filtro. Se ha observado que este gradiente hidráulico crítico varía por diversos factores. Uno de los factores más influyentes es la diferencia entre tamaño de partículas entre la fracción fina y gruesa (*Skempton and Brogan, 1994*) ó entre material base y el filtro. Entre otros factores se encuentran: efecto de tasa de aumento del gradiente hidráulico, espesor del filtro utilizado, dirección de flujo de agua, presión de confinamiento o estado de esfuerzos, etc.

Criterios de inestabilidad interna

El inicio de la inestabilidad interna se considera que se rige por dos restricciones, una geométrica y una restricción hidromecánica. *Kovacs (1981)* define la restricción geométrica como aquella para la que "el tamaño de los poros son más pequeños que la partícula más pequeña", y la restricción hidromecánica como "la velocidad crítica o gradiente hidráulico, por encima del cual los granos finos

comienzan a moverse". En suelos potencialmente inestables, los granos más finos son capaces de moverse dentro de la matriz del suelo "esqueleto". Además de la restricción geométrica, hay condiciones diferentes, o factores, que influyen en la aparición de inestabilidad interna. Estos factores incluyen:

- Condiciones hidráulicas: velocidad de infiltración, gradiente hidráulico, dirección del flujo e inversión del flujo.
- Condiciones geométricas: porosidad, tamaño de los poros y la forma de la curva granulométrica.
- Otras condiciones: esfuerzos efectivos, vibración (sismos u otros movimientos), contenido de aire, temperatura y a viscosidad del fluido.

La resistencia a la migración del suelo se deriva del tamaño de la fracción más fina y el impedimento para el movimiento resultante de la estructura de constricciones de tamaño de poro. Un suelo puede ser considerado "inherentemente estable" cuando estas limitaciones geométricas restringir el movimiento de la fracción más fina

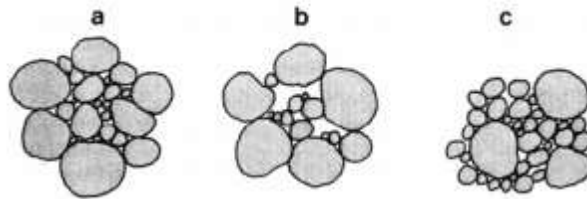


Fig. 3-25 Identificación de los suelos internamente inestables. a) estable, b) potencialmente inestable y c) suelo internamente inestable.

- Criterio de Kenney-Lau method (1986)

Kenney y Lau (1986) postularon que la susceptibilidad a la inestabilidad interna de un material cohesivo depende significativamente de la forma de la curva granulométrica del suelo, y propone un límite a los suelos que son internamente estables. El método Kenney-Lau utiliza los parámetros H y F que se definen como sigue:

F = el porcentaje de masa que pasa en el tamaño de grano D;

H = el incremento porcentual de masa que pasa sobre un intervalo de tamaño de grano designado de D a 4D.

Kenney y Lau propusieron que para un material internamente estable, su curva granulométrica deberá satisfacer las siguientes características: $H \geq F$ sobre una porción de su extremo más fino dada por $F \leq 20\%$ para suelos con una estructura primaria que es ampliamente graduado ($CU > 3$), y por $F \leq 30\%$ para suelos con una estructura primaria que es estrechamente graduado ($CU < 3$).

- Criterio de Li- Fannin (2008)

Li y Fannin (2008) modificó el límite Kenney-Lau basado en pruebas experimentales y la compilación de una base de datos de los resultados de ocho estudios de laboratorio sobre un total de 57 graduaciones. Un resumen detallado de los métodos de prueba fue dada por Fannin y Moffat (2002) y Moffat y Fannin (2005). El límite modificado se muestra en la Fig. 3-26. Cuando $F < 15\%$, $H = H$ y el límite sigue siendo el mismo que el definido por Kenney y Lau (1986). Cuando $F > 15\%$, $H = 15$, que es, coincidentemente, el definido por Kezdi (1979) basado en la relación empírica d_{85} y D_{15} de Terzaghi (Fannin, 2008; Li y Fannin, 2008). La máxima fracción erosionable de la curva granulométrica no fue identificada específicamente por Li-Fannin, sin embargo, las graduaciones en el rango de hasta un 40% fueron examinados por los autores.

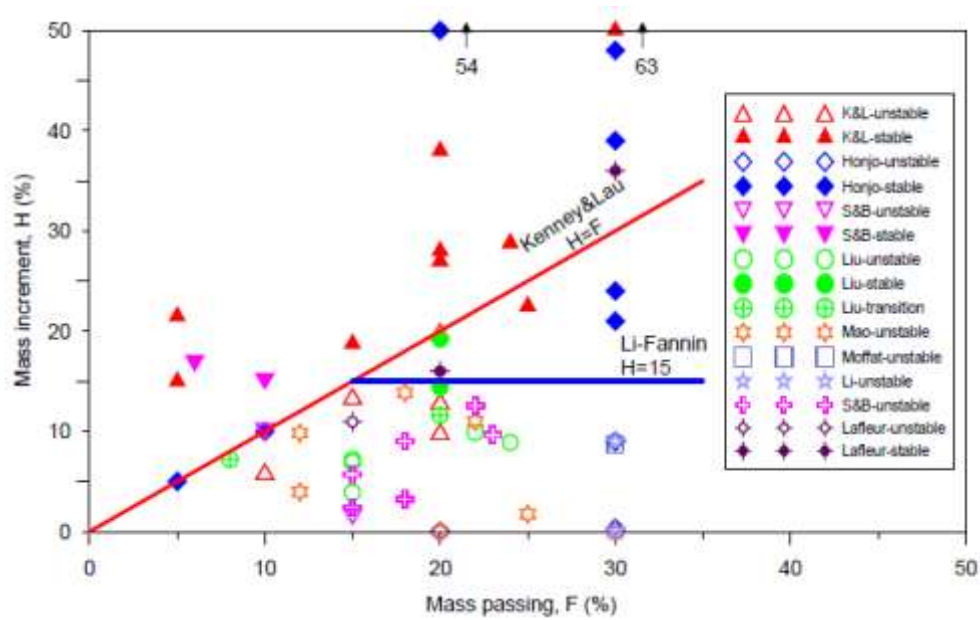


Fig. 3-26 Criterio de Kenney-Lau (1986) and Li-Fannin (2008).

Métodos de Bligh y Lane

Bligh (1910, 1911a, b, 1913), desarrolló la mayor parte de sus teorías mientras trabajaba en la India, fue el primero en reconocer una posible relación entre la longitud de la trayectoria de flujo y las fuerzas de tracción disponibles para mover las partículas del suelo. Su teoría se denomina la teoría de línea de fluencia (Creep). Es un método derivado empíricamente para evaluar el potencial de tubificación a lo largo del contacto entre las estructuras y suelos. La teoría de Bligh contrasta con la teoría de trayectoria corta, que supone una molécula de agua viajaría la distancia más corta entre una entrada de agua y el punto de salida, que había sido empleado con anterioridad a la teoría de la línea de fluencia. La teoría de trayectoria corta es una línea recta obtenida por la simplificación de un flujo o tubo, lo que podría ser más exactamente estimado por la construcción de una red de flujo.

Las redes de flujo fueron desarrollados inicialmente por Phillip Forchheimer alrededor de 1900 y posteriormente formalizada por Arthur Casagrande en 1937. Este método era una mejora en el método de trayectoria corta que se produjo después de que Bligh desarrolló su teoría de Creep (1910). Un aspecto importante de la teoría de Crep es que la trayectoria de flujo preferencial no es la de Darcy, pero que utiliza la ley de Darcy donde se establece que la descarga es directamente proporcional a la carga hidráulica e inversamente proporcional a la longitud de la trayectoria de flujo. En la teoría Bligh, la trayectoria de flujo se describe como la suma de las distancias verticales y horizontales medidos a lo largo del contacto estructura/suelo.

Hubo mucha discusión en el 1900 en cuanto a si el flujo de agua se presentó a lo largo de los contactos con la estructura o a través del medio granular (Lane, 1934). El método de Bligh (1910) se convirtió en la herramienta aceptada para la evaluación de estructuras de mampostería o concreto armado cimentadas sobre suelos.

Lane (1934) también utilizó el término tubificación para describir la remoción de suelo a lo largo de la cimentación de presas de mampostería, pero estableció una distinción más clara entre el flujo a lo largo de los contactos estructurales y el flujo a través de los medios granulares (Lane 1934, p. 937).

El trabajo por Lane (1934) reforzó el trabajo de Bligh con casos históricos más extensas y realizó algunos ajustes para tomar en cuenta las condiciones anisotrópicas que rigen el flujo de fluidos en materiales estratificados.

La correlaci3n empírica de Lane es muy similar a Bligh, a pesar de que las trayectorias de flujo se manejan de manera diferente en los dos métodos, las pautas para evaluar el potencial de tubificaci3n no son comparables.

El Método de Lane asume flujo anisotr3pico y proporciona una reducci3n arbitraria de 1/3 a la longitud de las trayectorias de flujo horizontal. Con esta ecuaci3n, Lane elaborado directrices sobre la base de un estudio de más de 200 presas. Su bien documentada correlaci3n empírica reemplaz3 rápidamente al método de Bligh para la evaluaci3n de las estructuras cimentadas suelos.

Tanto el criterio de Bligh como el de Lane se considera que son métodos estadístico-empíricos. Ambos están basados en la evaluaci3n de un gran número de estructuras de retenci3n de agua. Lane si tomo en cuenta la forma de la red de flujo

Dependiendo del tipo de suelo, la relaci3n específica de la longitud de la trayectoria del flujo y la diferencia de carga entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo, conocida como relaci3n de fluencia, puede ser considerada permisible. En el método de Bligh, la longitud de la trayectoria de flujo, L, corresponde al contorno subterráneo de la cimentaci3n de la estructura. Por el contrario, Lane, usa las trayectorias verticales (LV) y aquellos que se inclinan en ángulos superiores a 45   sobre la horizontal son hidráulicamente tres veces más eficaz como trayectoria horizontal (LH).

Tabla 3.1. Método de Bligh y Lane para determinar el potencial de erosi3n.

Método de Bligh		Método de Lane	
C_B (Creep ratio) $C_B = L/H \geq C_{B,req}$		C_L (Creep ratio) $C_L = L/H \geq C_{L,req}$ con $L = L_v + L_h/3$	
Tipo de suelo	$C_{B,req}$	Tipo de suelo	$C_{L,req}$
Limo fino	18	Arena muy fina, limo	18
Arena fina limosa	15	Arena fina	15
Arena gruesa	12	Arena gruesa	12
Arena y grava	9-5	Arena y grava	9

Estos métodos no aplican a terraplenes de presas. Los coeficientes se obtuvieron empíricamente al relacionar la longitud del flujo con la carga hidráulica en base a experiencias en muchas presas. Un diseño en base a estos métodos puede ser cuestionable (*Mansour, 2005*) ya que algunas presas que pasaron esta revisi3n fallaron y otras que no pasaron la revisi3n no fallaron.

Método de Chugaev

Un gran número de estructuras de retenci3n de agua también fueron evaluadas por Chugaev (*Mansour 2005*), quien estableci3 gradientes de control admisibles $I_{c,perm}$ para varios tipos de suelo, ver Tabla 3.2. La resistencia a la erosi3n se evalúa con este método, comparando el gradiente hidráulico medio I_c en el suelo con el gradiente de control permisible $I_{c,perm}$.

Tabla 3.2. Gradientes de control permisibles de acuerdo con Chugaev.

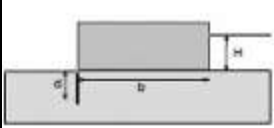
$I_c \leq I_{c,perm}$ $I_c = H/T \sum \zeta_i$		
Tipo de suelo	$I_{c,perm}$	
Arcilla dura	0.40-0.52	
Arena gruesa, grava	0.25-0.33	
Arcilla limosa	0.20-0.26	
Arena medianamente fina	0.15-0.20	
Arena fina	0.12-0.16	

Para el cálculo del gradiente hidráulico, los espesores de las capas de suelos debajo de las estructuras en las cuales exista flujo de agua y el tipo de flujo alrededor de la estructura, se toman en cuenta a través de coeficientes de resistencia (ζ_i) (método de fragmentos). Esto permite que las condiciones de flujo sean modeladas de manera más realista.

Método de Khosla

Khosla (*Khosla, Bose & McKenzie 1936*) desarrolló ecuaciones para determinar los gradientes de salida admisible en el lado aguas abajo de diversos tipos y diseños de presas. Las ecuaciones para el cálculo del gradiente de salida G_E y los gradientes de salida admisibles $G_{E perm}$ propuesto por Khosla, junto con los factores de seguridad asociados a una presa con una pantalla impermeable en el lado de aguas abajo se muestran a continuación

Tabla 3.3. Gradientes de salida admisibles de acuerdo con Khosla.

			$G_E = \frac{H}{\pi d} \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$ $G_E \leq G_{E perm}$	$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{2}$ $\text{con } \alpha = \frac{a}{d}$
Tipo de suelo	Factores de seguridad	$G_{E perm}$		
Arena fina o limo	6-7	0.17-0.14		
Arena gruesa	5-6	0.2-0.17		
Grava	4-5	0.25-0.2		

Método de Sellmeijer

Sellmeijer (*TAW 1999*) desarrolló un método de verificación de la erosión por tubificación retrógrada por debajo de una capa cohesiva que permite que la diferencia crítica de carga hidráulica, ΔH_c sea calculada con la ecuación ((Ec. 3-6)). El método esta basado en experimentos y en el análisis de las condiciones de flujo hacia y en el canal de la erosión tomando en cuenta la estabilidad de los mismos.

$$\Delta H_c = \alpha c \frac{\gamma_p}{\gamma_w} + \tan \phi (0.68 - 0.10 \ln c)L$$

$$\alpha = \left(\frac{D}{L}\right)^\beta \quad \beta = \frac{0.28}{(D/L)^{2.8} - 1} \quad c = \eta d_{70} \left(\frac{1}{kL}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{Ec. 3-6}$$

$$k = \frac{\nu}{g} k \cong 1.35 \times 10^{-7} [m/s] k$$

Donde ΔH_c es la diferencia crítica de carga hidráulica, γ_p el peso volumetrico del suelo, γ_w el peso volumétrico del agua, ϕ el ángulo de fricción interna, L la longitud de la trayectoria del flujo, D el espesor del estrato donde el agua se infiltra, H el coeficiente fuerza tractiva, d_{70} el diámetro de la partícula para el 70% de la curva granulométrica, k la conductividad hidráulica, k la permeabilidad intrínseca, ν la viscosidad cinemática y g la constante de gravedad.

El efecto del alargamiento de la trayectoria del flujo no se toman en cuenta en este método, lo que conduce a resultados conservadores del incremento de la carga hidráulica crítica, ΔH_c .

3.2.4 Mitigación de la erosión interna

3.2.4.1 Medidas de mitigación

El aspecto importante para prevenir la erosión interna es anticipar donde y cuando puede suceder y en caso de que exista, utilizar técnicas que puedan disminuir su peligrosidad. Para ello existen diversos métodos antes y después de la construcción de una presa, que ayudan a prevenir el riesgo de erosión interna en la misma; estos métodos son muy variados según las características del material que constituye la estructura y del grado de erosión que se puede presentar o que existe en la presa. Entre los más importantes se tienen se puede mencionar la colocación de filtros y drenes, trincheras, pozos de alivio, bermas permeables y el mejoramiento del suelo.

Los filtros y drenes son un método común para controlar las filtraciones que se presentan en alguna zona de la presa, principalmente la de aguas abajo. Son esenciales para garantizar la seguridad de presas de materiales graduados, expuestas a acciones peligrosas del agua en su cimentación o terraplén. Si los filtros no son dise nados apropiadamente (que no puedan retener materiales erosionables y no tengan adecuada capacidad de descarga), se pone en peligro la seguridad de la presa.

El proceso por el cual el agua filtrada o subterránea es removida de suelos y rocas, por mecanismos naturales o artificiales se denomina "drenaje".

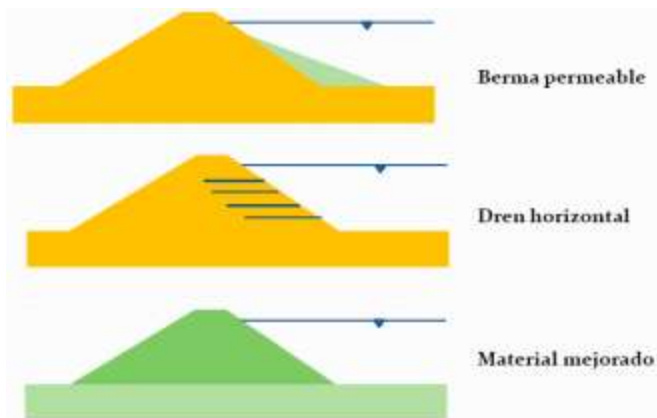


Fig. 3-27 Recomendaciones para mitigar la erosión interna. Li (2008).

3.2.4.2 Criterios de diseño de filtros

Los filtros son un componente importante para incrementar la estabilidad de un talud. De este modo, los filtros son necesarios para realizar dos funciones; prevenir el lavado de material base (del terraplén) y permitir el drenaje del agua de filtración. Para realizar la primera tarea las partículas del filtro deben ser lo suficientemente finas para que el espacio de poros sea lo suficientemente pequeño para evitar el paso de las partículas del material de base. Por otro lado, para llevar a cabo la segunda tarea deben ser lo suficientemente gruesos para lograr una canalización apropiada del agua infiltrada y evitar la acumulación excesiva de las presiones de poro (Fell et al, 2005).

Las bases para el diseño actual de filtros pueden ser atribuidos al trabajo realizado por Terzaghi en 1920 y Casagrande en 1930. El criterio que Terzagui (1922) propuso esta basado en la graduación granulométrica del suelo base a proteger. Con el fin de cumplir con la primera tarea descrita líneas arriba, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{D_{15F}}{D_{85B}} < 4 \quad (\text{Ec. 3-7})$$

Donde D_{15F} es el diámetro del tamaño de grano para el 15% que pasa en la curva granulométrica del filtro y D_{85B} es el diámetro del tamaño de grano para el 85% que pasa en la curva granulométrica del suelo base. Para cumplir con la segunda tarea Terzaghi sugirió que:

$$\frac{D_{15F}}{D_{15B}} > 4 \quad (\text{Ec. 3-8})$$

Donde D_{15B} es el diámetro del tamaño de grano para el 85% que pasa en la curva granulométrica del suelo base.

El criterio original de Terzaghi ha sido sujeto a un escrutinio exhaustivo en los últimos 70 años. Se han realizado muchas pruebas de laboratorio y análisis teóricos para verificar la validez de estos criterios. En base a esas pruebas se han realizado múltiples modificaciones al criterio original, sin embargo la esencia del criterio original aun se mantiene. En *Hsu (1981)* se puede encontrar un resumen amplio de muchos criterios de diseño de filtros.

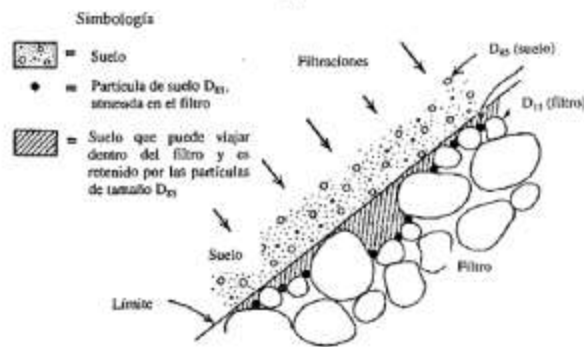


Fig. 3-28 Ilustración de un filtro para prevenir la erosión.

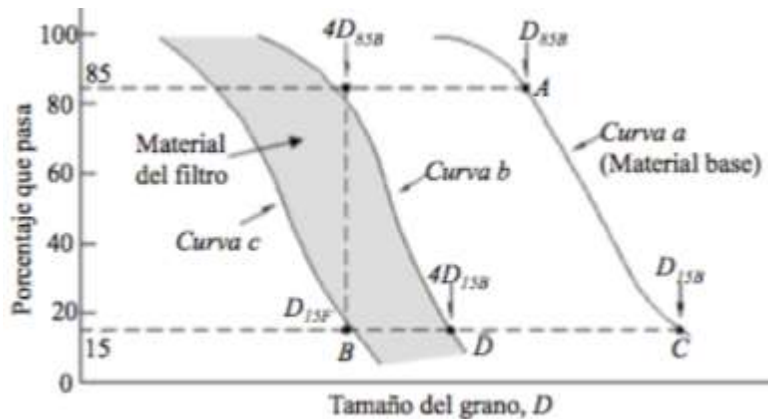


Fig. 3-29 Esquema simplificado de la aplicación del criterio de Terzaghi para el diseño de filtros.

3.3 Estabilidad de taludes (en bordos y presas)

Antes de los años treinta del siglo pasado, la estabilidad de las cortinas de tierra y enrocamiento se evaluaba exclusivamente con base en experiencias. A partir de los años treinta, Terzaghi y otros ingenieros de mecánica de suelos establecieron las bases teóricas y experimentales para la determinación de los parámetros de suelo en el laboratorio y aplicaron los métodos de análisis en el diseño de muchas presas. El análisis de estabilidad se convirtió desde entonces en el método esencial para el diseño, especialmente en las presas de tierra.

Los análisis de estabilidad consideran los estados últimos de falla en los suelos sin tomar en cuenta las deformaciones que estos experimentan durante el proceso de carga. Desde los años setenta hasta la fecha, este tipo de análisis ha sido enriquecido considerablemente por incluir las relaciones esfuerzo-deformación, con la finalidad de estudiar detalladamente las fallas y adicionalmente el proceso de deformación antes y después de las mismas. Aunque, gracias a las nuevas herramientas computacionales, los análisis esfuerzo-deformación tienen impulsos significativos y aportan conclusiones importantes en la práctica actual de diseño, los análisis de estabilidad siguen siendo la parte medular del proceso de diseño.

El análisis de estabilidad no ha dejado de ser importante aun en la actualidad por varias razones. La mayoría de las fallas registradas en taludes térreos son movimientos masivos siguiendo una superficie de falla más o menos definida. Para quien diseña una obra le resulta siempre imprescindible conocer cuál es el estado de falla último y bajo qué circunstancias se presentar . Por ello, se ha acumulado en el pasado vasta experiencia en la determinación de los parámetros de suelo, definición de mecanismos de falla, realización de métodos de análisis y selección de factores de seguridad. Estas experiencias, aunque desarrolladas en la época en que muchos cálculos se hacían manualmente, difícilmente puedan reemplazarse por los nuevos métodos numéricos.

Para la evaluación de seguridad de grandes estructuras térreas (como las presas), el análisis de estabilidad y los análisis de esfuerzo-deformación tienen su lugar propio y deben complementarse. Los factores de seguridad, calculados en los análisis de estabilidad, no son valores que se pueden medir físicamente. El cambio en estos factores está reflejado indirectamente en la evolución de deformaciones y esfuerzos por lo que la relación entre estos parámetros y factores de seguridad es relevante para interpretar observaciones de campo en un programa de monitoreo. Es deseable, consecuentemente, realizar ambos tipos de estudio para definir un panorama más completo del problema y buscar soluciones eficaces y económicas.

3.3.1 Mecanismos de falla de taludes

Dentro de los Mecanismos de falla en taludes, se tienen a los mecanismos de falla de tipo rotacional y mecanismos de falla de tipo traslacional. Dentro de los métodos de análisis de los mismos se toma en cuenta las consideraciones de equilibrio límite o colapso inminente, suponiendo que se produce una falla debido al deslizamiento longitudinal de una superficie de ruptura, tomando como criterio a aquella falla que tenga el menor factor de seguridad contra la falla considerada. La mayoría de las veces, se obtiene una forma circular en la superficie de deslizamiento, aunque en algunos casos, la posición de la superficie de deslizamiento y la forma obtenida en el deslizamiento de la masa de tierra, se ven influenciadas por la presencia de estratos blandos en el apoyo de la estructura dando como resultado una forma de cuña o superficie de falla recta.

3.3.2 Consideraciones fundamentales relacionadas con los análisis

3.3.2.1 Parámetros de resistencia al corte

En los análisis de estabilidad es fundamental la determinación de los parámetros de resistencia al corte para realizar análisis útiles en el diseño. La resistencia al corte de los suelos varía en un intervalo muy grande de acuerdo con las condiciones del entorno y, particularmente, con el grado de saturación, cambios en presión de poro y esfuerzos efectivos.

Los parámetros de resistencia al corte usualmente se determinan en las pruebas de carga triaxial de compresión. Este aparato permite simular, mediante dos fases de prueba, el proceso de carga que tiene lugar en la construcción de un terraplén; la primera consiste en aplicar una presión de confinamiento a la muestra que es equivalente al estado de esfuerzo del suelo en el campo y, posteriormente, en la segunda fase, se aplica una carga axial que viene simulando una carga cortante, manteniéndose la presión de confinamiento constante. Las dos fases de prueba se llaman de consolidación y de falla, respectivamente. Para cada par de presión de confinamiento y el esfuerzo cortante en la falla, se dibuja un círculo de Mohr. La prueba se repite para varias presiones de confinamiento obteniendo varios círculos de falla. La envolvente de estos círculos define la resistencia al corte Mohr-Coulomb.

En suelos cohesivos y suelos granulares finos, todos ellos saturados, la envolvente puede aproximarse por una línea recta que está definida por dos parámetros de suelo: cohesión y ángulo de fricción. Sin embargo, la mayoría de los materiales utilizados para la construcción de terraplenes son suelos parcialmente saturados en los que la envolvente es no lineal. Sin embargo, es posible aproximar la curva por una línea recta o en otros casos, usar directamente una ley no lineal.

A fin de que las condiciones de prueba en el laboratorio sean lo más parecidas posible a las de campo, hay que tomar en cuenta varios factores de influencia. A continuación se mencionan algunos de los más importantes (IMTA, 2001):

Condiciones de drenaje

En suelos saturados, el que controla la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es el esfuerzo efectivo y no el esfuerzo total. El esfuerzo efectivo es el esfuerzo total menos la presión de poro y depende de la velocidad de aplicación de la carga comparada con la velocidad de drenaje del suelo. Si las cargas se aplican al suelo rápidamente, como en el caso de la construcción rápida de un terraplén de gran altura, debe usarse la resistencia del suelo sin drenaje (U) o de la prueba UU. Si las cargas se aplican lentamente, la resistencia sin drenaje será conservadora y la resistencia con drenaje (D), será más realista y económica. La prueba, considerando la consolidación y sin drenaje en la fase de falla, se conoce por prueba CU. El ensayo CD, consolidado y drenado, representa la condición en que se disipa todo el exceso en presión de poro

Las envolventes de Mohr-Coulomb se definen sin ambigüedad en las pruebas UU y CD, pues la resistencia al corte está relacionada con el esfuerzo total en las primeras y con el esfuerzo efectivo en las últimas. En las pruebas UU y CU en que se miden las presiones de poro, las envolventes se definen en función de esfuerzos efectivos. En la prueba CU sin la medición de presión de poro, pudiera surgir alguna confusión porque los esfuerzos se expresan en forma mixta.

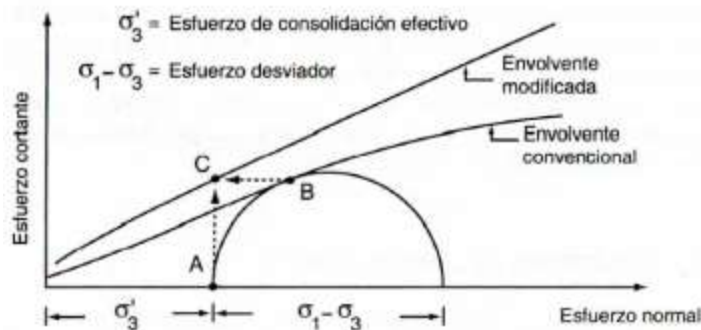


Fig. 3-30 Envolventes de Mohr-Coulomb en pruebas CU. (IMATA, 2001)

En la etapa de consolidación, los esfuerzos de consolidación se expresan en función de los esfuerzos efectivos y, en la etapa de falla, los esfuerzos desviadores o cortantes son totales. La práctica usual es presentar la envolvente de estos círculos, marcada por la envolvente convencional en la Fig. 3-30. Sin embargo, en el diseño, la resistencia al corte (punto B) corresponde al esfuerzo

efectivo de consolidaci3n en el punto A. Lo correcto es usar el punto C para denotar resistencia al corte correspondiente al esfuerzo efectivo de consolidaci3n. De todos los  rculos se obtienen diferentes  rculos se obtienen diferentes puntos C y uniendo todos ellos se traza una envolvente modificada. La resistencia al cortante definida por la envolvente modificada es 15 a 20% mayor que por la envolvente convencional.

Grado de saturaci3n

Cuando los suelos no est n completamente saturados, la presi3n de poro negativa o succi3n, que en el suelo arenoso es equivalente a la tensi3n capilar, produce una resistencia que parece dar al suelo una cohesi3n aparente; en consecuencia, el talud puede ser temporalmente estable, pero la saturaci3n o el secado pueden eliminar esa succi3n causando una pérdida de la temporal resistencia al corte. En consecuencia, los parámetros CU o CD son más adecuados.

Trayectoria de esfuerzos

La trayectoria de esfuerzos define c3mo se relacionan los esfuerzos normales y cortantes durante la prueba. La trayectoria de esfuerzos puede expresarse en funci3n de esfuerzo efectivo o total. La trayectoria de esfuerzos totales en la prueba triaxial convencional es bilineal: una para la etapa de consolidaci3n y la otra para el periodo de falla. Durante la construcci3n de un terraplén la trayectoria es lineal partiendo del estado de esfuerzo nulo y los esfuerzos normal y cortante se incrementan proporcionalmente.

3.3.2.2 Condiciones de presi3n de poro

En la Fig. 3-31 se muestra c3mo se van modificando en una presa de tierra los esfuerzos cortantes, presiones de poro y el factor de seguridad (*Bishop y Bjerrum, 1960*).

Se suponen dos superficies de falla, a los lados aguas arriba y aguas abajo, respectivamente. Durante la construcci3n, los esfuerzos cortantes se incrementan a lo largo de la superficies de falla, mientras que las presiones de poro promedio lo hacen proporcionalmente y una parte de las cuales se disipa por la facilidad de drenaje quedan las caras de talud. El factor de seguridad se disminuye gradualmente en esta etapa. El final de construcci3n es una de las condiciones críticas en que el factor de seguridad alcanza uno de los valores mínimos. Entre el final de construcci3n y el comienzo del llenado, el factor de seguridad aumenta ligeramente por la disminuci3n de la presi3n de poro en exceso.

Durante el llenado del embalse, la combinaci3n de la disminuci3n en esfuerzo cortantes e incremento en la presi3n de poro da como resultado un aumento en el factor de seguridad. En el embalse lleno, se mantienen invariables los esfuerzos cortantes con pocos cambios en presiones de poro; el factor de seguridad varía poco aunque tiende a alcanzar asint3ticamente un valor mínimo. El vaciado es una condici3n crítica porque se incrementan de nuevo los esfuerzos cortantes y el factor de seguridad llega a tener otro nivel mínimo; las presiones de poro van hacia una ligera disminuci3n. Después del finalizado el vaciado, el factor de seguridad tiende a incrementarse de nuevo por la disipaci3n de exceso en presi3n de poro.

En resumen, se deben revisar las siguientes tres condiciones críticas: Final de construcci3n, flujo establecido y vaciado. Para el talud aguas abajo, se omite la última condici3n.

El análisis al final de construcci3n se puede llevar a cabo usando conceptos de esfuerzos totales o efectivos. El análisis de esfuerzos efectivos requiere conocer explícitamente la distribuci3n de presiones de poro, las cuales son producto de cambios en el estado de esfuerzos. Usualmente se usa el concepto de coeficientes A y B para la estimaci3n de estas presiones de poro: Como el análisis de esfuerzos efectivos es laborioso es sustituido usualmente por el de esfuerzos totales. En este último, la resistencia al corte se determina en las pruebas no consolidadas no drenadas UU; las presiones de poro no se consideran explícitamente pero sus efectos se reflejan en los parámetros de resistencia UU. Por lo tanto, los especímenes de laboratorio deben ser representativos de los suelos en el campo y las presiones de poro en las probetas deben ser iguales a las existentes en el campo. En ocasiones

estas exigencias no se cumplen en el laboratorio y se recurre consecuentemente a algunas correcciones sobre los valores determinados en las pruebas UU.

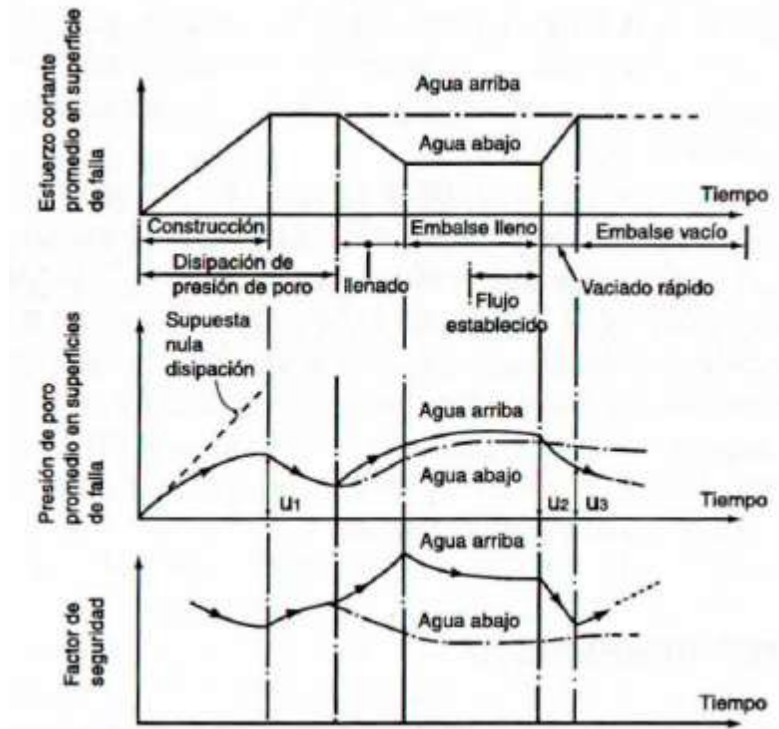


Fig. 3-31 Cambios en esfuerzo cortante, presión de poro y factor de seguridad durante y después de la construcción de una presa de tierra (Bishop y Bjerrum, 1960).

La condición del flujo establecido se analiza utilizando los esfuerzos efectivos y para ello los parámetros de resistencia se determinan en las pruebas CD. Las presiones de poro se estiman con base en resultados del análisis de flujo de agua. El método de red de flujo es eficiente para tal fin. La estabilidad del talud aguas arriba depende del nivel del embalse y la condición crítica, por lo general, está dada para un nivel intermedio del agua; es necesario realizar varios análisis utilizando diferentes niveles del embalse a fin de definir la condición más crítica.

El vaciado se puede analizar en términos de esfuerzos efectivos definiendo de antemano el flujo de agua. El análisis es similar al de flujo establecido. Lowe (1960) ha recomendado otra alternativa que consiste en dos etapas. El primer análisis, de esfuerzos efectivos, determina las superficies de falla más críticas bajo el embalse lleno y los esfuerzos normales y cortantes a lo largo de estas superficies. Este análisis también es del tipo de flujo establecido. Se determinan en las pruebas CU las resistencias usando los valores conocidos de esfuerzo efectivo de consolidación y del cociente entre los esfuerzos principales. Utilizando las resistencias al corte CU así definidas, se realiza un segundo análisis, que ahora es de esfuerzos totales.

3.3.2.3 Factor de seguridad

La estabilidad del talud se evalúa mediante el cálculo de factores de seguridad por lo que la definición de éstos vuelve ser de primordial importancia. En los primeros análisis, como en el método sueco, el factor de seguridad se define como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante. Esto es posible porque la superficie de falla es circular y las condiciones de equilibrio se logran por momento alrededor del centro de giro del círculo considerado. Cuando se considera un plano de falla en lugar de un círculo, se ha definido el factor de seguridad como el cociente entre la fuerza resistente total y la fuerza actuante, ambas a lo largo del plano. Esta manera de definir factores

de seguridad dependen de la forma de la superficie de falla y condiciones de equilibrio generando, por lo tanto, confusiones e inconsistencias cuando la superficie de falla es no circular; los factores de seguridad calculados pueden ser diferentes dependiendo de qué tipo de equilibrio se considera: momento o fuerza.

Bishop (1955) quizá fue quien introdujo por primera vez una alternativa para definir el factor de seguridad. Dicho factor se define en un punto a lo largo de una superficie de falla potencial, que es el cociente entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante requerido para mantener ese punto en equilibrio:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (\text{Ec. 3-9})$$

donde FS es el factor de seguridad, τ_f y τ son las resistencias al corte disponible y movilizada, respectivamente. Para un talud estable el factor de seguridad no debe ser menor que uno. Esta definición es independiente de la geometría de la superficie de falla y la condición de equilibrio global; su significado físico es más claro y su uso puede extenderse a condiciones generales.

En el análisis estructural de edificios, se acostumbra definir, en lugar del factor de seguridad, factores de resistencia y de carga. La definición de Bishop es consistente con el factor de resistencia. Dicho esto, es fácil de entender que se pueden usar diferentes factores de seguridad para la cohesión y fricción. Los parámetros de cohesión, por lo general, tienen una mayor incertidumbre en su determinación en el laboratorio que los de ángulos de fricción. Esto se debe a que existe una mayor variación de cohesión.

La selección de factores de seguridad es un proceso de toma de decisiones. Mayores factores de seguridad se adoptan cuando mayores incertidumbres se tienen sobre los parámetros de suelo, condiciones hidráulicas del sitio o estratigrafía. Se utilizan mayores factores de seguridad cuando la calidad de exploración geotécnica no se encuentra en un nivel deseado en cuanto al número y calidad de sondeos y muestreos. Asimismo, cuando las características de los materiales son poco conocidas, el factor de seguridad debe descontar tal incertidumbre.

Por medio del análisis de estabilidad de talud, no se pueden estimar directamente deformaciones del talud; sin embargo, existe una relación directa, aunque en forma cualitativa, en que un talud con mayor factor de seguridad sufre menor deformación. En consecuencia, otro papel que juega el factor de seguridad es limitar las deformaciones en el talud a un límite de tolerancia o al nivel esperado de desempeño estructural. En la Tabla 3.4 se presentan los típicos valores de factor de seguridad bajo diferentes condiciones de carga que comúnmente se consideran en problemas de bordos y presas.

Tabla 3.4. Factores de seguridad recomendados para distintas condiciones en una presa de tierra *Lowe (1988)*.

Condición	Análisis	Prueba	FS
Final de la construcción, aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzo total	UU	1.25
Flujo establecido con llenado parcial, aguas arriba	Esfuerzo efectivo	CD	1.5
Flujo establecido, aguas abajo, vaciado, aguas arriba	Esfuerzo efectivo Esfuerzo efectivo/total	CD CD O CU	1.5 1.25

3.3.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Los procedimientos del análisis de estabilidad, por lo general, requieren de los siguientes datos: geometría y zonificación del terraplén, estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación, condiciones geohidrológicas, peso volumétrico para el cálculo de cargas por peso propio, condiciones de carga externa (nivel del agua, sismo, etcétera.) y parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción).

Con base en estos datos de entrada se determinan los factores de seguridad utilizando alguno o algunos de los métodos de análisis. Dichos factores se comparan con los valores requeridos predeterminados que garantizan la estabilidad. Si los factores de seguridad son mayores que los requeridos, los taludes serán seguros.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”, principalmente los de Spencer, Morgenstern y Price, y el de Sarma, que probablemente son los más experimentados. Por otro lado, los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer. Una sucinta descripción de ellos se presenta a continuación, aunque sin entrar en las formulaciones específicas de cada uno, ya que eso se encuentra en cualquier libro de Mecánica de Suelos.

- Método de Bishop. Originalmente desarrollado para fallas circulares, considera que las interacciones entre dovelas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros ficticios.
- Método de Janbu. Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre dovelas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos.
- Método de Spencer. Este, también pertenecen a la categoría de los denominados rigurosos. Supone que de la interacción entre dovelas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a fallas circulares como generales.
- Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante como en el caso del método de Spencer o puede considerarse otro tipo de función. Esta posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas lo hace un método más riguroso que el de Spencer.
- Método de Sarma. Significó un cambio radical respecto a la filosofía de los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El FS es calculado reduciendo progresivamente la resistencia a cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a dovelas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.

3.3.4 Importancia de las gráficas de estabilidad de taludes con vaciado

Las cartas de estabilidad de taludes como las que fueron propuestas por Janbú son muy populares y aún continúan siendo empleadas en muchos casos de la práctica, debido a su fácil uso y a que no es necesario realizar iteraciones para obtener el factor de seguridad mínimo. Sin embargo, muy pocos trabajos consideran la condición de vaciado; uno de los trabajos mas recientes y completos que consideran el fenómeno de vaciado fue presentado por *Viratjandr & Michalowski (2006)*.

Viratjandr & Michalowski (2006) obtuvieron gráficas para determinar el factor de seguridad en un talud sometido a cuatro modos de vaciado distintos (ver Fig. 3-32). Estas graficas permiten determinar el FS para taludes con distintas combinaciones de inclinación del talud y de propiedades del suelo. Los gráficos son fáciles de usar y no requieren de iteraciones para obtener el FS, en la Fig. 3-33 se presenta un ejemplo.

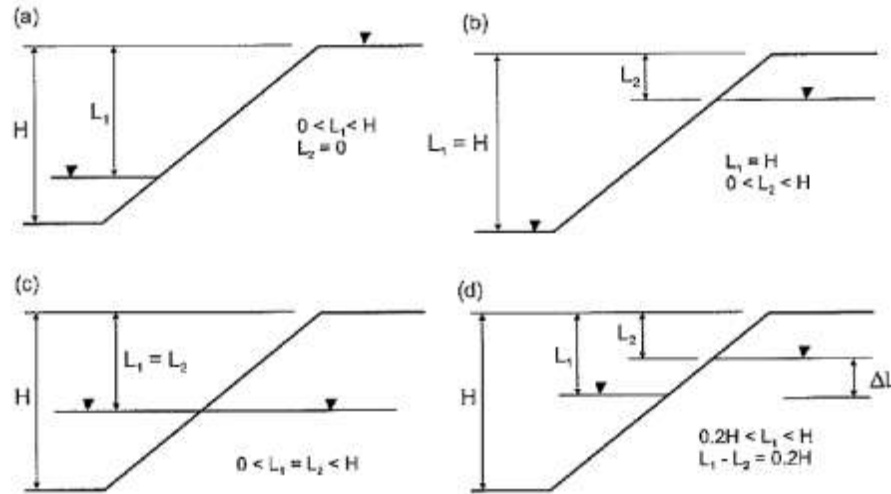


Fig. 3-32 Modos de vaciado considerados en las graficas de estabilidad de taludes propuestas por Viratjandr & Michalowski (2006)

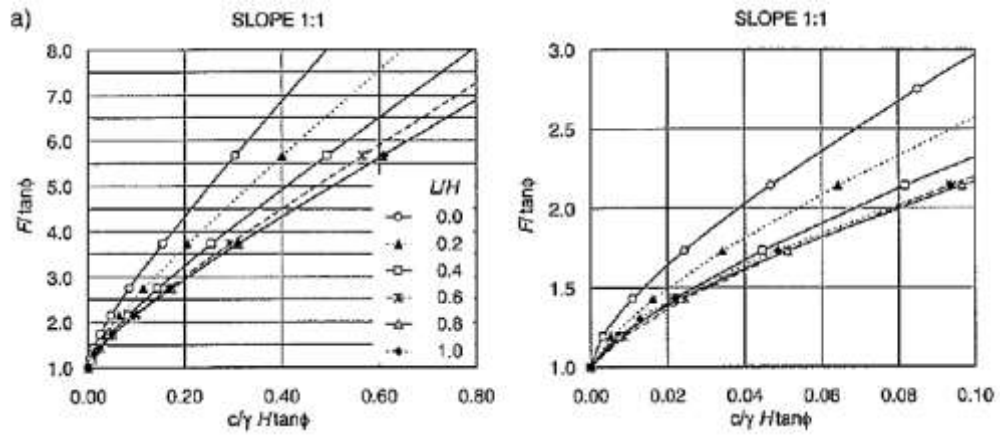


Fig. 3-33 Ejemplo de una de las graficas de estabilidad de taludes para el modo de vaciado a) propuestas por Viratjandr & Michalowski (2006)

4. COMPORTAMIENTO HIDROGEOMÉCANICO DE BORDOS BAJO CONDICIONES DE FLUJO TRANSITORIO

4.1 Generalidades

El estudio del comportamiento hidrogeomécanico de bordos marginales y de protección urbana sometidos a flujo transitorio se hizo considerando condiciones de vaciado. Esto se llevó a cabo a través de diversos análisis paramétricos de los resultados obtenidos de la modelación numérica del flujo transitorio de agua, efectuada en dos y tres dimensiones utilizando los programas de cómputo denominados SEEP/W 2007 y SEEP3D, respectivamente. Estos programas que permiten realizar el análisis numérico del flujo en medios porosos están basados en el Método de Elementos Finitos. Ambos resuelven la ecuación de Richards obtenida para suelos parcialmente saturados, que requiere fundamentalmente la definición de las funciones hidráulicas del suelo para obtener resultados precisos y representativos. Para los análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa SLOPE/W que se basa en el método de equilibrio límite y que toma en cuenta las presiones de poro determinadas en el análisis del flujo de agua transitorio. Los resultados de FS presentados en este trabajo se obtuvieron con el método de Morgenstern-Price.

Los tipos de bordo estudiados son dos y se caracterizan por tener una sección transversal típica correspondiente a bordos de margen y bordos de protección (que son los que están asociados a protección de zonas urbanas, agrícolas, pecuarias, etc.). Las condiciones iniciales y las de frontera se establecieron en función de las condiciones de carga hidráulica comunes (en condiciones reales) en cada tipo de bordo. En ambos tipos de bordo se estudió el comportamiento hidráulico y geomecánico de los mismos por efecto del flujo transitorio de agua generado por condiciones de vaciado.

Para caracterizar el comportamiento hidráulico de los tipos de bordos analizados se utilizaron los resultados obtenidos de gradientes hidráulicos, presiones de poro, velocidades de flujo, así como el trazo de las líneas de saturación/desaturación y de los vectores de velocidad. La caracterización del comportamiento geomecánico se realizó a través de los resultados de los factores de seguridad (FS) obtenidos de los análisis de estabilidad de taludes.

4.1.1 Características de la modelación numérica

Los análisis realizados en este trabajo se hicieron considerando bordos con altura de 6m y un espesor del suelo (subyacente) de cimentación del mismo tamaño, resultando una altura total de 12m (desde la frontera impermeable) para la modelación. Así mismo se consideró un bordo libre de 0.5m, dando como resultado un desplazamiento vertical del nivel de agua, equivalente al vaciado total, de 5.5m. Esta dimensión (o tamaño) del abatimiento para el vaciado se estableció de acuerdo con los resultados presentados por *Ramírez-Reynaga (2008)*, relacionados con los eventos hidrometeorológicos extraordinarios que se registraron en 2007 en la ciudad de Villahermosa, Tabasco.

4.1.1.1 Geometría, condiciones iniciales y condiciones de frontera

La geometría de la sección transversal y las condiciones de frontera de los bordos marginales y de protección utilizados en la modelación se presentan en la Fig. 4-1 y Fig. 4-2, respectivamente.

Los análisis efectuados parten de la condición de flujo establecido. Esta condición se tiene cuando la lámina de agua se encuentra al máximo nivel considerado en la modelación, que es de 11.5m medido desde la frontera impermeable (Fig. 4-1). Se considera que a partir de ésta condición se inicia el proceso de vaciado del agua embalsada, que en ese instante tiene un tirante hidráulico de 5.5m correspondiente al nivel de 11.5m respecto a la frontera impermeable considerada, cuando se alcanza la condición de vaciado total el nivel teórico de la lámina de agua queda a 6m de altura respecto al

nivel de la frontera impermeable y el tirante hidráulico es cero. En resumen, el nivel inicial del vaciado es de 11.5m y el nivel final es de 6m de respecto a la frontera impermeable.

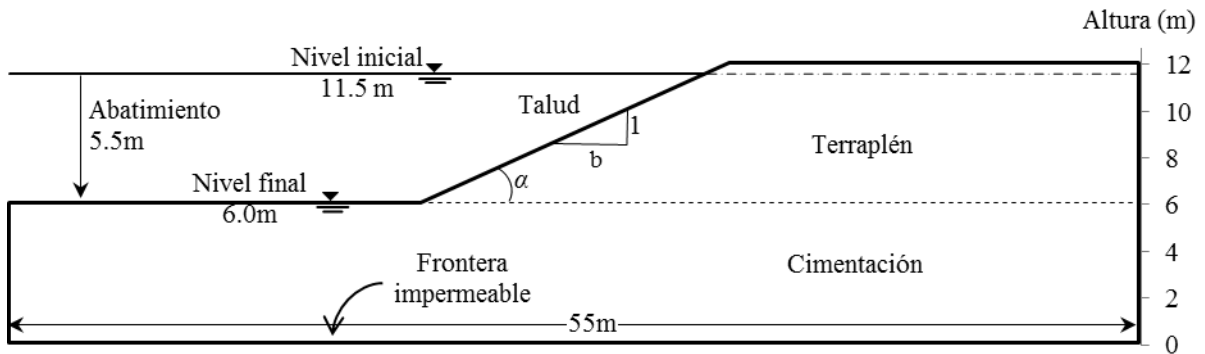


Fig. 4-1 Geometría, condiciones iniciales y condiciones de frontera del borde marginal utilizado.

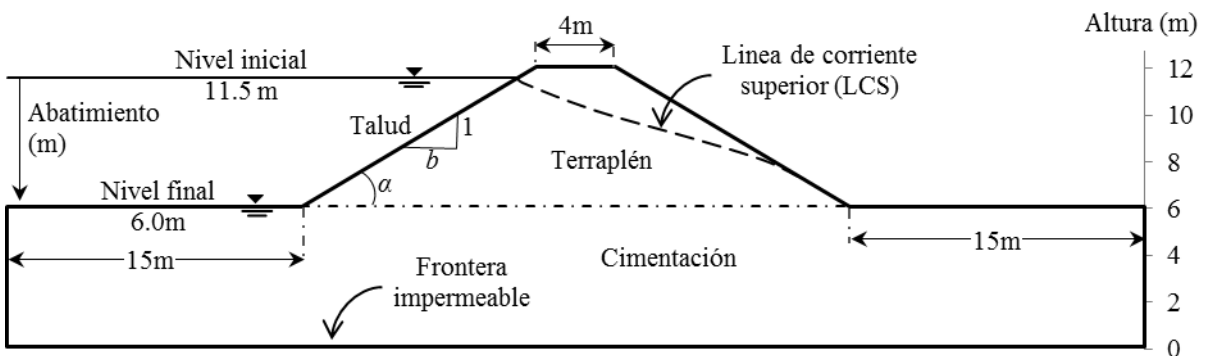


Fig. 4-2 Geometría, condiciones iniciales y condiciones de frontera del borde de protección utilizado.

4.1.1.2 Propiedades de los materiales

La descripción del material del terraplén del borde y de la cimentación, así como el contenido volumétrico de agua saturado y el residual asociado a las conductividades hidráulicas (k_s) saturadas consideradas en este trabajo se presentan en la Tabla 4.1. El contenido de agua saturado y el residual se establecieron en función de los materiales asociados tomando en cuenta los valores promedio publicados por la USDA (United States Department of Agriculture) para una amplia variedad de suelos. Estos contenidos de agua se utilizaron para definir las funciones hidráulicas correspondientes.

Tabla 4.1. Materiales y propiedades hidráulicas para realizar la predicción de las funciones hidráulicas con el modelo de Van Genuchten.

k_s (m/s)	Tipo de suelo asociado	θ_s	θ_r	Parámetros de ajuste		
				a	n	m
1×10^{-04}	Arena limosa	0.32	0.02	1	4.2	0.76
1×10^{-05}	Limo arenoso	0.37	0.018	7	2.93	0.58
1×10^{-06}	Limo arcilloso	0.40	0.014	15	1.80	0.44
1×10^{-07}	Arcilla limosa	0.45	0.010	32	1.56	0.38
1×10^{-08}	Arcilla	0.50	0.010	55	1.47	0.32

Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de los materiales para los análisis de estabilidad de taludes.

Tipo de suelo asociado	γ_s (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Arena limosa	17	4	28
Limo arenoso	16	6	24
Limo arcilloso	15	12	10
Arcilla limosa	13	13	5
Arcilla	12	14	0

La predicción de las funciones hidráulicas de cada material estudiado (función de almacenamiento y función de conductividad hidráulica) se realizaron con el modelo de Van Genuchten a través del programa de cómputo SEEP/W. Para la función de almacenamiento es necesario especificar el contenido de agua saturado (θ_s) y los parámetros de ajuste a , m y n . En cuanto a la función de conductividad hidráulica, es necesario especificar el contenido de agua residual (θ_r) y el coeficiente de conductividad hidráulica saturado (k_s). Los resultados de la predicción de las funciones hidráulicas se presentan en la Fig. 4-3.

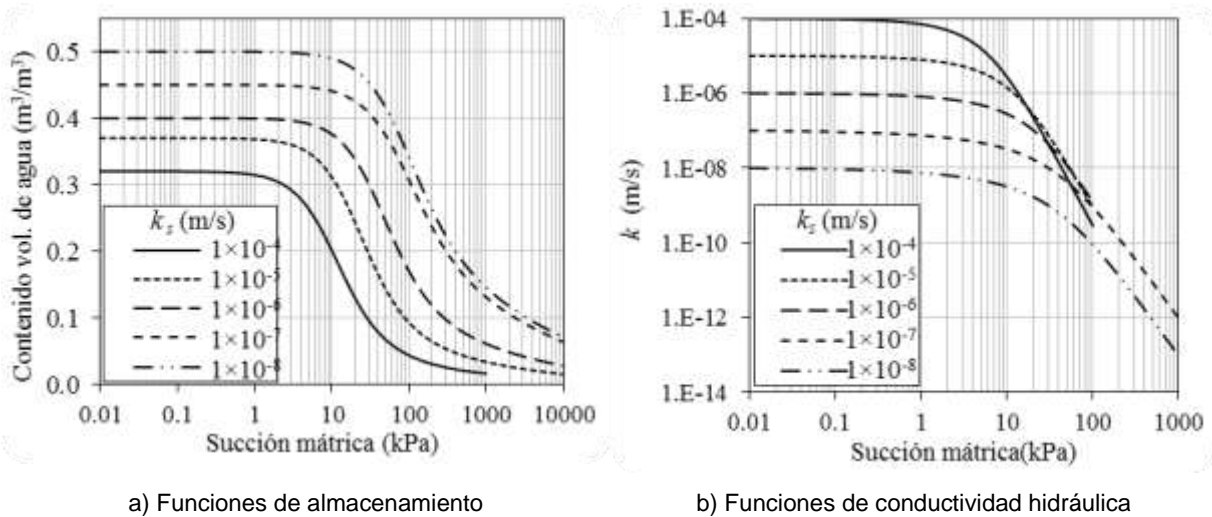


Fig. 4-3 Funciones hidráulicas estimadas con el modelo de Van Genuchten utilizando SEEP/W.

4.1.1.3 Variables estudiadas

El resumen de las variables que se estudiaron: inclinación del talud, ancho de corona, velocidad de vaciado, conductividad hidráulica saturada y la anisotropía del terraplén, en los diversos análisis paramétricos realizados en este trabajo se presentan en la Tabla 4.3.

También se estudió el comportamiento hidrogeomécanico de bordos considerando la heterogeneidad de materiales en la interface entre el cuerpo del terraplén del bordo y la cimentación del mismo, la colocación de tablestacas, así como la colocación de filtros de diversas formas geométricas en el cuerpo del terraplén del bordo. Los análisis paramétricos se llevaron a cabo variando los valores de alguna de las variables de interés y suponiendo las otras involucradas en el análisis como constantes.

Tabla 4.3. Variables estudiadas en los análisis paramétricos considerando un vaciado con abatimiento de 5.5m.

Talud (H:V)	Vaciado		k_s (m/s)	Relación de anisotropía ($k_{s,y}/k_{s,x}$)	Ancho de corona (m)	Long. de tablestaca (m)	Tipos de filtros
	velocidad (m/día)	tiempo (día)					
1.5:1	0.10	55	1×10^{-04}	0.1	0	4	Horizontales
2.0:1	0.25	22	1×10^{-05}	0.25	2	6	Combinados
2.5:1	0.50	11	1×10^{-06}	0.5	4	8	-
3.0:1	0.75	7.3	1×10^{-07}	0.75	-	-	-
3.5:1	1.00	5.5	1×10^{-08}	1.0	-	-	-
-	1.50	3.6	-	-	-	-	-

4.1.2 Análisis de sensibilidad

Los análisis de sensibilidad tienen por objetivo evaluar las características y la magnitud de la variación de los resultados que arroja el programa SEEP/W con respecto al tamaño de abertura de la malla de elementos finitos y el tamaño de los intervalos de tiempo utilizados, con el fin de calibrar y establecer las restricciones adecuadas para la modelación numérica.

Estos análisis se realizaron considerando un bordo tipo marginal homogéneo, con talud 2:1 y conductividad hidráulica saturada de $k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. El bordo fue sometido a un proceso de vaciado con un abatimiento total de 5.5m a una velocidad de 1 m/s.

4.1.2.1 Efecto del tamaño de los elementos finitos

En este análisis se utilizaron mallas de elementos finitos integradas convencionalmente por elementos finitos con distintas formas geométricas (cuadrados y triángulos). El programa SEEP/W permite especificar el tamaño característico de los lados del elemento finito, aunque este tamaño se modifica de forma automática en las zonas donde hay cambios en la geometría del bordo utilizado en la modelación, como es el caso por ejemplo en la zona del ángulo formado en el pie del talud. Se estudiaron tamaños de elementos finitos de 1, 0.75, 0.5 y 0.25 m para condiciones de vaciado con abatimiento total de 5.5m y velocidades de 0.1, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0 y 1.5 m/día.

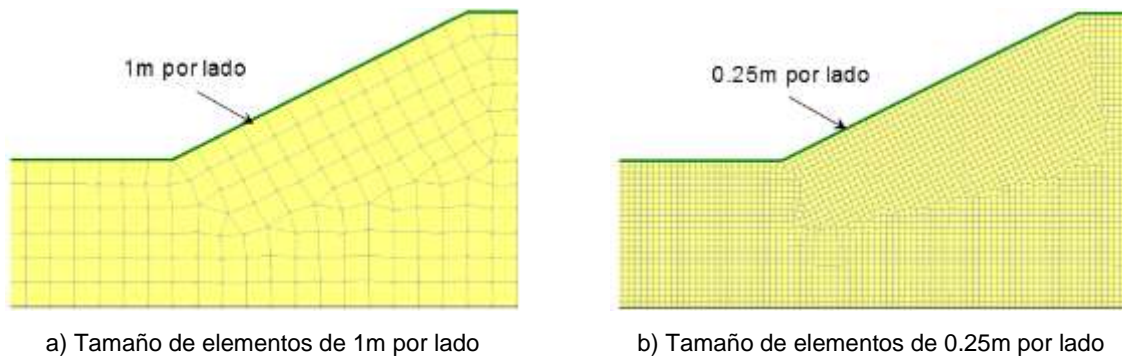


Fig. 4-4 Ejemplos del tamaño de los elementos de la malla de elementos finitos.

En los análisis realizados se observó que los gradientes hidráulicos de salida más altos se presentan al finalizar el vaciado, se ubican en la zona del pie del talud y tienen el mayor valor en la dirección horizontal. En la Fig. 4-5 se muestra el efecto que tiene el tamaño de elementos finitos en la determinación del gradiente hidráulico máximo de salida (que se presenta al final del vaciado). Se observó que la abertura de la malla esta asociada con mayor mayor variación en la determinación del gradiente hidráulico con dirección vertical (i_y) que en la dirección horizontal (i_x).

A partir de un tamaño de elementos de 0.5m (0.5x05) los resultados son más estables ya que su variación es relativamente pequeña respecto a la abertura de 0.25m. Otro aspecto importante es el

hecho de que los gradientes hidráulicos máximos se presentan cerca del pie del talud, por tanto la malla de elementos finitos en la zona del ángulo formada por la intersección del nivel de terreno con el talud del bordo deber ser más refinada para obtener valores representativos válidos.

Por otro lado, para la conductividad hidráulica saturada estudiada ($1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$) la velocidad de vaciado influye muy poco en el resultado ya que se observa que las curvas de V_{vaciado} vs i_y y de V_{vaciado} vs i_x tienden a la horizontal, es decir a un valor constante, en todas las aberturas de malla utilizadas en los análisis efectuados.

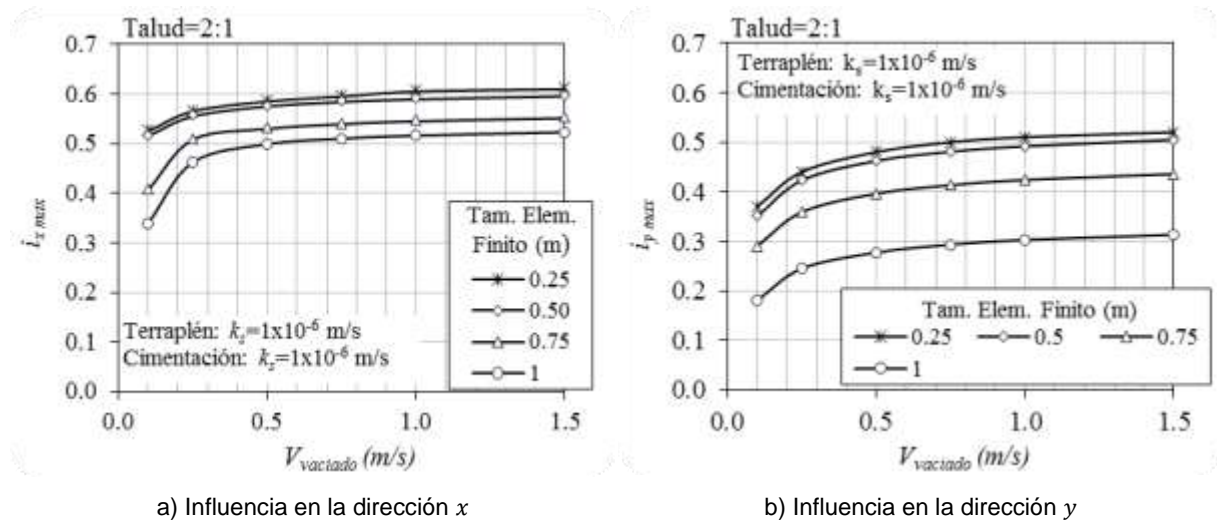


Fig. 4-5 Efecto del tamaño promedio de los lados de los elementos finitos en la magnitud del gradiente hidráulico.

En la Fig. 4-6 y Fig. 4-7 se muestran la distribución de los gradientes hidráulicos obtenidos tanto en la dirección de x como en la de y , respectivamente al finalizar el vaciado, para el caso de un bordo con una malla de elementos finitos de 0.5m por lado. En estas figuras pueden apreciarse las zonas donde los gradientes hidráulicos son máximos.

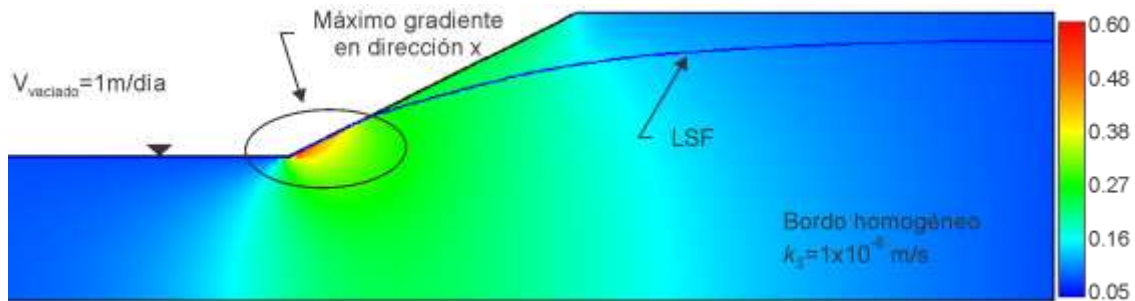


Fig. 4-6 Distribución de gradientes hidráulicos con dirección x al finalizar el vaciado.

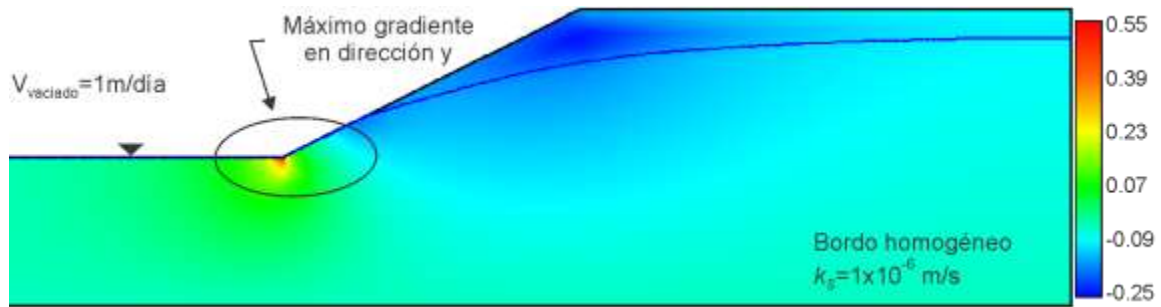


Fig. 4-7 Distribución de gradientes hidráulicos con dirección y al finalizar el vaciado.

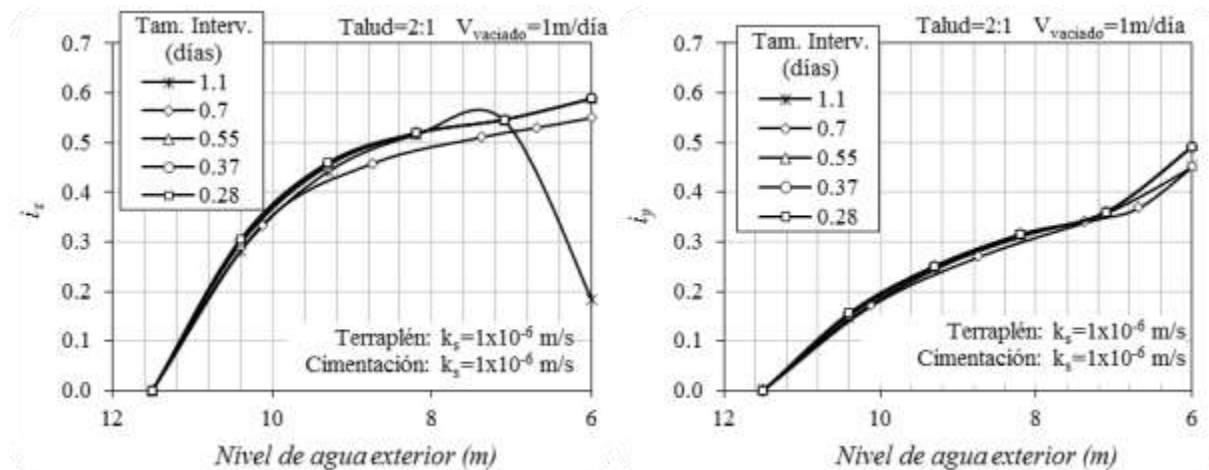
4.1.2.2 Efecto del tamaño del intervalo de tiempo

En los análisis de flujo transitorio el tiempo es una variable muy importante. Para saber lo que sucede durante un proceso de flujo transitorio es necesario tener resultados en diferentes instantes del proceso. Entre mayor sea el número de instantes (o de intervalos de tiempo pequeños) que se analicen durante el proceso, en este caso del vaciado, se tendrá mayor certeza del comportamiento de las variables involucradas. En esta sección se evalúa el efecto que tiene el tamaño de los intervalos de tiempo en la magnitud de la variación de los resultados obtenidos.

El análisis se realizó considerando un bordo marginal homogéneo bajo condiciones de vaciado de 1m/día, con una malla de elementos finitos de un tamaño promedio de 0.25m de lado. Los tamaños de los intervalos de tiempo estudiados se muestran en la Tabla 4.4. Los resultados obtenidos se muestran en la Fig. 4-8.

Tabla 4.4. Tamaño de intervalos de tiempo para los análisis de sensibilidad.

Duración del vaciado	No. de intervalos	Tamaño del intervalo (días)
5.5 días	5	1.10
	8	0.70
	10	0.55
	15	0.37
	20	0.28



a) Influencia en la dirección x

b) Influencia en la dirección y

Fig. 4-8 Efecto del tamaño del intervalo de tiempo en magnitud del gradiente hidráulico.

Los resultados indican que el tamaño del intervalo de tiempo tiene un efecto mayor en la magnitud del gradiente hidráulico de salida con dirección horizontal (i_x) que el gradiente en dirección vertical (i_y). Para intervalos de tiempo igual 1.1 días la magnitud de i_x es la tercera parte del valor real. Sin embargo, se observó que para tamaños de intervalos de tiempo menores o iguales a 0.55 días, los resultados convergen prácticamente sin ninguna variación apreciable.

4.1.2.3 Consideraciones para los análisis.

Tomando en consideración los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad, las sucesivas modelaciones numéricas se efectuaron considerando un tamaño de elementos finitos de 0.25m de lado, poniendo énfasis en la zona del pie del talud. Por tanto, de lo anterior se deriva que el tamaño de los intervalos de tiempo debe ser menor o igual a 0.55 días y debe mantenerse independientemente de la duración del vaciado.

4.2 Bordos marginales

La sección transversal del *bordo tipo* estudiado en este apartado se muestra en la Fig. 4-1. En esta sección se estudia el efecto de la inclinación del talud, velocidad de vaciado, anisotropía y heterogeneidad en el comportamiento del bordo. Así mismo, se estudia el efecto de medidas para mitigar los efectos negativos ocasionados por el vaciado, como por ejemplo el uso de filtros. También se analiza el caso con la colocación de un tablestacado.

En los casos estudiados en esta sección, se pudo verificar que los máximos gradientes hidráulicos de salida en la dirección de x y de y ($i_{x\max}$ y $i_{y\max}$) que se presentan durante el vaciado, se desarrollan en la zona del pie del talud del bordo para el instante en que finaliza el vaciado, corroborando lo que se identificó en el análisis de sensibilidad del que ya se comentó.

4.2.1 Efecto de la conductividad hidráulica

Se utilizó un bordo homogéneo con talud 2:1 sometido a condiciones de vaciado con velocidad de 1m/día para evaluar el efecto de la conductividad hidráulica (k_s). En la Fig. 4-9 se muestra la disipación de las presiones de poro en función del tiempo para bordos con diferentes k_s suponiendo que una vez finalizado el vaciado el nivel de la superficie libre del agua se mantiene constante. Para todas las k_s estudiadas la presión de poro máxima (asociada a la condición de flujo establecido) es de 54 kPa y se observa que para el instante en que finaliza el vaciado (5.5 días), el suelo más permeable ($k_s = 1 \times 10^{-4} m/s$) disipa aproximadamente el 81% de las presiones de poro. Sin embargo, se observó que para disipar el 19% restante requiere de 20 días aproximadamente. En contraste, el suelo más impermeable ($k_s = 1 \times 10^{-8} m/s$) disipa cerca del 24% de las presiones de poro al finalizar el vaciado y para disipar el 76% restante requiere cerca de 100 años. El resto de las conductividades hidráulicas estudiadas se comporta dentro del intervalo delimitado por estos dos materiales. En general se puede decir que las presiones de poro posteriores al vaciado requieren un mayor tiempo para disiparse que aquellas que se disiparon durante el proceso de vaciado debido a que la carga hidráulica ahora se mantendrá constante.

En la figura anterior se observa la disipación de las presiones de poro durante el vaciado. En la Fig. 4-10 se muestran los volúmenes de agua almacenados dentro del bordo en la condición inicial y los volúmenes de agua drenados durante el proceso de vaciado. Como se esperaba, los suelos más permeables almacenan la mayor cantidad de agua, así como drenan a una mayor velocidad. Para el instante en que finaliza el vaciado, el bordo con la conductividad hidráulica más alta ($k_s = 1 \times 10^{-4} m/s$) drena cerca del 65% del volumen almacenado. Por el contrario, el bordo con $k_s = 1 \times 10^{-8} m/s$ drena cerca del 0.05% del agua almacenada en la condición inicial. Este comportamiento también puede ser observado en la Fig. 4-11 donde para $k_s = 1 \times 10^{-8} m/s$ la línea de desaturación prácticamente permanece en mismo lugar que la línea de superficie freática de la condición inicial. En cambio, para $k_s = 1 \times 10^{-5}$ la línea de desaturación prácticamente desciende de forma paralela al nivel de la lámina de agua.

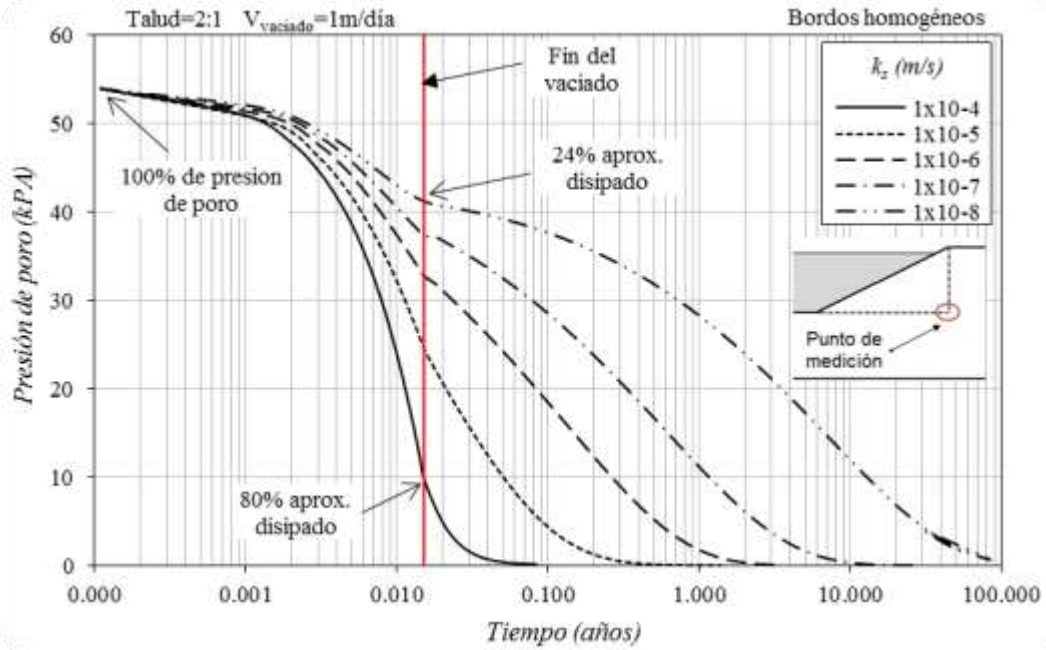
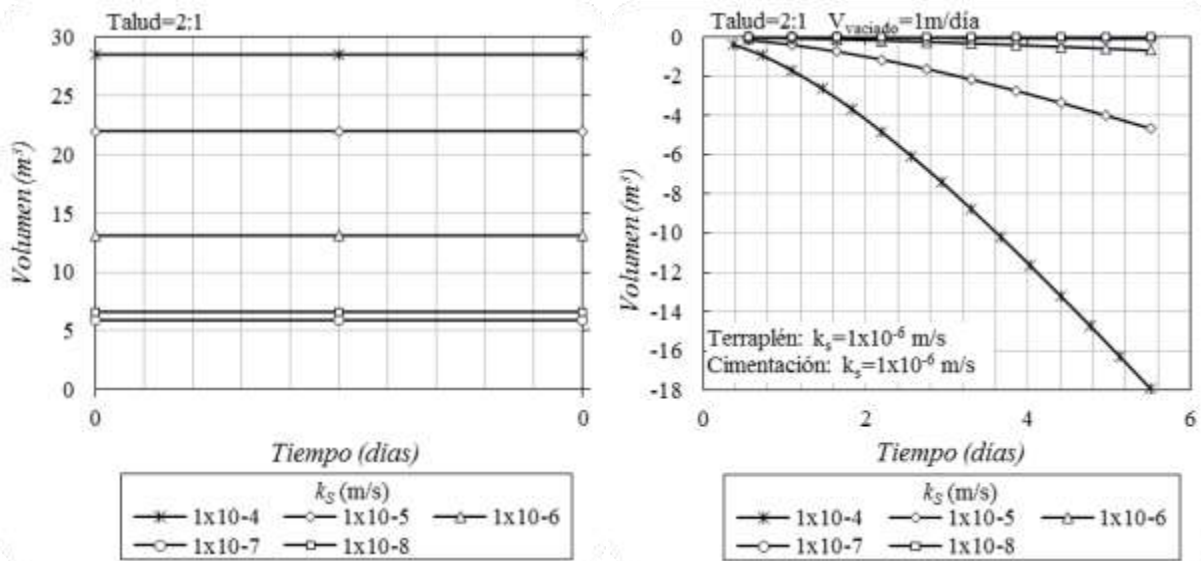


Fig. 4-9 Tiempo de disipación de presión de poro en bordos marginales para diferentes materiales.



a) Volumen almacenado en la condición inicial

b) Volumen drenado durante el vaciado

Fig. 4-10 Volumen de agua almacenado/drenado en el bordo antes y durante el vaciado.

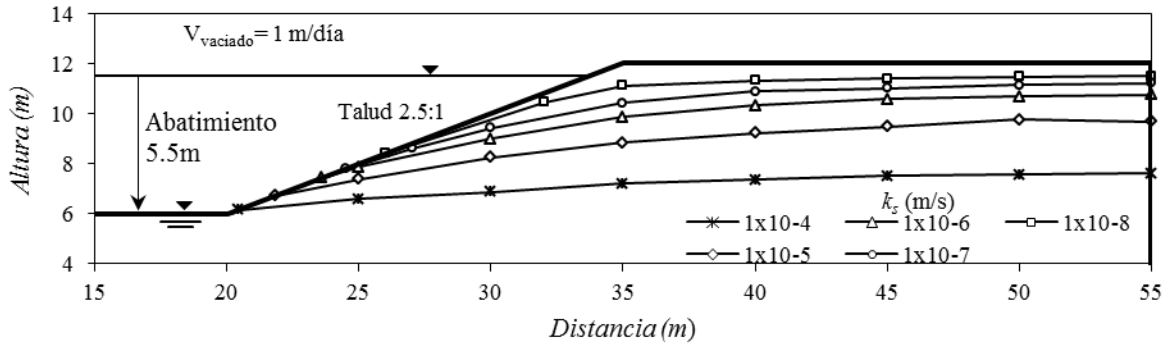
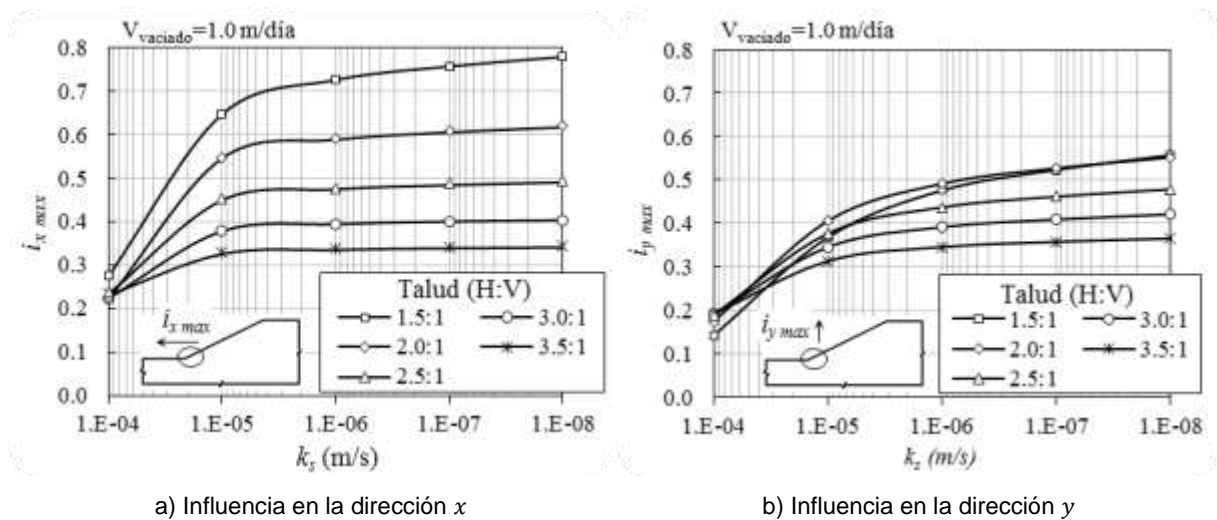


Fig. 4-11 Líneas de desaturación al final del vaciado para diferentes materiales en un bordo marginal homogéneo.

4.2.2 Efecto de la inclinación del talud

El efecto de la inclinación del talud (relación $H:V$) en los gradientes hidráulicos máximos ($i_{x\ max}$ e $i_{y\ max}$) se estudió en un bordo sometido a un vaciado con velocidad de descenso de 1m/día. Los resultados de los $i_{x\ max}$ se presentan en la Fig. 4-12b, donde se observa que la inclinación del talud ($H:V$) tiene mayor efecto en suelos con conductividad hidráulica saturada (k_s) media a baja ($k_s = 1 \times 10^{-6}$ a $k_s = 1 \times 10^{-8}$ m/s). En este intervalo las curvas tienden a la horizontal, es decir, que para k_s con valor igual o inferior a 1×10^{-6} m/s la magnitud de $i_{x\ max}$ se mantiene prácticamente constante y los valores más altos se presentan para k_s igual 1×10^{-8} m/s. De igual forma, se observó que para k_s mayor a 1×10^{-6} m/s el efecto de $H:V$ disminuye hasta k_s igual 1×10^{-4} m/s, donde el efecto es prácticamente nulo y donde se presenta la magnitud más baja de $i_{x\ max}$ respecto a las demás conductividades hidráulicas. En resumen, la relación $H:V$ (talud) tiene efecto en los suelos con k_s igual o menor a 1×10^{-6} m/s, por ejemplo para un talud de 1.5:1 el $i_{x\ max}$ pasa de 0.7 a 0.3 cuando se reduce el talud a 3.5:1.

En cuanto a $i_{y\ max}$ (Fig. 4-12b), se observó que las curvas tienen la misma tendencia que $i_{x\ max}$, es decir, que para k_s igual 1×10^{-6} m/s se alcanzan la magnitud más alta de $i_{y\ max}$ y para k_s igual 1×10^{-4} m/s la más baja. Sin embargo, la inclinación del talud tiene muy poco efecto en los gradientes de salida en la dirección de y que generalmente son de menor magnitud que los que se presentaron en la dirección de x .



a) Influencia en la dirección x

b) Influencia en la dirección y

Fig. 4-12 Influencia del ángulo de inclinación en los gradientes hidráulicos de salida en bordos marginales.

Los resultados de los análisis de estabilidad de taludes se muestran en la Fig. 4-13. Se observa que el factor de seguridad (FS), al contrario del comportamiento hidráulico, la inclinación del talud tiene un efecto mayor en los suelos más permeables ($k_s = 1 \times 10^{-6}$ a 1×10^{-4} m/s), generando incrementos importantes de FS. Esto se debe a que los suelos dentro de este intervalo drenan rápidamente el agua retenida, incrementando sustancialmente el valor de FS que en los suelos menos permeables. Sin embargo, en términos generales el comportamiento es similar, el FS se incrementa conforme el tendido del talud se incrementa. Por otro lado, resulta importante señalar que al igual que en el comportamiento hidráulico, en $k_s = 1 \times 10^{-6}$ m/s se observa un cambio en la tendencia de comportamiento geomecánico, ya que para conductividades hidráulicas menores (materiales más impermeables) las curvas tienden a la horizontal, es decir, a valores constantes.

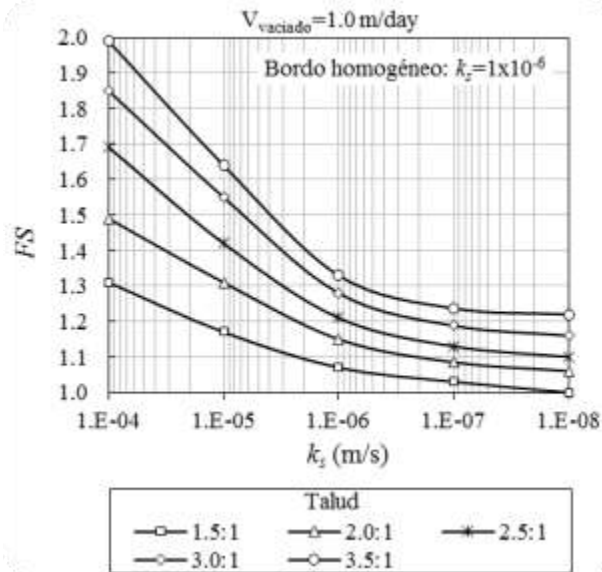


Fig. 4-13 Variación del factor de seguridad al final del vaciado para diferentes materiales respecto a la inclinación del talud.

4.2.3 Efecto de la velocidad de vaciado en bordos homogéneos

La influencia de la velocidad de vaciado en la magnitud de los gradientes hidráulicos de salida se estudió considerando un bordo homogéneo con talud de 2.5:1. La (Fig. 4-14a) muestra los resultados de los $i_{x\max}$, donde se observó que en bordos con k_s entre 1×10^{-6} a 1×10^{-8} $\frac{m}{s}$ la magnitud de $i_{x\max}$ se mantiene constante, es decir, no es afectada por el aumento de la velocidad de vaciado. De igual forma, en este intervalo se presentan los valores más altos de $i_{x\max}$. Por el contrario, los bordos con k_s mayores a 1×10^{-6} m/s son notablemente sensibles a los cambios de velocidad de vaciado, aunque las magnitudes de $i_{x\max}$ que se generan son menores que las correspondientes a bordos de materiales más impermeables (k_s menor a 1×10^{-6} m/s). En resumen, se puede decir que los cambios de la velocidad de vaciado afectan en mayor medida a los suelos con conductividades hidráulicas altas; sin embargo, los valores más altos de $i_{x\max}$ se desarrollan en bordos con conductividades hidráulicas bajas.

En la Fig. 4-14b se presentan los resultados de $i_{y\max}$, donde en general, el comportamiento es similar a los $i_{x\max}$ con la diferencia de que la variación de $i_{y\max}$ entre k_s igual 1×10^{-4} a 1×10^{-8} m/s se presenta de forma gradual y con magnitudes menores a los que se presentan en la dirección x . De esta manera, en k_s igual a 1×10^{-8} no se tiene efecto alguno de la velocidad de vaciado, sin embargo, $i_{y\max}$ alcanza su valor más alto.

En la Fig. 4-15 se observa el efecto de la velocidad de vaciado en las líneas de desaturación (LD) en un bordo marginal con $k_s = 1 \times 10^{-6}$ m/s.

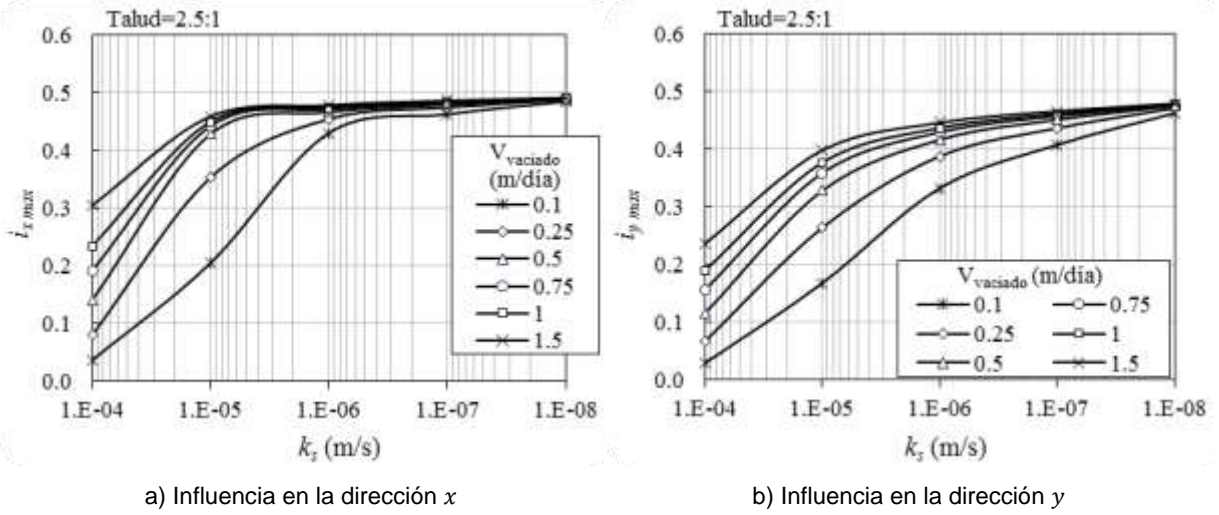


Fig. 4-14 Influencia de la velocidad de vaciado en los i_{max} al final del vaciado en bordos marginales.

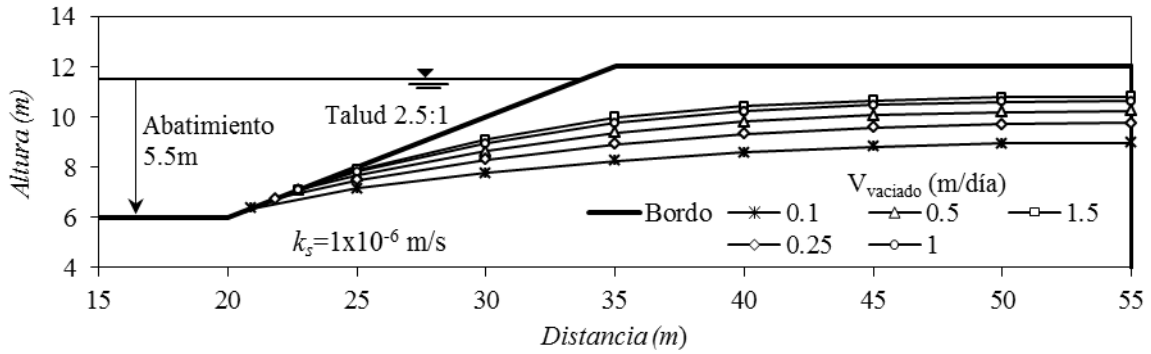


Fig. 4-15 Líneas de desaturación para diferentes velocidades de vaciado en un bordo marginal.

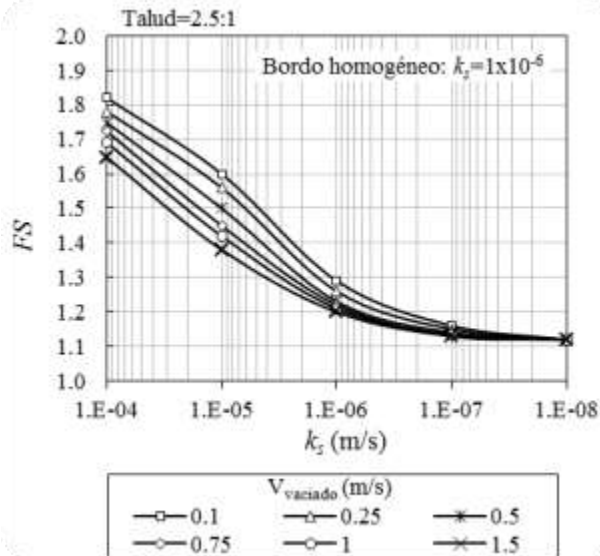


Fig. 4-16 Variación del FS al final del vaciado en bordos marginales respecto a la velocidad de vaciado.

El comportamiento geomecánico (Fig. 4-16) es similar al comportamiento hidráulico, los suelos más permeables (k_s mayor igual a $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$) son más sensibles a los cambios en la velocidad de vaciado y en los suelos menos impermeables el efecto es prácticamente nulo y tienden a valores constantes. Sin embargo, los valores más altos del FS se presentan en los suelos más permeables.

4.2.4 Efectos de la heterogeneidad y la anisotropía

4.2.4.1 Heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación en un bordo

El efecto de la heterogeneidad se estudió considerando un bordo marginal con talud 2.5:1 bajo una velocidad de vaciado de 1 m/día. Se consideraron diferentes materiales constitutivos del terraplén ($k_s = 1 \times 10^{-5}$, 1×10^{-6} y $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$) sobre un mismo suelo de cimentación ($k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$).

Los resultados se muestran en la Fig. 4-17 donde se observa que la heterogeneidad (entre material del bordo y de la cimentación) prácticamente no tiene efecto en la magnitud de i_x . Sin embargo, en la dirección vertical (i_y) tiene efectos importantes momentos antes de finalizar el vaciado. Cuando el terraplén es más impermeable ($k_s = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$) que la cimentación i_y incrementa su valor a más del doble en relación a la condición homogénea ($k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$), alcanzando valores de más de 0.8. Debido a que el incremento se da momentos antes de finalizar el vaciado la zona vulnerable resulta ser el pie del talud.

Por otro lado, cuando el terraplén es más permeable ($k_s = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) que el suelo de cimentación, i_y se reduce desde el inicio del vaciado acentuándose esta reducción cuando falta 1m de abatimiento (a partir del valor inicial de 5.5m). La reducción de i_y alcanza un valor máximo de 0.15 en la dirección vertical.

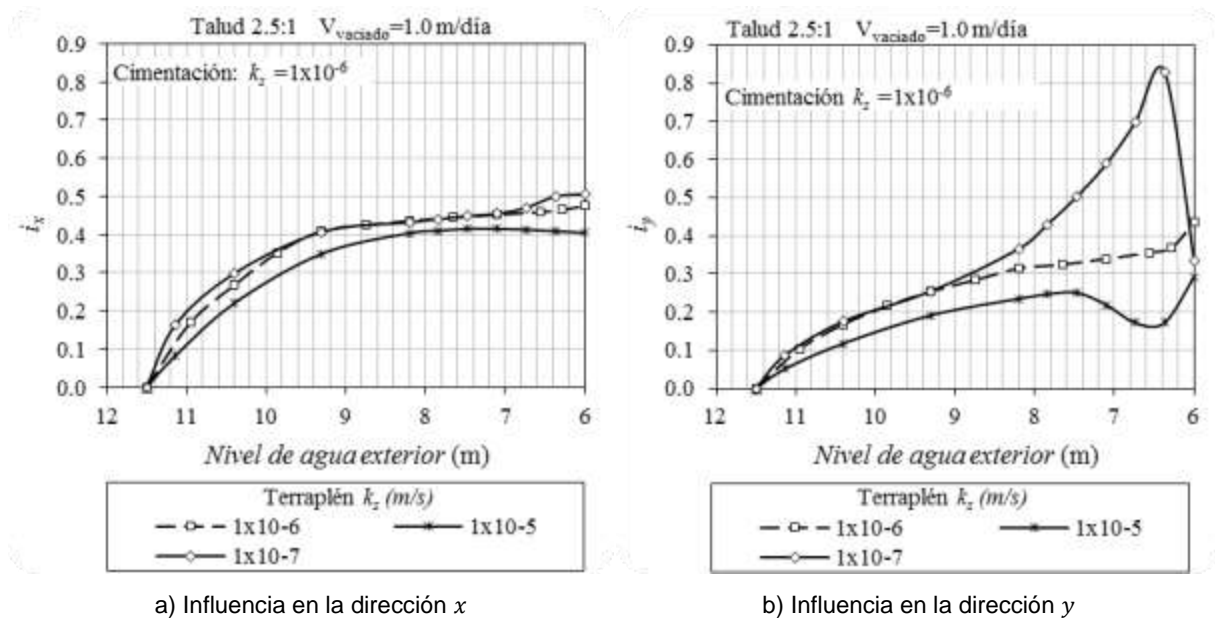


Fig. 4-17 Influencia de la heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación de un bordo en la magnitud del gradiente hidráulico de salida.

En la Fig. 4-18 se muestran la posición de la línea de desaturación al final del vaciado para las tres condiciones de heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación, planteadas anteriormente. Se observa que la posición de dichas líneas son muy similares entre sí, sin embargo generan variaciones importantes en los gradientes hidráulicos de salida, así como en los valores de FS mostrados en la Fig. 4-19. Los valores más altos de FS se presentan para la condición en que el terraplén es más

impermeable ($k_s = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$) que la cimentación y los valores más pequeños para la condición en donde el terraplén es más permeable ($k_s = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) que la cimentación. También se puede observar que el comportamiento de FS es similar al ya identificado por otros autores, es decir, conforme avanza el vaciado y el FS disminuye hasta alcanzar el valor mínimo para el instante en que el vaciado finaliza.

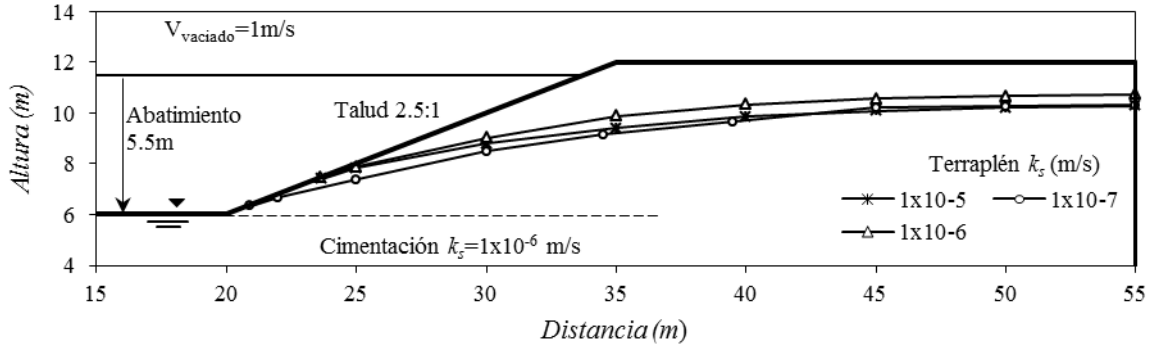


Fig. 4-18 Líneas de desaturación para diferentes conductividades hidráulicas del terraplén.

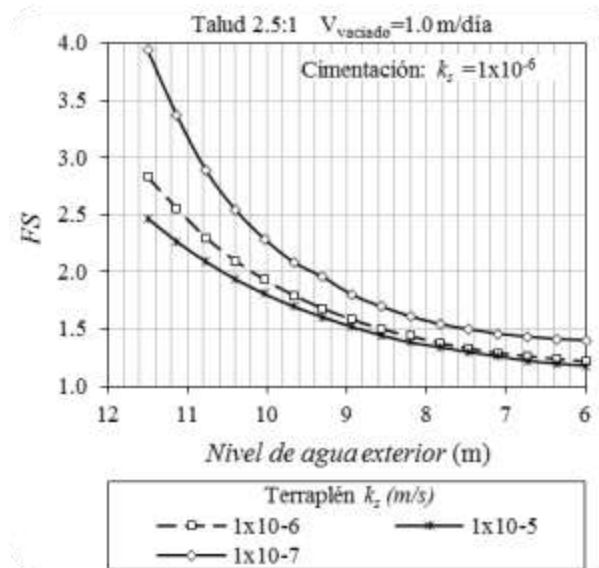


Fig. 4-19 Variación del FS durante el vaciado para diferentes condiciones de heterogeneidad entre el terraplén y la cimentación.

4.2.4.2 Terraplén anisótropo sobre un suelo isótropo del mismo material

El efecto de la anisotropía se estudió considerando bordos marginales con talud 2.5:1 y con suelo de cimentación homogéneo e isótropo con $k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. El bordo es sometido a condiciones de vaciado con abatimiento de 5.5m a diferentes velocidades de vaciado (0.1, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0 y 1.5 m/día). Las relaciones de anisotropía estudiadas ($k_{s,y}/k_{s,x}$) son 0.1, 0.25, 0.5, 0.75 y 1.0 para terraplenes con conductividad hidráulica saturada en x ($k_{s,x}$) de $k_s = 1 \times 10^{-5}$, 1×10^{-6} y $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$, es decir con terraplén del mismo material que la cimentación, con terraplén más impermeable y con terraplén más permeable que la cimentación.

La Fig. 4-20 muestra los resultados para el caso del terraplén del mismo material que la cimentación. Se observa que la anisotropía afecta de manera importante a los gradientes con dirección vertical, incrementado el $i_{y,max}$ hasta en un 75% para $k_{s,y}/k_{s,x}$ igual a 0.1, en relación a la condición isótropa. Las curvas tienen una forma similar y se separan por distancias aproximadamente

simétricas; sin embargo, entre k_{s_y}/k_{s_x} igual a 0.5 y 0.25 se produce un incremento brusco del gradiente hidráulico aunque las curvas siguen mostrando la misma tendencia respecto a la velocidad de vaciado. Mientras tanto, en la dirección horizontal, $i_{x\ max}$ varía muy poco, se reduce en órdenes de 0.02 para cada relación de anisotropía. En ambas direcciones se puede notar que el comportamiento de las curvas es muy suave y tienden a ser horizontales lo que indica que la velocidad de vaciado influye muy poco en la variación de los gradientes hidráulicos.

En la Fig. 4-21 se muestra la variación de las líneas de desaturación (LD) debida a la anisotropía en el caso estudiado. Se observa que las LD prácticamente no varían con respecto a la anisotropía, por lo que se puede decir que la anisotropía no contribuye significativamente a la disipación de las presiones de poro. Sin embargo, se observa claramente que la anisotropía, en este caso, genera incrementos importantes en los gradientes hidráulicos en dirección vertical.

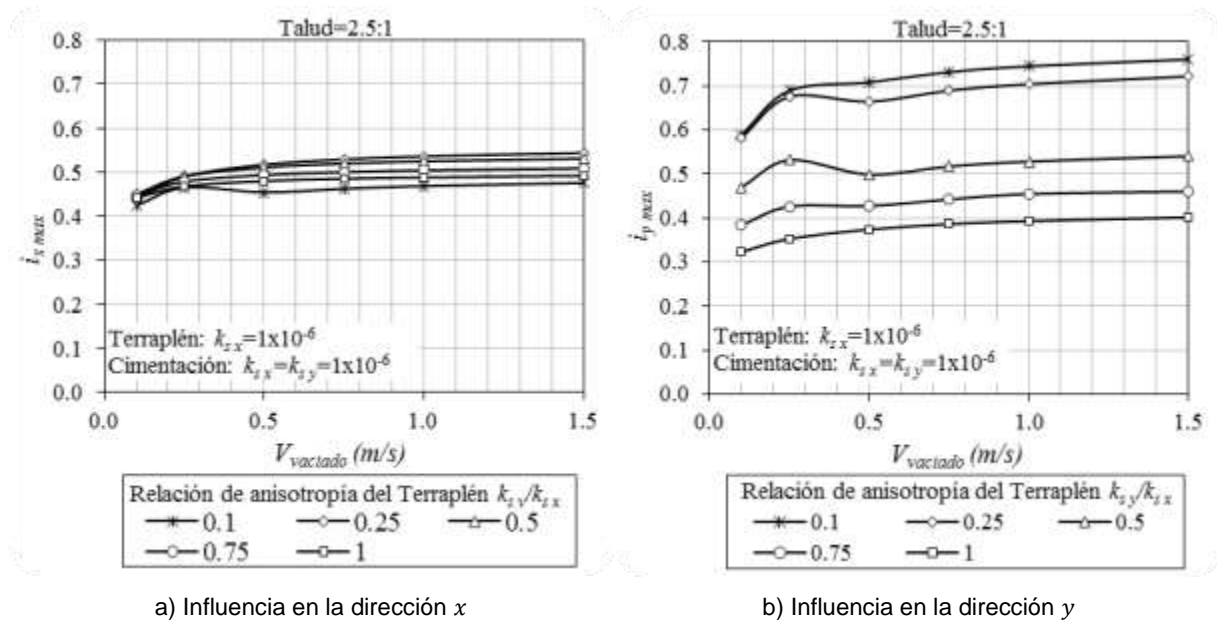


Fig. 4-20 Influencia de la anisotropía en los gradientes hidráulicos de salida. Terraplén cimentado sobre el mismo material.

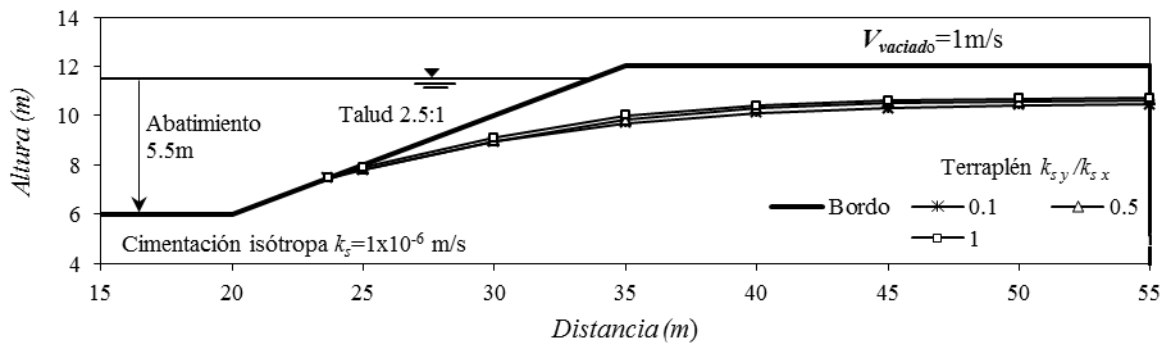


Fig. 4-21 Líneas de desaturación para diferentes relaciones de anisotropía.

En razón de esto se eligió una velocidad de vaciado de $V_{vaciado} = 1\text{m/día}$ para observar lo que sucede durante el proceso de vaciado. En la Fig. 4-22 se presentan los resultados de i , donde se observa que conforme k_{s_y}/k_{s_x} disminuye la magnitud de i_x se reduce aunque en una proporción muy pequeña. Sin embargo, los i_y se incrementan de manera significativa a medida que k_{s_y}/k_{s_x}

disminuye, alcanzando para $k_{s_y}/k_{s_x} = 0.1$ el valor máximo de 0.74 en comparación con la condición isotrópica ($k_{s_y}/k_{s_x} = 1$) que resulta de 0.44. Por otro lado, es importante señalar que a diferencia de la condición isotrópica, donde la magnitud de i_y alcanza su máximo valor al finalizar el vaciado, cuando se tienen condiciones de anisotropía los valores máximos se alcanzan antes de que finalice el vaciado, tal como se aprecia en la Fig. 4-22b.

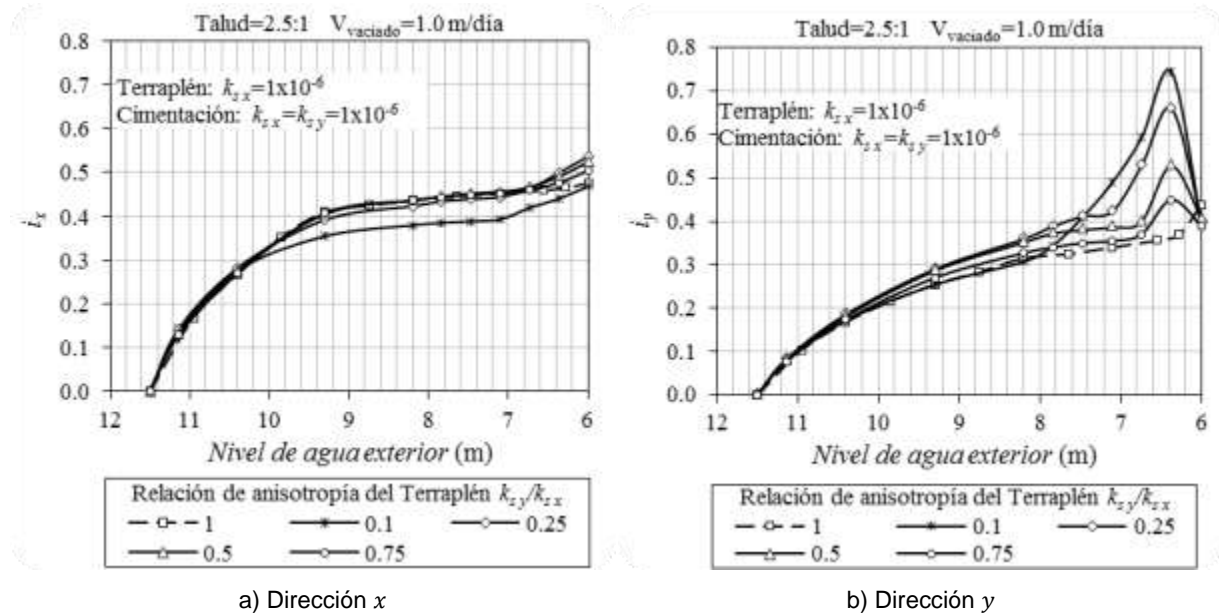


Fig. 4-22 Desarrollo de gradientes hidráulicos durante un vaciado. Terraplén anisótropo cimentado sobre el mismo material.

Por último, en la Fig. 4-23 se muestra el comportamiento del FS durante el vaciado. Como ya se había mencionado, el FS disminuye a medida que el vaciado aumenta. Las variaciones generadas por la anisotropía son muy pequeñas, sin embargo, se puede observar en la ampliación que para este caso el FS se incrementa conforme k_{s_y}/k_{s_x} se reduce. De esto se puede deducir que las condiciones de anisotropía proporcionan mayor seguridad contra deslizamiento para las condiciones estratigráficas especificadas.

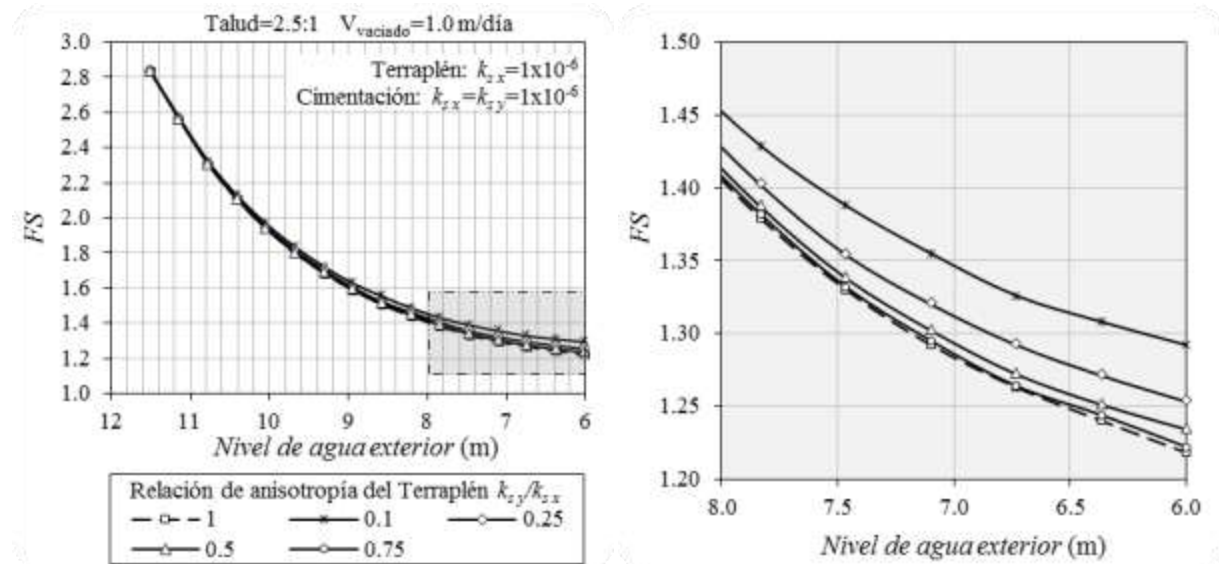


Fig. 4-23 Variación del FS durante el vaciado en un bordo marginal. Terraplén anisótropo cimentado sobre el mismo material.

4.2.4.3 Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación

El siguiente caso estudiado consiste en un bordo de terraplén anisótropo más permeable ($k_s = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) que el suelo de cimentación ($k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$), los resultados se muestran en la Fig. 4-24. Dado que la conductividad hidráulica del terraplén es mayor (es decir es más permeable) que el caso anterior, los valores de gradiente hidráulicos en ambas direcciones son menores. Sin embargo, se observa que para la condición isótropa ($k_{s,y}/k_{s,x} = 1$) los gradientes tienen el comportamiento ya identificado, los $i_{x \text{ max}}$ son mayores que los $i_{y \text{ max}}$. En cuanto a los gradientes hidráulicos con dirección horizontal se puede señalar que no varían respecto a las relaciones de anisotropía. Tampoco varían respecto a las velocidades de vaciado estudiadas, en contraste con el caso homogéneo para $k_s = 1 \times 10^{-5}$ donde la velocidad de vaciado se observó que influye significativamente en los valores de $i_{x \text{ max}}$. En la dirección vertical, $i_{y \text{ max}}$ aumenta gradualmente en cantidades pequeñas conforme se reduce la relación de anisotropía, alcanzando los valores más altos para $k_{s,y}/k_{s,x} = 0.1$ con incrementos del orden de 0.1 con relación a la condición isótropa. Al igual que en la dirección horizontal, se observó que los $i_{x \text{ max}}$ prácticamente no son afectados por los cambios en la velocidad de vaciado.

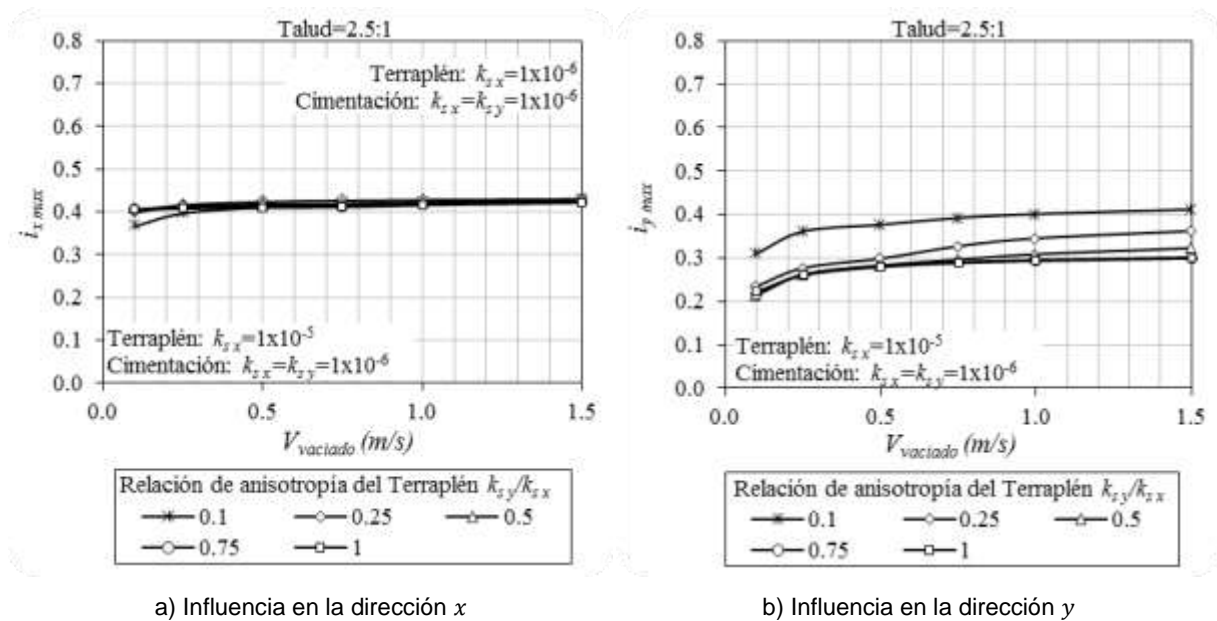


Fig. 4-24 Influencia de la anisotropía en los gradientes hidráulicos de salida. Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación.

El desarrollo de los gradientes hidráulicos durante el vaciado se muestra en la Fig. 4-25 para un bordo sometido a un vaciado con velocidad de 1m/día. Se observa que la anisotropía del terraplén prácticamente no tiene efecto en los i_x , al igual que el caso anterior. Sin embargo, los i_y se observan afectados instantes antes de finalizar el vaciado, ya que al final del vaciado el valor de i_y es el mismo para todas las relaciones de anisotropía. Para $k_{s,y}/k_{s,x}$ igual 1, 0.75 y 0.5 el máximo i_y se presenta hasta el final del vaciado y antes de finalizar el vaciado se presenta una reducción de i_y . Para $k_{s,y}/k_{s,x}$ igual 0.25 y 0.1 los valores máximos de i_y se presentan antes de finalizar el vaciado, siendo del orden de un 30% más alto respecto al que se presenta al final del vaciado para $k_{s,y}/k_{s,x} = 0.1$.

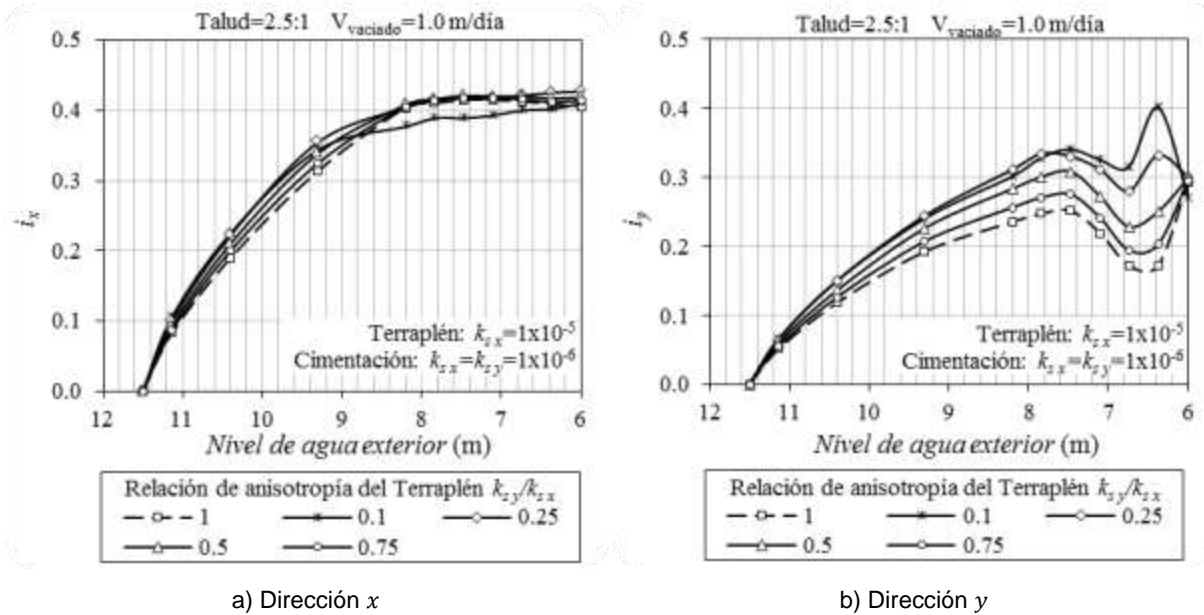


Fig. 4-25 Desarrollo de gradientes hidráulicos durante un vaciado. Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación.

En cuanto a la estabilidad del talud (ver Fig. 4-26), se observa un comportamiento similar al caso anterior, la anisotropía favorece a la estabilidad del talud. Entre menor sea $k_{s,y}/k_{s,x}$ el valor de FS aumentará.

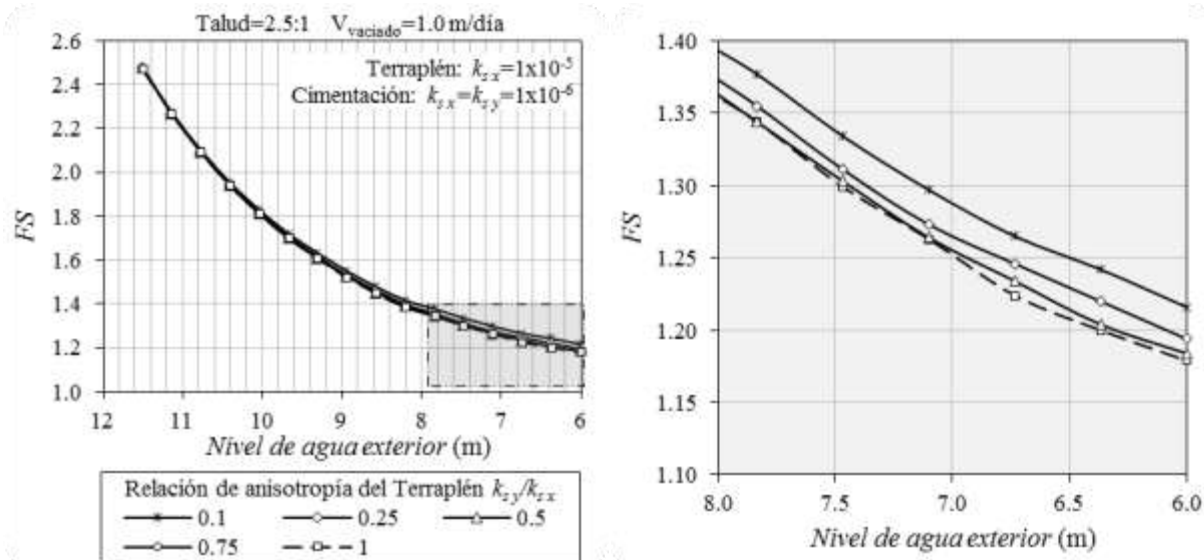


Fig. 4-26 Variación del FS durante el vaciado. Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación.

4.2.4.4 Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación

Finalmente, la última condición estudiada consiste en un bordo con cimentación isotropa $k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ y terraplén anisótropo con $k_s = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$. Ya en la sección 4.2.4.1 se identificó que para cuando el terraplén se encuentra cimentado sobre un suelo más permeable, como este caso, los gradientes hidráulicos máximos de salida aumentan en comparación con un bordo homogéneo (es decir, terraplén y cimentación del mismo material). Para el caso planteado en esta sección, se

presentan resultados para diferentes $V_{vaciado}$ y para diferentes relaciones de anisotropía (ver Fig. 4-27). Se observó que para la condición isotrópica se alcanzan los valores más altos de i_{max} , particularmente en la dirección vertical donde se alcanzan valores cercanos a 0.9. Por otro lado, conforme se reduce la relación de anisotropía los gradientes hidráulicos disminuyen alcanzando valores mínimos para $k_{s,y}/k_{s,x} = 0.1$, siendo del orden 0.3 en ambas direcciones. En la dirección horizontal no se registra variación de $i_{x,max}$ por los cambios en la velocidad de vaciado, ya que las curvas tienden a la horizontal, es decir, a valores constantes. Sin embargo, los $i_{y,max}$ si registran variación por efecto de la velocidad de vaciado. Para $k_{s,y}/k_{s,x} = 1$ se alcanzan variaciones de hasta 0.3 entre las velocidades de vaciado menor (0.1 m/día) y mayor (1.5 m/día). Conforme se reduce la relación de anisotropía el efecto de la velocidad de vaciado disminuye hasta que para $k_{s,y}/k_{s,x} = 0.1$ la curva prácticamente es horizontal.

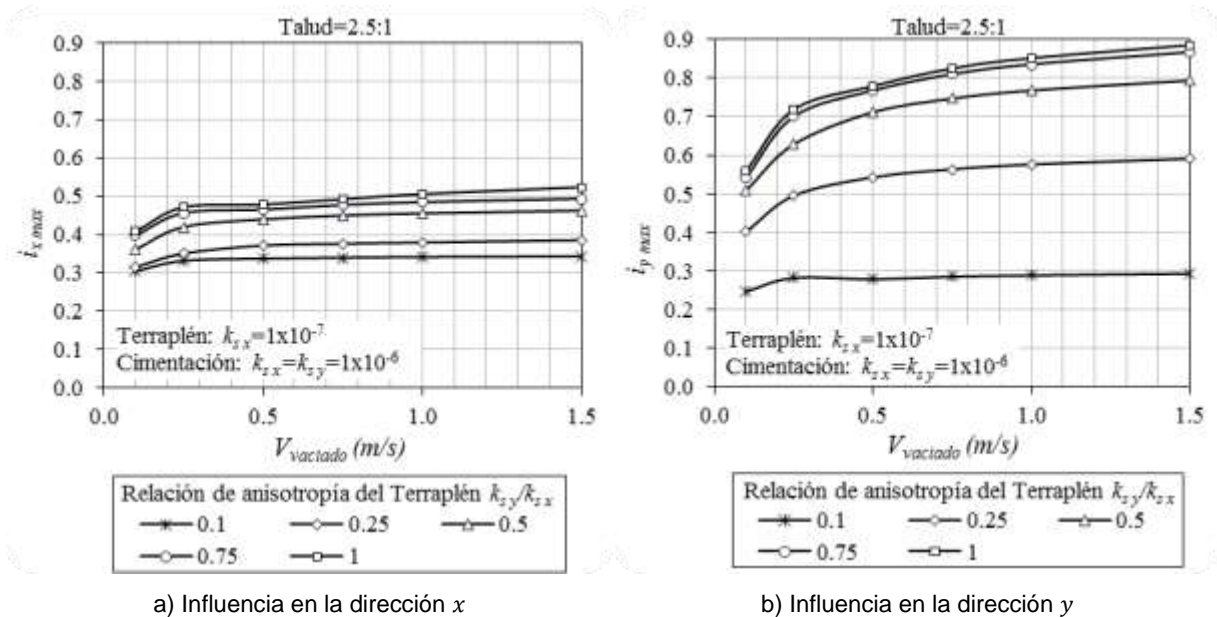


Fig. 4-27 Influencia de la anisotropía en los gradientes hidráulicos de salida. Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación.

Considerando $V_{vaciado} = 1m/día$ se puede observar el comportamiento hidrogeoméxico del bordo durante el vaciado. En la Fig. 4-28 se presenta el desarrollo de los gradientes hidráulicos durante el vaciado. Como ya se ha mencionado, para esta condición la anisotropía reduce la magnitud del gradiente hidráulico en ambas direcciones. Sin embargo, es importante notar que de nueva cuenta los valores máximos de i en ambas direcciones, no se presentan al final del vaciado, sino que se presentan alrededor de 0.5m antes de finalizar el vaciado. ESTE RESULTADO OBTENIDO ES DE MUCHA TRASCENDENCIA YA QUE SI SE REALIZAN ANÁLISIS PARA CONOCER LA CONDICIÓN FINAL DEL VACIADO O SI SE OBTIENEN RESULTADOS A CADA METRO DE ABATIMIENTO DEL VACIADO O MÁS, SE ESTARÁ SUBESTIMANDO EL VALOR MÁXIMO DE i .

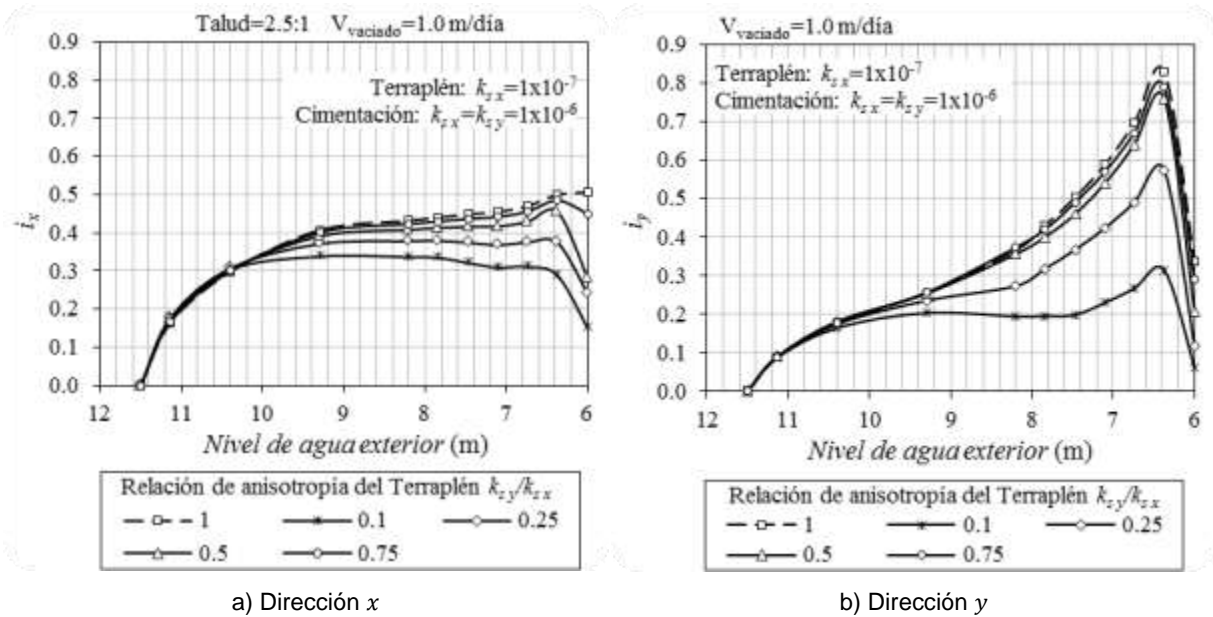


Fig. 4-28 Desarrollo de gradientes hidráulicos durante un vaciado. Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación.

Por último, el comportamiento de FS es similar al de los casos anteriores, la anisotropía incrementa la magnitud de FS. AL REALIZAR ANÁLISIS CONSIDERANDO EL TERRAPLÉN COMO ISÓTROPICO PODRÍAMOS OBTENER RESULTADOS CONSERVADORES DEL FS, PERO POR OTRO LADO ESTARÍAMOS SUBESTIMANDO LA MAGNITUD DE LOS GRADIENTES HIDRÁULICOS.

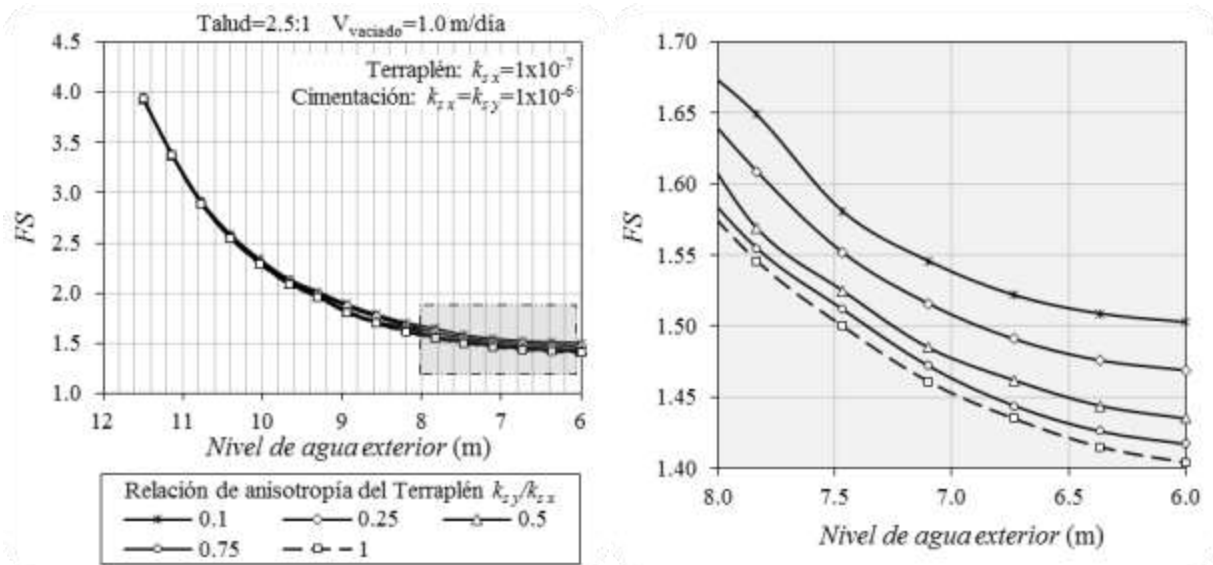


Fig. 4-29 Variación del FS durante el vaciado. Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación.

4.2.5 Efecto de los filtros al pie del talud

El estudio de bordos con filtros se realizó considerando un bordo homogéneo con $k_s = 1 \times 10^{-6}$, talud 2.5:1 y vaciado con abatimiento total de 5.5m con una velocidad de vaciado de 1m/día. Se estudiaron filtros horizontales con 0.5, 0.75, 1.0 y 1.2 veces la longitud horizontal del talud (L) y filtros combinados con 1.2L de base y alturas de 0.25, 0.5 y 0.75 veces la altura del talud. En ambos casos

el espesor del filtro es de 0.5m. En la Fig. 4-30 se muestran los esquemas de las geometrías utilizadas. Los filtros son 100 veces más permeables que el material del bordo ($k_s = 1 \times 10^{-4}$), valor obtenido de la aplicación del criterio de *Allen-Hazen* a una curva granulométrica establecida dentro del rango que *Terzagui (1922)* definió para el diseño de filtros, que a su vez fue aplicado a una curva granulométrica asociada al material considerado para el bordo, los resultados se muestran en Fig. 4-31.

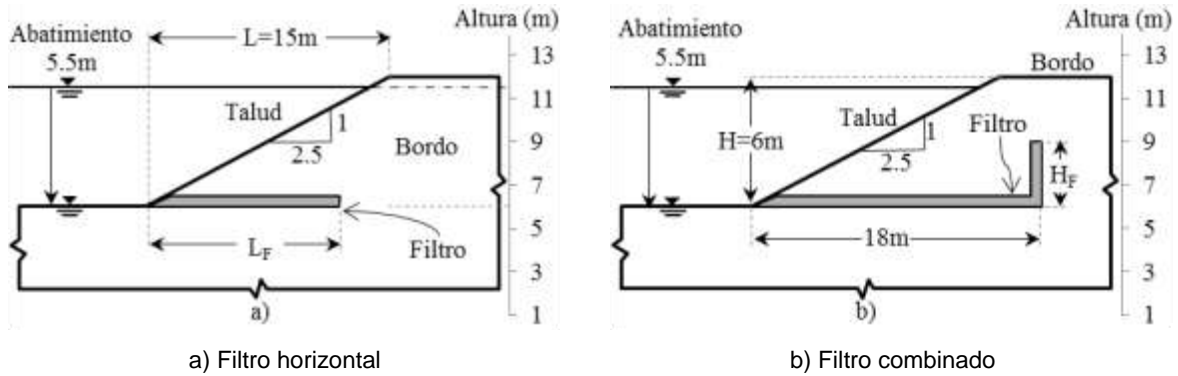


Fig. 4-30 Geometría de los filtros en bordos marginales.

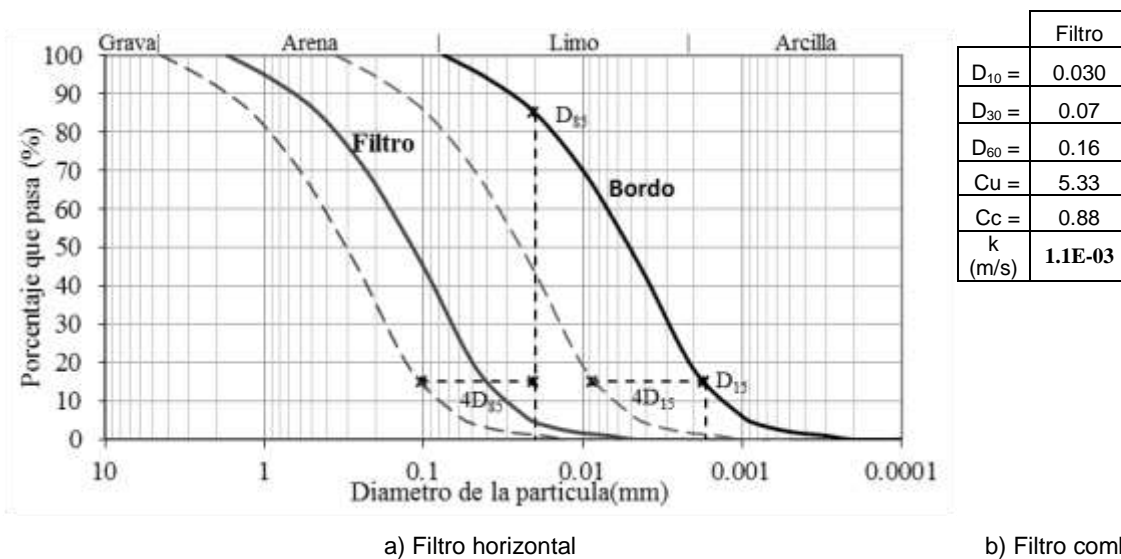


Fig. 4-31 Aplicación del criterio de Terzaghi para diseño de filtros y determinación de la conductividad hidráulica del filtro por medio de la formula Allen-Hazen.

En todos los análisis realizados en bordos con filtro, se encontró que los gradientes hidráulicos máximos de salida ($i_{x \max}$ y $i_{y \max}$) se presentan en la zona del filtro y ocurren al finalizar el vaciado. Al igual que análisis anteriores, en bordos homogéneos sin filtro, los valores más altos de i se presentan en la dirección x .

4.2.5.1 Filtro horizontal

En la Fig. 4-32a se presentan los resultados de los gradientes hidráulicos en dirección x para el caso de bordos con filtro horizontal. Allí se muestra la influencia de la longitud del filtro horizontal en el abatimiento de i_x . Se observa que para un filtro con longitud de $0.5L$ el $i_{x \max}$ es del orden de 0.3 y se presenta con un nivel de agua de 9m. Ahora bien, para longitudes iguales o superiores a $0.75L$ la magnitud del $i_{x \max}$ pasa de 0.42 (bordo sin filtro) a valores menores de 0.23. Es decir, la colocación

del filtro horizontal con longitud igual o mayor a $0.75L$ reduce el $i_{x\max}$ aproximadamente a la mitad. Por otro lado, la diferencia entre las magnitudes del $i_{x\max}$ que corresponden a las longitudes de filtro de $0.5L$ y $0.75L$, es del orden de 0.1 ; sin embargo, entre $0.75L$ y las demás longitudes de filtro la diferencia es del orden de 0.01 . Esto indica que al aumentar la longitud más allá de $0.75L$ se gana muy poco en términos de reducción de los gradientes hidráulicos.

Por su parte, los resultados de i_y se presentan en la Fig. 4-32b, donde se observa que para un filtro de $0.5L$ el $i_{y\max}$ se presenta con un nivel de agua de 9.5m , mientras que para el resto se presenta con un nivel de agua de 7m . El valor del $i_{y\max}$ para diferentes longitudes de filtro oscila entre 0.15 a 0.22 , donde el valor más bajo corresponde a una longitud de filtro de $0.75L$. En resumen la colocación del filtro horizontal con longitud igual o mayor a $0.75L$, ocasiona que tanto el $i_{x\max}$ como $i_{y\max}$ resulten con valores menores a 0.22 . En la Fig. 4-33 se muestran las líneas de desaturación (LD) para diferentes V_{vaciado} en un bordo con filtro horizontal con longitud de $0.75L$.

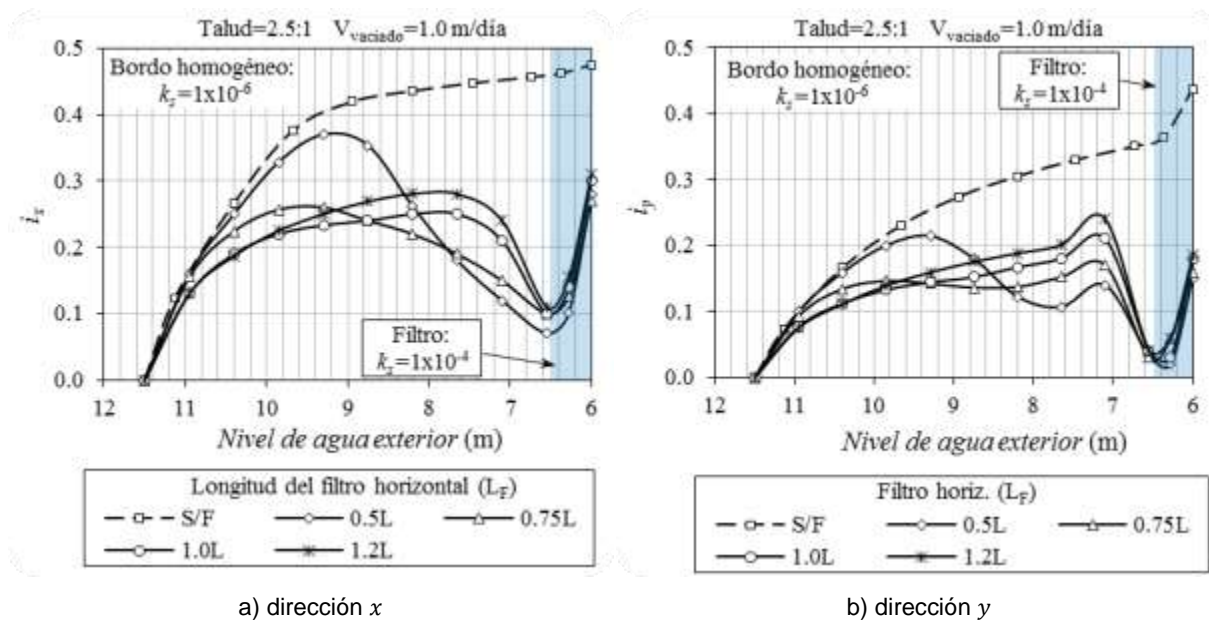


Fig. 4-32 Variación del gradiente hidráulico en bordo con filtro horizontal.

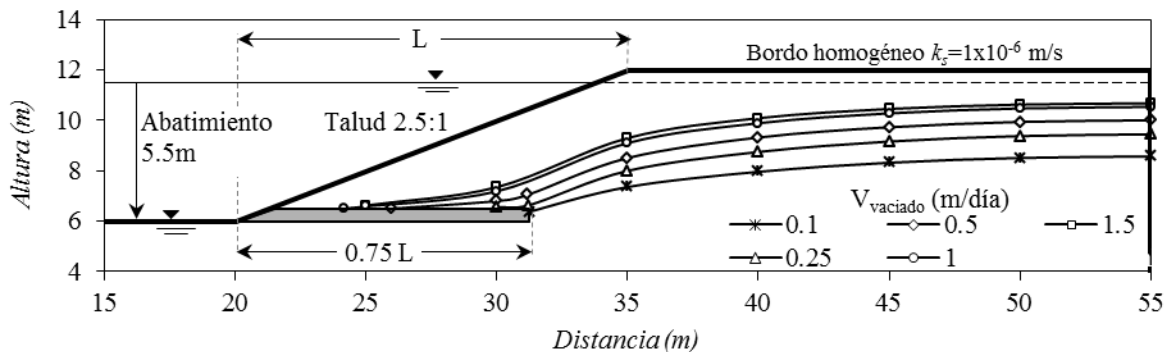


Fig. 4-33 Líneas de desaturación al final del vaciado en bordo con filtro horizontal.

Los resultados del análisis de estabilidad de taludes para bordos marginales con filtros horizontales de diferentes longitudes se presentan en la Fig. 4-34. En este caso se observa que entre mayor sea la longitud del filtro mayor será la magnitud del FS. Sin embargo, con un filtro de longitud de $0.75L$,

determinado como óptimo en el comportamiento hidráulico, se obtiene un incremento de casi del orden 0.1 en el FS.

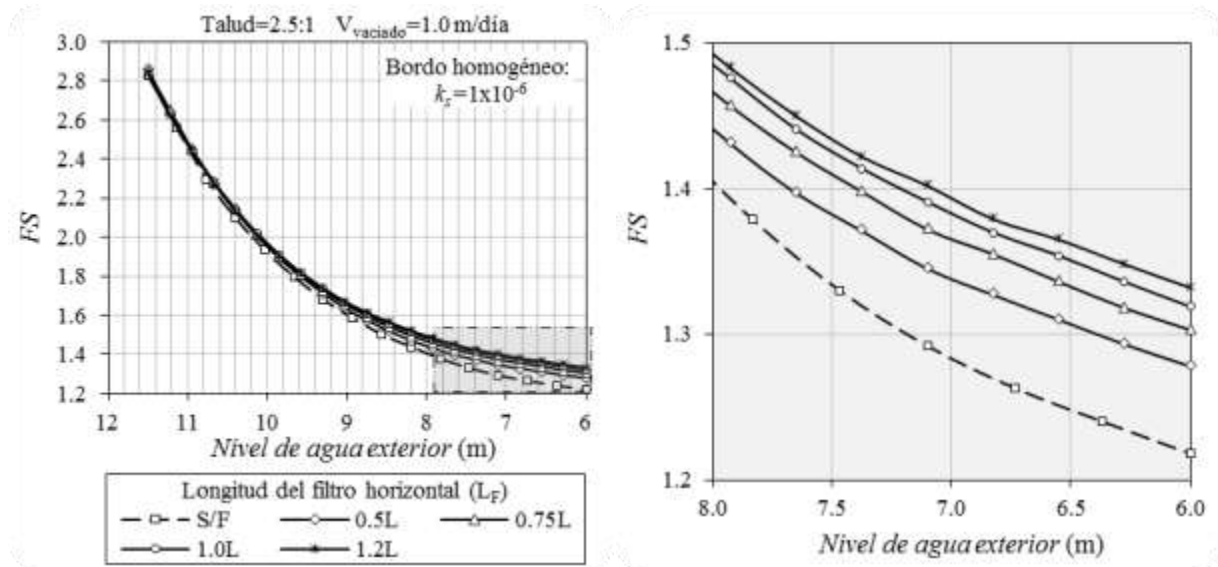


Fig. 4-34 Variación del FS en bordos con filtros horizontales de diferentes longitudes.

4.2.5.2 Filtro combinado

Los resultados del estudio de i_x y i_y en bordos con filtros combinados se muestran en la Fig. 4-36a y b, respectivamente. Los valores máximos de i se presentan en diferentes puntos del talud y ocurren antes de finalizar el vaciado. En ambas direcciones de i , se presenta con una separación muy estrecha entre las curvas de cada filtro combinado estudiado. Se observa que entre un filtro combinado de 0.0H (filtro horizontal) y otro de 1.2H se tiene una diferencia del orden de 0.03 en la magnitud del gradiente hidráulico máximo tanto en x como en y . Esto indica que la diferencia entre utilizar un filtro combinado o uno horizontal es prácticamente nula, en términos de gradientes hidráulicos. Por tanto, se puede concluir que el filtro horizontal tiene un comportamiento más eficiente para mitigar los efectos del vaciado. En la Fig. 4-35 se muestran las líneas de desaturación (LD) para diferentes $V_{vaciado}$ en un bordo con filtro combinado con altura de 0.75H.

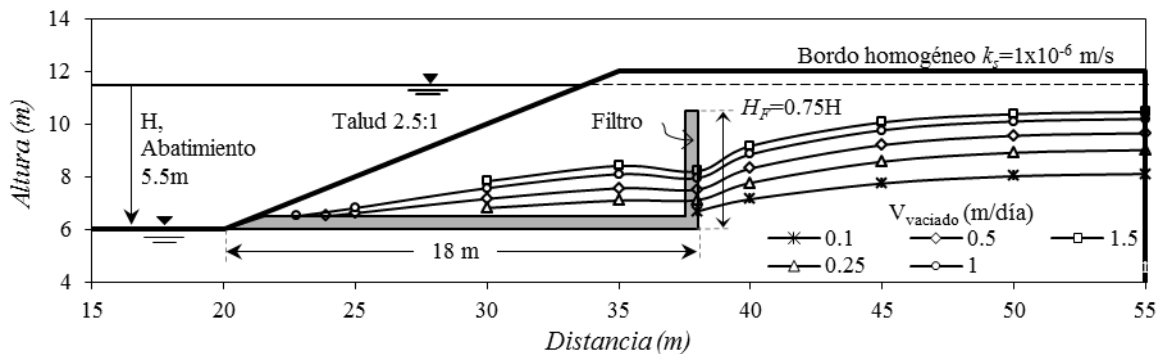


Fig. 4-35 Líneas de desaturación al final del vaciado en bordo con filtro combinado.

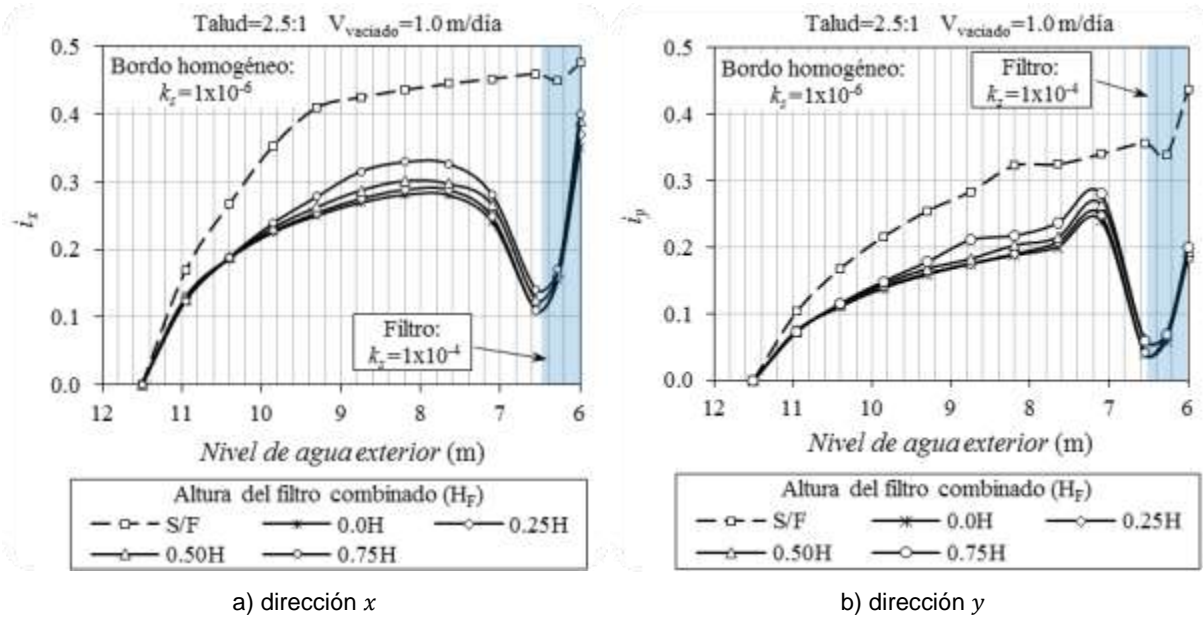


Fig. 4-36 Variación del gradiente hidráulico en el talud de un bordo con filtro combinado durante el vaciado.

Los factores de seguridad obtenidos de análisis de estabilidad de taludes para bordos marginales con filtros combinados de diferentes alturas se presentan en la Fig. 4-34. Se observa que el máximo valor del FS se alcanza para un filtro horizontal (es decir, 0.0H), ya que la magnitud del FS se reduce, aunque en cantidades pequeñas, conforme se incrementa la altura del filtro. Sin embargo, la parte horizontal del filtro combinado proporciona un incremento del FS del orden de 0.1.

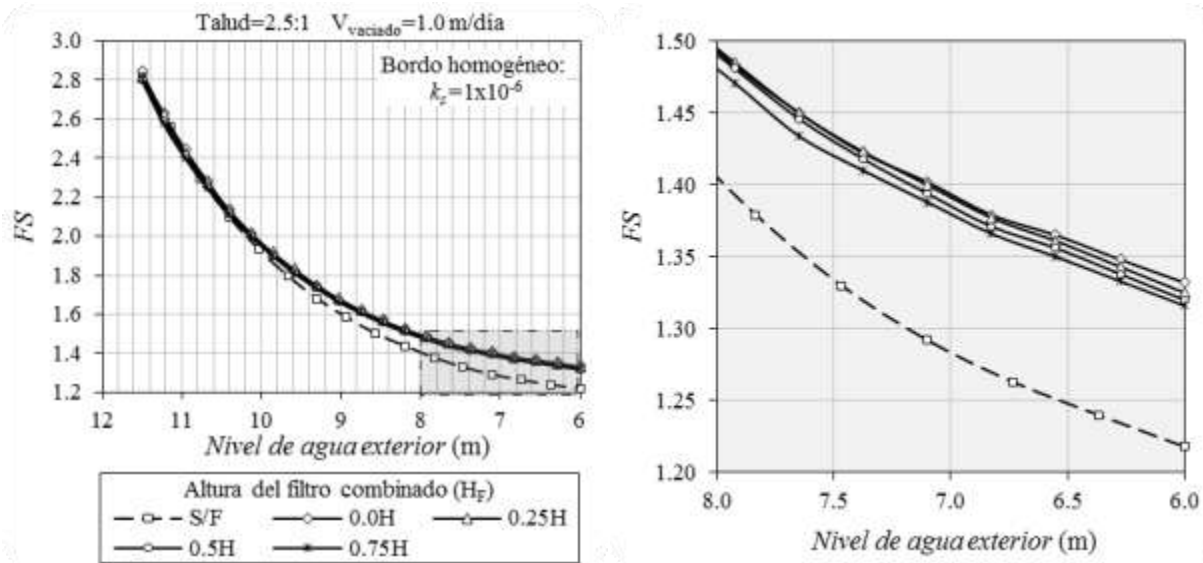


Fig. 4-37 Variación del FS respecto a la altura de los filtros combinados.

4.2.6 Efecto de tablestacas

De acuerdo con diferentes fuentes consultadas entre las últimas acciones realizadas en el marco del PHIT (Plan Hídrico Integral de Tabasco) para estabilizar las márgenes de los ríos, así como para reducir el flujo de infiltración hacia el exterior, se ha recurrido a la colocación de tablestacas. Por esta razón en este trabajo se evalúa el impacto de estas en el comportamiento hidráulico y geomecánico de los bordos.

El efecto de las tablestacas en la reducción de los gradientes hidráulicos de salida se analizó considerando un bordo homogéneo con $k_z = 1 \times 10^{-6}$ y talud 2.5:1 sometido a un vaciado con velocidad de 1m/día. La tablestaca se colocó a 4m del hombro del talud con profundidades de 4, 6 y 8m, como se aprecia en la Fig. 4-38. Los resultados obtenidos se muestran en la Fig. 4-39.

En relación al comportamiento hidráulico del bordo, en los resultados obtenidos se observa que las tablestacas no generan variación apreciable para fines prácticos en los gradientes hidráulicos de salida y se puede decir que son prácticamente independientes de la profundidad de hincado de las mismas. En la Fig. 4-40 se presentan vectores de velocidad para un bordo sin tablestaca y otro con tablestaca, donde se puede observar que la dirección del flujo es muy similar en ambos casos.

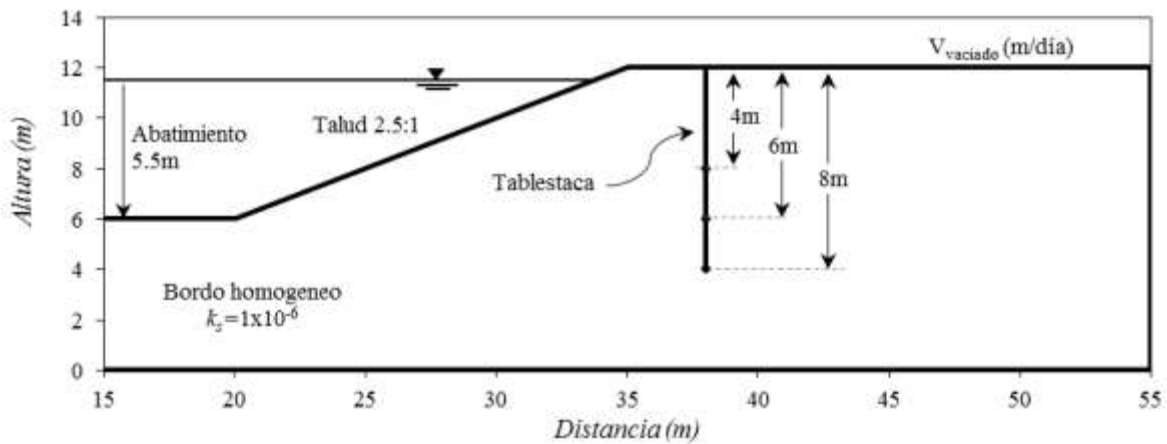


Fig. 4-38 Esquema del bordo con tablestaca.

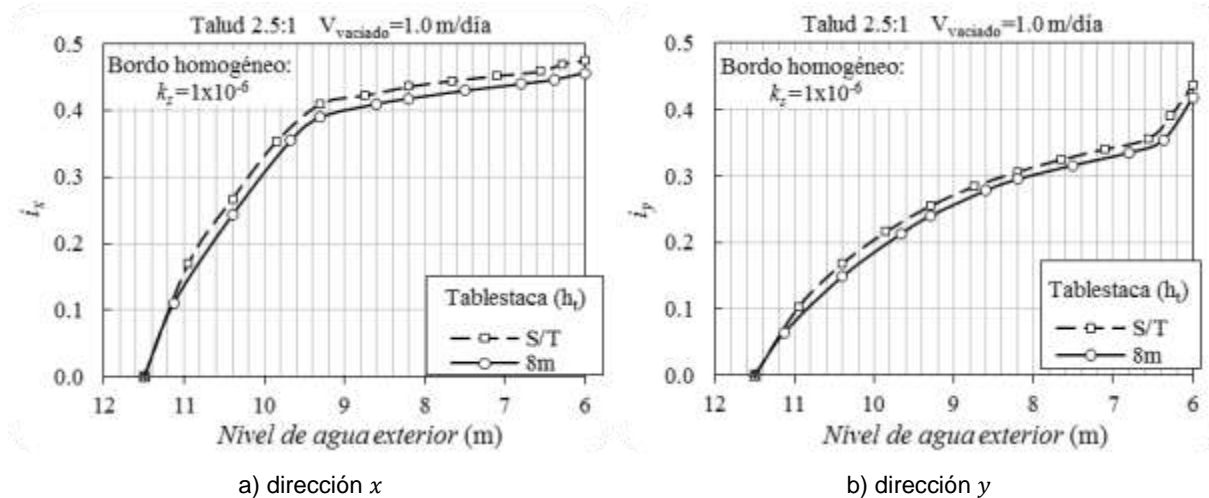


Fig. 4-39 Variación del gradiente hidráulico en el talud de un bordo con tablestaca.

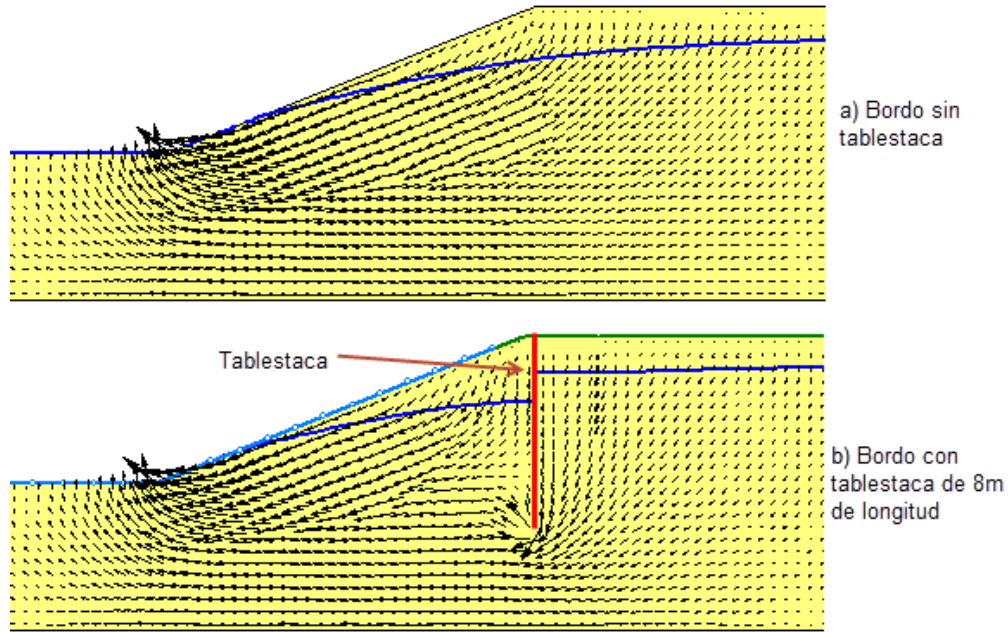


Fig. 4-40 Vectores de velocidad en a) bordo sin tablestaca y b) bordo con tablestaca de 8m de longitud.

Por otro lado, es de subrayarse que las tablestacas tienen un fuerte impacto en la estabilidad global del talud como se muestra en la Fig. 4-41. Se observa que el FS del bordo sin tablestaca pasa de 1.22 a 1.42 para el caso de una tablestaca de 8m de longitud. Sin embargo, prácticamente no tienen impacto en el comportamiento hidráulico del bordo.

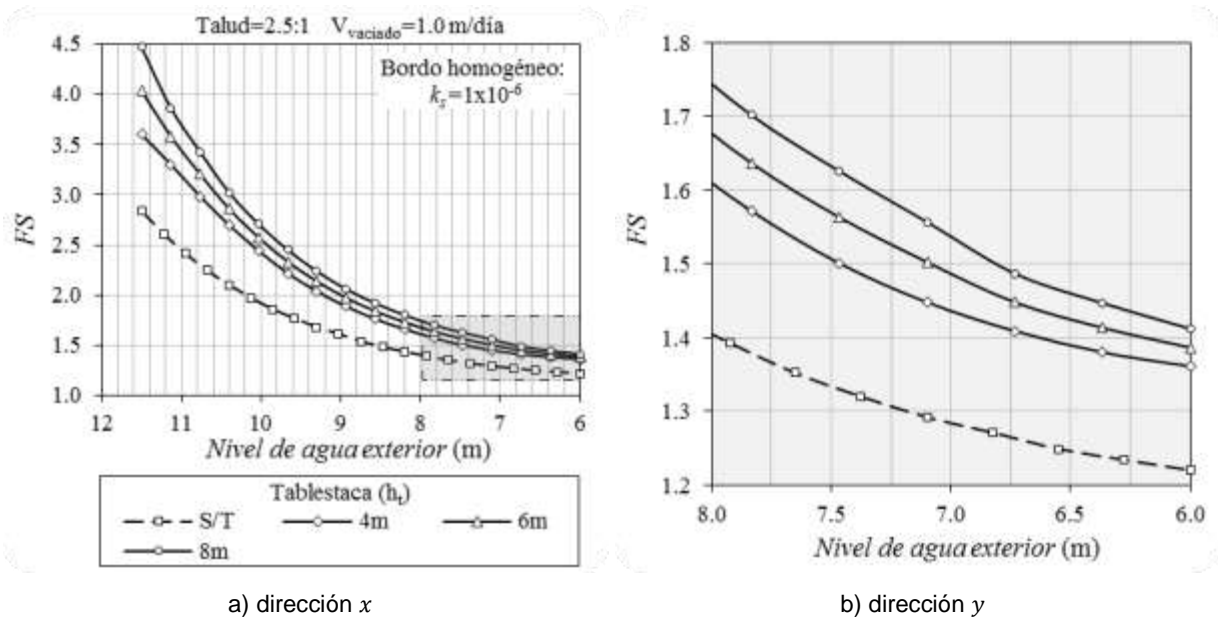


Fig. 4-41 Variación del FS respecto a la colocación de tablestacas de diferentes longitudes.

4.3 Bordos de protección

La geometría de la sección transversal y las condiciones de frontera iniciales del bordo de protección (urbana o agrícola por ejem.) utilizada en los estudios realizados se muestra en la Fig. 4-2. En este tipo de bordo se estudia el efecto de la inclinación del talud, conductividad hidráulica y velocidad de vaciado en el comportamiento hidráulico y geomecánico del bordo, tanto en el talud interior como en el exterior. Así mismo, se estudia el efecto de medidas de mitigación como lo son los filtros.

Para los casos estudiados en esta sección, se pudo verificar que los gradientes hidráulicos de salida máximos en la dirección x y y ($i_{x\max}$ y $i_{y\max}$) que se presentan durante el vaciado, se desarrollan en la zona del pie del talud para el instante en que finaliza el vaciado, tal como se identificó en el análisis de sensibilidad ya descrito líneas arriba.

4.3.1 Efecto de la conductividad hidráulica y la velocidad de abatimiento

Se utilizó un bordo de protección con taludes de 2.5:1 y vaciado con abatimiento de 5.5m de la lámina de agua para estudiar el efecto de la velocidad de vaciado en bordos homogéneos e isótropos con distintas conductividades hidráulicas.

En la Fig. 4-42 se muestran, para diferentes conductividades hidráulicas saturadas (k_s), la línea de corriente superior (LCS) correspondiente a la condición inicial (es decir a régimen establecido) y la línea de desaturación (LD) al final del vaciado (es decir a régimen transitorio) en un bordo sometido a un vaciado con $V_{\text{vaciado}} = 1\text{m/día}$. La LCS es la misma para todas las conductividades hidráulicas estudiadas. La LD varía en función de k_s , se observa que para $k_s = 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ la LD prácticamente permanece en el mismo lugar que la LCS, es decir, se asocia con lo que se le ha denominado “vaciado completamente rápido”. Sin embargo, para $k_s = 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ la LD desciende casi de forma paralela con la lámina de agua, es decir, se asocia a lo que se ha llamado “vaciado completamente lento”. Se podría decir que las k_s comprendidas entre estos extremos, generan lo que se llama “vaciado transitorio”. Es importante tener en cuenta que estos rangos de comportamiento pueden variar en función de la velocidad de vaciado, es decir la velocidad con que se abate la lámina de agua.

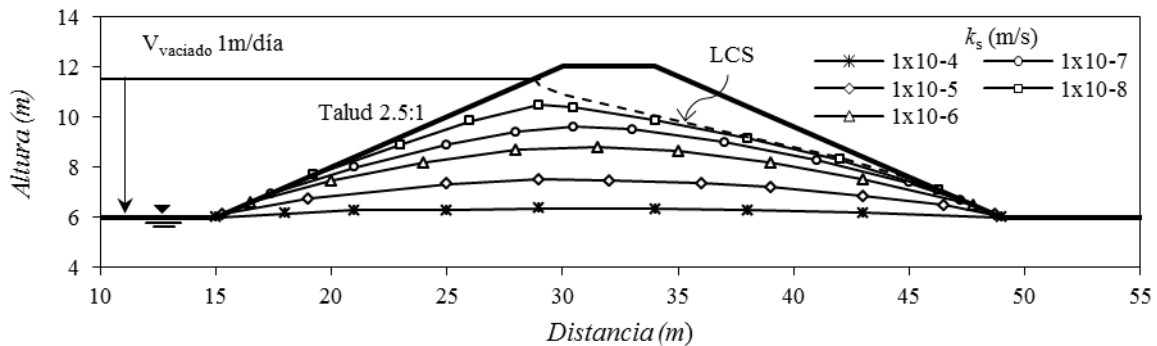


Fig. 4-42 Líneas de desaturación al final del vaciado en bordos de protección para diferentes conductividades hidráulicas.

El efecto que tiene la velocidad de vaciado en la magnitud de los gradientes hidráulicos en dirección horizontal (i_x) y en dirección vertical (i_y), tanto en el talud interior como en el talud exterior, se muestran en la Fig. 4-43. El comportamiento de i_x e i_y al final del vaciado en el talud interior es muy similar al que se presenta en el talud exterior del bordo de protección; y a su vez estos tienen un comportamiento muy similar al estudiado en la sección de bordos marginales y su descripción es aplicable a estos resultados. Sin embargo, se observa que para la condición inicial (régimen establecido) el valor de i de salida en el talud exterior se mantiene constante para todas las k_s estudiadas. Además, es el máximo valor de i (en ambas direcciones) que puede presentarse tanto en

el régimen establecido como en el régimen transitorio para las condiciones de un bordo homogéneo e isótropo.

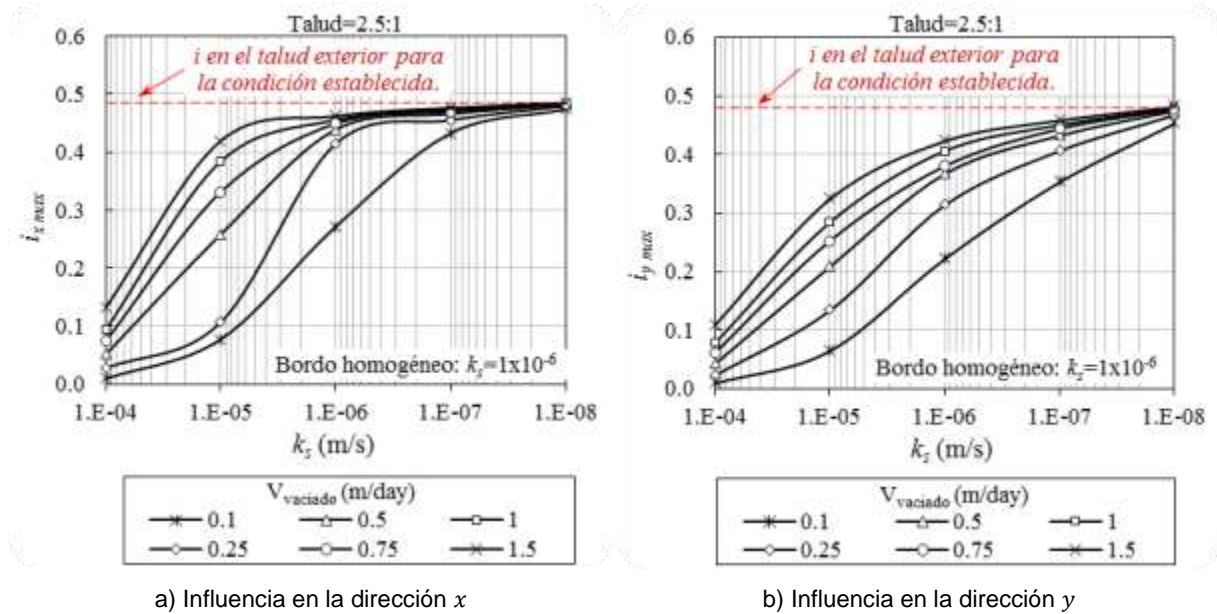


Fig. 4-43 Influencia de la velocidad de vaciado en los gradientes hidráulicos de salida en bordos de protección.

Por otro lado, en la Fig. 4-44 se muestran las LD al final del vaciado para diferentes $V_{vaciado}$. Se puede observar que conforme aumenta $V_{vaciado}$ la LD se acerca más a la LCS de la condición inicial. Como ya se había advertido, la magnitud de $V_{vaciado}$ es determinante en el modo de vaciado, tanto como la propia conductividad hidráulica.

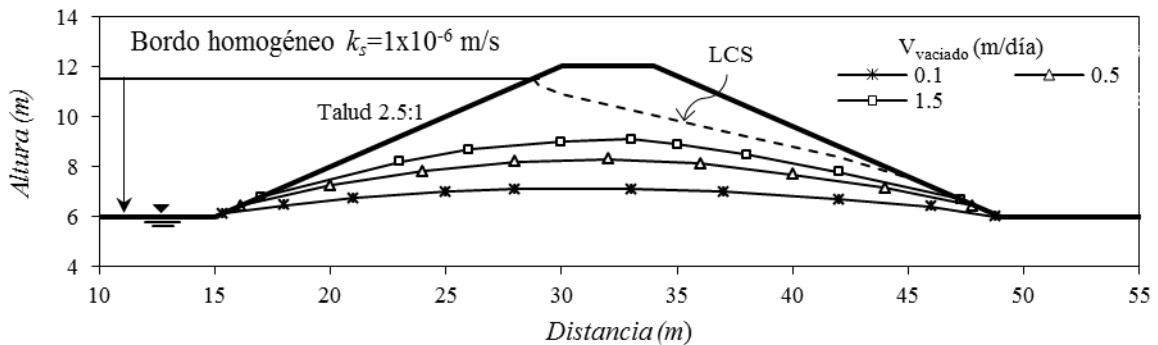


Fig. 4-44 Líneas de desaturación (LD) para diferentes velocidades de vaciado en un bordo homogéneo e isótropo.

4.3.2 Efecto de la inclinación del talud

Para estudiar el efecto de la inclinación del talud se utilizaron bordos de protección con diferentes conductividades hidráulicas y sometidos a un vaciado con velocidad de 1 m/día. En la Fig. 4-45 se muestran resultados obtenidos de gradientes hidráulicos de salida en el talud interior (es decir el que está en contacto con el agua) al final del vaciado y los gradientes hidráulicos que se presentan en la cara exterior del talud para la condición de análisis inicial (régimen establecido). Los valor de gradientes hidráulicos de salida que se presentan en el talud exterior durante el régimen transitorio son del mismo orden de magnitud que los que se presentan en el talud interior.

El comportamiento observado en los gradientes hidráulicos de salida (i) en el talud interior es muy similar al que se obtuvo en bordos de tipo marginal: los gradientes hidráulicos más altos se presentan en la dirección horizontal y el efecto de la inclinación del talud es más significativo en esa misma dirección. En cuanto a los i que se presentan en la cara exterior del talud en la condición establecida, se observa que éstos permanecen constantes independientemente de la conductividad hidráulica en estudio y son máximos en este talud. En contraste, los i que se presentan en el talud interior varían en función de la conductividad hidráulica y en ningún caso analizado en este trabajo estos superan al valor máximo que se presenta en el talud exterior. Este comportamiento se observó tanto en i con dirección horizontal como en dirección vertical.

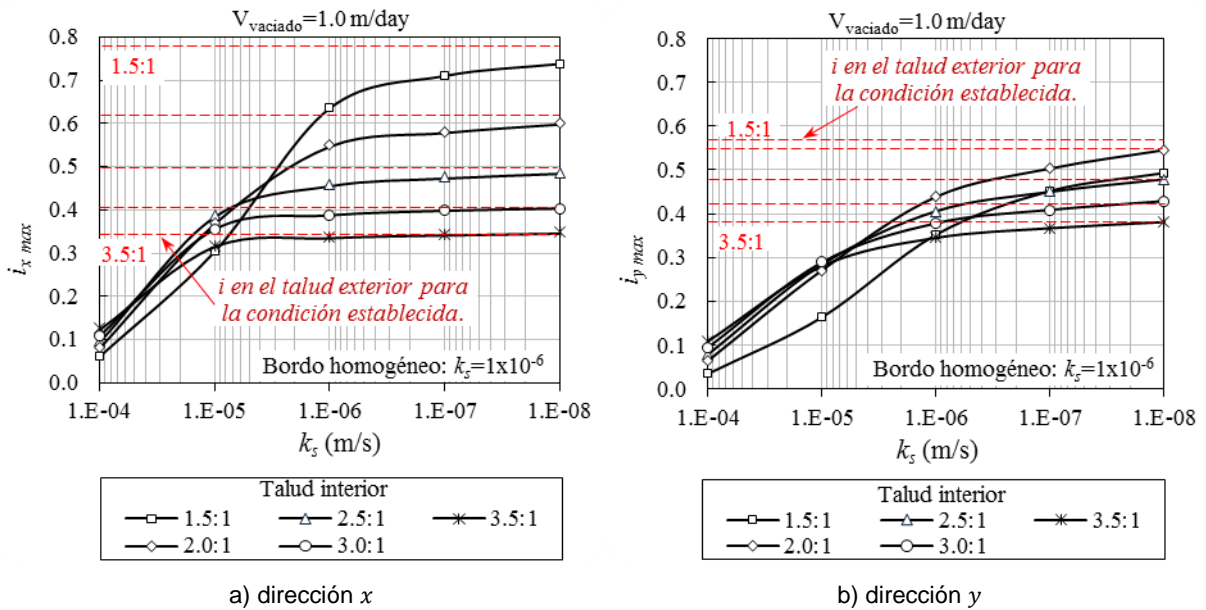


Fig. 4-45 Influencia del ángulo de inclinación en los gradientes hidráulicos de salida en bordos protección.

4.3.3 Efecto del ancho de corona

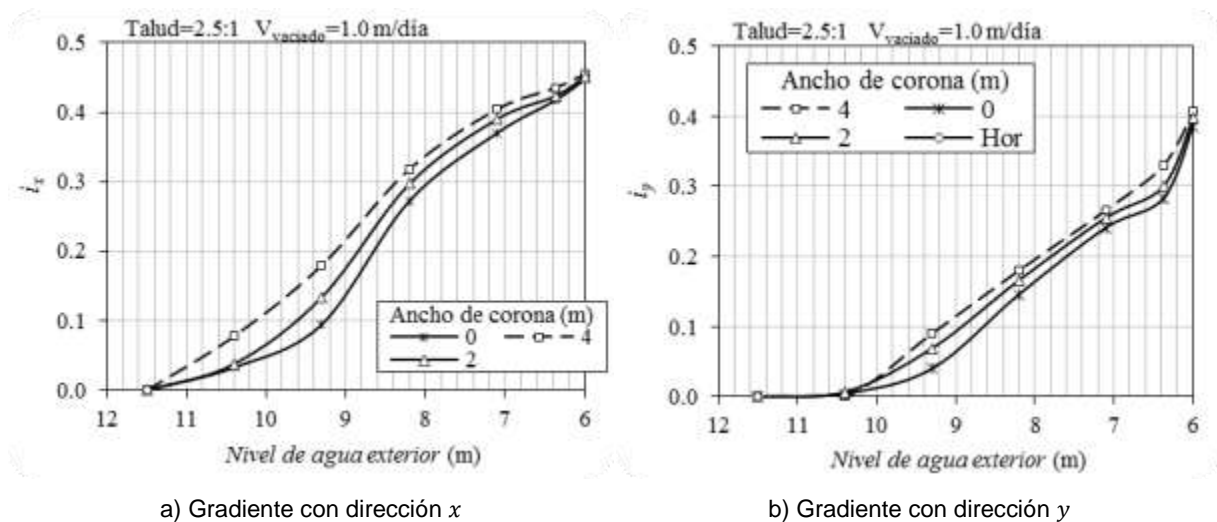
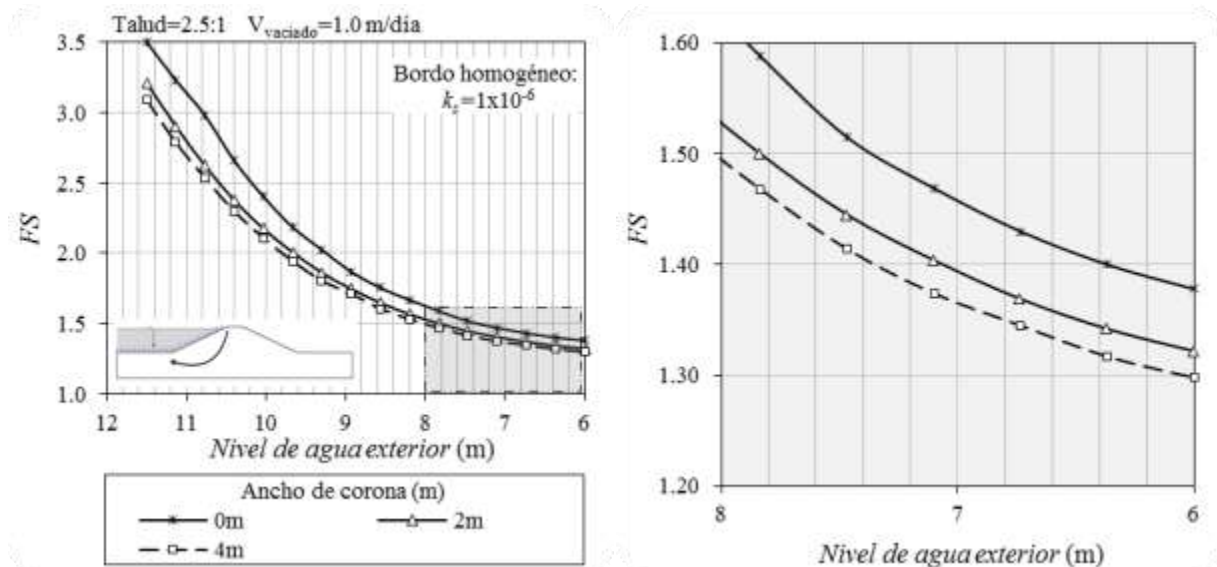
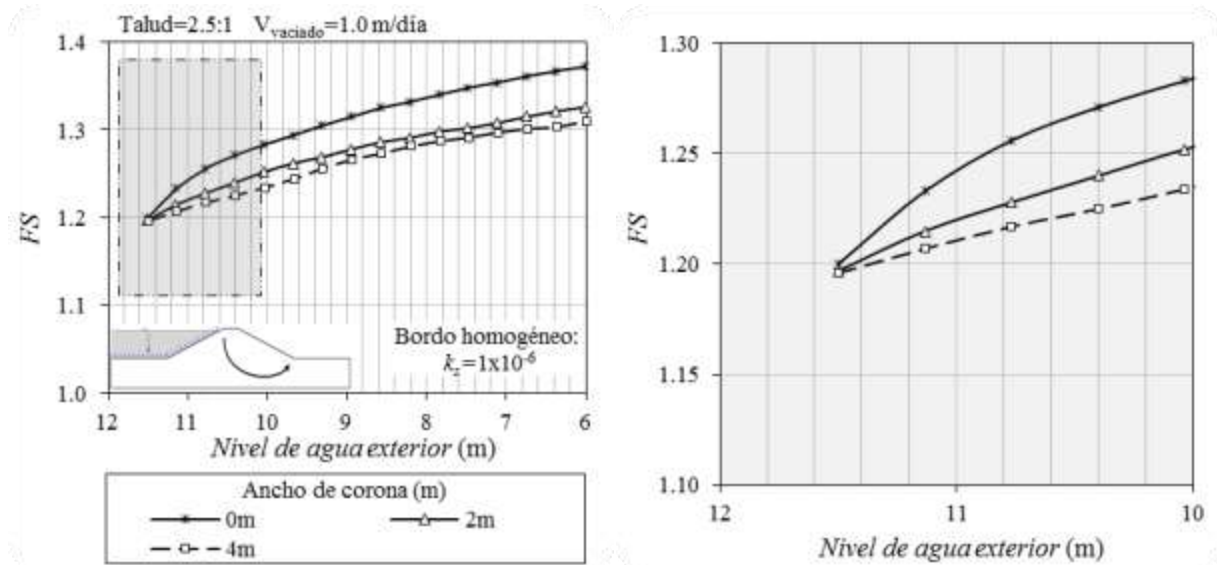


Fig. 4-46 Influencia del ancho de corona en los gradientes hidráulicos de salida en el talud interior de un bordo de protección.

Para estudiar el efecto que tiene el ancho de corona de un bordo de protección en su comportamiento hidráulico y geoméxico, se realizaron análisis para anchos de corona de 0, 2 y 4m en un bordo de protección con talud 2.5:1 sometido a un abatimiento de la lámina de agua de 5.5m a una velocidad de vaciado constante de 1m/día.

Los resultados de gradientes hidráulicos se muestran en la Fig. 4-46. Se observa que el ancho de corona genera variaciones de i en ambas direcciones durante el vaciado; sin embargo, el máximo valor de i_x e i_y (que se presenta al final del vaciado) permanece constante independientemente del ancho de corona.



4.3.4 Efecto de la colocación de filtros

El estudio del comportamiento de bordos con filtros se realizó en un bordo homogéneo con talud 2.5:1 y $k_s = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ sometido a un vaciado con velocidad de 1m/día. Se estudiaron 3 casos distintos de la colocación de filtro, el primero consiste en un filtro horizontal colocado al pie del talud interior con 0.75L de longitud, el segundo en 2 filtros colocados al pie de cada talud ambos con una longitud de 0.75L y por último un filtro combinado con descarga al talud interior, ver Fig. 4-49.

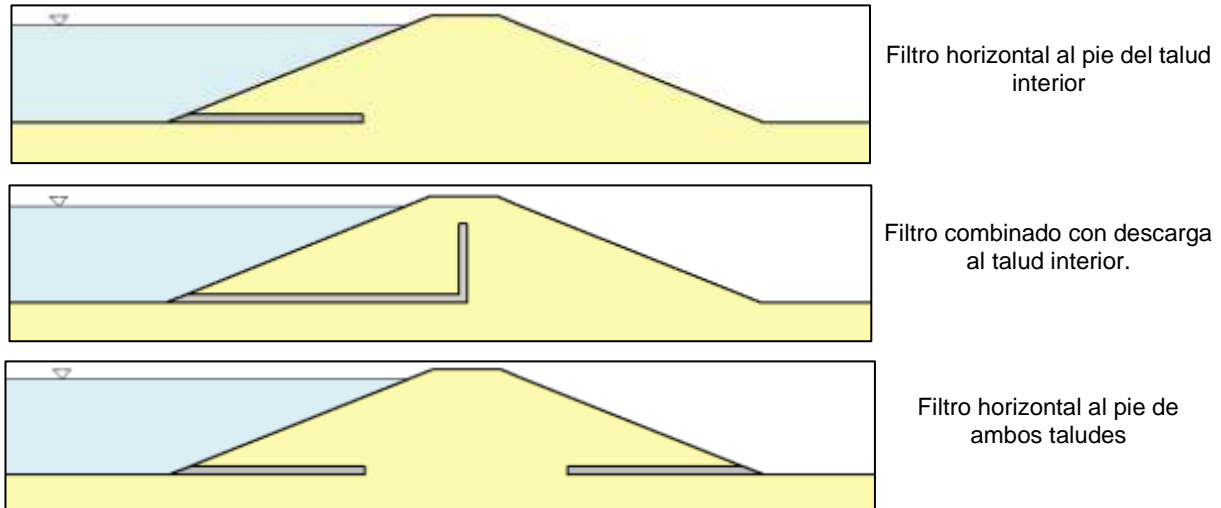
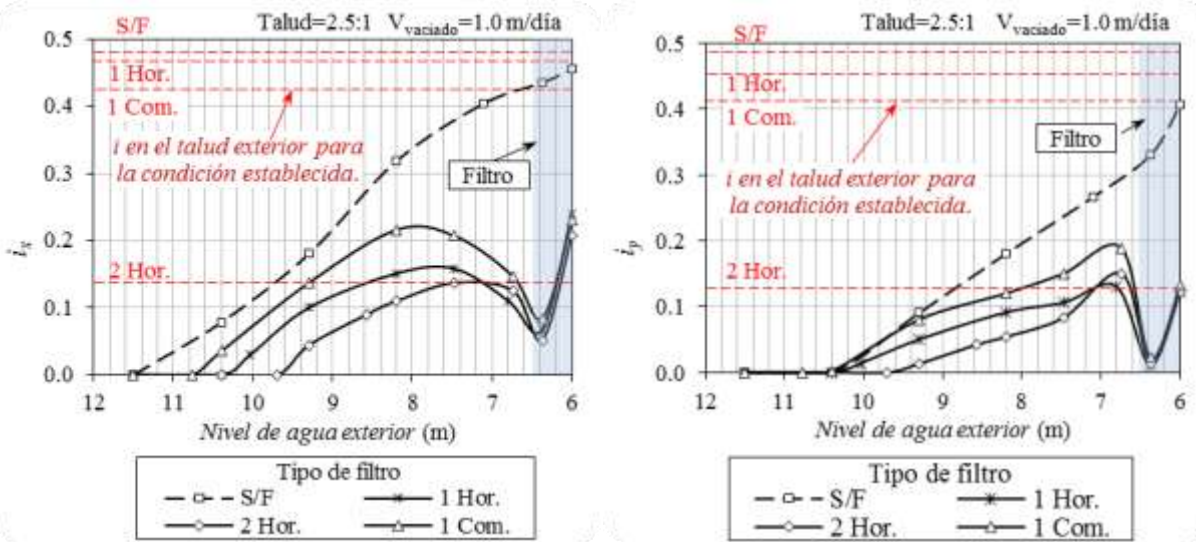


Fig. 4-49 Esquema de las geometrías de filtros utilizados en bordos de protección.

Los resultados del estudio de bordos con filtros colocados se muestran en la Fig. 4-50. Allí se presenta el comportamiento de los gradientes hidráulicos en el talud interior durante el vaciado, así como los gradientes que se presentan en el talud exterior para la condición establecida. En general se observan reducciones importantes del gradiente hidráulico de salida en el talud interior en los 3 tipos de filtro analizados. Sin embargo, para el caso de bordo con filtro horizontal al pie del talud interior y con filtro combinado, la reducción del gradiente hidráulico de salida en el talud exterior para la condición establecida, es muy pequeña (siendo del orden 0.05). En contraste, los filtros horizontales colocados al pie de ambos taludes proporcionan la mayor reducción del gradiente hidráulico en ambas direcciones y en ambos taludes (interior y exterior) en relación a los otros filtros estudiados (combinado y horizontal al pie del talud interior). Se observó que la reducción de i_x e i_y en ambos taludes es del orden del 68% respecto a la condición de bordo sin filtro.

Se observa que durante el vaciado los gradientes hidráulicos se reducen por el efecto de los filtros colocados, alcanzado su valor más pequeño para cuando el nivel de agua exterior se acerca a la zona de salida del filtro. Luego, el vaciado continúa y los gradientes hidráulicos se incrementan de nuevo hasta alcanzar su valor máximo cuando finaliza el vaciado.



a) Influencia en la dirección x

b) Influencia en la dirección y

Fig. 4-50 Variación del gradiente hidráulico en bordo de protección con diversos filtros.

En las Fig. 4-51, Fig. 4-52 y Fig. 4-53 se muestran las líneas de desaturación (LD) durante el vaciado para bordos con un filtro horizontal, un filtro combinado y con dos filtros horizontales, respectivamente. Se observa que el bordo con dos filtros horizontales reduce con mayor eficiencia y rapidez las líneas de desaturación.

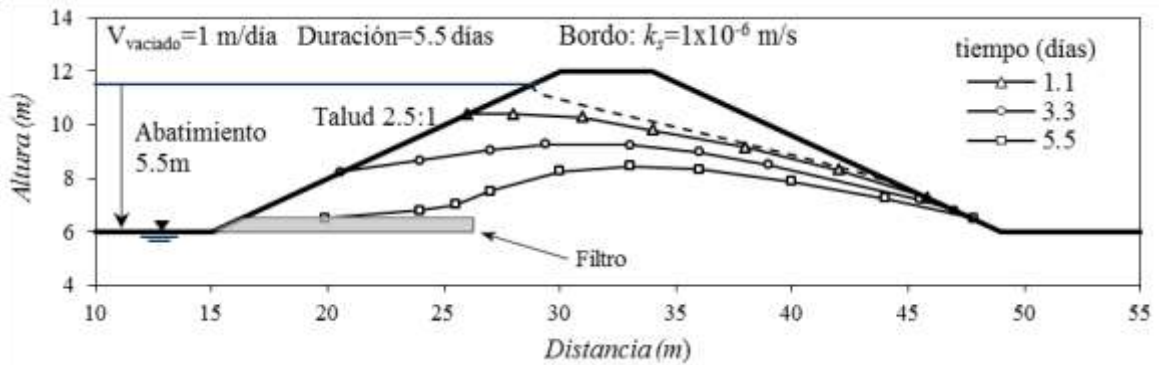


Fig. 4-51 Líneas de desaturación durante un vaciado en un bordo de protección con un filtro horizontal.

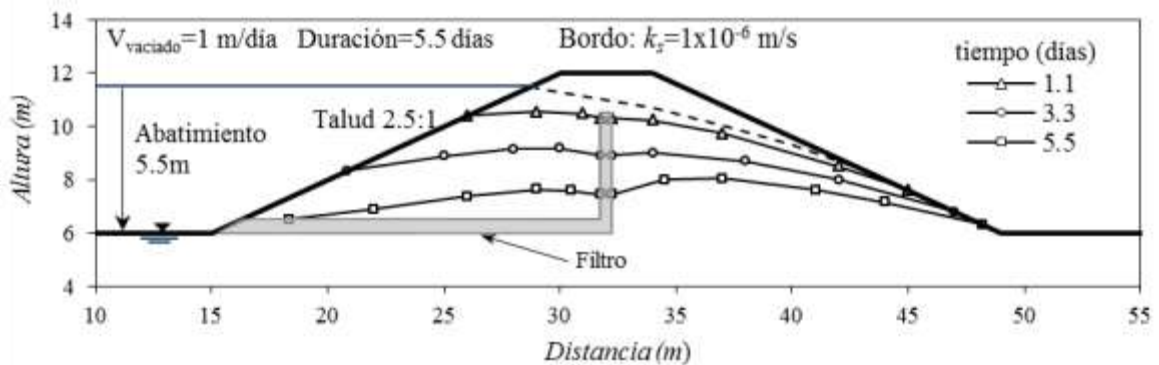


Fig. 4-52 Líneas de desaturación durante un vaciado en un bordo de protección con un filtro combinado.

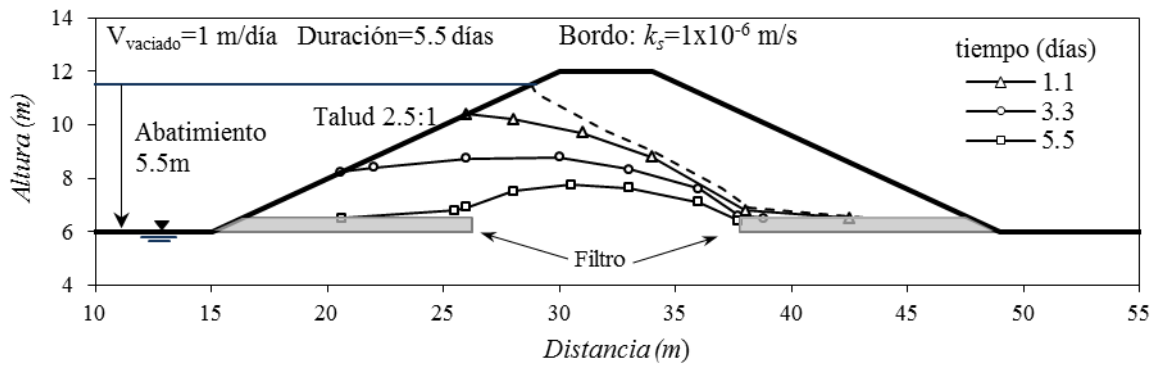


Fig. 4-53 Líneas de desaturación durante un vaciado en un bordo de protección con dos filtros horizontales.

En la Fig. 4-54 se presentan los intervalos de tiempo requeridos para disipar las presiones de poro en un bordo con diferentes tipos de filtros. Se observa al finalizar el vaciado, tanto el filtro combinado como el caso de 2 filtros horizontales, tienen la misma presión de poro. Sin embargo, el filtro combinado genera presiones de poro de mayor magnitud en la condición inicial. Estos resultados permiten señalar que el tipo de filtro más eficiente es el que consiste en 2 filtros colocados al pie de cada talud. En la Fig. 4-55 se puede apreciar el grado de saturación al finalizar el vaciado del bordo con cada tipo de filtro.

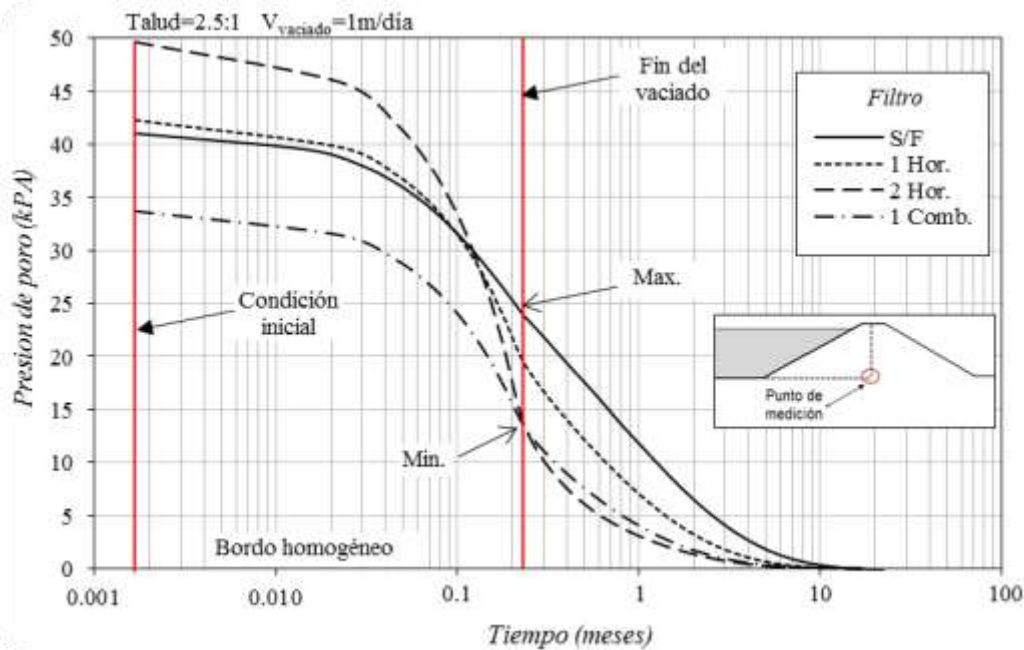


Fig. 4-54 Tiempo de disipación de la presión de poro en bordos de protección con diferentes filtros.

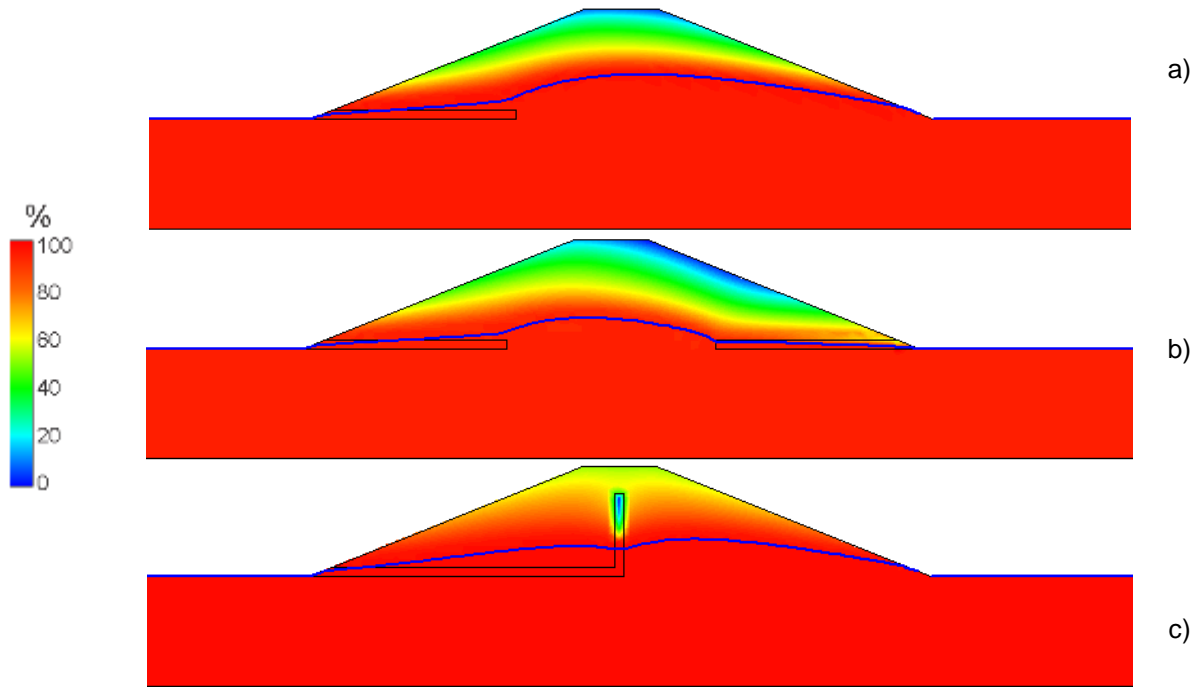


Fig. 4-55 Campo de grado de saturación al final del vaciado para un bordo con a) un filtro horizontal, b) dos filtros horizontales y c) un filtro combinado.

Los resultados de los análisis de estabilidad de taludes para bordos de protección con diferentes geometrías de filtros se presentan en la Fig. 4-56 para el talud exterior y en la Fig. 4-57 para el talud interior. Los valores más pequeños de FS se presentan en el talud exterior para la condición inicial (antes de iniciar el vaciado). En ambos taludes los valores máximos del FS se presentan para el caso de un bordo de protección con dos filtros horizontales al pie del talud.

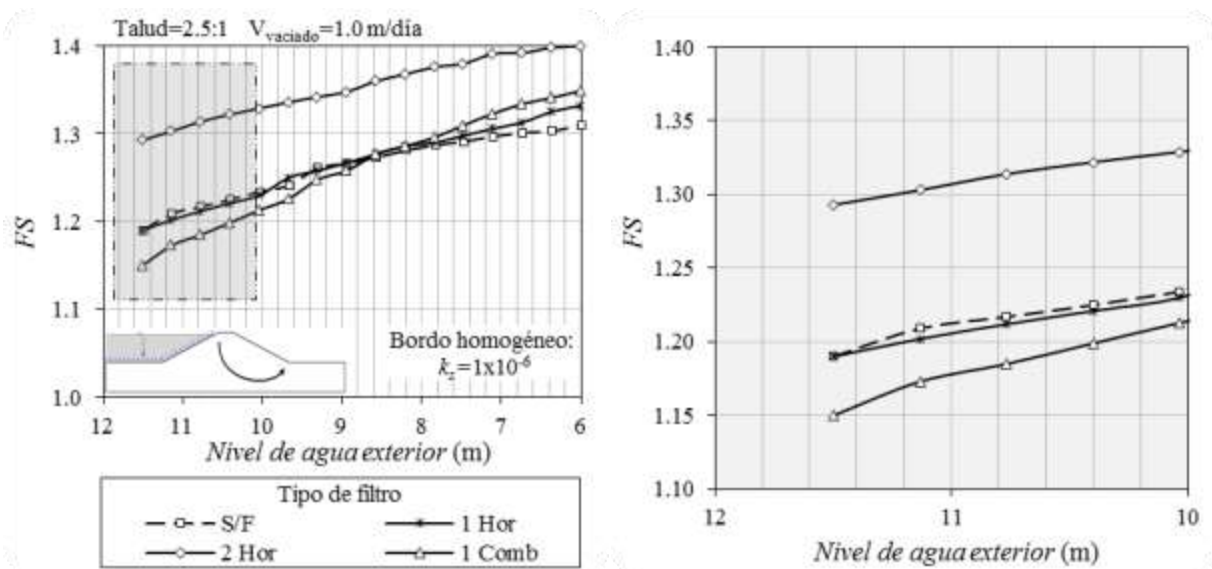
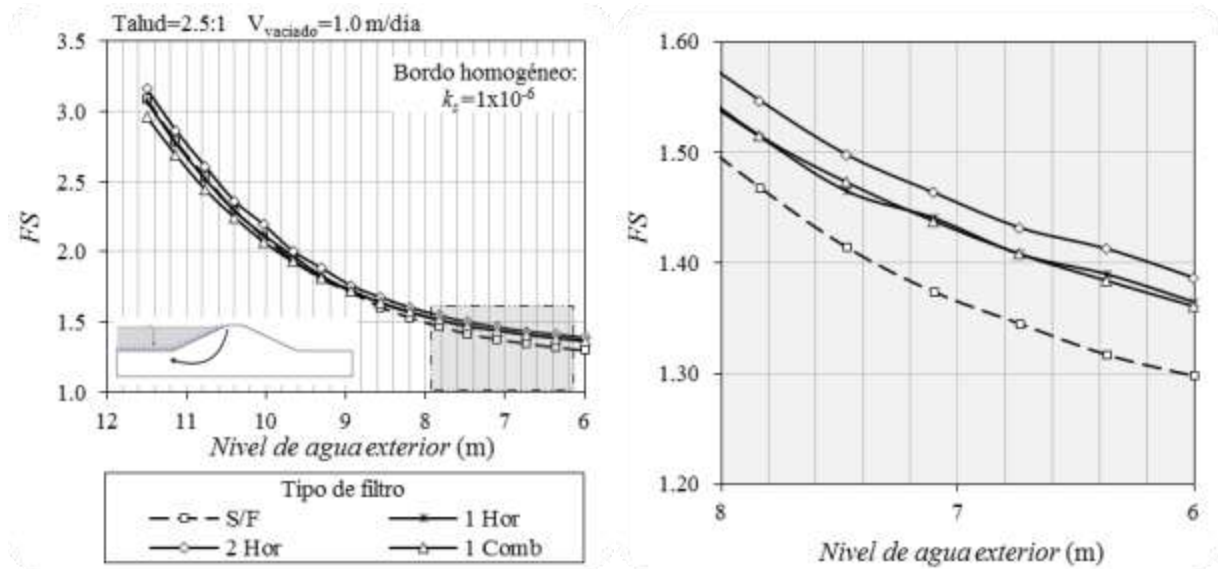


Fig. 4-56 Variación del FS en el talud aguas abajo de un bordo de protección para diferentes filtros.



4.4 Casos estudiados en 3D. Bordo tipo marginal

En esta sección, únicamente se estudia (por su importancia práctica) el comportamiento hidráulico en 3D del caso de un tramo de bordo que presenta una curva en su trazo en planta y el caso de un corte efectuado al pie de talud. Así mismo, se verificó en un tramo recto de bordo el comportamiento obtenido en los análisis 2D. Los análisis se realizaron considerando un bordo tipo marginal de 6m de altura, talud de 2.5:1 y conductividad hidráulica saturada igual $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ bajo condiciones de vaciado con abatimiento de 5.5m a una velocidad de 1m/día.

4.4.1 Verificación del comportamiento en 2D

Antes de estudiar los efectos que tiene la curvatura en planta de un bordo y el corte al pie del talud, se debe verificar que los resultados de análisis en 3D sean similares al 2D para condiciones iguales a fin de establecer un marco de comparación válido y preciso entre los casos estudiados en 3D. En la Fig. 4-58 se muestra las dimensiones geométricas del modelo en 3D para un tramo recto de bordo.

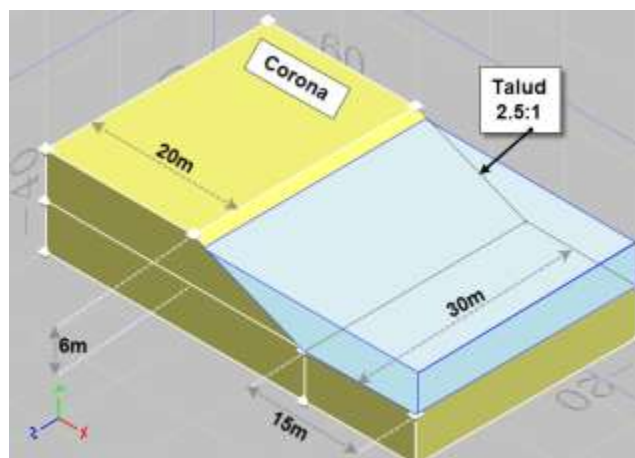


Fig. 4-58 Geometría de un tramo de bordo marginal en 3D sometido a vaciado.

Del modelo equivalente simplificado en 2D se obtuvieron los siguientes resultados para el instante en que finaliza el vaciado: $i_{x\max} = 0.47$ e $i_{y\max} = 0.43$. En la Fig. 4-59 se muestra el campo de gradientes hidráulicos horizontales (i_x) del modelo en 3D y en la Fig. 4-60 el campo de gradientes hidráulicos verticales (i_y) para el instante en que finaliza el vaciado. Se observa que $i_{x\max}$ se presenta en la zona del pie de talud con una magnitud de 0.48, que prácticamente coincide con el obtenido con el análisis en 2D (0.47). De igual forma, se comprobó que el $i_{y\max}$ se presenta en el pie de talud y con una magnitud similar (≈ 0.43) a la obtenida en el análisis 2D.

Después de haber verificado y validado la convergencia de los resultados entre los análisis en 2D y los obtenidos con análisis en 3D es posible estudiar las siguientes condiciones planteadas en un marco de comparación válido.

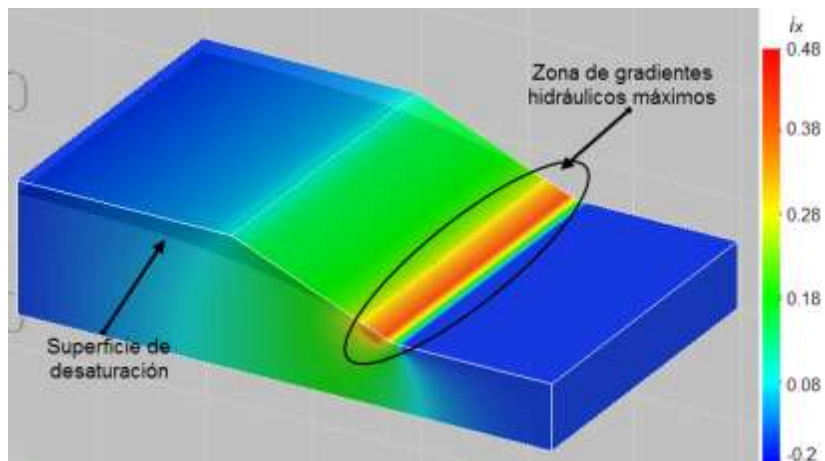


Fig. 4-59 Campo i_x al final del vaciado en un borde marginal en 3D.

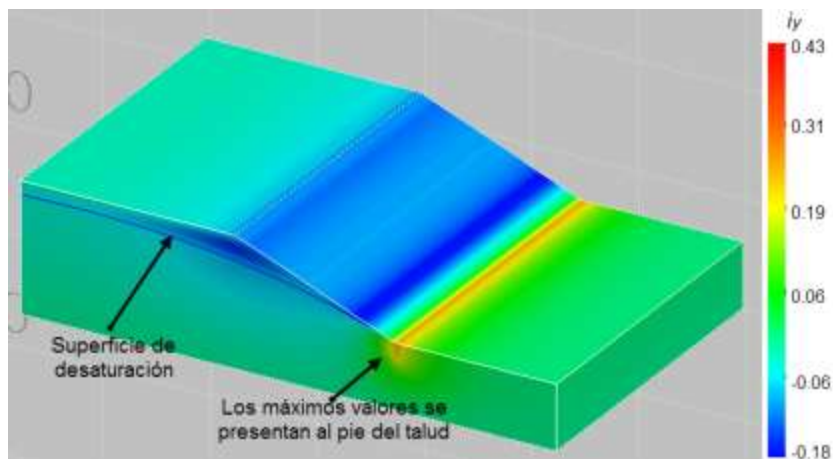


Fig. 4-60 Campo de i_y al final del vaciado en un borde marginal en 3D.

4.4.2 Efecto de la curvatura en planta de un bordo

Para evaluar el efecto que tiene la curvatura en planta de la trayectoria de un bordo se utilizó un tramo de bordo marginal de 112m de longitud total con una curva de 60° con 52m de longitud y radio de curvatura de 50m (ver Fig. 4-61).

En Fig. 4-62 se presentan los resultados de gradientes hidráulicos horizontales (i_{xz}) al final del vaciado, donde se observa que los gradientes hidráulicos máximos se concentran en parte curva del bordo en la zona del pie del talud. Este $i_{xz\ max}$ es del orden de 0.68 que resulta mayor que el calculado en un tramo recto (que es de 0.43). En la dirección vertical (Fig. 4-63) el $i_{xz\ max}$ se concentra de igual forma en la parte curva del bordo y es del orden de 0.55 que también resulta mayor que el calculado en un tramo recto (0.43). En general se observa que la curvatura del bordo impacta en mayor medida a los gradientes hidráulicos con dirección horizontal que en dirección vertical. De los resultados obtenidos se deduce que la curvatura de un bordo puede incrementar los gradientes hidráulicos de salida generando un posible riesgo de erosión interna.

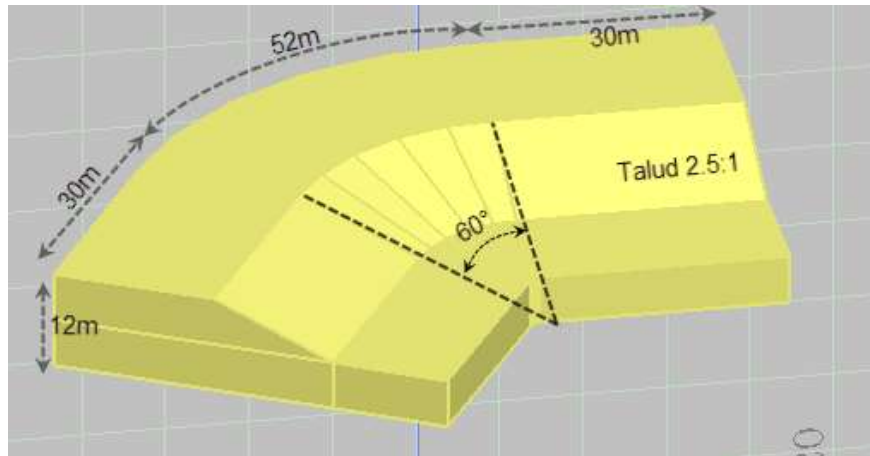


Fig. 4-61 Geometría del tramo de bordo con curva en planta estudiado.

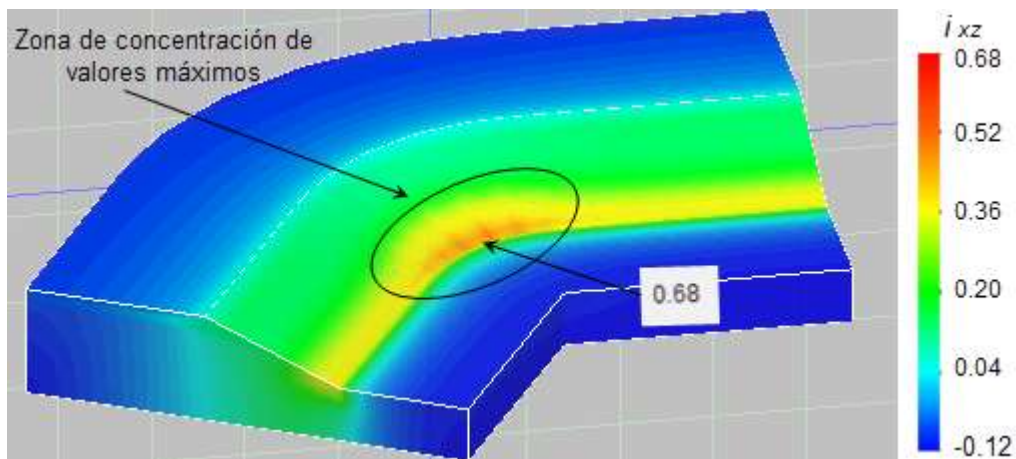


Fig. 4-62 Campo de gradientes hidráulicos horizontales resultantes (i_{xz}) en un tramo de bordo con curva.

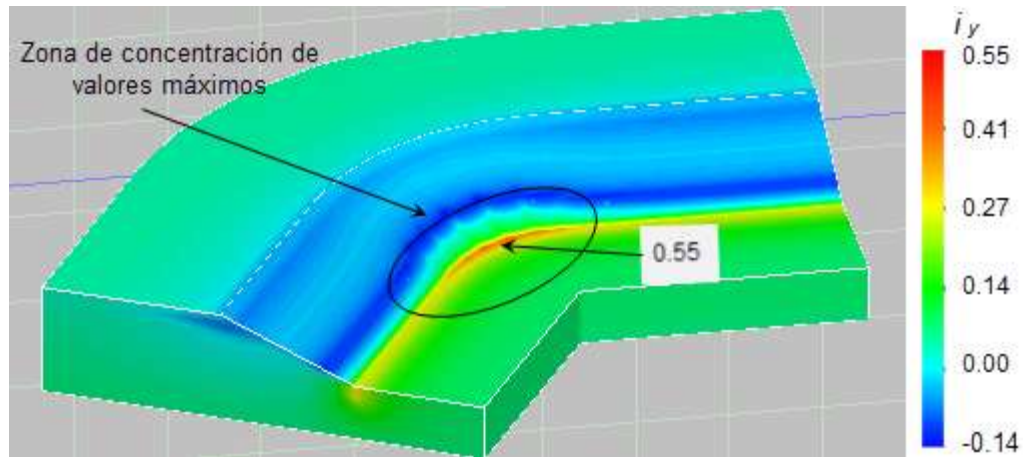


Fig. 4-63 Campo de gradientes de hidráulicos verticales (i_y) en un tramo de bordo con curva.

4.4.3 Efecto de un corte al pie de un talud

El último caso estudiado en tres dimensiones consiste en un corte de 3x4x1.2m al pie del talud en un bordo de 30m de longitud, en la Fig. 4-64 se muestra la geometría del corte y la malla de elementos de finitos que se encuentra refinada en la zona del corte para obtener resultados precisos.

En la Fig. 4-65 se muestra la superficie de desaturación para el instante en que finaliza el vaciado. Así mismo, se muestran los vectores de velocidad en un plano que pasa por el centro del corte al pie de talud, donde se observa que los de mayor magnitud se concentran en el centro del corte.

La configuración de gradientes hidráulicos horizontales (i_x) al final del vaciado se muestran en la Fig. 4-66 y para gradientes hidráulicos resultantes (i_{xyz}) en la Fig. 4-67. Tal y como lo indicaban los vectores velocidad, los valores más altos del gradiente hidráulico se presentan en la base del corte al pie del talud. La magnitud $i_{x\ max}$ resultó de 0.88 que es aproximadamente el doble de lo estimado para un bordo sin corte (0.47). Ahora, para $i_{y\ max}$ el máximo valor alcanzado fue de 1.25 y para el $i_{xyz\ max}$ del orden de 1.2, lo que significa una situación muy peligrosa debido al riesgo de presentarse el fenómeno de tubificación. EN LA PRACTICA, SE DEBE EVITAR QUE EXISTAN CORTES AL PIE DE TALUDES, SEAN ESTOS GENERADOS POR LA MANO DEL HOMBRE O POR CUESTIONES NATURALES (COMO DESENRAICE DE ARBOLES O MADRIGUERAS DE ANIMALES), PARA EVITAR SITUACIONES PELIGROSAS QUE PONGAN EN RIESGO DE FALLA A TODO UN SISTEMA DE BORDOS PARA LA PROTECCIÓN DE LA POBLACIÓN.

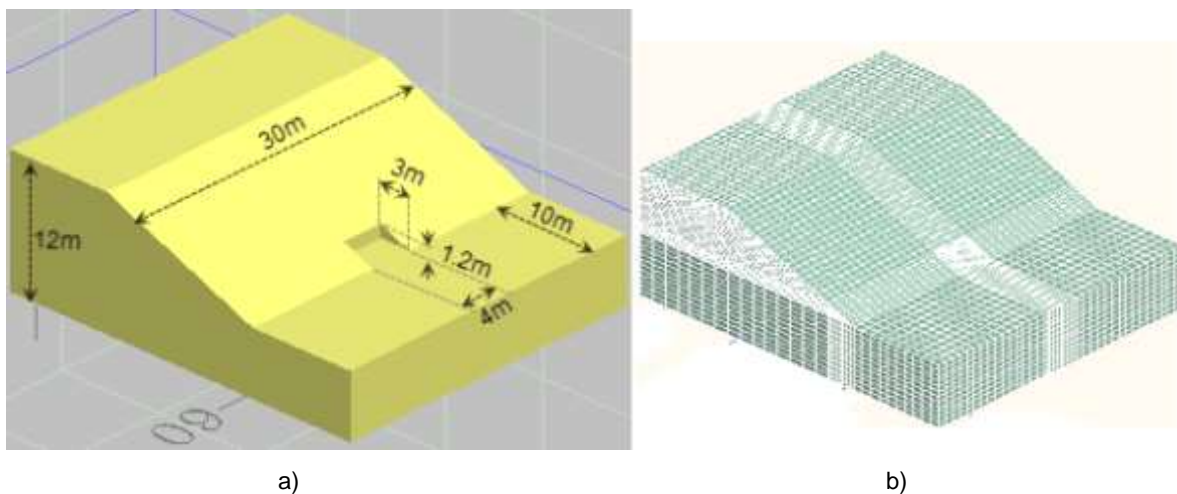


Fig. 4-64 Bordo con corte al pie de talud. a) geometría y b) malla de elementos finitos.

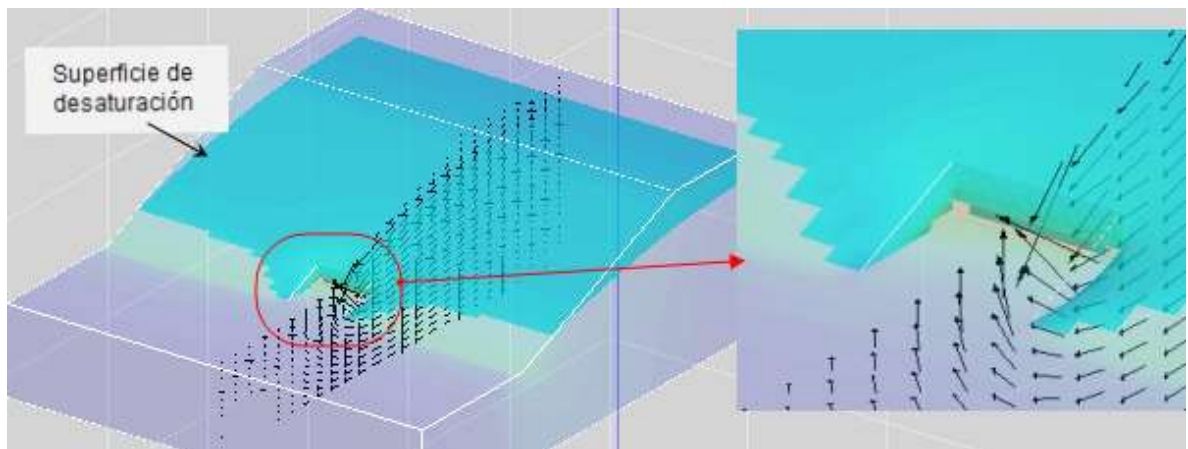


Fig. 4-65 Superficie de desaturación y vectores de velocidad en un plano que pasa por el corte al pie del talud.

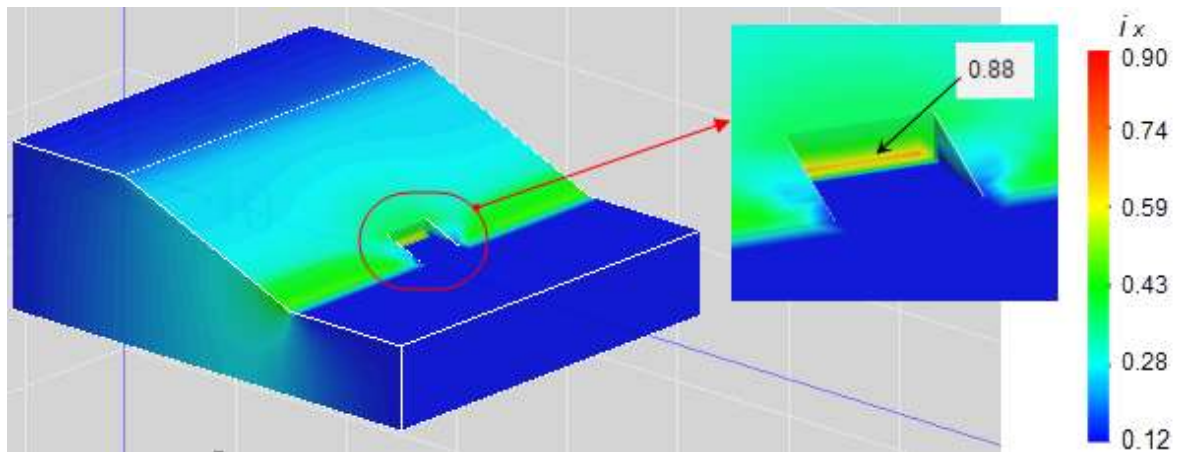


Fig. 4-66 Campo de gradientes de hidráulicos horizontales (i_x) al final del vaciado en un bordo con un corte al pie del talud.

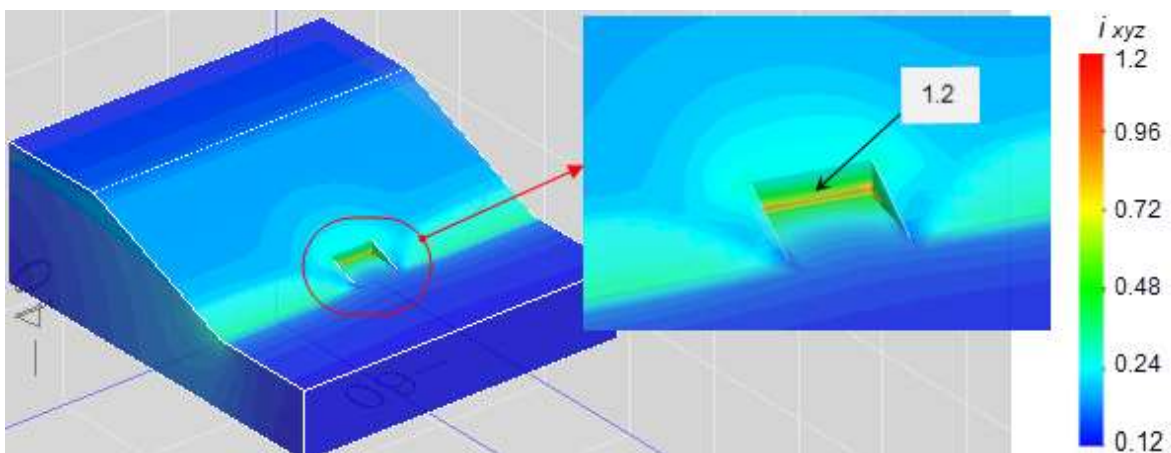


Fig. 4-67 Campo de gradientes de hidráulicos horizontales resultante (i_{xyz}) al final del vaciado en un bordo con un corte al pie del talud.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

5.1 Resumen de resultados de la investigación

El estudio del comportamiento hidrogeomécanico (hidráulico y geomecánico) de bordos marginales y de protección sometidos a flujo transitorio se hizo considerando condiciones de flujo transitorio ocasionado por fenómenos de vaciado. Se realizaron una serie de simulaciones numéricas con modelos basados en el método de elementos finitos y se hicieron estudios paramétricos para evaluar principalmente los gradientes hidráulicos de salida y factores de seguridad en bordos marginales y de protección. Se consideraron secciones transversales típicas de bordos con altura de 6m considerando un espesor del suelo (subyacente) de cimentación del mismo tamaño (6 metros) por lo que se tiene una altura total de 12m utilizado en la modelación. Se consideró un bordo libre de 0.5m, y un abatimiento de la lámina de agua de 5.5m para el vaciado total. Las variables estudiadas son: inclinación del talud, velocidad de vaciado, ancho de corona del bordo, conductividad hidráulica, anisotropía, heterogeneidad y la colocación de filtros.

La caracterización del comportamiento hidráulico se realizó con base en el análisis de los resultados observados de la interrelación de los valores de los gradientes hidráulicos, presiones de poro, velocidades de flujo, así como el trazo de las líneas de desaturación y del campo de vectores de velocidad, que fueron obtenidos a partir de análisis de flujo transitorio de agua utilizando el método de elementos finitos con los programas SEEP/W 2007 y SEEP3D, que se aplican para resolver la Ecuación de Richards. Por su parte, la caracterización del comportamiento geomecánico se realizó a partir de los resultados de los Factores de Seguridad obtenidos del análisis de estabilidad de taludes aplicando el método de Morgenstern-Price (equilibrio límite) a través del programa SLOPE/W que toma en cuenta las presiones de poro resultantes de los análisis del flujo transitorio de agua.

Algunos resultados importantes derivados del estudio realizado en bordos con sección transversal de tipo marginal son:

- En bordos homogéneos e isótropos
 - Los gradientes hidráulicos máximos de salida (i_{max}) se registraron en la zona del pie del talud para cuando finaliza el vaciado y son de mayor magnitud en la dirección de x . Los valores más altos de i_{max} (en ambas direcciones x y y) se presentaron en los bordos con k_s entre 1×10^{-6} y 1×10^{-8} m/s.
 - Para conductividades hidráulicas (k_s) en el intervalo de 1×10^{-6} y 1×10^{-8} m/s, la magnitud de i_{max} disminuye al incrementarse el tendido del talud (relación H:V), es decir, al disminuir el ángulo de inclinación del talud; sin embargo, en este intervalo la influencia de la velocidad de vaciado en la magnitud de i_{max} es prácticamente nula. Este efecto es más notorio en los gradientes hidráulicos en x .
 - En bordos con k_s mayores a 1×10^{-6} m/s (material más permeable) el efecto de la inclinación del talud en la magnitud de i_{max} se reduce hasta que para $k_s = 1 \times 10^{-4}$ m/s la influencia es nula. Por el contrario, en este intervalo la influencia de $V_{vaciado}$ aumenta siendo mínima para $k_s = 1 \times 10^{-6}$ m/s y máxima para $k_s = 1 \times 10^{-4}$ m/s.
 - Considerando la colocación de un filtro horizontal 100 veces más permeable que el bordo con longitud igual a $0.75L$, el $i_{x\ max}$ se reduce aproximadamente al 50% (es decir alrededor de la mitad), dando como resultado que el i_{max} sea del orden de 0.22 en ambas direcciones. Así mismo, se observó que al reducir la longitud del filtro a $0.5L$ el i_{max} se incrementa en magnitud de 0.1 y si la longitud se aumenta hasta $1.2L$ el i_{max} se reduce en una cantidad de 0.01, respecto al que se presenta para la longitud de $0.75L$. Por tanto, la longitud más eficiente y recomendable es de $0.75L$.

- La variación en la altura de la parte vertical de un filtro combinado, genera variaciones muy pequeñas en los gradientes hidráulicos de salida. Por tanto, resulta más eficiente y económico usar un filtro de geometría horizontal colocado al pie del talud.
- La colocación de tablestacas tiene un efecto significativo en la estabilidad del talud, el factor de seguridad se incrementa en función de la profundidad de hincado de la tablestaca. Sin embargo, prácticamente no tienen influencia en el comportamiento hidráulico del bordo, es decir, se desarrollan gradientes hidráulicos de magnitud similar a los que se presentan para la condición de un bordo sin tablestaca.
- La velocidad de vaciado es un parámetro determinante en el modo de vaciado de un talud, ya que un bordo con conductividad hidráulica alta podría asociarse a un modo de vaciado completamente lento, sin embargo si la velocidad del abatimiento de la lámina de agua es lo suficientemente alta, podría presentarse un modo de vaciado transitorio o completamente rápido.
- En bordos heterogéneos e isótropos
 - Cuando el terraplén de un bordo es más impermeable que su cimentación la magnitud del gradiente hidráulico de salida (i) se reduce, en comparación con los desarrollados en la condición de un bordo homogéneo. Esta reducción de i es de mayor magnitud en la dirección y (i_y). Se puede asumir que esta condición es favorable para reducir los i_{max} asociados a la conductividad hidráulica del terraplén.
 - Cuando el terraplén es más permeable que la cimentación o bien la cimentación es más impermeable que el bordo, el i_x prácticamente no varían significativamente. Sin embargo, la magnitud de i_y aumenta sustancialmente del orden superior al 100% para el máximo valor el cual se presenta antes de finalizar el vaciado.
- En bordos heterogéneos y anisótropos
 - En los análisis de estabilidad de taludes realizados en bordos con anisotropía en la conductividad hidráulica, se observó que la anisotropía aumenta la magnitud del factor de seguridad, es decir, considerar el suelo como isótropo resulta la condición más desfavorable en términos de la estabilidad del talud. Sin embargo, no sucede lo mismo en el caso del comportamiento hidráulico ya que los resultados indican que al considerar el terraplén anisótropo de un bordo genera variación en la magnitud del gradiente hidráulico de salida antes de finalizar el vaciado. Para las siguientes configuraciones heterogéneas del bordo se obtuvo el siguiente comportamiento hidráulico del terraplén anisótropo:
 - Terraplén anisótropo y cimentación isótropa del mismo material. Los gradientes hidráulicos horizontales (i_x) prácticamente no varían en función de la relación de anisotropía. Sin embargo, en los gradientes hidráulicos verticales se generan variaciones importantes, aumentando conforme la relación de anisotropía disminuye, para el instante antes de finalizar el vaciado i_y alcanzó valores mucho mayores que i_x .
 - Terraplén anisótropo más impermeable que la cimentación. En este caso, la magnitud de i_x se mantiene prácticamente constante para cualquier valor de k_y/k_x . Por otro lado, aunque se generan variaciones importantes en los i_y antes de finalizar el vaciado éstos en ningún momento superan a los i_x . Para esta condición, se podría decir que la anisotropía no causa incrementos sustanciales en la magnitud de i , para las condiciones analizadas
 - Terraplén anisótropo más permeable que la cimentación. Ya se mencionó que en condiciones isótropas cuando el terraplén es más permeable que la cimentación se presentan incrementos sustanciales en i_y . Sin embargo, si en esta configuración de

materiales se considera un terraplén anisótropo, estos valores altos de i_y (que se presentan en la condición isotrópica) se reducen conforme se reduce la relación de anisotropía (k_y/k_x), alcanzando valores mínimos para $k_y/k_x = 0.1$. Es decir, en este caso la anisotropía favorece a la reducción de los gradientes hidráulicos altos.

Algunos resultados importantes del estudio realizado en bordos con sección transversal típica de bordos de protección son:

- Para la condición inicial (máximo nivel de aguas en el talud interior) en régimen establecido.
 - Los gradientes hidráulicos de salida que se presentan en el talud exterior son los máximos en esta condición y durante el vaciado. Además este valor máximo es constante para todas las k_s estudiadas.
 - La inclinación del talud reduce significativamente los gradientes hidráulicos máximos, manteniéndose constantes para todas las k_s estudiadas.
 - El factor de seguridad mínimo obtenido de los análisis de estabilidad de talud se presenta en esta condición para el talud exterior. En contraste, el máximo FS también se presenta en esta condición pero en el talud interior.
- Durante el vaciado (flujo transitorio)
 - El comportamiento de los gradientes hidráulicos de salida (i) en el talud interior del bordo respecto a la velocidad de vaciado y a la inclinación del talud durante el vaciado es similar a los estudiados en un bordo tipo marginal y su descripción es aplicable a los resultados obtenidos en este tipo de bordos.
 - Los gradientes hidráulicos que desarrollan en el talud interior durante el vaciado son muy similares a los registrados en el talud exterior. Este comportamiento se puede asociar a la posición casi simétrica de la línea de desaturación al final del vaciado.
 - La magnitud mínima de FS en el talud interior se alcanza al final del vaciado.
- Bordos con filtros
 - Al igual que en el caso de bordos tipo marginal, se observó que los filtros horizontales colocados al pie del talud son más eficientes que el uso de filtros combinados que desaguan hacia el talud interior.
 - El comportamiento hidráulico y geomecánico más eficiente y seguro (es decir, cuando se combinan gradientes hidráulicos mínimos y FS altos) de este tipo de bordos se logra colocando un filtro horizontal de longitud $0.75L$ al pie de cada talud (tanto en el exterior como en el interior).

Del estudio del comportamiento hidráulico en tres dimensiones (3D) para dos condiciones especiales en bordos se obtuvieron los siguientes resultados.

- Para caso de un bordo que presenta una curva en su trazo en planta se observó en este estudio que se ocasionan concentraciones de flujo en su parte curva, generando incrementos en la magnitud de los gradientes hidráulicos de salida. Este incremento de i se acentúa en la dirección de x .
- En el caso de un corte (en el terraplén del bordo), de dimensiones relativamente pequeñas en comparación con la altura del bordo, efectuado al pie del talud del mismo, se observaron incrementos importantes en los gradientes hidráulicos de salida alcanzando valores máximos que superan la unidad en el fondo del corte estudiado. En este caso los gradientes de mayor magnitud se presentan en la dirección de y .

5.2 Conclusiones

El objetivo principal de esta investigación fue el estudio del comportamiento *hidrogeomécanico* (hidráulico y geomecánico) de bordos marginales y bordos de protección considerando condiciones de flujo transitorio de agua ocasionado por el fenómeno de vaciado. Las variables estudiadas fueron: inclinación del talud, velocidad de vaciado, ancho de corona de bordo, conductividad hidráulica, anisotropía, heterogeneidad, la colocación de filtros y la colocación de una protección marginal con enrocamiento. Además se estudió en 3D el caso especial del comportamiento hidráulico de un tramo de bordo que presenta una curva en su trazo en planta y también el caso de un corte efectuado al pie del talud de un bordo. Los resultados se obtuvieron utilizando modelación numérica basada en el método de elementos finitos realizando análisis acoplados de flujo transitorio de agua y estabilidad de taludes con el programa de cómputo denominado GEOSTUDIO.

En la primera parte de este trabajo se expuso el planteamiento de la problemática en general y del problema geotécnico específico a investigar. Así mismo se describieron los antecedentes de la zona de estudio donde se observaron situaciones que dieron origen a esta investigación. En la segunda parte se presentaron los fundamentos teóricos del comportamiento hidráulico de los suelos parcialmente saturados y la teoría que fundamenta los análisis de flujo transitorio de agua. En la tercera parte se discute brevemente acerca de la seguridad de estructuras térreas sometidas a condiciones de flujo de agua.

En la cuarta parte, se presentan los análisis y resultados de la investigación sobre el comportamiento hidráulico y geomecánico de bordos marginales y de protección sometidos a condiciones de vaciado. Las conclusiones obtenidas de esta investigación son.

- a) Para la modelación numérica del flujo transitorio de agua se recomienda que la malla de elementos finitos sea más refinada en la zona asociada al pie del talud del bordo o en donde se ubique el nivel de agua final, así mismo los intervalos de tiempo deben ser más pequeños al acercarse al final del vaciado. Esto con el propósito de poder detectar los valores máximos del gradiente hidráulico que se puedan presentar.
- b) En condiciones homogéneas e isótropas, los gradientes hidráulicos máximos de salida se registraron en la zona del pie del talud para cuando finaliza el vaciado y son de mayor magnitud en la dirección de x . Esta situación resulta trascendente ya que los valores críticos de gradientes hidráulicos horizontales son mucho menores que los de la dirección vertical. Por tanto, es importante conocer los gradientes en ambas direcciones.
- c) En general, la inclinación del talud aumenta la magnitud del factor de seguridad y reduce los valores máximos de los gradientes hidráulicos de salida. Sin embargo, en el comportamiento hidráulico, esta variable influye significativamente solo en materiales con conductividad hidráulica menor o igual $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.
- d) La colocación de una tablestaca incrementa significativamente la estabilidad del talud, sin embargo no tiene efecto en el comportamiento hidráulico, lo que podría significar que exista riesgo de erosión interna en la parte del talud expuesto si la magnitud del gradiente hidráulico alcanza valores peligrosamente altos.
- e) La colocación de filtros permite reducir los gradientes hidráulicos de salida canalizando los valores máximos para que se presenten en la descarga del mismo. Además, los filtros permiten reducir y disipar a una mayor velocidad las presiones de poro, incrementando el factor de seguridad del bordo. Sin embargo, los resultados permiten concluir que con los filtros horizontales colocados al pie de talud con una longitud del orden de $0.75L$, se alcanza el trabajo más eficiente de los mismos.
- f) En los casos estudiados, la anisotropía de la conductividad hidráulica del material genera incrementos en el factor de seguridad por lo que la condición isótropa del material resulta la condición más desfavorable, en términos de la estabilidad del talud. Sin embargo, en el comportamiento hidráulico si resulta la condición más desfavorable ya que se generan

incrementos en la magnitud de los gradientes hidráulicos de salida en función de la relación de anisotropía.

- g) Se identificó que una situación muy desfavorable en el comportamiento hidráulico de un bordo se presenta cuando la cimentación del bordo es más impermeable que el terraplén del mismo. Dado que genera incrementos importantes en el gradiente hidráulico vertical que pueden alcanzar valores muy cercanos a la unidad. Por otra parte en esta situación la anisotropía es favorable al comportamiento hidráulico ya que reduce la magnitud de este gradiente hidráulico. Por tanto, se recomienda poner énfasis en la revisión de la seguridad contra erosión interna cuando se presente esta configuración de conductividades hidráulicas entre la cimentación y el terraplén.
- h) Cuando se estudia un bordo de protección los valores más altos de gradientes hidráulicos y los más pequeños de factores de seguridad se presentan en la condición inicial (régimen establecido) en el talud exterior. Estos efectos se reducen significativamente colocando filtros horizontales al pie de ambos taludes.
- i) Otra situación que genera concentración de flujo e incrementos en la magnitud de los gradientes hidráulicos de salida se presenta cuando se tiene un bordo con curvatura en su trazo en planta. La zona de concentración de gradientes hidráulicos máximos se presenta en la curvatura del bordo, por lo que se recomienda poner énfasis en el estudio de estas zonas para que sean protegidas en caso de que los gradientes hidráulicos superen los valores críticos.
- j) Se encontró que los cortes efectuados al pie del talud ocasionan incrementos peligrosos en los gradientes hidráulicos de salida, ya que se podrían alcanzar valores superiores a la unidad, como los calculados en esta investigación.
- k) La determinación de la posición de la línea de desaturación al final de un vaciado permite determinar el modo de vaciado que se presenta en un bordo, dado que no es posible determinarlo tomando en cuenta únicamente la conductividad hidráulica ya que la velocidad de abatimiento de la lámina de agua (V_{vaciado}) juega un papel muy importante en la variación del modo de vaciado. Conocer el modo de vaciado es muy útil para determinar el tipo de parámetros y el tipo de análisis que se requieren para determinar la estabilidad de un talud. Por tanto, es necesario realizar análisis de flujo transitorio de agua para determinar el modo de vaciado que se presenta en un bordo para un determinado caso.

En resumen, puede decirse que esta investigación contribuirá a mejorar la comprensión de la complejidad del análisis de flujo transitorio, así como comprender el comportamiento de los bordos ante el fenómeno de vaciado. Esto permitirá que los ingenieros tengan elementos racionales para que puedan detectar de mejor manera situaciones de riesgo potencial en las etapas de proyecto y por tanto implementar medidas de mitigación más eficientes.

Finalmente, puede decirse que aunque esta investigación se centró en el caso de los bordos, los resultados obtenidos pueden ser aplicables a otras estructuras térreas similares sujetas a flujo transitorio de agua.

5.3 Recomendaciones para futuras investigaciones

La determinación de la función de almacenamiento (curva característica) del suelo todavía no es una práctica estándar al realizar investigaciones geotécnicas en lugares con suelos parcialmente saturados, y menos aún con el objetivo de llevar a cabo un análisis de flujo transitorio. Pero sin los datos (del sitio específico), ningún análisis podrá reproducir el comportamiento real en campo. Por lo tanto, es necesario que se profundice en la investigación de las propiedades del sitio para asegurar que los datos obtenidos sean suficientemente amplios para reproducir el comportamiento de campo.

A pesar de que existen muchos criterios para determinar gradientes hidráulicos críticos en estructuras térreas, los estudios más recientes hacen diferencia entre gradientes hidráulicos críticos horizontales y verticales. Sin embargo, estos estudios se han realizado principalmente en suelos gruesos, por lo que es necesario ampliar estos estudios para realizar una caracterización más precisa del comportamiento hidráulico de las estructuras térreas.

Por otro lado, se recomienda realizar análisis de esfuerzo-deformación en 2D y en 3D para ampliar la caracterización del comportamiento geomecánico de bordos ante el fenómeno de vaciado.

Por último, es necesario promover la necesidad de instrumentar los terraplenes de los bordos para obtener datos de su comportamiento en tiempo real y disponer de mejores elementos para continuar desarrollando más investigación en este apasionante campo de la ingeniería.

REFERENCIAS

- Adel, H., Bakker, K.J. and Klein Breteler, M. (1988) Internal Stability of Minestone, in Proceedings International Symposium on Modelling Soil–Water–Structure Interaction, International Association for Hydraulic Research (IAHR), Netherlands, Balkema, Rotterdam, pp. 225–231.
- Aitchison, G.D. (1965). Discussion in Proc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 3, Montreal: 318-321.
- Alonso, E. E., Gens, A., and Hight, D. W. (1987) Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
- Annual Meeting, Seoul, 16-22 May 2004, In Proceedings of the Workshop on Dam Safety Problems and Solutions-Sharing Experience. Korea National Committee on Large Dams, W1-24-A078.
- Auvinet, G., López-Acosta, N.P. & Pineda, A. R. (2008) Informe final (Parte Geotecnia) del proyecto del Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT), Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Baltonato, R. (2006). Tensile strength, shear strength, and effective stress for unsaturated sand. Thesis of Ph. D. University of Missouri, USA.
- Barden, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. *Geotechnique*, 15 (3): 267-286.
- Bathe, K-J. (1982). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice-Hall
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5(1).
- Bidhop, A. W. & Bjerrum, L. (1960). The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado.
- Bligh WG (1910) Dams, barrages and weirs on porous foundations. *Eng News* 64(26):708–710
- Bligh WG (1911a) Reply to sheet piles as a means of decreasing permeability of porous foundations. In: Fielding JS (ed) *Engineering news*, vol 65, No. 4, p 109
- Bligh WG (1911b) Weirs on porous foundations and with pervious floors. *Eng News* 65(15):444–445
- Blight, G.E. (1965). A study of effective stress for volume change, in *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*. Sidney Butterworths: 259-269.
- Bonelli & al. (2009) ANR PGCU 2006-2008 ERINOH S. Axe 1. Essais de laboratoire. Rapport final
- Brady, N. C. (1990). "The Nature and Properties of Soils". Macmillan Publishing Company. Collier Macmillan Publishers. London.
- Brooks, R. H. and Corey, A. T., 1964, "Hydraulic Properties of Porous Media," Colorado State Univ. Hydrol. Paper, No. 3, 27 pp., Mar.
- Brooks, R.H., Corey, A. T. (1966). Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow. *J. Irrig. Drainage Div. ASCE. Proc.* 72 (IR2), pp. 61-88. U.S.A.
- Buckingham, E., 1907, "Studies on the movement of soil moisture," U.S. Dept. Agric. Bur. Soils Bull. 38, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
- Burdine, N.T. (1953). Relative Permeability Calculations from Pore Size Distribution Data. *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers*, 198: 71-78.
- Celia, M. A.; Ahuja, R.; y Lajpat, Pinder, G. F. (1987). Orthogonal Collocation and Alternating-Direction Procedures for Unsaturated Flow Problems. *Adv. Water Resources*, Volume 10. U.S.A.
- Chapuis, R. (1992). Similarity of internal stability criteria for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pp. 711-713.

- Chen, J.M; Tan, Y. Chi; Chen; Chu. (2001). Multidimensional Infiltration with Arbitrary surface fluxes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. Pp. 370-377. U.S.A.
- Childs, E. C. and Collis-George N., 1950, "The Permeability of Porous Materials," *Proc. Royal SOC.*, vol. 201A, pp. 392-405.
- Childs, E. C., 1969, *An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena*. London: Wiley-Interscience, 493 pp.
- Clapp, R. B., Hornberger, G. H. (1978). Empirical Equations for Some Soil Hydraulic Properties. *Water Resour. Res.* 14, pp. 601-604. U.S.A.
- CONAGUA 2011. Manual para el control de inundaciones. México D.F.
- Corey A. T., 1954, "The Interrelation between Gas and Oil Relative Permeabilities," *Producer's Monthly*, vol. 19, no. 1.
- Corey, A. T., and Klute, A., 1985, "Application of the potential concept to soil water equilibrium and transport," *Soil Science Society of America Journal*, 49, 3-11.
- Croney, D. and Coleman, J.D. (1961). Pore Pressure and suction in soils. *Proceedings, Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*. Butterworth, London, pp. 31-37.
- Darcy, H., 1856, *Histoire Des Fontaines Publique de Dijon*. Paris: Dalmont, pp. 590-594.
- Domínguez M. R., Arganis, J. M. L., Carrizosa E. E., Fuentes M. G. E., Echeverri V. C. A. (2006). Determinación de Avenidas de Diseño y Ajuste de los Parámetros del Modelo de Optimización de las Políticas de Operación del Sistema de Presas del Río Grijalva. Informe elaborado para la Comisión Federal de Electricidad (CFE).
- Dudley, J. H. (1970). Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, v.96, SM3.
- Espinoza, R. D. (1993). Numerical Analysis of Unsaturated Flow. PhD. Thesis. Faculty of Purdue University, Indiana, U.S.A.
- European Working Group of ICOLD (2007) Assessment of the risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures :dams, dykes and levees. Intermediate Report. Technische Universität München.Nr 114/2007.
- Fannin, R.J. and Moffat, R., 2002, "On the internal stability of granular soils," *Proceeding of Canadian Dam Association Annual Conference*, October 6-10, Victoria, BC, Canada.
- Fannin, R.J., 2008, "Karl Terzaghi: from theory to practice in geotechnical filter design," *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 134: pp.267-276.
- Fell R. and Fry J-J (2007). *Internal erosion of dams and their foundations*. Taylor and Francis, London.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams*. London, Great Britain: Taylor & Francis Group plc.
- Fell, R., Wan, C. F., Cyganiewicz, J. and Foster, M., (2003), Time for development of internal erosion and piping in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 4, pp. 307 - 314.
- FEMA. (2000). *Internal erosion and piping process*. Denver.
- Foster, M. and Fell, R. (1999). *Assesing Embankment Dam Filter That Do No Satisfy Design Criteria*, Sydney.
- Foster, M., Fell, R. & Spannagle, M., (2000a), The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, No. 5, pp. 1000 - 1024.
- Foster, M., Fell, R. & Spannagle, M., (2000b), A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, No. 5, pp. 1025 - 1061.

- France, J. and C. Winckler (2008). "Rapid Drawdown Analysis – What is an Analyst to Do?" Proc. ASDSO – Dam Safety 2008, Omnipress.
- Fredlund, D. G. and Xing, A. (1994). Equations for the Soil-Water Characteristic Curve, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 521-532
- Fredlund, D.; Xing, A y Huang, S. (1994). Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. Can. Geotech. J. Ottawa, Canada, 32, pp. 533-546. U.S.A.
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, Inc. USA.
- Gardner, W. R., 1958, "Some Steady State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water-Table," Soil Sci., vol. 85, no. 4.
- Gates, J. I. y Lietz, W. T. (1950). Relative Permeabilities of California Cores by the Capillary- Pressure Method. Drilling and production practice. Am. Petrol. Inst. Q. 285-298. U.S.A.
- Gens, A. & Romero, E. (2000). Ensayos de laboratorio. Simposio sobre geotécnica de las infraestructuras del transporte. Barcelona: 17-43.
- Gili, Y. Y. (1988). Modelo microestructural para medios granulares no saturados, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- González, F. (2012). Ponencia: "Desastres Naturales por Inundaciones en el Sureste Mexicano", V Congreso Nacional de la Academia de Ingeniería, México D. F.
- Green, R. E. y Corey, J. C. (1971). Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods. Soil. Sci. Am. Proc. 35, pp. 3-8. U.S.A.
- Hilf, J. W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Ph. D. Thesis. Denver. Technical Memorandum 654. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation.
- Hsu, S. J. C (1981). Aspects of Piping Resistance to Seepage in Clayed Soils. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Estockhoml.
- IMTA (2001). Geotécnica en la ingeniería de presas. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
- INE (1980). Desarrollo Urbano : Eco-plan del Estado de Tabasco, Instituto Nacional de Ecología.
- INEGI (2012). Información geográfica, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). <http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/estados/tab/geolo.cfm?c=444&e=02>. (Consultado en febrero de 2012).
- Isaacson, E. & Keller H. (1966). Analysis of Numerical Method, pp. 113-123, 386. Wiley.
- Istok, J. (1989). Groundwater Modeling by the Finite Element Method, Water Resour. Monogr. Ser., vol. 13, 495 pp., AGU, Washington, D. C., doi:10.1029/WM013.
- Jackson, R. D.; Reginato, R. J. y van Bavel, C. H. (1965). Comparison of Measured and Calculated Hydraulic Conductivities of Unsaturated Soils. Water Resour. Res. 1, pp. 375-380. U.S.A.
- Jantzer, I. (2009). Critical Hydraulic Gradients in Tailings Dams Comparison to Natural Analogies. Luleå: Universitetstryckeriet.
- Jean-Jacques Fry (2009), Internal erosion: the main-ageing phenomena of hydraulic structures. 2nd International Conference on Long Term Behaviour of dams. Graz, Austria.
- Jury, W.A., W.R. Gardner, and W.H. Gardner. 1991. Soil Physics (5th ed). New York: John Wiley & Sons.
- Kenney, T., & Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. Canadian Geotechnical Journal, 22, pp. 215-225.
- Kenney, T.C. and Lau, D., 1986. "Internal stability of granular filters: Reply," Canadian Geotechnical Journal, 23: pp 420- 423.

- Kezdi, A., 1979. Soil physics – Selected Topics. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 160p.
- Khosla, A.N., Bose, N.K., McKenzie, E.T. (1936): Design of weirs on pervious foundations, Publication number 12 of the Central Board of Irrigation, Simla, India.
- King, L. G. (1965). Description of Soil Characteristics for Partially Saturated Flow. Soil Sci. Amer. Proc. 29, pp. 359 – 362. U.S.A.
- Kovacs, G. 1981. Seepage hydraulics. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 730 p.
- Kunze R. J., Uehara G., and Graham K., (1968). "Factors Important in the Calculation of Hydraulic Conductivity," Proc. Soil Sci. SOC. Amer., vol. 32, pp. 760-765.
- Laliberte, G. E. (1969). A Mathematical Function for Describing Capillary Pressure Desaturation Data. Bull. Inst. Ass. Sci. Hydrol. 14, pp. 131-149. U.S.A.
- Lane EW (1934) Security from under-seepage masonry dams on earth foundations. Trans ASCE 60(4):929–966.
- Leong, E. C. & H. Rahardjo 1997. Permeability functions for unsaturated soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(12): 1118-1126.
- Li, M. and Fannin, R.J., 2008. "A comparison of two criteria for internal stability on granular soil," Canadian Geotechnical Journal, 45: pp 1303 -1309.
- Li, X. (2011). Desembalse en cauces y estabilidad de bordos, Tercer Seminario Internacional de Potamología, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.
- Li, X. y Arroyo, V. (2011). Impacto de Fuerzas de Filtración y Tubificación Retrógrada a la Inestabilidad de Talud y Erosión Hídrica, Revista Digital Universitaria, Volumen 12 Número 2. Coordinación de Publicaciones Digitales de la UNAM.
- Lopez-Acosta, N. P. (2012). Ponencia: "Flujo Transitorio de Agua en Bordos de Protección", Expo-Congreso Nacional de Ingeniería Civil "Agua, Recurso Estratégico No Renovable", Colegio de Ingenieros Civiles de México. Villahermosa, Tab.
- Lowe, J. & Karafiath, L. (1960). Stability of Earth Dams Upon Drwdown. Proceedings of the 1st Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City.
- Lowe, III, John (1988). Stability Analysis. Advanced Dam Engineering for Desing, Construction and Rehabilitation. New York.
- Lu, N. and Likos, W. (2004). Unsaturated soil mechanics. John Wiley & Sons, Inc. USA.
- Mansour, B.G.S. (2005) Investigations on Design and Rehabilitation Options for River Barrages with Special Respect to Piping, Doctoral Thesis, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 62.
- Marengo, H. (2011). Ponencia: "Análisis de Riesgo de Falla en Presas", Academia de Ingeniería. México D.F.
- Maza A. (1997) Cuenca Grijalva-Usumacinta Estudio de Gran Visión para las Obras de Protección de la Planicie, elaborado para la Subdirección General de Construcción, Gerencia Regional Sur, CONAGUA, y Subdirección Técnica, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, CFE.
- Mendoza, M. (1998). Geotecnia, Cap. 23 del Manual de Ingeniería de Ríos, Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Mercer, J.W. and C.R. Faust. 1981. Ground-Water Modeling. National Water Well Association (NWWA), Worthington, Ohio.
- Mitchell, J. K. (1993). Fundamentals of Soil Behaviour (2nd ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Morales y Monroy, R. (2002). Geosintéticos, Cap. 8 del Manual de Construcción Geotécnica (Parte II: Refuerzo de suelos), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

- Mualem, Y. (1976). A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media. *Water Resour. Res.* 12, pp. 513-522. U.S.A.
- Mualem, Y. (1978), Hydraulic conductivity of unsaturated porous media: Generalized macroscopic approach, *Water Resour. Res.*, 14(2), 325–334.
- Mualem, Y. 1986. Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas. In *Methods of soil analysis. Part 1. Physical and mineralogical methods*. 2nd ed. Agronomy, Edited by A. Klute. American Society of Agronomy, Inc. and Soil Science Society of America, Inc. Madison, Wis., U.S.A.
- Nimmo, J. and Landa, E. (2004). *The soil physics contributions of Edgar Buckingham*. Soil Science Society of America, USA.
- Peck, R. B., (1980), Where has all the judgement gone?, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, No. 4, pp. 584 - 590.
- Pérez, N. (2008). Determinación de curvas características en suelos no saturados con celdas de presión. *Publicación Técnica No. 313*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte.
- Perzmaier, S., Muckenthaler, P., & Koelewijn, A. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil. *Assesment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees*. Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. Contribution to the symposium in Freising, Germany, September, 2007. ISBN 978 3 940476 04 3.
- Peter P. (1982). *Canal and River Levees*. *Developments of Civil Engineering* 29, Bratislava, Slovakia, Elsevier/North-Holland, Inc., NY.
- Pintado, X. (2002). *Caracterización del comportamiento termo-hidro-mecánico de arcillas expansivas*. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Pousada, E. (1984). *Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX, Madrid, España.
- Press, W. H.; Flannery, B. P.; Teukolsky, S. A. y Vetterling, W. T. (1986). *Numerical Recipes*. Cambridge, Univ. Press. New York. U.S.A.
- Ramírez, A. (2011). *Presentación: "Posibles mecanismos de falla en las márgenes y bordos del Río Carrizal"*, Proyecto académico, Red del Agua UNAM. México, D.F.
- Ramírez-Reynaga, M. (2008). *Ponencia: "Aspectos Geotécnicos en Potamología"*, Primer Seminario de Potamología "José Antonio Maza Álvarez", Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México.
- Report N° EDFB-IBP-74-8, Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge, Tennessee. U.S.A.
- Richards, B.G., 1967. A review of methods for the determination of the moisture flow properties of unsaturated soils, *Technical Memorandum* 5. *Soil Sci.* 51, 377–386.
- Richards, L. A., (1931). "Capillary conduction of liquids through porous medium," *Journal of Physics*, 318–333.
- Schofield, A.N. (1935). The pF of the water in soil. *Trans. 3rd Int. Cong. Soil Science*, Vol. 2: 37-48.
- Sherard, J. L., (1986), Hydraulic fracturing in embankment dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 10, pp. 905 - 927.
- Simunek, J.; Sejna, M. y van Genuchten, M. Th. (1996). *HYDRUS-2D. Simulating Water Flow and Solute Transport in Two-Dimensional Variably Saturated Media*. U.S. Salinity Laboratory. USDA-ARS. Riverside. California. U.S.A.
- Skempton, A.W. and Brogan, J.M. 1994. Experiments on piping in sandy gravels. *Geotechnique* 44(3):449-460.

- Su, C. y Brooks, R.H. (1975). Soil Hydraulic Properties from Infiltration Tests. Watershed Management Proceedings Irrigation and Drainage. Div. ASCE, Logan, Utah. U.S.A
- TAW (1999). Technical Report on Sand Boils (Piping), Technical Advisory Committee in Flood Defenses, The Netherlands.
- Terzaghi, K. (1922) "Failure of dam foundations by piping and means for preventing it (in German), Die Wasserkraft, Special Forchheimer Issue," 17, pp. 445-449
- Tindall, J. A., and Kunkel, J. R., 1999, Unsaturated Zone Hydrology for Scientists and Engineers, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.
- Turnbull, W. and Mansur, C. 1961. Underseepage and Its Control: A Symposium. American Society of Civil Engineers (ASCE) Transaction Paper No. 3247.
- Van Genuchten, M. Th. y Nielsen, D. R. (1985). On Describing and Predicting the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils. Ann. Geophys. 3, pp. 615-628. U.S.A.
- Van Genuchten, M. Th., Leij, F. J. y Yates, S. R. (1991). The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils. Robert S. Kerr Environmental Research Laboratory. Office of Research and Development. U.S. Environmental Protection Agency. Ada. Oklahoma. USA.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soils Sci. Am. J. 44: 892-898.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. and Pufahl, D. E. (1996). The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. Geotechnical Testing Journal, Vol. 19, No. 3: 259-268.
- Vaughan, P.R. (1985). Pore pressures due to infiltration into partly saturated slopes. Proc. 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic soils. Brazil, Vol 2, 61-71.
- Viratjandr C. and Michalowski R. L. (2006). Limit analysis of submerged slopes subjected to water drawdown. Published on the NRC Reseach Press Web. Department of Civil Environmental Engineering, University of Michigan.
- Visser, W. C. (1968). An Empirical Expression for the Desorption Curve. P. E. Rijtema y H. Wassinc (ed.) Water in the Saturated Zone. Proc. Wageningen Symposium IASH/AIHS, Unesco, Paris, Vol. I, pp. 329-335. U.S.A.
- Vogel, A., (2004), Lessons from dam failures caused by seepage or internal erosion. ICOLD 72nd.
- Vogel, T. y Cislserova, M. (1988). On the Reliability of Unsaturated Hydraulic Conductivity Calculated from the Moisture Retention Curve. Transport in Porous Media, 3, pp. 1-15. Holanda
- Von Thun, J. L., (1996), Understanding seepage and piping failures – the No. 1 dam safety problem in the west. In Proceedings of the Association of Dam Safety Officials (ASDSO) Western Regional Conference, Lake Tahoe, Nevada, pp. 3-21.
- Wan, C.F. and Fell, R. (2004c). Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations. UNICIV Report No.429, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, ISBN 85841 396 5.
- Wan, C.F. and Fell, R. (2007) Investigation of internal erosion by the process of suffusion in embankment dams and their foundations. In Internal Erosion of Dams and their
- Wang, J.F., Anderson, M.P., 1982. Introduction to Groundwater Modelling. Freeman, San Francisco, CA: 237 pp.
- Warrick. A. W. y Lomen D. O. (1976) Time Dependent Linearized Infiltration. II. Line Sources. Soil Science Society of America Proceedings. U.S.A.

- Watts, R., Burk, K., McLaren, M., Wolfe, J. & Zender, K., (2002), Failure of the Teton dam: geotechnical aspects, *International Water Power and Dam Construction*, Vol. 54, No. 7, pp. 30-31
- Weijers, J.B.A and Sellmeijer, J.B. (1993). A new model to deal with the piping mechanism on "Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering. Brauns, Herbaum and Schuler (editors), Balkema, Rotterdam.
- Wilson, G.W., Fredlund, D.G., and Barbour, S.L. 1994. Coupled soil-atmosphere modeling for soil evaporation. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 151-161.
- Wroth, D.M. and Houlsby, G.T. (1985). Soil Mechanics: Property characterization and analysis procedure. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1: 1-55.
- Yates, S.R., van Genuchten, M.Th., Warrick, A.W., and Leij, F.J. 1992. Analysis of measured, predicted and estimated hydraulic conductivity using RETC Computer program. *Soil Science Society of America Journal*, 56: 347-354.
- Yoshimi, V. and Osterberg, J.O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. *J. of Soil Mech. And Found. Div. A.S.C.E.*, vol. 89, SM4: 1-24.
- Zelen, M. y Severo, N. C. (1965). Probability Functions. M. Abramowitz and I. Stegun (ed.) *Handbook of Mathematical Functions*, pp. 925-995. Dover, New York. U.S.A.
- Zepeda, A. y Pérez, A. (2004). *Mecánica de suelos no saturados, capítulo 3: succión y estado del agua en el suelo*. Universidad Autónoma de Querétaro, UAQ, Querétaro, México.
- Ziems J. (1969) Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Institut für Fluß- und Seebau, TU Dresden.