



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

ESTUDIO DE LA EROSIÓN INTERNA EN ESTRUCTURAS TÉRREAS
ENFOCADO AL PROBLEMA OCURRIDO EN LA PRESA “EL BATÁN” UBICADA
EN EL ESTADO DE QUERÉTARO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
EDGAR FRANCISCO FERNÁNDEZ ENRÍQUEZ

TUTOR PRINCIPAL
NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Secretario: M. I. Agustín Deméneghi Colina
Vocal: Dra. Norma Patricia López Acosta
1^{er} Suplente: Dr. Raúl Flores Berrones
2^{do} Suplente: Dra. Alexandra Ossa López

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

Estudio de la erosión interna en estructuras térreas enfocado al problema
ocurrido en la presa “El Batán” ubicada en el estado de Querétaro

Índice

Índice.....	I
Resumen...	V
Abstract.....	VII
Lista de Figuras	IX
Lista de Tablas.....	XV
Capítulo 1... Introducción	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Alcances	2
Capítulo 2... Fundamentos teóricos	5
2.1 Ley de Darcy	5
2.2 Conductividad hidráulica o permeabilidad	6
2.3 Gradiente hidráulico.....	6
2.3.1 Influencia del tamaño y forma del corazón impermeable en los gradientes de salida	7
2.3.2 Influencia del ángulo de inclinación del talud en el gradiente hidráulico de salida	8
2.3.3 Gradiente hidráulico crítico en dirección vertical	8
2.4 Suelos parcialmente saturados.....	10
2.4.1 Succión	10
2.4.2 Selección del método adecuado para determinar la succión	11
2.4.3 Relación entre succión y la permeabilidad y humedad del suelo	12
2.4.4 Ecuación general de flujo de agua en suelos parcialmente saturados	13
2.4.5 Curva característica y curva de conductividad hidráulica	14
2.4.5.1 Función de almacenamiento o curva característica	14
2.4.5.2 Curva de Conductividad hidráulica.....	14
2.4.6 Algunos métodos de estimación de la función de almacenamiento o curva característica	14
2.4.6.1 Modelo de Van Genuchten (1980)	15
2.4.6.2 Modelo de Fredlund y Xing (1994).....	15
2.4.6.3 Modelo de Perera <i>et al.</i> (2005)	17
2.4.7 Métodos de estimación de la función de conductividad hidráulica disponibles en el programa SEEP/W	18
2.4.7.1 Modelo de Green and Corey (1971).....	18
2.4.7.2 Modelo de Van Genuchten (1980)	19
2.4.7.3 Modelo de Fredlund y Xing (1994).....	20
Capítulo 3... Estudio de la erosión interna y tubificación	31
3.1 Tubificación	32
3.1.1 Gradiente hidráulico para el inicio de la erosión del suelo	33

3.1.2	Influencia de las propiedades del terraplén para prevenir la tubificación	33
3.1.3	Resistencia a la tubificación	35
3.2	Mecanismos de falla	36
3.2.1	Inestabilidad interna	38
3.2.2	Desprendimiento.....	39
3.2.3	Mecanismos de agrietamiento	39
3.2.3.1	Arietamiento debido a asentamientos diferenciales	40
3.2.3.2	Grietas transversales	40
3.2.3.3	Grietas longitudinales.....	40
3.2.3.4	Fracturamiento interior no visible	40
3.3	Métodos teóricos y empíricos para diseñar contra tubificación	41
3.3.1	Métodos clásicos	41
3.3.2	Método modificado de Burenkova para suelos bien graduados y mal graduados	42
3.3.3	Método alternativo para suelos bien graduados.....	44
3.4	Medidas de mitigación contra los efectos dañinos del flujo de agua	44
3.4.1	Métodos para incrementar la seguridad contra tubificación o altas presiones de agua.....	44
3.4.2	Medidas para reducir el flujo.....	46
3.4.3	Drenes y bermas	47
3.4.3.1	Dren permeable en el pie del talud aguas abajo	48
3.4.3.2	Drenes horizontales	48
3.4.3.3	Drenes inclinados	48
3.4.4	Filtros de protección en conductos existentes	49
Capítulo 4... Criterios de diseño de filtros		51
4.1	Espesor de filtros	51
4.2	Propósito de los filtros	52
4.3	Diseño de filtros	53
4.3.1	Límites en el diseño de filtros	53
4.3.2	Criterios de diseño	53
4.3.2.1	Criterio de Terzaghi	54
4.3.2.2	Criterio de Bertram (1940).....	55
4.3.2.3	Criterio de Sherard y Dunnigan (1989).....	56
4.3.2.4	Criterio del USSCS (1994)	58
4.3.2.5	Criterio de USACE (2004)	60
4.3.2.6	Criterio de la USBR (2011).....	61
4.3.2.7	Criterio de Foster y Fell (2001)	62
4.4	Aspectos constructivos.....	63
4.5	Uso de geotextiles como filtros	64
4.5.1	Criterio de retención.....	65
4.5.2	Criterio de permeabilidad y permitividad.....	66
4.5.3	Criterio de resistencia al sellamiento (o criterio de porosidad)	67
4.5.4	Criterio de espesor en geotextiles.....	67
Capítulo 5... Caso real de una presa susceptible de falla por erosión interna		71
5.1	Localización y características de la presa <i>El Batán</i>	71
5.2	Incidente ocurrido	74
5.3	Medidas adoptadas.....	76
5.3.1	Medidas para prevenir una falla completa del terraplén	76
5.3.2	Medidas de monitoreo y medidas piezométricas	78
5.4	Evaluación de problema mediante modelado numérico	80

5.4.1	Consideraciones generales para el modelado	80
5.4.2	Parámetros de los materiales de la presa	82
5.4.3	Definición de funciones hidráulicas	86
5.4.3.1	Curvas características.....	86
5.4.3.2	Función de conductividad hidráulica	92
5.5	Análisis efectuados	94
5.5.1	Modelado de las condiciones reales e ideales	95
5.5.2	Modelado variando las características del núcleo	109
5.5.2.1	Geometría del núcleo.....	110
5.5.2.2	Anisotropía del núcleo.....	113
5.5.3	Modelado implementando geotextiles funcionando como filtros	114
5.5.3.1	Descripción y características de los geotextiles utilizados en los análisis	115
5.5.3.2	Comprobación de criterios de permeabilidad y de retención en geotextiles	115
5.5.3.3	Análisis y resultados	117
5.6	Observaciones finales.....	124
Capítulo 6... Conclusiones y recomendaciones.....		117
Capítulo 7... Referencias y fuentes electrónicas consultadas		121
Anexo: Estimación de permeabilidades para el filtro de arena de la presa <i>El Batán</i> en condiciones ideales y con segregación		127

Resumen

Cuando se edifica una obra de ingeniería civil sujeta a flujo de agua (de forma natural o artificial), ésta siempre debe tomarse en cuenta en los análisis y evaluar las implicaciones o afectaciones que puede ocasionar en el suelo de cimentación o dentro de las estructuras térreas sujetas al flujo de agua.

Un factor que se presenta al considerar el movimiento del agua dentro de un medio poroso son las denominadas *fuerzas de filtración*, que dependen del gradiente hidráulico y del peso volumétrico del agua. Las fuerzas de filtración pueden provocar distintos problemas en una estructura térrea. En el presente trabajo, se estudia uno de ellos: la *erosión interna*, que consiste en la remoción y acarreo de las partículas del suelo debido al flujo de agua y a las propiedades del material donde ésta circula.

La erosión interna en estructuras térreas puede deberse a distintos factores, como la presencia de rellenos no compactados o mal compactados, el agrietamiento debido a los cambios de humedad en el suelo o estructura térrea, la mala adherencia entre las capas de suelo, los gradientes hidráulicos internos muy altos, y la dispersividad o la erosionabilidad del suelo.

En esta tesis, inicialmente se proporcionan los fundamentos teóricos sobre suelos saturados; además de exponer de forma resumida un panorama general sobre la teoría de suelos parcialmente saturados, incluyendo los métodos para la determinación de la curva característica y la función de conductividad hidráulica. También se analizan los factores que provocan la erosión interna; se discuten los distintos criterios teóricos y empíricos para diseñar contra erosión interna y tubificación, asimismo se evalúan diferentes soluciones y/o medidas de mitigación para evitar la falla de una estructura debido a este fenómeno. Posteriormente, se exponen diferentes criterios de diseño de filtros (clásicos y actuales), se discuten algunos aspectos constructivos de los mismos, y también se analiza el uso de geotextiles como filtros.

La aplicabilidad de la teoría expuesta en esta investigación, se demuestra con el análisis del flujo de agua a través de la Presa *El Batán*, una presa de materiales graduados ubicada en el estado de Querétaro que sufrió problemas de erosión interna. Se realiza una breve evaluación de los filtros instalados (con problemas de segregación) y de la condición de anisotropía a la que estuvo expuesta. Con la ayuda de modelos experimentales se calculan los parámetros de ajuste necesarios para obtener las curvas características y función de conductividad hidráulica de los materiales de la presa. Los análisis se realizan con modelado numérico mediante el método de elementos finitos. Se recurre al programa de computadora Seep/W (módulo de flujo de agua del software Geostudio 2D). Los cálculos se llevan a cabo en condiciones de flujo establecido y para suelos parcialmente saturados, tomando en cuenta diferentes niveles del embalse de la presa. Se efectúan análisis representando las condiciones reales a las que estuvo expuesta la presa, y también en *condiciones ideales*, es decir, sin problemas constructivos y con buen diseño de filtros. Adicionalmente, se realizan análisis evaluando cómo afecta la anisotropía y la geometría del núcleo impermeable en el desarrollo de gradientes hidráulicos en el pie del talud de aguas abajo. Los últimos análisis se enfocan en la implementación de geotextiles como filtros y como medida de mitigación. Después de efectuados los cálculos, se hace una evaluación de los resultados obtenidos, se establecen comentarios finales, se sugiere una metodología para realizar este tipo de análisis y se proporcionan conclusiones y recomendaciones generales.

Abstract

When a civil engineering structure subjected to flow of water (natural or artificial) is built, the movement of water must always be taken into account in the analyses and assessed the implications or effects that may result in the foundation soil or throughout earth structures exposed to water flow.

One factor that appears when considering the movement of water in a porous medium are known as *filtration forces*, which depend on the hydraulic gradient and the volumetric weight of water. The seepage forces can cause several problems in an earth structure. In this paper, we study one of these problems: the *internal erosion*, which involves the removal and transport of soil particles due to water flow and properties of material where it flows.

The internal erosion on earth structures may be generated due to different factors such as the presence of non-compacted or poorly compacted fill, cracking caused by moisture changes in soil or earth structure, poor adhesion between the layers of soil, very high internal hydraulic gradients, and dispersivity or erodibility of the soil.

In this thesis, initially the theoretical background on saturated soils is provided; in addition a summarized overview of the unsaturated soil theory is exposed, including methods for estimation of the characteristic curve and the hydraulic conductivity function. The factors that provoke internal erosion are also discussed; the several theoretical and empirical criteria to design against internal erosion and piping are studied, and besides different solutions and/or mitigation measures to prevent the failure of a structure due to this phenomenon are evaluated. Subsequently, different filter design criteria (classic and current) are exposed, some construction aspects are discussed, and the use of geotextiles as filters is also analyzed.

The applicability of the theory exposed in this research is demonstrated by the analysis of water flow through the *El Batán* dam, which is an earth and rock fill dam located in Queretaro state, that experimented internal erosion problems. A brief assessment of the installed filters (with segregation problems) and the anisotropy condition experimented by the dam is performed. The fit parameters required to obtain the characteristic curves and the function of hydraulic conductivity of different materials of the dam are calculated by means of experimental mathematical models. Analyses are carried out by numerical modeling via finite element method. The Seep/W computer program (water flow module of GeoStudio 2D software) is utilized for analyses. The calculations are performed under steady-state flow conditions and considering unsaturated soils theory for different levels of the dam reservoir. The analyses assume the real conditions experimented by the dam and also the *ideal conditions*, that is without construction problems and with good design of filters. Additionally, analyses to evaluate how the anisotropy and geometry of the impervious core affect the development of hydraulic gradients at the toe of the downstream slope are performed. The latest calculations are focused on implementation of geotextiles as filters and as a mitigation measure. After these analyses were carried out, an evaluation of the results is made, concluding comments are established, a methodology for this type of analyses is suggested and general conclusions and recommendations are provided.

Lista de Figuras

Figura 1.1.... Red de flujo a través de un terraplén y su cimentación, considerando una misma permeabilidad en ambos elementos. Los puntos marcados corresponden a los sitios más susceptibles de experimentar tubificación a través del terraplén y/o de su cimentación (Flores, 2000)	1
Figura 2.1.... Ley de Darcy (González de Vallejo, 2004)	6
Figura 2.2.... Una manguera de longitud L con carga H_1 a la entrada y una carga H_2 a la salida (Flores, 2000)	7
Figura 2.3.... Flujo de agua a través de corazones de presas de sección compuesta (López, 2013)	7
Figura 2.4.... Gradiente de salida vs. permeabilidad de los suelos (Sánchez-Solís, 2013) ..	8
Figura 2.5.... Red de flujo, señalando la dirección del flujo (López, 2013)	9
Figura 2.6.... Gradiente hidráulico crítico vs. consideración de diseño (Adel, Bakker y Klein-Breteler, 1988)	9
Figura 2.7.... Correlación de la succión con el comportamiento físico de los suelos (Zepeda, 2004)	12
Figura 2.8.... Variación de la humedad (ω), succión mátrica (ψ_m) y conductividad hidráulica (k) a lo largo de una columna hipotética de suelo bajo flujo de agua establecido (Zepeda, 2004).....	12
Figura 2.9.... Relación entre la permeabilidad y la succión para suelos de diferentes texturas (esc log-log) (Zepeda, 2004)	13
Figura 3.1 Ejemplo de formación de cárcavas en un cerro.....	31
Figura 3.2.... Arrastre de granos de suelo por efecto de tubificación (Li y Arroyo, 2011) ..	32
Figura 3.3.... Variación del gradiente hidráulico para diferentes relaciones de vacíos (Kézdi, 1976)	35
Figura 3.4.... Esquema de erosión interna (Foster <i>et al.</i> , 2001).....	37
Figura 3.5.... Diagrama esquemático del equipo usado en laboratorio para la realización de las pruebas de filtración con flujo descendente (Wan y Fell 2008).....	39
Figura 3.6.... Figura esquemática utilizada por Blight (1910) para definir el factor de percolación C_B (Casagrande, 1968)	41
Figura 3.7.... Contornos de probabilidad de inestabilidad interna para gravas arenosas con limo y gravas arenosas con arcilla y limo, con un limitado contenido de arcilla y limitada plasticidad (Wan y Fell, 2008).....	43
Figura 3.8.... Contornos de probabilidad de inestabilidad interna para gravas arenosas con un porcentaje de finos no plásticos menores que 10% (Wan y Fell, 2008).....	43
Figura 3.9.... Método alternativo para evaluar la inestabilidad interna en suelos de tipo gravas arenosas con limos bien graduados (Wan y Fell, 2008)	44
Figura 3.10.. Esquema de un talud con drenaje (González, 2004)	45
Figura 3.11.. Presa de materiales graduados con un filtro (López, 2013)	45
Figura 3.12.. Terraplén con filtraciones (USACE, 2000)	47

Lista de Figuras

Figura 3.13.. Uso de drenajes horizontales e inclinados para el control de filtraciones a través de un terraplén (USACE, 2000)	48
Figura 4.1.... Primer requisito de Terzaghi para el diseño de filtros (Flores, 2000)	53
Figura 4.2.... Aparato para realizar la prueba filtro no erosionable (NEF)(Sherard y Dunnigan, 1989)	57
Figura 4.3.... Diagrama de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USSCS (1994) (López <i>et al.</i> , 2014).....	59
Figura 4.4.... Diagrama de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USACE (2004) (López <i>et al.</i> , 2014).....	60
Figura 4.5.... Diagrama de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USBR (2011) (López <i>et al.</i> , 2014).....	61
Figura 4.6.... Desarrollo conceptual de los límites de erosión para una prueba de filtro (Foster y Fell 2001)	62
Figura 5.1.... (a) Sección transversal de la presa, (b) perfil longitudinal del suelo (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010).....	72
Figura 5.2.... Vista en perfil de las etapas de compactación y líneas de igual contenido de agua (%) (Flores <i>et al.</i> , 2010)	72
Figura 5.3.... Fotografía de la trinchera de desvío para colocar el tubo de salida de aguas abajo (Flores <i>et al.</i> , 2010).....	73
Figura 5.4.. Sección transversal de la desviación y del tubo de salida (Flores <i>et al.</i> , 2010)..	73
Figura 5.5.... Trayectorias de erosión interna en la presa <i>El Batán</i> (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010)	75
Figura 5.6.... Banda de diseño de filtro siguiendo el criterio de Terzaghi y curva granulométrica del filtro instalado (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010).....	75
Figura 5.7.... Localización de los ejes y perforaciones alrededor del tubo de salida y asentamientos (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010).....	78
Figura 5.8.... Localización de las estaciones piezométricas (EPN) (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010)	79
Figura 5.9.... Vista en planta del muro diafragma y de las estaciones piezométricas (EPN) (Flores <i>et al.</i> , 2010).....	79
Figura 5.10.. Esquema de la superficie libre del agua dentro de la presa para una elevación del depósito de 1890 msnm (H=17 m) (Flores <i>et al.</i> , 2010).....	80
Figura 5.11.. Ejemplo de geometría y malla de elementos finitos generada en el Software SEEP/W (2007)	81
Figura 5.12.. Ejemplo de representación de anisotropía en el Software SEEP/W (2007) .	82
Figura 5.13.. Diseño de bandas de filtros para un material base (suelo por proteger) categoría 1, presa El batán (curva base tomada de Flores <i>et al.</i> , 2008) (López <i>et al.</i> , 2014)	83
Figura 5.14.. Banda de diseño de filtros realizada con el criterio de la USSCS, con base en este rango se propone una curva granulométrica para obtener la curva característica con el método de Perera <i>et al.</i> , 2005 (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010)	83

Figura 5.15.. Curva característica del núcleo que se obtuvo con el método de Perera <i>et al.</i> (2005).....	87
Figura 5.16.. Curva característica del filtro (diseño USSCS) que se obtuvo con el método de Perera <i>et al.</i> (2005)	88
Figura 5.17.. Curva característica del filtro instalado que se obtuvo con el método de Perera <i>et al.</i> (2005)	88
Figura 5.18.. Curva característica del enrocamiento que se obtuvo con el método de Perera <i>et al.</i> (2005)	89
Figura 5.19.. Curva característica del núcleo impermeable que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007	90
Figura 5.20.. Curva característica del filtro (USSCS) que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007	91
Figura 5.21.. Curva característica del filtro instalado (segregación) que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007	91
Figura 5.22.. Curva característica del enrocamiento que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007	92
Figura 5.23.. Curva de conductividad hidráulica del núcleo obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)	92
Figura 5.24.. Curva de conductividad hidráulica del filtro (USSCS) obtenida mediante el programa SEEP/W (2007).....	93
Figura 5.25.. Curva de conductividad hidráulica del filtro instalado ($k_1=1 \times 10^{-4}$ m/s) obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)	93
Figura 5.26.. Curva de conductividad hidráulica del filtro instalado ($k_2=8 \times 10^{-4}$ m/s) obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)	94
Figura 5.27.. Curva de conductividad hidráulica del enrocamiento obtenida mediante el programa SEEP/W (2007).....	94
Figura 5.28.. Resumen de la metodología sugerida para la obtención de parámetros y realización de los análisis efectuados	96
Figura 5.29.. Geometría y condiciones de frontera para todos los análisis correspondientes a un nivel del embalse de 17 m (Casos: 1, 4.a, 4.b, 7, 10.a y 10.b de la Tabla 5.6).....	97
Figura 5.30.. Geometría y condiciones de frontera para todos los análisis correspondientes a un nivel del embalse de 29 m (Casos: 2, 5.a, 5.b, 8, 11.a y 11.b de la Tabla 5.6).....	97
Figura 5.31.. Geometría y condiciones de frontera para todos los análisis correspondientes a un nivel del embalse de 32.15 m (Casos: 3, 6.a, 6.b, 9, 12.a y 12.b de la Tabla 5.6)	97
Figura 5.32.. Ejemplo de malla de elementos finitos utilizada para el análisis Caso 1 de la Tabla 5.6	98
Figura 5.33.. Resultados de la distribución de presión de poro (kPa) del análisis 1 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 17 m).....	98
Figura 5.34.. Resultados de la distribución de carga hidráulica (m) del análisis 1 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 17 m)	99
Figura 5.35.. Resultados de la distribución de gradientes hidráulicos del análisis 1 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 17 m)	99

Lista de Figuras

Figura 5.36.. Resultados de la distribución de presión de poro (kPa) del análisis 2 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 29 m)	99
Figura 5.37.. Resultados de la distribución de carga hidráulica (m) del análisis 2 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 29 m)	100
Figura 5.38.. Resultados de la distribución de gradientes hidráulicos del análisis 2 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 29 m)	100
Figura 5.39.. Resultados de la distribución de presión de poro (kPa) para el análisis 3 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 32.15 m)	100
Figura 5.40.. Resultados de la distribución de carga hidráulica (m) para el análisis 3 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 32.15 m)	101
Figura 5.41.. Resultados de la distribución de gradientes hidráulicos para el análisis 3 (<i>Condiciones ideales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 32.15 m)	101
Figura 5.42.. Resultados de la distribución de gradientes hidráulicos para el análisis 6.b (<i>Condiciones reales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 32.15 m)	101
Figura 5.43.. Resultados de la distribución de gradientes hidráulicos para el análisis 9 (<i>Condiciones reales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 32.15 m)	101
Figura 5.44.. (a) Trayectorias de erosión interna en la presa <i>El Batán</i> (modificado de Flores <i>et al.</i> , 2010; (b) Resultados de la distribución de gradientes hidráulicos para el análisis 12.a (<i>Condiciones reales</i>) de la Tabla 5.6 (condición de frontera: 32.15 m)	102
Figura 5.45.. Gasto calculado (m^3/s) a través del núcleo de la presa, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)	104
Figura 5.46.. Velocidad horizontal (m/s) en el pie del talud aguas abajo del núcleo, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)	104
Figura 5.47.. Velocidad vertical (m/s) en el pie del talud aguas abajo del núcleo, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)	105
Figura 5.48.. Velocidad resultante (m/s) en el pie del talud aguas abajo del núcleo, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7) .	105
Figura 5.49.. Gradiente hidráulico horizontal máximo $i_{x_{m\acute{a}x}}$ en función del nivel del embalse (ver Tabla 5.8)	107
Figura 5.50.. Gradiente hidráulico resultante máximo en función del nivel del embalse (ver Tabla 5.10) .	108
Figura 5.51.. Geometría y condiciones de frontera para una inclinación del talud del núcleo 0.25h:1.0v (tanto aguas arriba como aguas abajo)	110
Figura 5.52.. Distribución de gradientes hidráulicos para una inclinación del talud del núcleo 0.25h:1.0v (tanto aguas arriba como aguas abajo)	110
Figura 5.53.. Geometría y condiciones de frontera para una inclinación del talud del núcleo 0.84h:1.0v (tanto aguas arriba como aguas abajo)	111
Figura 5.54.. Distribución de gradientes hidráulicos para una inclinación del talud del núcleo = 0.84h:1.0v (tanto aguas arriba como aguas abajo)	111
Figura 5.55.. Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del talud del núcleo más pronunciadas que la pendiente de diseño 0.4h:1.0v (ver Tabla 5.12)	112
Figura 5.56.. Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del talud del núcleo menos pronunciadas que la pendiente de diseño 0.4h:1.0v (ver Tabla 5.13)	113

Figura 5.57.. Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes relaciones de anisotropía ($k_x/k_y=1,10,100$ y 1000)(ver Tabla 5.14)	114
Figura 5.58.. Geometría y condiciones de frontera (Caso I: Se omiten los filtros de arena de la presa)	118
Figura 5.59.. Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos (Caso I: Se omiten los filtros de arena de la presa).....	118
Figura 5.60.. Geometría y condiciones de frontera (Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro, series NT y <i>hydrotex 2.0</i>)	118
Figura 5.61.. Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos (Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro, series NT y <i>hydrotex 2.0</i>)	119
Figura 5.62.. Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes espesores del geotextil y diferentes niveles de embalse	120
Figura 5.63.. Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes valores de permitividad del geotextil y diferentes niveles de embalse	120
Figura 5.64.. Geometría, condiciones de frontera y malla de elementos finitos, para el estudio de los Casos V y VI (Se considera el filtro de arena envuelto en geotextil con segregación y en <i>condiciones ideales</i> , respectivamente)	121
Figura 5.65.. Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso V: Análisis considerando filtros de arena con segregación envueltos en geotextil para el nivel del embalse de 32.15 m	122
Figura 5.66.. Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso VI: Análisis considerando filtros de arena en condiciones ideales envueltos en geotextil para el nivel del embalse de 29 m	122
Figura 5.67.. Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los distintos casos analizados tanto para geotextil NT 7000 como Hydrotex 2.0 (ver Tablas 5.18 y 5.19) ...	123

Lista de Tablas

Tabla 2.1 Gradientes hidráulicos críticos para la ocurrencia de tubificación, de acuerdo con los valores obtenidos por varios autores en función del tipo de suelo (Perzmaier <i>et al.</i> , 2007 citado por Jantzer y Knutsson, 2010).....	10
Tabla 3.1 Relación empírica entre la resistencia a la tubificación y diversos tipos de suelo (Sherard <i>et al.</i> , 1967)	37
Tabla 3.2 Factores de percolación de acuerdo con los criterios de Blight y Lane (Casagrande, 1968)	42
Tabla 3.3 Métodos inaceptables para agregar filtros debajo de conductos (USBR, 2011).....	49
Tabla 4.1 Recomendaciones para que se cumplan simultáneamente los dos criterios de Terzaghi (Boletín 95 de ICOLD, 1994)	54
Tabla 4.2 Determinación de los límites de filtros (D_{15}) para diferentes contenidos de finos, según los cuatro grupos de suelos base, acorde con la prueba NEF de Sherard y Dunnigan (1989)	57
Tabla 4.3 Criterios importantes y propiedades principales requeridas para la evaluación de geosintéticos (modificado de Reddi, 2003 [adaptado de Holtz <i>et al.</i> , 1998])	64
Tabla 4.4 Algunas presas en las que se han incluido geotextiles en su construcción con distintas funciones (casos resumidos de ICOLD, 1986)	65
Tabla 4.5 Valores del coeficiente B para ser utilizados en el criterio de retención (adaptado de Holtz <i>et al.</i> , 1998).....	66
Tabla 5.1 Límites aceptables para evaluar la condición de segregación según USSCS (1994); USACE (2004); USBR (2011) (citados por López <i>et al.</i> , 2014)	76
Tabla 5.2 Gradientes hidráulicos teóricos a través del núcleo impermeable para diferentes condiciones (Flores <i>et al.</i> , 2010)	79
Tabla 5.3 Datos para el cálculo de los parámetros de ajuste de Perera <i>et al.</i> (2005) ..	85
Tabla 5.4 Parámetros de ajuste obtenidos para determinar las curvas características	86
Tabla 5.5 Parámetros de ajuste para las ecuaciones de Fredlund y Xing (1994)	90
Tabla 5.6 Resumen de tipos de análisis realizados	95
Tabla 5.7 Tipos de análisis, resultados de gasto y velocidades al pie del talud aguas abajo del núcleo impermeable de arcilla.....	103
Tabla 5.8 Resumen de gradientes hidráulicos horizontales máximos $i_{x_{máx}}$	106
Tabla 5.9 Resumen de gradientes hidráulicos verticales máximos $i_{y_{máx}}$	107
Tabla 5.10... Resumen de gradientes hidráulicos resultantes máximos $i_{res_{máx}}$	108
Tabla 5.11 ... Valores de gradientes hidráulicos máximos resultantes obtenidos mediante método gráfico (Flores <i>et al.</i> , 2010) y modelado numérico (esta tesis).....	109
Tabla 5.12... Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del núcleo más pronunciadas que la inclinación de diseño 0.4h:1.0v (talud aguas arriba igual al talud aguas abajo).....	111

Lista de Tablas

Tabla 5.13... Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del núcleo menos pronunciadas que la inclinación de diseño 0.4h:1.0v (talud aguas arriba igual al talud aguas abajo)	112
Tabla 5.14... Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes relaciones de anisotropía..	114
Tabla 5.15... Características de los geotextiles utilizados en los análisis (Geosistemas PAVCO, 2011; Hydrotex 2.0).....	115
Tabla 5.16... Propiedades de los geotextiles y resultados de la comprobación de <i>Criterios de retención y de permeabilidad</i> de los geotextiles utilizados en los cálculos (para un nivel de embalse de 32.15 m).....	117
Tabla 5.17... Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro (series NT y <i>hydrotex</i> 2.0)	119
Tabla 5.18... Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los distintos casos analizados considerando el geotextil NT 7000.....	122
Tabla 5.19... Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los distintos casos analizados considerando el geotextil Hydrotex 2.0	123
Tabla 5.20... Comparación general <i>cualitativa</i> del comportamiento de diferentes tipos de filtros	125

Capítulo 1. Introducción

1.1 Antecedentes

En 1943 Terzaghi escribió “*Fallas verdaderamente catastróficas son las debidas a tubificación por erosión interna, ya que ellas ocurren sin previo aviso, con el embalse lleno y, a veces, muchos años después de que el vaso fue puesto en operación por primera vez*”.

Existe un gran número de causas por las cuales han ocurrido fallas o problemas relacionados con el comportamiento de presas. Entre ellas destacan el fenómeno de tubificación y la subpresión de agua en algunos de los elementos que constituyen la cortina de una presa. Para evitar o solucionar este tipo de problemas, todas las superficies de descarga de agua que sean susceptibles a tubificación y/o a inestabilidad por subpresión de agua pueden protegerse con un filtro que permita, por un lado, la salida libre del agua que pasa a través del corazón impermeable y, por el otro, impedir el paso de las partículas de suelo que constituyen el propio cuerpo de la cortina o de su cimentación (Flores y Gaytán, 2005).

La Figura 1.1 muestra, mediante el trazo de una red de flujo, un par de sitios (señalados con círculos sólidos) de una presa de tierra homogénea, en los que se puede presentar el fenómeno de tubificación.

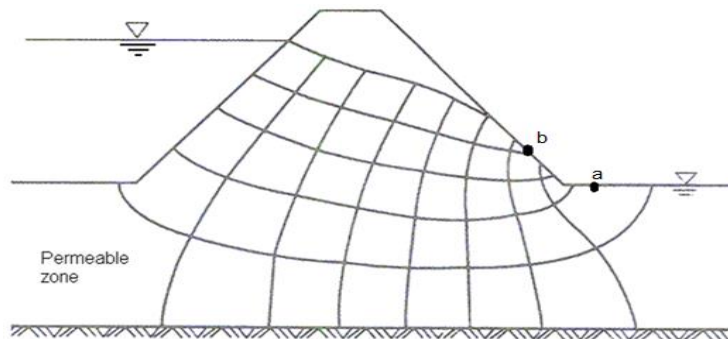


Figura 1.1 Red de flujo a través de un terraplén y su cimentación, considerando una misma permeabilidad en ambos elementos. Los puntos marcados corresponden a los sitios más susceptibles de experimentar tubificación a través del terraplén y/o de su cimentación (Flores, 2000)

Existen numerosos casos prácticos donde es necesario conocer el efecto de la presencia de flujo del agua en la estabilidad de los taludes de material térreo. Los taludes pueden

Capítulo 1. Introducción

ser naturales, como las laderas del vaso de una presa, o pueden ser artificiales, como los que se construyen para una cortina o bordo de una presa (Flores, 2000).

En lo que se refiere al análisis de estabilidad de cortinas de tierra para presas, algunas de las condiciones de flujo a las que pueden estar sujetas son:

- ❖ Flujo no establecido o transitorio, como el que ocurre durante el primer llenado o después de un vaciado rápido.
- ❖ Flujo establecido, como el que ocurre tiempo después de estar operando una presa.
- ❖ Flujo anisótropo, como el que ocurre cuando la permeabilidad horizontal difiere de la permeabilidad vertical.
- ❖ Cualquiera de las condiciones anteriores, considerando además las fuerzas de un sismo.

1.2 Objetivos

El objetivo general de esta tesis es contribuir al entendimiento de los mecanismos de erosión interna y de tubificación en presas de materiales graduados. Para lo cual, se plantearon los objetivos específicos siguientes:

- Aportar soluciones de prevención y mitigación contra erosión interna y tubificación para este tipo de obras.
- Sugerir una metodología para obtener las funciones hidráulicas (curva característica y función de conductividad hidráulica) de suelos parcialmente saturados a partir del índice de plasticidad y de la curva granulométrica de los materiales constitutivos de una presa de materiales graduados.
- Estudiar el efecto que tienen la segregación en los filtros de una presa y la anisotropía en su núcleo impermeable de arcilla sobre los gradientes hidráulicos de salida.
- Demostrar, mediante análisis con modelado numérico, cómo afecta la geometría del núcleo en el comportamiento hidráulico de una presa.
- Evaluar el comportamiento hidráulico de una presa de materiales graduados después de la implementación de geotextiles actuando como filtros.
- Presentar resultados de los análisis realizados mediante figuras, tablas y gráficas, en las cuales, se exponga claramente cómo repercuten en los resultados las diferentes variables en estudio: segregación en los filtros, geometría del núcleo impermeable, anisotropía en el núcleo impermeable, e implementación de geotextiles actuando como filtros.

1.3 Alcances

Capítulo 1.- Se presentan breves antecedentes de la importancia de estudiar el flujo de agua a través de los suelos.

Capítulo 2.- Se proporcionan fundamentos teóricos sobre suelos saturados. Además, de exponer de forma resumida un panorama general sobre la teoría de suelos parcialmente saturados, incluyendo los métodos para la determinación de la curva característica y la función de conductividad hidráulica.

Capítulo 3.- Se estudia el fenómeno de erosión interna y tubificación, así como, la resistencia de los distintos tipos de suelos contra la tubificación y otros problemas debidos al flujo de agua a través de los suelos. Se evalúan mecanismos de falla importantes, como sufusión o inestabilidad interna, desprendimiento de material, hundimiento o deslizamiento, y agrietamiento. También se exponen los principales métodos teóricos y empíricos para diseñar contra tubificación, y medidas de mitigación a los problemas ocasionados por el flujo de agua a través de los suelos.

Capítulo 4.- Inicialmente, se dan algunos antecedentes generales de los filtros (espesor, propósito de los filtros, etc.). Posteriormente, se exponen los principales criterios para diseño de filtros (clásicos y actuales). Se examinan algunos aspectos constructivos, y se discute sobre el empleo de geotextiles como filtros.

Capítulo 5.- Se presenta la ubicación de la presa *El Batán*, la problemática ocurrida y el motivo del por qué estudiar esta presa. Se realiza una breve evaluación de los filtros instalados y se explica la condición de anisotropía a la que estuvo expuesta. Con la ayuda de modelos experimentales se hace el cálculo de los parámetros de ajuste necesarios para obtener las curvas características y de conductividad hidráulica de los materiales de la presa, las cuales se introducen al programa SEEP/W (módulo de flujo de agua del software Geostudio) como datos para realizar la modelación numérica de esta presa. Se efectúan análisis representando las condiciones a las que estuvo expuesta la presa, y también en condiciones *ideales*, es decir, sin problemas constructivos y con buen diseño de filtros. Adicionalmente, se realizan análisis evaluando cómo afecta la anisotropía y la geometría del núcleo en el desarrollo de gradientes hidráulicos en el pie del talud aguas abajo. Los últimos análisis se enfocan en la implementación de geotextiles como filtros y como medida de mitigación. Después de efectuados los análisis, se hace una evaluación de todos los resultados obtenidos (imágenes, tablas y gráficas), se realizan comentarios finales y se muestra un resumen de la metodología seguida en la realización de los análisis mediante un diagrama de flujo esquemático.

Capítulo 6.- Se dan breves conclusiones de la investigación realizada y algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo 2. Fundamentos teóricos

Al resolver un problema práctico de flujo de agua, como el análisis de las infiltraciones a través de la cortina y del terreno de cimentación de una presa de tierra, el ingeniero obtiene información fundamental respecto a tres temas importantes (Juárez y Rico, 1997):

- 1) El gasto de infiltración a través de la zona de flujo.
- 2) La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que circula el agua.
- 3) Las posibilidades de que el agua de infiltración produzca arrastres del material sólido, que deriven en problemas de erosión, tubificación, etc.

2.1 Ley de Darcy

La ley de Darcy fue enunciada por su autor en 1856, después de diversos trabajos y experimentos. Esta ley establece que el caudal Q que pasa a través de un medio permeable, es proporcional al área de transversal normal al flujo de dicho dominio (A) y al gradiente de niveles piezométricos entre la entrada y la salida del flujo en el medio permeable (i).

La constante de proporcionalidad es la permeabilidad del medio k , en la que están incluidas las características del fluido, es decir, es la *permeabilidad efectiva, conductividad de Darcy o conductividad hidráulica*. En consecuencia:

$$Q = -kAi \quad (2.1)$$

Donde:

Q = caudal o gasto de infiltración (m^3/s).

k = permeabilidad de Darcy o conductividad hidráulica (m/s).

A = área transversal (m^2).

i = gradiente hidráulico (definido como la pérdida de carga por unidad de longitud, $\Delta h/\Delta L$).

Al moverse el agua de la zona de mayor a menor carga hidráulica, el flujo y el gradiente tienen direcciones distintas, lo que justifica el signo negativo en el segundo término de la ecuación de Darcy.

La ley de Darcy solo es válida para flujo laminar.

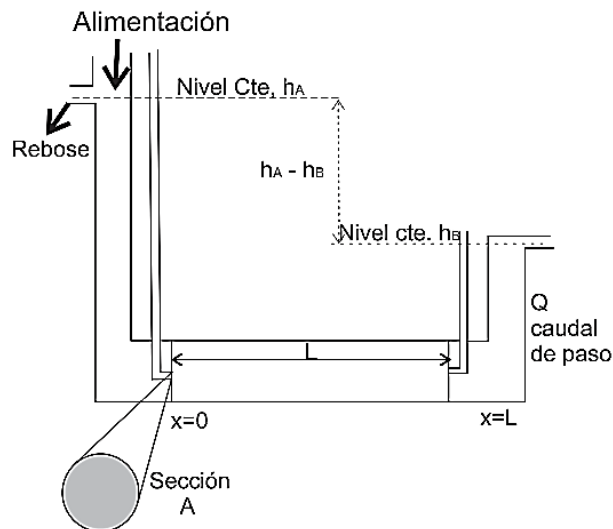


Figura 2.1 Ley de Darcy (González de Vallejo, 2004)

2.2 Conductividad hidráulica o permeabilidad

Existen dos permeabilidades diferentes, la que corresponde a un suelo 100% saturado, y la que corresponde a un suelo parcialmente saturado. Se obtienen de la siguiente manera, respectivamente:

$$k_i^{sat} = \rho_w g \frac{k_i}{\mu} \quad (2.2)$$

$$k_i^{nosat} = k_{rel} k_i^{sat} \quad (2.3)$$

Donde:

μ = viscosidad dinámica.

ρ_w = densidad del agua.

k_i = permeabilidad intrínseca.

g = aceleración de la gravedad

k_{rel} = permeabilidad relativa (depende del grado de saturación).

En el caso de los suelos parcialmente saturados, la permeabilidad depende de factores como: a) contenido de agua volumétrico (θ) y b) grado de saturación del suelo (G_w):

$$\theta = \frac{V_w}{V_s + V_v} = \frac{V_w}{V_m} \quad (2.4)$$

$$G_w(\%) = S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} * 100 \quad (2.5)$$

2.3 Gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico se define como la relación entre la diferencia de carga hidráulica y la trayectoria que recorre. Se cuantifica por la relación $\Delta h/L$, de la cual, resulta una cantidad

adimensional; donde Δh es la diferencia de carga hidráulica y L es la longitud de la trayectoria del agua, ver Figura 2.2.

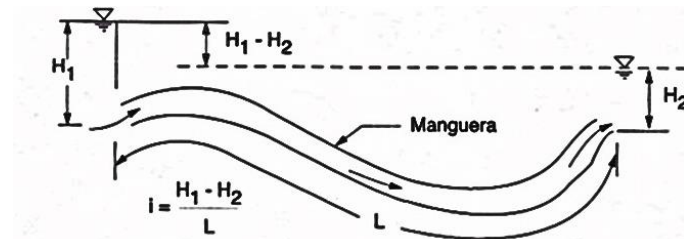


Figura 2.2 Una manguera de longitud L con carga H_1 a la entrada y una carga H_2 a la salida (Flores, 2000)

Como se puede observar en el ejemplo de la Figura 2.2, es necesaria una diferencia de carga Δh para que se genere un flujo de agua. El flujo se originará de los sitios de mayor carga hidráulica a los de menor carga hidráulica, con una cierta magnitud en función de la diferencia de los niveles de agua.

2.3.1 Influencia del tamaño y forma del corazón impermeable en los gradientes de salida

La Figura 2.3 muestra un esquema de cómo se modifica el gradiente hidráulico de salida (flujo horizontal) cuando se varía el tamaño y la forma del corazón impermeable de una presa de sección compuesta. Se observa que al tener un corazón impermeable amplio, el gradiente de salida es menor, pero a medida que este corazón va reduciendo su tamaño y forma, los gradientes de salida aumentan a tal grado que puedan ser incontrolables y provoquen falla por tubificación.

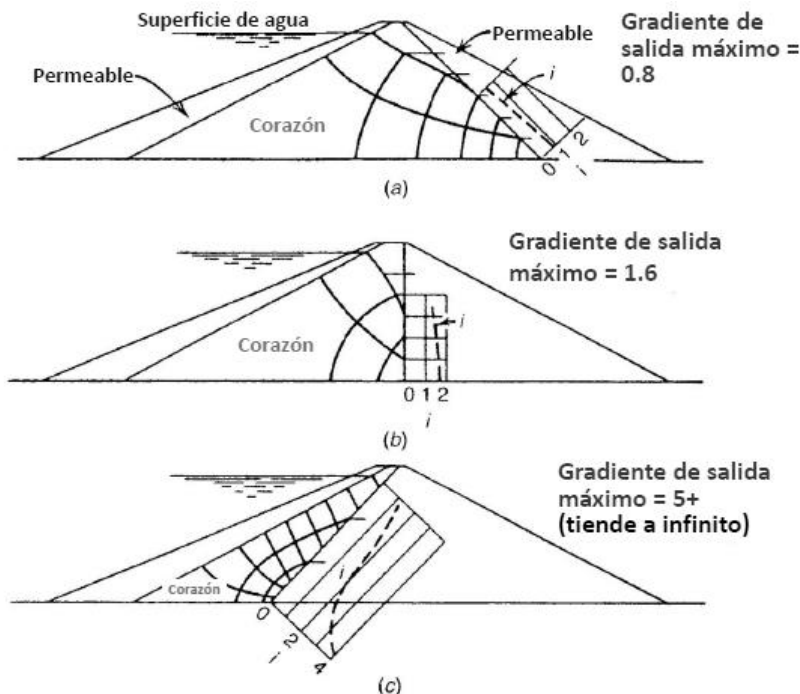


Figura 2.3 Flujo de agua a través de corazones de presas de sección compuesta (López, 2013)

2.3.2 Influencia del ángulo de inclinación del talud en el gradiente hidráulico de salida

La Figura 2.4 muestra cómo la permeabilidad y el ángulo de inclinación del talud de un terraplén tienen repercusiones en la magnitud del gradiente hidráulico de salida al pie del talud. Se aprecia que el gradiente hidráulico presenta una mayor variación conforme el material se vuelve más impermeable. En materiales permeables (1×10^{-4} m/s) su magnitud se mantiene prácticamente constante. Además, el gradiente hidráulico es mayor cuando la pendiente de un talud es más pronunciada, y su valor disminuye conforme disminuye la inclinación del talud.

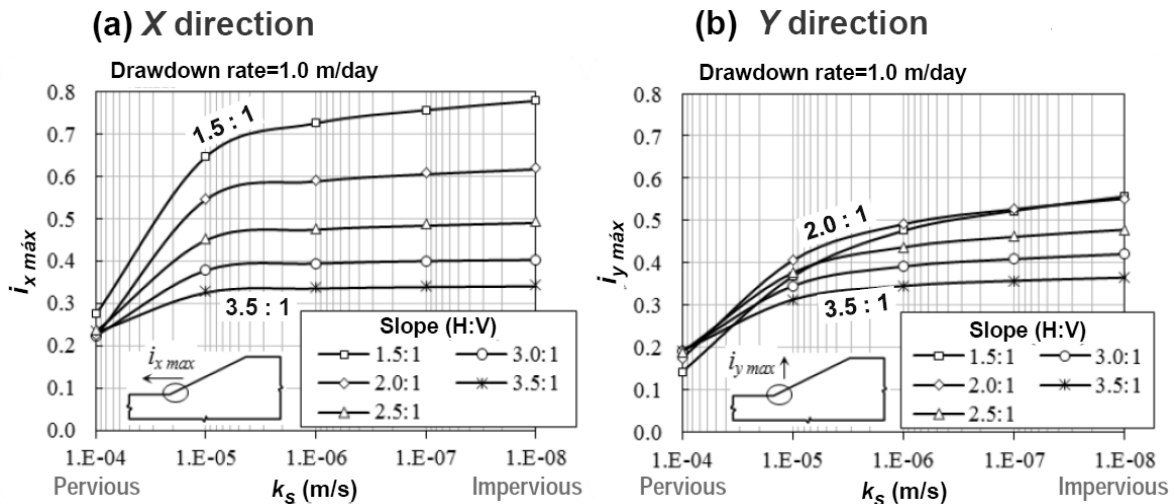


Figura 2.4 Gradiente de salida vs. permeabilidad de los suelos (Sánchez-Solís, 2013)

2.3.3 Gradiente hidráulico crítico en dirección vertical

En los suelos el gradiente hidráulico crítico en dirección vertical se calcula de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (2.6)$$

$$\gamma_{sub} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w \therefore i_{crit} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

Donde:

- G_s = gravedad específica.
- e = relación de vacíos.

Para determinar cuál es el gradiente hidráulico que anula los esfuerzos efectivos de un suelo, se considera que dichos esfuerzos se anulan cuando:

$$h\gamma_w = D\gamma_{sub}$$

Donde:

γ_{sub} = peso volumétrico sumergido del suelo.

γ_w = peso volumétrico del agua.
 h = columna de agua en exceso de la hidrostática.
 D = profundidad a la cual se hace el análisis de presiones.

Enfoque clásico

El gradiente hidráulico crítico en dirección vertical es el enfoque clásico que se le ha dado en el estudio del flujo de agua a través de los suelos. Se determina el gradiente hidráulico crítico con la ecuación 2.6.

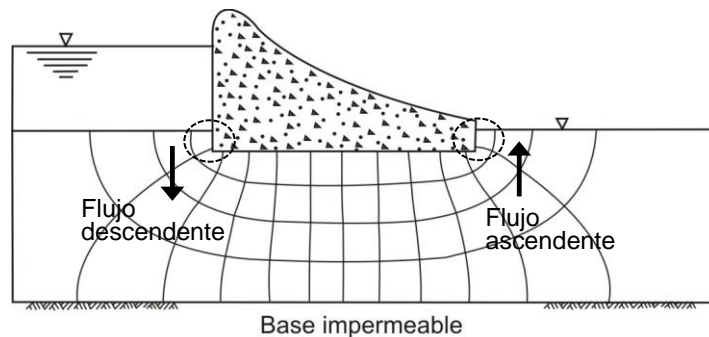


Figura 2.5 Red de flujo, señalando la dirección del flujo (López, 2013)

Enfoque actual

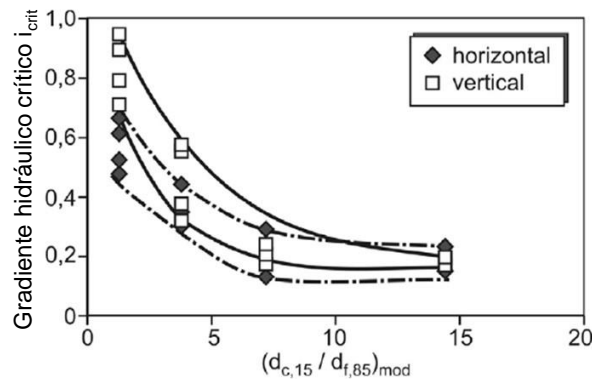


Figura 2.6 Gradiente hidráulico crítico vs. consideración de diseño (Adel, Bakker y Klein-Breteler, 1988)

Muchos autores han evaluado el problema de erosión interna producido en el suelo debido a un flujo de agua, To y Scheuermann (2014) lo hicieron evaluando la estructura del suelo (esqueleto del suelo y suelo que puede ser transportado); otros como Vandenboer *et al.* (2014) lo hicieron mediante pruebas de laboratorio; Tanaka *et al.* (2014) evaluaron la erosión interna mediante modelos a escala (una de sus conclusiones fue: “La tubificación ocurre cuando el gradiente hidráulico en el elemento es menor que 0.5, el cual es el valor requerido para que un terraplén sea estable, establecido por el ministro de tierra, infraestructura, transporte y turismo de Japón. El nivel de seguridad para $i \leq 0.5$ no es siempre apropiado para proteger los terraplenes en contra de tubificación); y algunos más, como López-Acosta *et al.* (2014) lo han evaluado mediante modelado numérico. Hasta el momento se ha aceptado un valor igual a 1 como

gradiente hidráulico crítico para flujo vertical. Muchos autores han introducido valores límites de gradientes hidráulicos críticos (Den Adel *et al.*, 1988; Tomlinson & Vaid, 2000; Wan & Fell, 2004; Richards & Reddi, 2009). Recientemente Perzлмаier *et al.* (2007) presentaron un resumen de valores de gradientes críticos para erosión retrograda y tubificación basados en estudios experimentales (ver Tabla 2.1). Adel *et al.* (1988) demostró que para condiciones de flujo horizontal el gradiente hidráulico crítico es menor que en dirección vertical, como se muestra en la Figura 2.6.

Con base en lo anterior, en esta tesis se evalúan los gradientes hidráulicos en dirección horizontal, vertical y resultante por separado.

Tabla 2.1 Gradientes hidráulicos críticos para la ocurrencia de tubificación, de acuerdo con los valores obtenidos por varios autores en función del tipo de suelo (Perzлмаier *et al.*, 2007 citado por Jantzer y Knutsson, 2010)

Tipo de suelo	Grava	Arena gruesa	Arena media	Arena fina
i_c Chugaev	0.25	0.25	0.11	0.10
i_c Bligh	0.11	0.083	----	0.067
i_c Lane	0.095	0.067	0.056	0.048
i_c Mueller-Kirchenbauer, límite inferior	----	0.12	0.08	0.06
i_c Mueller-Kirchenbauer, límite superior	----	0.17	0.10	0.08
i_c Weijers and Sellmeijer, $C_u = 1.5$	0.28	0.18	0.16	0.09
i_c Weijers and Sellmeijer, $C_u = 3$	0.34	0.28	0.24	0.14

2.4 Suelos parcialmente saturados

Es conveniente establecer una comparación entre el flujo de agua en suelos saturados y suelos parcialmente saturados.

El agua en los suelos saturados se mueve como respuesta a gradientes de carga hidráulica positiva, pero en suelos parcialmente saturados el agua está sujeta a presiones menores que la atmosférica (succión), siendo el gradiente de esta succión el generador del flujo. El agua tiende a fluir de lugares donde la succión es menor a donde es mayor (considerando el valor absoluto).

La diferencia más importante entre el flujo en suelos parcialmente saturados y suelos saturados es la permeabilidad (conductividad hidráulica). Cuando el suelo está saturado, todos los poros están llenos y conducen el agua, así la permeabilidad es máxima. En cambio, cuando el suelo está parcialmente saturado, se tienen poros con aire que disminuyen el área de porción conductiva a través del suelo por lo cual la permeabilidad disminuye. Además, cuando se desarrolla succión, los primeros poros en vaciarse son los más grandes, que son los más conductivos, dejando el flujo de agua únicamente en los poros más pequeños.

2.4.1 Succión

De acuerdo con Lee y Wray (1995), la succión es la cantidad de energía que evalúa la capacidad del suelo para retener agua. Cuando el agua libre se traslada al ambiente del suelo,

el agua puede ser retenida o absorbida por el mismo. Para perder el agua adsorbida, se requiere energía externa para contrarrestar las fuerzas de retención del agua. En términos generales, entre más seco esté el suelo, la succión requerida será mayor.

El agua en el suelo está sujeta a diversas fuerzas que provocan diferencia respecto al agua pura y libre. Estas fuerzas resultan de la atracción que ejerce la matriz sólida sobre el agua, así como la presencia de sales y la acción externa de presión de gas y de la gravedad. De acuerdo con esto, la succión total del agua del suelo puede expresarse como la suma de la contribución separada de esos varios factores:

$$\psi_t = \psi_g + \psi_m + \psi_o + \dots \quad (2.7)$$

Donde:

ψ_t = succión total.

ψ_g = succión gravitacional.

ψ_m = succión mátrica.

ψ_o = succión osmótica.

Los puntos suspensivos significan que es posible teóricamente, tener términos adicionales.

Succión gravitacional: La succión gravitacional del agua en el suelo en cualquier punto se determina por la elevación del punto respecto a un nivel de referencia arbitrario. Por conveniencia, es costumbre colocar el nivel de referencia dentro y bajo el perfil de suelo considerado, de modo que el potencial gravitacional sea siempre positivo o cero.

Succión mátrica: Se define como “la presión de poro negativa relativa a la presión externa de un gas sobre el agua del suelo, para la cual una solución idéntica en composición con la solución del suelo debe equilibrarse a través de una pared de membrana porosa con el agua en el suelo” (Aslyng *et al.*, 1962).

Succión osmótica: La presencia de sales en el agua del suelo afecta sus propiedades termodinámicas y disminuye su energía potencial. En particular las sales bajan la presión de vapor del agua del suelo. Esto no puede afectar el flujo del líquido en forma significativa, lo que nos lleva a que si se tiene una membrana o barrera de difusión, se transmite más fácilmente el agua que las sales.

2.4.2 Selección del método adecuado para determinar la succión

Las ventajas de cada método deben evaluarse de acuerdo con el siguiente criterio:

- 1) La medición de la succión en una cierta humedad contra el establecimiento de una curva de retención por cambio significativo de las condiciones de humedad.
- 2) Tiempo de respuesta y alteración de la muestra de suelo.
- 3) Lo adecuado del método para mediciones en campo.
- 4) La medición de la succión total contra la succión mátrica únicamente.
- 5) Rango de mediciones posibles.
- 6) Confiabilidad.
- 7) Costo.

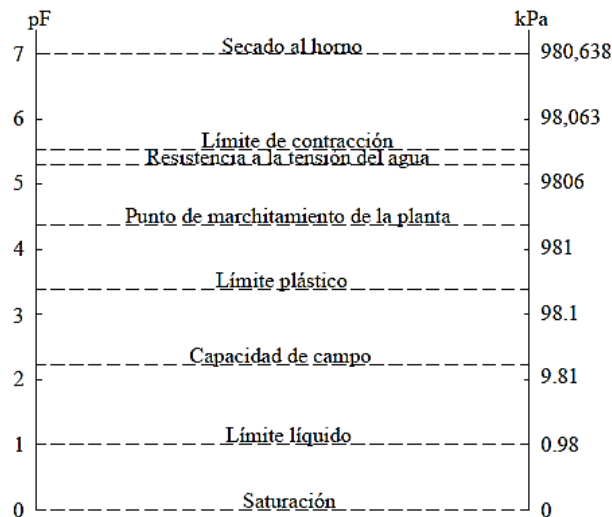


Figura 2.7 Correlación de la succión con el comportamiento físico de los suelos (Zepeda, 2004)

2.4.3 Relación entre succión y la permeabilidad y humedad del suelo

El suelo está parcialmente saturado y el agua fluye bajo succión. Así como la succión varía a lo largo de la muestra, también lo harán la humedad y la permeabilidad. Para que el flujo se establezca se necesita que se mantenga constante la diferencia de succiones entre los extremos. La permeabilidad y la humedad son inversamente proporcionales a la succión, por lo tanto, si la succión aumenta, la humedad y la permeabilidad disminuirán y viceversa (Figura 2.8).

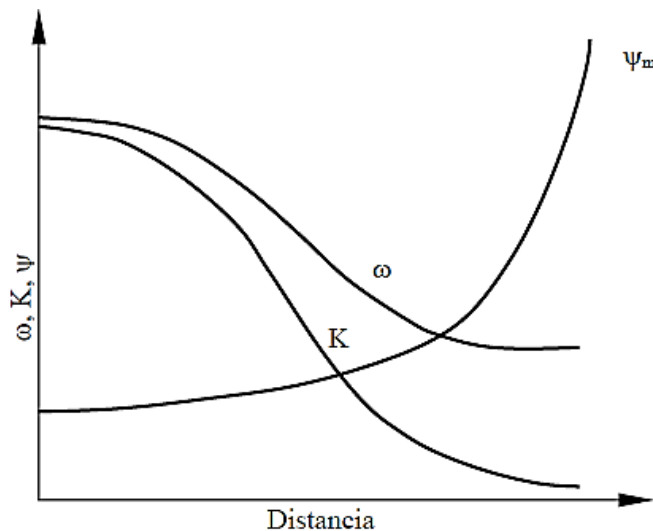


Figura 2.8 Variación de la humedad (ω), succión mátrica (ψ_m) y conductividad hidráulica (k) a lo largo de una columna hipotética de suelo bajo flujo de agua establecido (Zepeda, 2004)

Contrario a lo que sucede en los suelos saturados, en este caso el gradiente varía a lo largo de la columna, por lo cual no es posible aplicar la fórmula $i = \Delta H / \Delta L$. Para obtener la permeabilidad será necesario dividir la velocidad de flujo entre el gradiente exacto en cada punto, para así

obtener la permeabilidad exacta y su variación con la succión. Así $k = v\Delta L/\Delta H$ y suponiendo que la succión es mayor que el valor de entrada de aire en cualquier punto y que el suelo está saturado, la carga promedio negativa (succión) actuando en la columna es:

$$-\bar{H} = \bar{\psi} = -\frac{H_1 + H_2}{2} \quad (2.8)$$

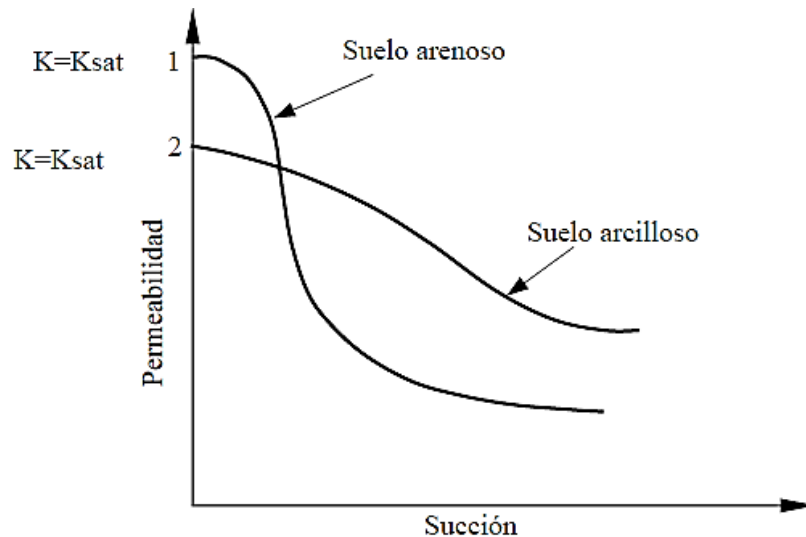


Figura 2.9 Relación entre la permeabilidad y la succión para suelos de diferentes texturas (esc log-log) (Zepeda, 2004)

Las curvas de succión ψ vs permeabilidad k generalmente se representan en escala logarítmica, debido a que tanto k como ψ varían en magnitudes considerables en el rango de interés de la succión (de 0 a 1'000,000 kPa o 6 pF (donde $pF = \log_{10} \psi$)).

2.4.4 Ecuación general de flujo de agua en suelos parcialmente saturados

El movimiento del agua en suelos parcialmente saturados se describe generalmente mediante una ecuación análoga a la de flujo de calor, se deriva de la ley de Darcy y de la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(h_m) \left(\frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) \right] = c(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (2.9)$$

La ecuación (2.9) se conoce como *ecuación de Richards*. Solucionando la ecuación de *Richards* con los límites y las condiciones iniciales apropiadas, se obtiene la succión de campo en espacio y tiempo, además de otros resultados de interés en los análisis de flujo de agua, como las cargas hidráulicas, gradientes, velocidades, entre otras. Para la solución de dicha ecuación se requiere de parámetros hidráulicos como: la función de conductividad hidráulica y la curva característica suelo-agua, además de la permeabilidad saturada de los materiales, la relación de vacíos o porosidad, las condiciones de frontera del dominio de interés (dadas por cargas hidráulicas en función de los niveles de agua del problema que se trate), etc.

2.4.5 Curva característica y curva de conductividad hidráulica

El flujo de agua en suelos parcialmente saturados requiere conocer el valor del contenido volumétrico de agua y la conductividad hidráulica para cierto valor de succión. Cuando no se tienen disponibles estos parámetros debido a información limitada, o bien, porque para su obtención se requiere de pruebas especiales que se realizan por personal especializado, es posible utilizar algún modelo predictivo adecuado que esté disponible para determinar la función de conductividad hidráulica y la curva característica suelo-agua (función de almacenamiento).

Los métodos para predecir la curva característica suelo-agua a partir de la distribución de una curva granulométrica, o bien, la estimación de la función de conductividad hidráulica para suelos parcialmente saturados a partir de una función de contenido volumétrico de agua se refieren a *estimaciones* a partir de ecuaciones matemáticas.

2.4.5.1 Función de almacenamiento o curva característica

Para definir la curva característica es necesario definir los límites de variación de la succión y el contenido volumétrico de agua. Cuando el suelo está saturado el contenido de agua volumétrico es máximo y la succión es 0. Cuando comienza a existir succión (diferente de 0), el contenido de agua volumétrico disminuye.

La curva característica ha probado ser un modelo interpretativo que usa los modelos elementales de capilaridad para proveer un mejor entendimiento de la distribución de agua en los vacíos del suelo. Los efectos de la textura del suelo, graduación y relación de vacíos también han llegado a ser parte de la interpretación de las mediciones de los datos en laboratorio para la curva característica.

El uso de tres parámetros para obtener la curva característica otorga mayor flexibilidad para tener un análisis mejor ajustado. Es de mucha importancia notar que las ecuaciones que dependen de tres parámetros de ajuste no tienen parámetros que sean totalmente independientes el uno del otro.

2.4.5.2 Curva de Conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica de suelos parcialmente saturados está en función de las variables que describen la estructura porosa del material, las propiedades del fluido y la cantidad relativa de fluido en el poro. La función de conductividad hidráulica parcialmente saturada describe la dependencia de la cantidad relativa de fluido en los poros del sistema. La conductividad hidráulica se describe en términos de la succión y coeficiente de permeabilidad.

2.4.6 Algunos métodos de estimación de la función de almacenamiento o curva característica

No es difícil obtener una medición directa de la función de contenido de agua volumétrico en laboratorio, pero si requiere de tiempo y de encontrar una empresa especializada en realizar este tipo de pruebas. De cualquier manera, la distribución del tamaño de grano es fácil de obtener y muchas compañías tienen la capacidad y facilidad de desarrollar sus propias curvas. El desarrollo de las curvas de distribución del tamaño de partícula es barato y rápido de realizar.

Debido que algunas veces es difícil o muy tardado obtener la función de contenido volumétrico de agua, es un beneficio ser capaz de desarrollar una estimación de la función de contenido volumétrico de agua usando soluciones de forma cerrada, usando parámetros específicos de

ajuste de curvas o usar un método predictivo que se base en mediciones de la curva de distribución del tamaño de partícula.

Cada una de las ecuaciones para obtener la curva característica suelo-agua tiene dos dificultades en común. La primera ocurre cuando los rangos de succión son muy bajos donde la curva característica se vuelve asintótica a una línea horizontal.

La segunda dificultad en las ecuaciones experimentales para obtener la curva característica ocurre para valores altos de succión, más allá de las condiciones residuales donde los resultados llegan a ser asintóticos a una línea horizontal cuando la succión del suelo tiende al infinito.

2.4.6.1 Modelo de Van Genuchten (1980)

En 1980, Van Genuchten propuso una ecuación de cuatro parámetros como una solución de forma cerrada para predecir la función de contenido volumétrico de agua. La ecuación principal es:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (2.10)$$

Donde:

θ_w = contenido volumétrico de agua.

θ_r = contenido volumétrico de agua residual.

θ_s = contenido volumétrico saturado de agua.

ψ = succión.

a, n, m = parámetros de ajuste de la curva (nota: "a" tiene unidades de presión)

Además, la terminología de los parámetros a , n y m es similar a la empleada por Fredlund y Xing (1994), aunque las definiciones sean un poco diferentes. El parámetro "a" en particular no puede ser estimado por el valor de entrada de aire, pero instantáneamente es un punto pivote alrededor del cual el parámetro "n" cambia su pendiente en la función. El parámetro "m" afecta la claridad de la porción en pendiente de la curva al entrar a los valores residuales. El método de Van Genuchten puede ser solo usado cuando los parámetros de ajuste de la curva son conocidos, pero existen diferentes referencias de estos valores en la literatura que pueden ser aplicados al modelo.

Este modelo está incluido en el programa Seep/W.

2.4.6.2 Modelo de Fredlund y Xing (1994)

La ecuación propuesta por Fredlund y Xing (1994) vence el segundo problema enunciado anteriormente con la aplicación de un factor de corrección que dirige la ecuación de la curva característica a una succión del suelo de 1×10^6 kPa y un contenido de agua residual igual a cero.

Este método es una solución de forma cerrada que puede ser usada para desarrollar la función de contenido de agua volumétrico para cualquier valor de succión que se encuentre entre 0 y 1×10^6 kPa. La ecuación del método es la siguiente:

$$\theta_v = C_\psi \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (2.11)$$

Donde:

- θ_v = contenido de agua volumétrico.
- C_ψ = función de corrección descrita anteriormente.
- θ_s = contenido de agua volumétrico saturado.
- e = número natural (2.71828).
- ψ = succión.
- a, n, m = parámetros de ajuste de la curva.

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left[1 + \left(\frac{10^6}{\psi_r} \right) \right]} \quad (2.12)$$

Estudios de laboratorio han mostrado una relación entre la curva característica y las propiedades no saturadas de los suelos (Fredlund y Rahardjo, 1993a). Por ejemplo, la función de conductividad hidráulica para suelos parcialmente saturados tiene una relación con la curva característica. Ha llegado a ser aceptable en la práctica de ingeniería geotécnica estimar empíricamente la función de conductividad hidráulica para suelos parcialmente saturados con el uso del coeficiente de permeabilidad saturado y la curva característica (Marshall (1958); Mualem (1986); Van Genuchten (1980); Fredlund *et al.* (1994a)). El software SEEP/W (Krahn, J., 2007) que es el módulo de flujo de agua del programa GEOSTUDIO, cuenta con esa función.

Parámetros de ajuste de Fredlund y Xing (1994):

$$a = \psi_i \quad (2.13)$$

$$m = 3.67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \quad (2.14)$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72 S \psi_i \quad (2.15)$$

Donde:

- ψ_i = succión correspondiente al contenido de agua inicial.
- s = pendiente de la línea tangente a la función que pasa a través del punto de inflexión.
- a = valor de entrada de aire en el suelo.
- n = parámetro que controla la pendiente en el punto de inflexión en la curva característica
- m = parámetro relacionado al contenido de agua volumétrico residual.

El método de Fredlund y Xing (1994), solo funciona si se conoce los valores de a , n y m . En general, los valores de a , n y m , pueden ser determinados usando un algoritmo de ajuste y aplicarlo a los puntos de datos medidos.

Es importante entender que este método no intenta predecir la función de contenido volumétrico de agua a partir de las curvas del tamaño de grano, pero fue desarrollado para obtener una función suave alrededor del rango completo de los valores de succión (desde 0 hasta 1×10^6 kPa).

El modelo de Fredlund y Xing (1994) está incluido en el programa Seep/W.

2.4.6.3 Modelo de Perera *et al.* (2005)

Este método no está incluido en el programa SEEP/W, pero fue utilizado en esta tesis para determinar las curvas características preliminares de los materiales (en el Capítulo 5 se explica con detalle la metodología seguida).

Este método fue propuesto por Perera *et al.* (2005), quienes definieron unos parámetros de ajuste en función de las propiedades índice del suelo y el trabajo hecho por Zapata (1999) y Zapata *et al.* (2000) quien describió una variabilidad potencial de la curva característica. La investigación tuvo como objetivo establecer un método confiable para predecir la curva característica, con base en la medición de un punto de la succión mátrica y las propiedades índice del suelo:

$$\theta_v = C_{(h)} \frac{\theta_s}{\left[\ln \left(e(1) + \left(\frac{\psi}{a_f} \right)^{b_f} \right) \right]^{c_f}} \quad (2.16)$$

$$C_{(h)} = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \quad (2.17)$$

Donde:

θ_v = contenido volumétrico de agua.

θ_s = contenido volumétrico de agua saturado.

e = número natural (2.7182).

ψ = succión mátrica (kPa).

$C_{(h)}$ = factor de ajuste con el cual se obliga a la curva característica a llegar hasta un contenido de agua volumétrico de cero para una succión igual a 1×10^6 kPa.

ψ_r , a_f , b_f y c_f = parámetros de Perera *et al.* (2005).

Ecuaciones para determinar los parámetros de ajuste necesarios para calcular la curva característica para suelos plásticos ($w_{PI} > 0$):

$$\left. \begin{aligned} a_f &= 32.835 \ln(wPI) + 32.438 \\ b_f &= 1.421(wPI)^{-0.3185} \\ c_f &= -0.2154 \ln(wPI) + 0.7145 \\ \psi_r &= 500 \\ wPI &= \frac{PI * P_{200}}{100} \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

Ecuaciones para determinar los parámetros de ajuste necesarios para calcular la curva característica para suelos no plásticos:

$$\left. \begin{aligned} a_f &= 1.14a - 0.5 \\ a &= -2.79 - 14.1 \log(D_{20}) - 1.9 * 10^{-6} P_{200}^{4.34} + 7 \log(D_{30}) + 0.055 D_{100} \\ D_{100} &= 10^{\frac{4(\log(D_{90}) - \log(D_{60}))}{3} + \log(D_{60})} \\ b_f &= 0.936b - 3.8 \\ b &= (5.39 - 0.29 \ln(P_{200} \frac{D_{90}}{D_{10}}) + 3D_0^{0.57} + 0.021 P_{200}^{1.19}) \left(\frac{30}{\log(D_{90}) - \log(D_{60})} \right)^{0.1} \\ D_0 &= 10^{\frac{-3(\log(D_{30}) - \log(D_{10}))}{3} + \log(D_{30})} \\ c_f &= 0.26e^{0.758c} + 1.4D_{10} \\ c &= \log\left(\frac{20}{\log(D_{30}) - \log(D_{10})}\right)^{1.15} - 1 + \frac{1}{b_f} \\ \psi_r &= 100 \end{aligned} \right\} \quad (2.19)$$

Donde:

- PI= índice de plasticidad.
- P₂₀₀= porcentaje de finos.
- D%= diámetro de la partícula en mm.

2.4.7 Métodos de estimación de la función de conductividad hidráulica disponibles en el programa SEEP/W

2.4.7.1 Modelo de Green and Corey (1971)

Green and Corey concluyeron que su método tiene la aproximación suficiente para la mayoría de las aplicaciones en campo. La fórmula 2.20 es la que utiliza internamente el programa SEEP/W para determinar la curva de conductividad hidráulica a partir de la curva característica y el valor de la permeabilidad saturada del material.

Ecuación del método de Green and Corey (1971):

$$k(\theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} * \frac{30T^2}{\mu g \eta} * \frac{\xi^p}{n^2} * \sum_{j=1}^m [(2j+1-2i) h_i^{-2}] \quad (2.20)$$

Donde:

$k(\theta)_i$ = conductividad hidráulica calculada para un contenido de agua específico (cm/min).
 k_s/k_{sc} = factor coincidente (conductividad saturada medida/ conductividad saturada calculada).

i = último contenido de agua en el extremo húmedo (e.g. $i=1$ identifica la clase de poro correspondiente al valor menor de contenido de agua e $i=m$ identifica la clase de poro correspondiente al contenido de agua en saturación).

h_i = carga de presión de poro negativa para una clase dada de llenado de poros con agua (cm de agua).

n = número total de clases de poro entre i y m .

θ = contenido volumétrico de agua.

T = tensión superficial de agua (Dyn/cm).

ξ = porosidad saturada.

η = viscosidad del agua ($g/cm \times s^{-1}$).

μ = densidad del agua (g/cm^3).

g = constante gravitacional (cm/s^{-1}).

ρ = parámetro que explica la interacción de las clases de poro.

Valores de “ p ” sugeridos por varios autores: Marshall (1958)=2.0; Millington and Quirk (1961)=1.3; Kunze, Uehara y Graham (1968)=1.0.

La forma de la función de conductividad está controlada por el término $\sum_{j=1}^m [(2j+1-2i) h_i^{-2}]$ en la ecuación (2.20).

2.4.7.2 Modelo de Van Genuchten (1980)

Van Genuchten (1980) propuso la siguiente ecuación para describir la conductividad hidráulica de los suelos en función de la succión mátrica:

$$k_w = k_s \frac{\left[1 - (a\psi)^{(n-1)} \left(1 + (a\psi)^n \right)^{-m} \right]^2}{\left(\left(1 + a\psi \right)^n \right)^{\frac{m}{2}}} \quad (2.21)$$

Donde:

k_s = conductividad hidráulica saturada.

a, n, m = parámetros de ajuste de la curva.

$n = 1/(1-m)$.

ψ = succión.

La función de conductividad hidráulica de un suelo puede ser estimada una vez que la conductividad saturada y los parámetros de ajuste de la curva sean conocidos.

Van Genuchten (1980) mostró que los parámetros de ajuste de la curva pueden ser estimados gráficamente con base en la función del contenido volumétrico de agua en el suelo. De acuerdo con Van Genuchten, el mejor punto para evaluar los parámetros de ajuste de la curva es el punto medio entre el contenido de agua residual y el contenido de agua saturado de la función del contenido volumétrico de agua.

La pendiente de la función se puede calcular de la siguiente manera:

$$S_p = \frac{1}{(\theta_s - \theta_r)} \left| \frac{d\theta_p}{d(\log \psi_p)} \right| \quad (2.22)$$

Donde:

θ_s = contenido volumétrico saturado.

θ_r = contenido volumétrico residual.

θ_p = contenido de agua volumétrico en el punto medio de la función de contenido de agua volumétrico.

ψ_p = succión mátrica en el mismo punto.

Van Genuchten (1980) propuso las siguientes fórmulas para estimar los parámetros m y a cuando S_p es calculado:

$$m = 1 - \exp(-0.8S_p); \text{ Para valores de } s_p \text{ entre 0 y 1.} \quad (2.23)$$

$$m = 1 - \frac{0.5755}{S_p} + \frac{0.1}{S_p^2} + \frac{0.025}{S_p^3}; \text{ Para } s_p \text{ mayores a 1.} \quad (2.24)$$

$$a = \frac{1}{\psi} \left(2 \frac{1}{m} - 1 \right)^{(1-m)} \quad (2.25)$$

2.4.7.3 Modelo de Fredlund y Xing (1994)

Este método consiste en predecir la función de conductividad hidráulica para suelos parcialmente saturados, integrando a lo largo de toda la curva de la función de contenido volumétrico de agua. Si la función de contenido volumétrico de agua ha sido ajustada usando el método propuesto por Fredlund y Xing, entonces la función de conductividad hidráulica puede ser predicha para cualquier succión (i. e. de 0 a 10^6 kPa). Esto evita la necesidad de determinar el contenido de agua residual, el cual usualmente se requiere en otros métodos. La ecuación que gobierna este método es:

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{Y_i}) - \theta(\psi)}{e^{Y_i}} \theta'(e^{Y_i})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{Y_i}) - \theta_s}{e^{Y_i}} \theta'(e^{Y_i})} \quad (2.26)$$

Donde:

k_w = conductividad calculada para un contenido de agua específico o una presión de poro negativa específica (m/s).

k_s = conductividad saturada medida (m/s).

θ_s = contenido volumétrico de agua.

e = número natural (2.71828).

y = variable de integración que representa el logaritmo negativo de la presión de poro.

i = intervalo entre los rangos de j hasta N .

j = menor presión de poro negativa que será descrita por la función final.

N = máxima presión de poro negativa que será descrita por la función final.

ψ = succión correspondiente al intervalo j^{th} .

θ' = primera derivada de la ecuación siguiente.

$$\theta = c(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (2.27)$$

Donde:

a = valor aproximado del aire que entra al suelo.

n = parámetro que controla la pendiente en el punto de inflexión en la función del contenido volumétrico de agua.

m = parámetro que se relaciona con el contenido de agua residual.

$c(\psi)$ = función de corrección definida como:

$$c(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{c_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1,000,000}{c_r} \right)} \quad (2.28)$$

Donde:

c_r = constante relativa a la succión mátrica correspondiente al contenido de agua residual. Un valor típico es alrededor de 1500 kPa. El valor 1'000,000 en la ecuación (2.28) corresponde a la succión mátrica (en kPa) en la cual el valor del contenido de agua residual es 0.

Capítulo 3. Estudio de la erosión interna y tubificación

Las fuerzas de filtración pueden provocar distintos tipos de problemas en una estructura térrea. En el presente trabajo se estudia uno de ellos: la erosión interna, que consiste en la remoción y acarreo de las partículas del suelo debido al flujo de agua y a las propiedades del material donde ésta circula. Lo anterior ocurre cuando las fuerzas de flujo sobrepasan las de gravedad y las de cohesión que tratan de mantener adheridas entre sí las partículas de suelo.

El iniciador de la erosión interna es la energía disponible del agua filtrándose para erosionar las partículas de las paredes de los canales de filtración. La erosión interna incluye el transporte de partículas en solución, suspensión y arrastre a través de cavernas interconectadas o ductos. Se debe distinguir entre la erosión subsuperficial y la erosión profunda. En la erosión subsuperficial se produce arrastre de partículas finas a veces casi imperceptibles y en ocasiones produciendo hundimientos y cárcavas. Esta erosión ocurre en función del proceso de infiltración, como se indicó anteriormente. En la erosión profunda (a través de la cimentación) se pueden formar grandes cavernas internas. Los conductos de tubificación o erosión interna varían en longitud desde unos pocos centímetros a cientos de metros y en diámetro hasta decenas de metros. Pueden convertirse en rutas importantes de agua a través de una presa.

La erosión inicia en el punto donde la filtración de agua descarga y continúa en dirección contraria al flujo formando una especie de tubo, razón por la cual este fenómeno también es conocido como *tubificación*. Dependiendo de la etapa del proceso, el daño ocurrido puede clasificarse como un simple incidente, un accidente o falla completa.



Figura 3.1 Ejemplo de formación de cárcavas en un cerro.

3.1 Tubificación

La tubificación es el término que más se emplea para describir los problemas asociados con fuerzas de filtración. Se define como el proceso de remoción de partículas de suelo bajo un gradiente hidráulico saliente, con el resultado de la formación de un ducto desde la salida del agua. El fenómeno así definido, se refiere en la literatura como *tubificación retrograda*, ya que el proceso siempre sucede desde el lado de aguas abajo hacia aguas arriba contrario a la dirección del flujo de agua. En ocasiones, este término se ha usado de forma incorrecta como sinónimo de levantamiento, erosión interna o migración.

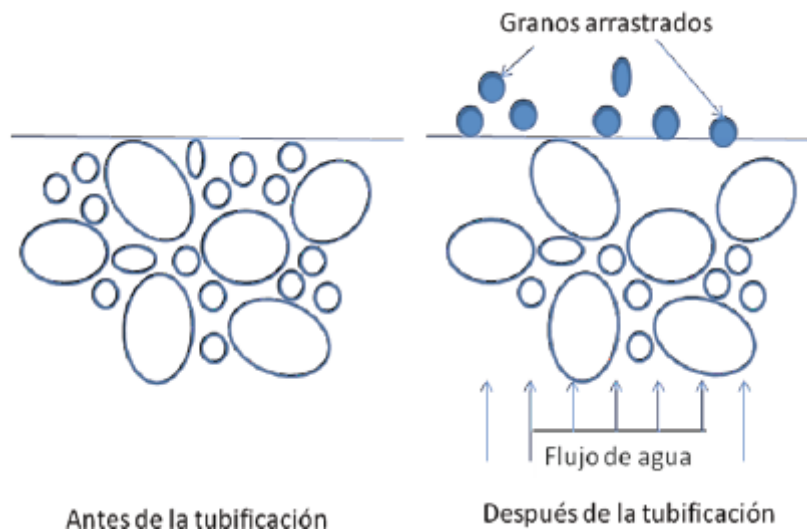


Figura 3.2 Arrastre de granos de suelo por efecto de tubificación (Li y Arroyo, 2011)

Este fenómeno se ha estudiado junto con otros hechos asociados con fuerzas de filtración, tales como la migración, generando la confusión de que todos ellos pertenecen a una sola clase de problema. En realidad, el levantamiento se relaciona con la inestabilidad global, mientras que la tubificación y erosión son del tipo de inestabilidad interna. El estudio del levantamiento emplea parámetros macroscópicos del suelo, como peso volumétrico, ángulo de fricción interna y cohesión, mientras que la investigación de los fenómenos de inestabilidad interna debe encontrar respuestas en la meso escala (valores mínimos para los cuales las propiedades varían en forma suave), usando la granulometría como herramienta básica.

Los suelos granulares no uniformes son más susceptibles a la tubificación, especialmente aquellos cuyos granos se dividen marcadamente en dos fracciones, una que es más gruesa que la otra. Suelos clasificados como grava-arena, se conocen como de granulometría discontinua.

Se pueden identificar los suelos más susceptibles a la tubificación retrógrada por medio de criterios geométricos que emplean datos básicos como las curvas granulométricas. Para el diseño se usan criterios hidráulicos, los cuales establecen gradientes hidráulicos críticos permisibles.

En un material no susceptible a la tubificación retrograda, el gradiente hidráulico es aproximadamente igual a uno. En cambio, un suelo susceptible a la tubificación retrógrada tiene gradiente hidráulico crítico mucho menor, que puede alcanzar hasta 0.20 (ver Tabla 2.1 “*Gradientes hidráulicos críticos para la ocurrencia de tubificación*” del Capítulo 2; Perzлмаier et al., 2007, citado por Jantzer y Knutsson, 2010).

3.1.1 Gradiente hidráulico para el inicio de la erosión del suelo

Skempton y Brogan (1994) muestran que los valores de gradientes para que la erosión comience en suelos internamente inestables son menores que el denominado gradiente crítico (que anula los esfuerzos efectivos). Para los suelos internamente inestables ensayados por estos autores, la erosión inició con gradientes iguales a 0.8 o menores. Los suelos inestables son suelos no cohesivos con un coeficiente de uniformidad alto (suelos no uniformes con $C_u > 5$ a 10) o distribuciones granulométricas irregulares (Ahlinhan y Achmus 2010). Mientras el gradiente crítico es aproximadamente 1 en materiales internamente estables, y por tanto consistente con el valor teórico establecido por Terzaghi, los materiales inestables experimentan transporte de material a valores menores que 1/3 a 1/5 de aquéllos para materiales estables (Skempton y Brogan, 1994). Existe una tendencia de que los suelos con porosidad alta comienzan a erosionarse con valores menores. Así, los suelos sueltos con porosidad alta comienzan a erosionarse a gradientes menores que 0.3. Suelos con finos plásticos requieren gradientes más altos para iniciar su erosión.

Bridle (2007) mostró en términos de velocidades de filtración que si el contenido de limo en un suelo es alto y además puede comportarse como un limo no cohesivo, la erosión puede iniciarse a velocidades tan bajas como 0.012 m/s. Brauns (1985) (citado por Perzлмаier, 2006) propuso la siguiente ecuación para evaluar el flujo paralelo a la estratificación:

$$v_{f,crit} = \{0.65 / 0.7\} * n_f * \sqrt{(\gamma_s - \gamma_w) * d_{50} / \rho_w} \quad (3. 1)$$

Sebastián Perzлмаier (2006) propone describir la carga hidráulica en términos de velocidades y considerar la variación de la permeabilidad, con ello la evaluación del proceso de transporte de partículas será más precisa que si se evalúa con gradientes hidráulicos. Además sugiere medir una velocidad de flujo distribuida y enuncia que tal vez ésa sea la clave para evaluar todos los fenómenos de erosión interna.

3.1.2 Influencia de las propiedades del terraplén para prevenir la tubificación

La cantidad de fracturas que se puedan desarrollar en una presa depende de la magnitud del esfuerzo de tensión impuesto y de la deformabilidad del terraplén.

Un estudio del comportamiento de 17 presas, algunas que tuvieron fracturas, algunas otras expuestas a grandes esfuerzos sin causar la fractura. Este estudio proporciona evidencias sobre la alta susceptibilidad a la fractura en terraplenes de suelo residual con partículas gruesas de roca blanda, las cuales se rompen y llegan a ser más finas cuando estas son colocadas y compactadas. Es muy difícil que los suelos tengan suficiente agua durante la construcción, por lo cual se usan frecuentemente a un porcentaje de humedad más bajo del planeado.

La mayoría de los terraplenes estudiados, los cuales revelaron un agrietamiento severo, fueron compactados a un porcentaje de humedad bajo (usualmente 5% o menos que el proctor estándar óptimo).

Narain (1962) sometió vigas de suelo compactado a pruebas de tensión. Con dichas pruebas realizó estudios sobre los factores de influencia para el agrietamiento y desarrolló una teoría que permitió el uso de estas pruebas en la predicción del potencial de fracturamiento en presas de tierra y verificó su teoría con algunos casos de presas con fracturas. Los resultados de los estudios dan promesas a futuros desarrollos. Algunas de las conclusiones específicas de valor para el diseñador de presas de tierra son:

- a) Incrementar los contenidos de humedad que se encuentren por debajo del óptimo indicado por la proctor estándar en 2% o 3% y con ello sustancialmente se incrementa la flexibilidad del suelo compactado.
- b) El esfuerzo de tensión de falla no es relativo al esfuerzo de falla obtenido en las pruebas de compresión típicas de laboratorio y por lo tanto la prueba de compresión no otorga un buen índice sobre la susceptibilidad al agrietamiento del suelo.
- c) A un dado porcentaje de humedad, si se incrementa el esfuerzo de compactación sustancialmente decrece la flexibilidad del suelo compactado.

Características del suelo: los siguientes suelos, limos y arcillas son considerados como los menos susceptibles a sufrir fracturamiento. Respectivamente en orden descendente la susceptibilidad va aumentando en los siguientes suelos:

- Limos inorgánicos y arcillas de baja a mediana plasticidad.
- Limos inorgánicos de baja compresibilidad y arenas finas.
- En general, suelos limosos con una graduación uniforme y un índice de plasticidad bajo son más susceptibles a sufrir fracturamiento.

Algunas características que aumentan o disminuyen la susceptibilidad de los suelos a sufrir fracturamiento son:

Contenido de agua (%): Kullaway and Gurtowski (1976), Jaworski *et al.* (1982), Widjaja *et al.* (1984) y Murdoch (1992) reportaron que un incremento en el contenido de agua provoca un decremento en la presión hidráulica de fractura.

Grado de saturación (%): De acuerdo con Lo and Kaniaru (1990) este factor ha recibido muy poca atención. El efecto del grado de saturación en el mecanismo de fracturamiento hidráulico está relacionado con el reblandecimiento del suelo. El mayor grado de saturación va a contribuir con el reblandecimiento del material del núcleo y como consecuencia habrá una reducción en la resistencia a la tensión y con ello un incremento en el riesgo de que ocurra la fractura hidráulica.

Relación de vacíos: Con frecuencia se supone que la relación de vacíos de una arena permanece constante durante todo el proceso. Esto no es correcto, ya que tanto la porosidad como la permeabilidad de la masa de arena cambian constantemente. Este hecho se demostró en una serie de pruebas que se realizaron en Universidad Técnica de Budapest. Para estas pruebas los especímenes se formaron con diferentes porosidades, para luego saturarse por capilaridad y por último determinar su permeabilidad. El gradiente hidráulico se incrementó por etapas después de haber transcurrido un periodo estacionario largo. En la Figura 3.3 se presenta la variación de la relación de vacíos en función de los valores crecientes del gradiente

hidráulico. Resulta interesante notar que existe una relación de vacíos crítica, semejante a la que se observa en una prueba de resistencia al corte.

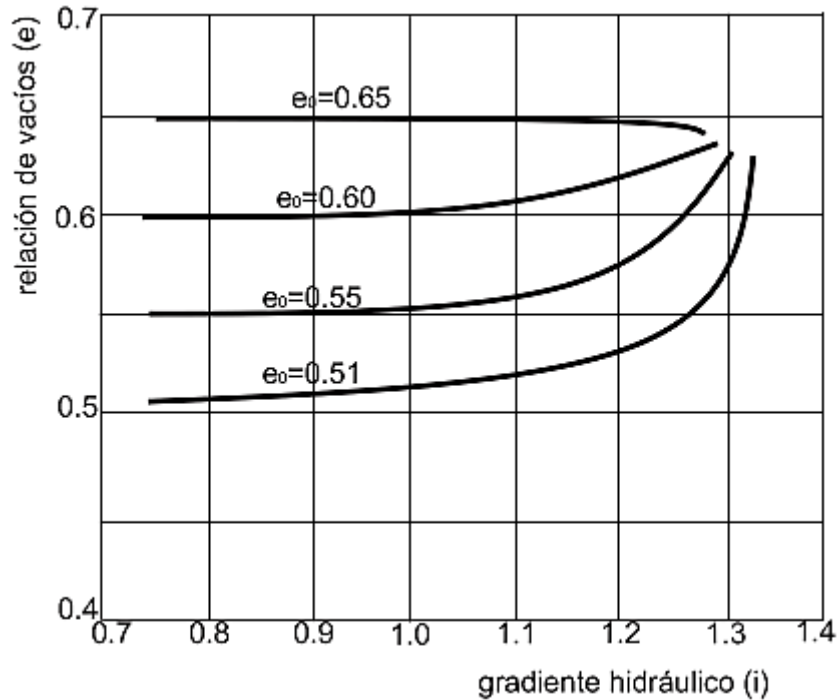


Figura 3.3 Variación del gradiente hidráulico para diferentes relaciones de vacíos (Kézdi, 1976)

3.1.3 Resistencia a la tubificación

Las fuerzas resistentes contra la tubificación son las fuerzas de cohesión y las fuerzas de gravedad, así como también la acción del filtro aguas abajo si es que éste existe. El control del contenido de agua de compactación también cumple con un gran papel en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de los suelos compactados. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo, teniendo la presencia de zonas continuas más permeables que gobernarán el comportamiento hidráulico de la masa de suelo (Auvinet y Vázquez, 2014) y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compacta uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultará con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dispersión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, a mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias, mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger. El criterio más generalizado para el diseño de filtros está basado en las propiedades granulométricas de los suelos, y despreja la contribución de la cohesión del material protegido o la resistencia al arrastre por las fuerzas de filtración. (Si un filtro tiene material cohesivo, debería de tomarse en cuenta sus propiedades para el diseño).

Davidenkoff (1955) concluyó que el factor de seguridad contra tubificación de un suelo cohesivo es directamente proporcional a la resistencia del suelo a la tensión simple (cohesión).

Sherard *et al.* (1963) realizaron un estudio de filtraciones en 31 presas, sobre la influencia de las propiedades del suelo y el proceso constructivo del terraplén en contra de la tubificación. Los análisis se realizaron tan exactos a como la poca información disponible lo permitió. De ese estudio se concluyó que las propiedades del suelo del terraplén y particularmente la plasticidad de los finos, tiene una mayor influencia en la resistencia contra la tubificación que el método constructivo por el cual el terraplén fue compactado.

No obstante debe decirse en relación con este enfoque, que el peligro de acarreo de las porciones finas a través de los vacíos de las gruesas que las soportan aguas abajo no se debe únicamente a la posibilidad de tubificación, sino también a erosión por el agrietamiento previo de la sección impermeable. Dado que este último fenómeno representa quizá un peligro potencial mayor que la tubificación en presas zonificadas con secciones impermeables de arcilla, el diseño de estas porciones no puede considerarse satisfactorio si no se las provee de filtros de retención aguas abajo, capaces de evitar el arrastre del material fino, y, para tal fin, el criterio usual basado en consideraciones granulométricas parece ser el apropiado. Además un dominio de flujo estratificado (heterogeneidad) provoca la existencia de filtración preferencial.

Auvinet y Vázquez (2013) enuncian que la filtración preferencial en presas de tierra se refiere a concentraciones de fluido a lo largo de trayectorias más permeables. A diferencia de la filtración uniforme en suelos idealmente homogéneos, el movimiento del fluido se concentra a lo largo de trayectorias preferenciales con menor resistencia al paso del mismo. En presas de materiales térreos, estas trayectorias coinciden con zonas más permeables continuas que tienen diversos orígenes. Puede ser el resultado de la colocación de un material más grueso que el especificado o el de una mala compactación.

3.2 Mecanismos de falla

A pesar de que la geometría exterior de todas las presas de tierra y enrocamiento no es muy variable, los mecanismos **con menor factor de seguridad** en contra de **falla por cortante** pueden diferir mucho de un caso a otro, dependiendo del perfil estratigráfico de la cimentación y de la zonificación de materiales en la cortina. Es muy importante tener presente este hecho al hacer un análisis de estabilidad, pues de otro modo el riesgo de omitir el mecanismo de falla más desfavorable es muy alto.

Los mecanismos de falla dependen del material constitutivo y en caso de ser un suelo blando dependen de su grado de pre-consolidación, ya sea material de cimentación o de la presa misma. La exploración cuidadosa de esos detalles es el aspecto clave para tener una noción de qué tipo de falla se puede presentar.

De acuerdo con Foster y Fell (2001), la tubificación puede ocurrir por tres diferentes procesos:

- a) Erosión hacia atrás (regresiva o retrógrada), cuando el proceso se inicia a la salida del flujo de agua y se produce una erosión que aumenta hacia donde proviene el flujo, formándose un tubo (ver Figura 3.4).
- b) Concentración de flujo de agua, cuando existe una grieta o capa de suelo más permeable.
- c) Erosión interna por el lavado de finos en suelos que tienen una granulometría muy contrastante.

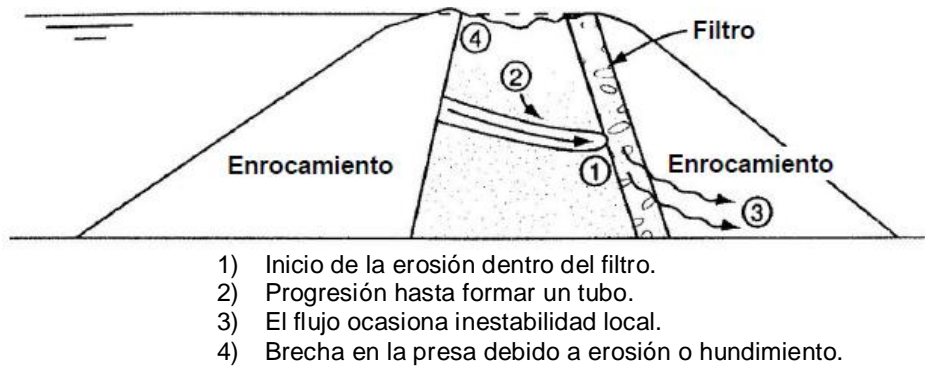


Figura 3.4 Esquema de erosión interna (Foster *et al.*, 2001)

Existen varios factores que influyen en el proceso de la erosión interna y la tubificación, entre los cuales, destacan los siguientes:

- a) Altos gradientes hidráulicos internos y de salida.
- b) Subpresión a lo largo del fondo de las estructuras.
- c) Erosionabilidad del material constitutivo.
- d) Altas velocidades del agua dentro de la masa de suelo, o altas velocidades del agua en un río.
- e) Geometría del bordo (tamaño y forma).

Otros factores que dan origen a la tubificación son: a) el grado de compactación y la homogeneidad lograda al construir el corazón impermeable de la cortina de una presa; b) el contenido de agua respecto al óptimo al momento de compactar los diferentes materiales de una cortina; c) irregularidades en el terraplén de la cortina o en la cimentación; d) niveles del embalse altos, capaces de producir inestabilidad y erosión interna.

Tabla 3.1 Relación empírica entre la resistencia a la tubificación y diversos tipos de suelo (Sherard *et al.*, 1967)

Alta	➔	Resistencia mayor a la tubificación	1. Arcilla de alta plasticidad (IP>15), bien compactada
			2. Arcilla de alta plasticidad (IP>15), mal compactada
Media	➔	Resistencia intermedia a la tubificación	3. Arena gruesa bien graduada o mezclas de grava-arena empacadas en arcilla de mediana plasticidad (IP>6), bien compactada
			4. Arena gruesa bien graduada o mezclas de grava-arena empacadas en arcilla de mediana plasticidad (IP>6), mal compactada
			5. Mezclas de grava-arenas-limos bien graduados sin cohesión (IP<6), bien compactados
Baja	➔	Resistencia menor a la tubificación	6. Mezclas de grava-arenas-limos bien graduados sin cohesión (IP<6), mal compactados
			7. Arenas finas sin cohesión muy uniformes (IP<6), bien compactadas
			8. Arenas finas sin cohesión muy uniformes (IP<6), mal compactadas

Uno de los casos más severos de erosión interna ocurre cuando hay fisuras o grietas causadas por asentamientos diferenciales, temblores (sismos) o grietas de tensión. Al llover, el agua se infiltra rápidamente dentro de las ranuras y se produce un flujo subhorizontal que arrastra las partículas de suelo y forma un canal.

Una vez que se forman los conductos subterráneos, éstos avanzan hacia aguas arriba muy rápidamente. El agua que circula a lo largo de las grietas, erosiona el suelo de acuerdo con la dispersividad y la velocidad del flujo. También se puede producir un proceso de tubificación a lo largo del contacto del suelo con una estructura, el cual, se inicia en el punto de afloramiento (contacto del talud con el suelo de cimentación aguas abajo) y avanza aguas arriba. La formación de túneles de erosión por flujo subterráneo de agua ha sido estudiada intensamente en presas de tierra, pero también es común a lo largo de tuberías de oleoductos en pendientes de montaña y en formaciones naturales de suelos erosionables.

Según Mitchell (1976) la mayoría de las fallas de erosión interna han ocurrido en presas de arcilla de baja a mediana plasticidad (CL y CL-CH) que contienen Montmorillonita.

3.2.1 Inestabilidad interna

El fenómeno de sufusión en suelos gruesos (arenas y gravas) ha sido estudiado por numerosos investigadores, incluyendo Kenney y Lau (1984, 1985, 1986), Sun (1989), Burenkova (1993), Skempton y Brogan (1994), Lafleur *et al.* (1989) y Chapuis *et al.* (1996). Los suelos investigados por la mayoría de los autores son grava-arena libre de finos. La excepción es Burenkova (1993) quien investigó gravas areno-limosas y Sun (1989) quien investigó arenas limo-arcillosas, sin embargo, este último estudio fue hecho bajo gradientes muy altos, los cuales no ocurren en una presa o en su cimentación.

Los resultados de las investigaciones realizadas indican que para la ocurrencia del fenómeno de sufusión se deben cumplir los siguientes tres criterios:

- a) El tamaño de las partículas finas debe ser menor que el tamaño de los vacíos que quedan entre las partículas más grandes.
- b) La cantidad de partículas finas de suelo no deben ser suficientes para llenar los vacíos dejados por el esqueleto formado por las partículas gruesas. Si la cantidad de partículas finas llega a ser suficiente como para llenar los vacíos dejados, lo que sucederá es que las partículas gruesas flotarán en la matriz de las partículas finas de suelo, en lugar de formar el esqueleto básico.
- c) La velocidad de flujo a través de la matriz de suelo debe ser lo suficientemente alta como para mover las partículas finas sueltas del suelo, a través de los vacíos dejados por las partículas gruesas.

Un diagrama esquemático del equipo usado en laboratorio para la realización de las pruebas se muestra en la Figura 3.5.

Las muestras de suelo fueron compactadas dentro de la cámara de filtraciones a un grado de compactación y contenido de agua específicos (95 ó 90% de la densidad seca estándar máxima y a un contenido de agua óptimo). Esto fue hecho para reproducir lo mejor posible los rangos de densidades en los núcleos de las presas y en los suelos gruesos de las cimentaciones.

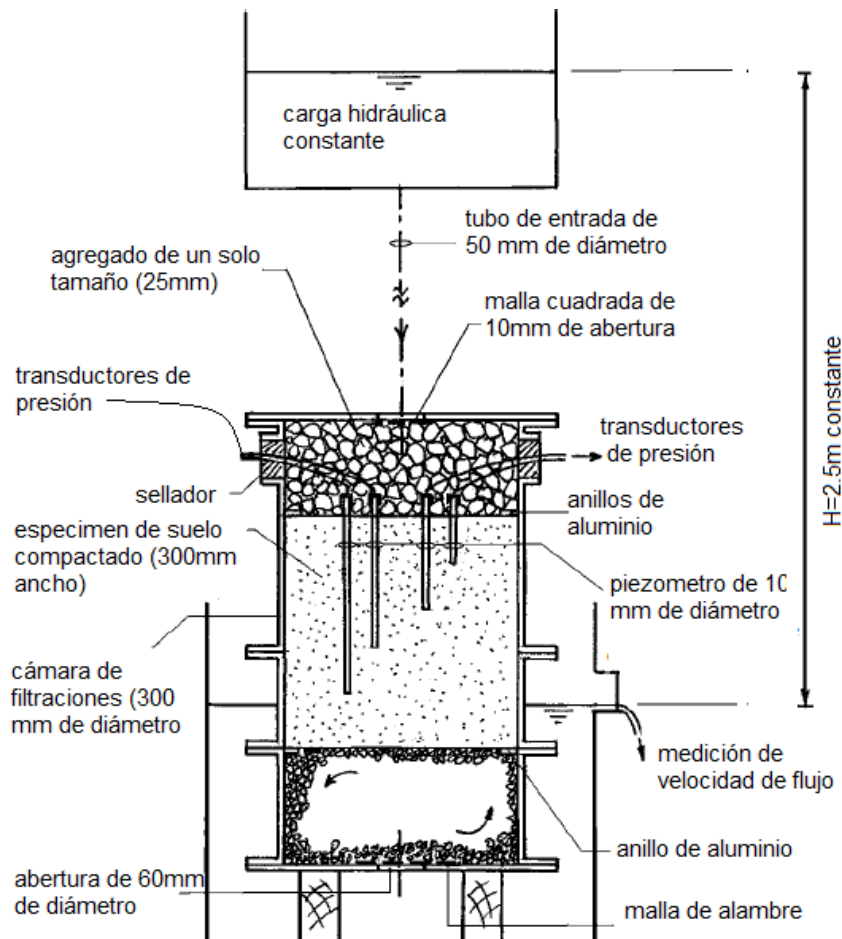


Figura 3.5 Diagrama esquemático del equipo usado en laboratorio para la realización de las pruebas de filtración con flujo descendente (Wan y Fell 2008)

El método modificado de Burenkova (1993) y el método alternativo de Wan y Fell (2008) son los más idóneos para identificar un suelo internamente inestable.

3.2.2 Desprendimiento

Desprendimiento progresivo de material es un tipo de daño parecido a la tubificación, el cual, ocurre en algunas presas antiguas. El proceso comienza cuando una pequeña cantidad de material en la parte del pie del talud de aguas abajo se desprende y produce un pequeño hundimiento o deslizamiento.

Las fallas de este tipo solamente ocurren cuando la porción del talud de aguas abajo de la presa está totalmente saturada.

3.2.3 Mecanismos de agrietamiento

El agrietamiento ocurre debido a la existencia de asentamientos diferenciales en las presas y éstos provocan esfuerzos de tensión en la obra.

Las presas de tierra y enrocamiento pueden sufrir movimientos en sentido horizontal o sentido vertical (debido a asentamientos u otras causas) lo que permite que se desarrollen patrones de agrietamiento dependiendo de la geometría.

Las presas de altura moderada (30.5 m) son las más susceptibles al agrietamiento. El agrietamiento también ocurre en las partes altas de grandes presas.

3.2.3.1 Agrietamiento debido a asentamientos diferenciales

Existen dos razones por las cuales al fenómeno de agrietamiento no se le presta mucha atención:

- Existe la necesidad de ocultar los defectos que una presa pueda desarrollar. Es fácil observar cuando ocurre un deslizamiento en el talud de una presa, pero cuando ocurre una grieta (la cual es potencialmente más peligrosa), esta generalmente no es descubierta a menos que se haga una inspección muy rigurosa.
- Segunda razón: la verdadera causa de la falla no es identificada. Un conjunto grande de fallas puede ocurrir durante el primer llenado del embalse y estas principalmente son atribuidas a la tubificación. Actualmente, la tubificación en muchos de estos casos, comienza indudablemente por la existencia de una grieta. En algunas circunstancias, es posible que se desarrollen grietas peligrosas que difícilmente van a ser visibles en la superficie de la presa.

3.2.3.2 Grietas transversales

Las grietas más peligrosas son aquéllas que comienzan en dirección transversal, creando una trayectoria de filtración a través del núcleo. Las grietas se deben a asentamientos diferenciales en sitios adyacentes al terraplén. La peor grieta desarrollada es cuando el terraplén está compuesto por un material compresible y la cimentación consiste en una roca rugosa e incompresible.

3.2.3.3 Grietas longitudinales

Aunque no son normalmente peligrosas, las grietas longitudinales ocurren con gran frecuencia y se han desarrollado en algunas de las grandes presas en los últimos años. Las grietas longitudinales son producidas por diferentes tipos de movimientos y el principal peligro asociado con las grietas longitudinales, es que se presentan en conjunto con grietas transversales no visibles a través del núcleo. Las grietas longitudinales deben observarse (colocando pozos de observación) constante y cuidadosamente, debido a que en el momento que detienen su movimiento, estas deben ser rellenadas con material de relleno compactado e impermeable.

3.2.3.4 Fracturamiento interior no visible

El fracturamiento puede ocurrir en presas con núcleo angosto de material impermeable e incompresible. Durante la construcción el núcleo tiende a comprimirse más por el relleno subyacente (cimentación) que por la cubierta.

El núcleo tiene probabilidades de tener efecto de arqueado entre las zonas aguas arriba y aguas abajo más compresibles, y con ello, generar fracturas de diferentes aberturas no mayores a 12 pulgadas (30.48 cm). El problema anterior ha sido resuelto construyendo una tablestaca de acero a través del núcleo antes del llenado del embalse.

3.3 Métodos teóricos y empíricos para diseñar contra tubificación

3.3.1 Métodos clásicos

El primer investigador que analizó este problema fue W. G. Blight, quien publicó un artículo en diciembre de 1910 en la revista Engineering News Record. En ese artículo definió el factor de percolación mediante la siguiente expresión:

$$C_B = \frac{\sum b + \sum t}{h} \quad (3.2)$$

El significado de este valor lo ilustró Blight a través del ejemplo mostrado en la Figura 3.6.

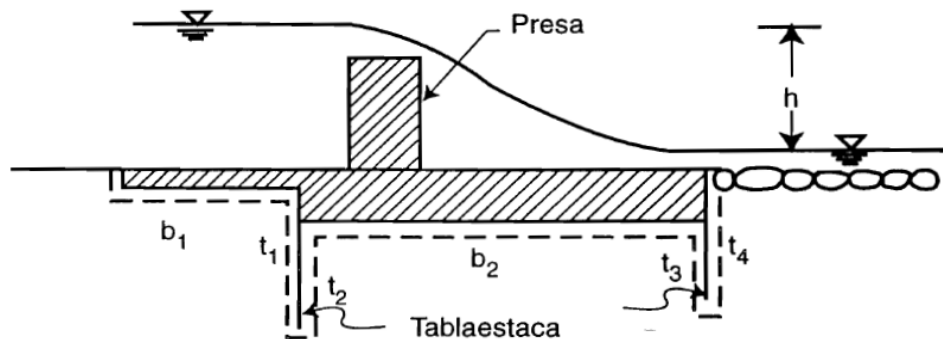


Figura 3.6 Figura esquemática utilizada por Blight (1910) para definir el factor de percolación C_B (Casagrande, 1968)

Los valores obtenidos por Blight son los mínimos que deben tenerse para que, de acuerdo con este autor, no exista falla por tubificación. Debido que la permeabilidad en sentido horizontal es mayor que la permeabilidad en el sentido vertical, la distancia horizontal tiene una mayor influencia que la vertical. Para tomar en cuenta dicha influencia, Lane (Security for Underseepage, ASCE, Trans, 1935) modificó la fórmula de Blight por la siguiente expresión:

$$C_L = \frac{\sum b + \frac{1}{3} \sum t}{h} \quad (3.3)$$

En la Tabla 3.2 se presentan los valores obtenidos por Blight a partir de un estudio estadístico del factor de percolación (C_B), y también los valores del factor de percolación recomendado por Lane (C_L).

La experiencia indica que la tubificación se puede evitar haciendo uso de las siguientes recomendaciones (Flores, 2000):

- Una buena elección de los materiales de construcción.
- Controlando la homogeneidad de los materiales durante el proceso de construcción.
- Efectuando zonas de transición entre los materiales finos y gruesos.

Tabla 3.2 Factores de percolación de acuerdo con los criterios de Blight y Lane (Casagrande, 1968)

Material	C _B	C _L
Arena fina y limos	18.0	8.5
Arena gruesa ordinaria	12.0	6.0
Grava y arena	9.0	3.0
Boleos, grava y arena	4.0	2.5

Notas: 1) Los criterios de Blight y Lane solamente funcionan para los casos con obstáculos debajo de la presa (tablestacas, pilotes, etc). 2) Los factores de percolación de Blight y Lane son equivalentes al inverso del gradiente hidráulico calculado a la salida de una región de flujo como la de la Figura 3.6.

3.3.2 Método modificado de Burenkova para suelos bien graduados y mal graduados

El método de Burenkova (1993) se fundamenta en las proporciones d_{90}/d_{60} y d_{90}/d_{15} donde d_{90} es la abertura de la malla por la que pasa el 90% del suelo en base a su peso. La relación d_{90}/d_{60} representa la pendiente de la curva granulométrica de la parte gruesa del suelo. La relación d_{90}/d_{15} puede considerarse como filtro entre la fracción gruesa y la fracción fina. El método no proporciona límites claros entre la estabilidad y la inestabilidad de un suelo. Los contornos de las Figuras 3.7 y 3.8 se definen con las siguientes ecuaciones:

$$p = \exp(z) / [1 - \exp(z)] \quad (3.4)$$

Fórmula para calcular los contornos de probabilidad de la Figura 3.4:

$$z = 2.378 \log(h'') - 3.648h' + 3.701 \quad (3.5)$$

Fórmula para calcular los contornos de probabilidad de la Figura 3.5:

$$z = 3.875 \log(h'') - 3.59h' + 2.436 \quad (3.6)$$

Donde:

P = probabilidad de inestabilidad interna del suelo.

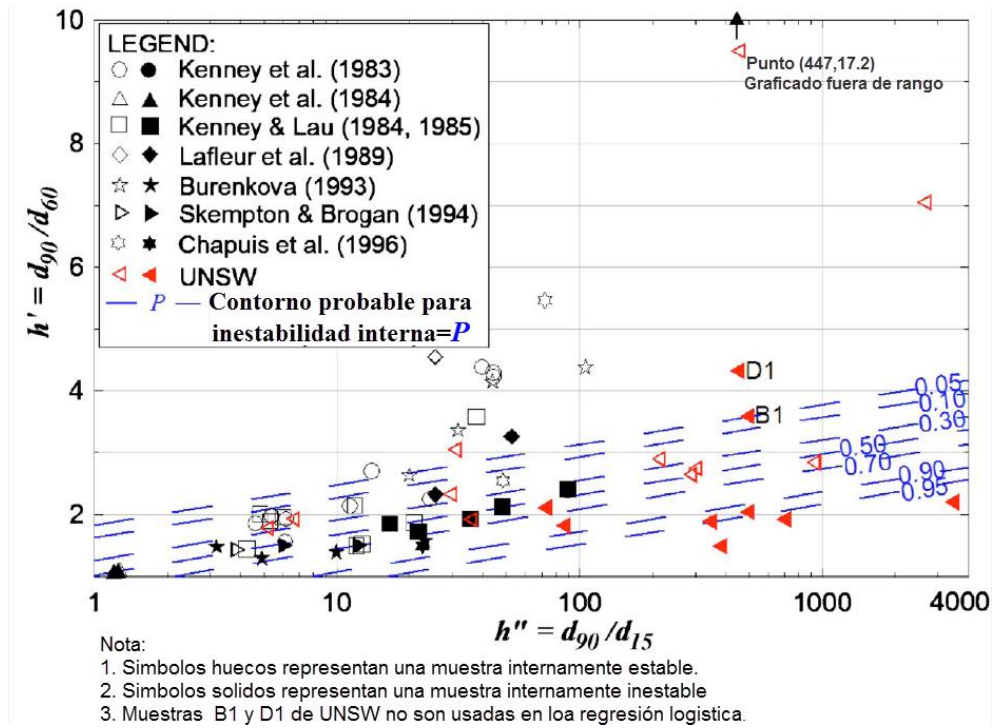


Figura 3.7 Contornos de probabilidad de inestabilidad interna para gravas arenosas con limo y gravas arenosas con arcilla y limo, con un limitado contenido de arcilla y limitada plasticidad (Wan y Fell, 2008)

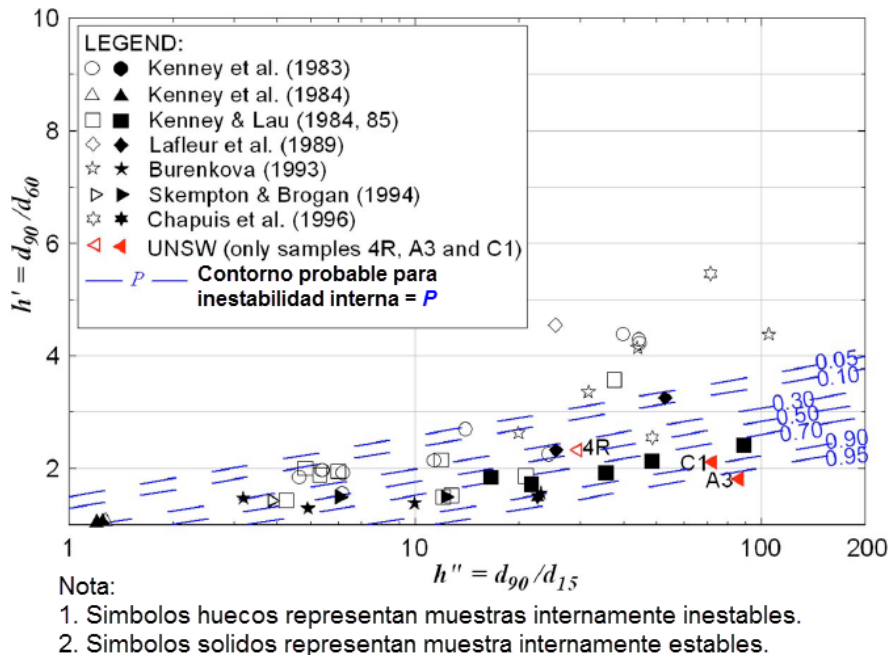


Figura 3.8 Contornos de probabilidad de inestabilidad interna para gravas arenosas con un porcentaje de finos no plásticos menores que 10% (Wan y Fell, 2008)

3.3.3 Método alternativo para suelos bien graduados

Con base en la experiencia del uso del método modificado de Burenkova (1993) llevó a escritores a darse cuenta que los suelos con curva granulométrica que presente una pendiente pronunciada en la fracción gruesa y una pendiente plana en la fracción fina son propensos a sufrir inestabilidad interna. Después de algunos intentos se determinó que eso se podía representar mediante d_{90}/d_{60} y d_{20}/d_5 . La Figura 3.9 muestra datos con dos límites: uno con la probabilidad de que haya inestabilidad interna sea baja, y otro, definiendo el área en la cual la probabilidad de que haya inestabilidad interna sea demasiado alta. Este método no es capaz de calcular la probabilidad de que exista inestabilidad interna en un suelo mal graduado.

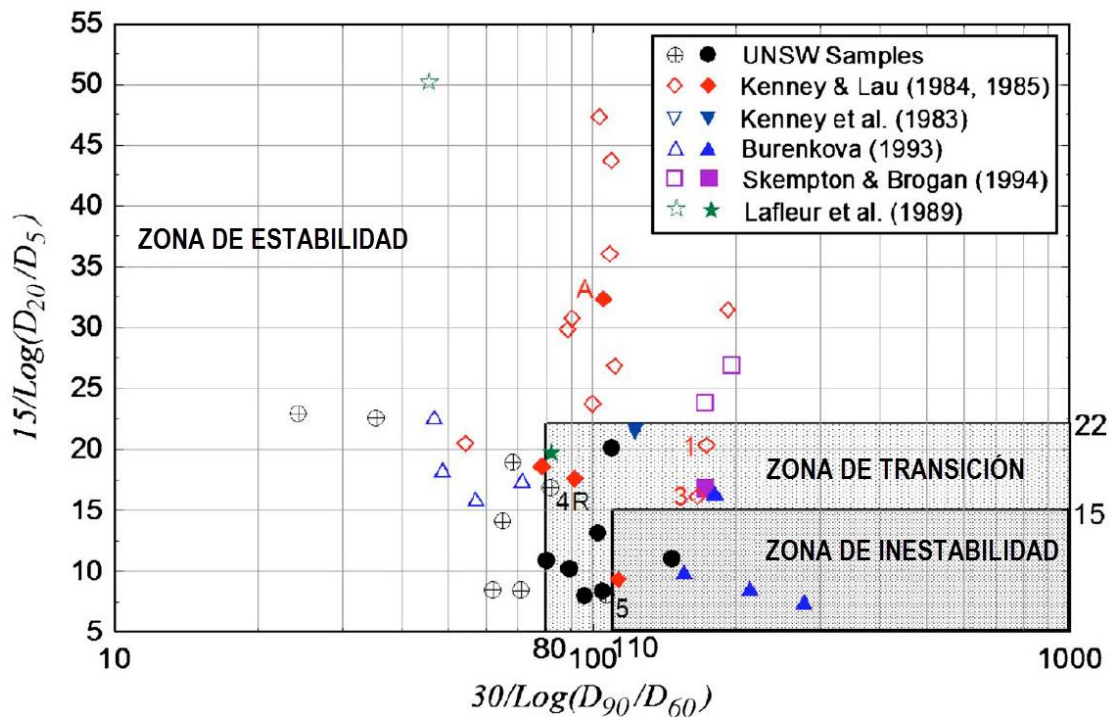


Figura 3.9 Método alternativo para evaluar la inestabilidad interna en suelos de tipo gravas arenosas con limos bien graduados (Wan y Fell, 2008)

3.4 Medidas de mitigación contra los efectos dañinos del flujo de agua

3.4.1 Métodos para incrementar la seguridad contra tubificación o altas presiones de agua

Existen distintos métodos y soluciones o medidas de mitigación que ayudan a incrementar la seguridad de las estructuras contra tubificación o altas presiones de agua. La Figura 3.10 muestra cómo mediante un sistema de drenaje es posible disminuir las fuerzas de flujo y mejorar la estabilidad del talud de un terraplén.

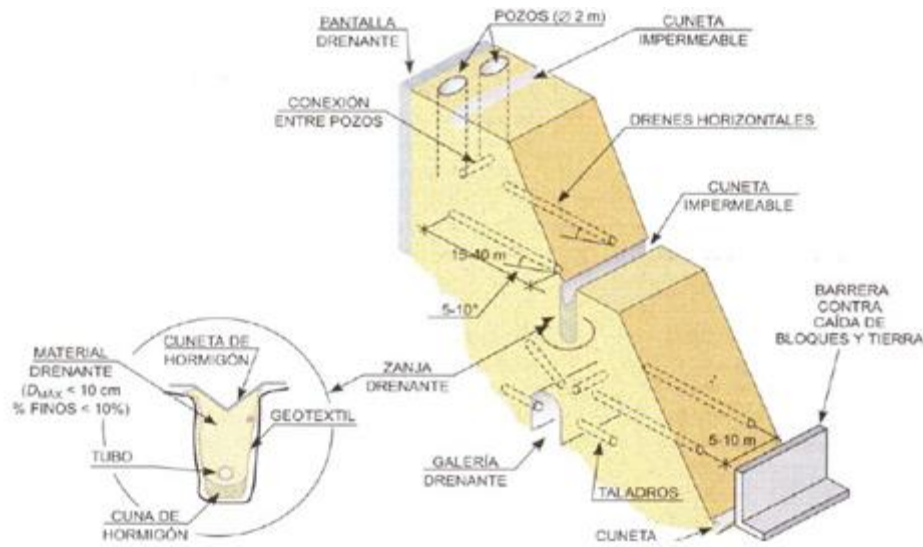


Figura 3.10 Esquema de un talud con drenaje (González, 2004)

La Figura 3.11 representa el esquema de una presa con un filtro que ayuda a disminuir el área de saturación cuando el flujo de agua sale del interior de la misma, y con ello, reducir los gradientes hidráulicos.

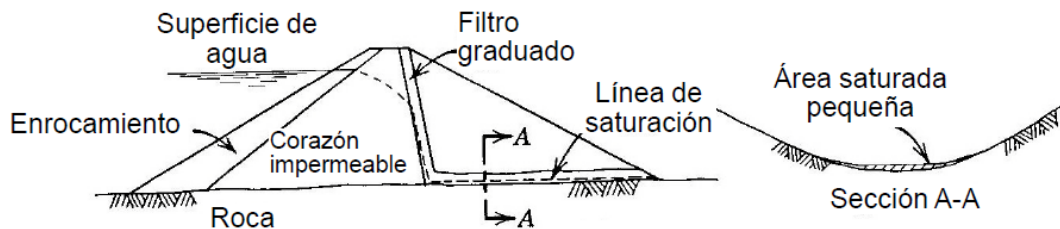


Figura 3.11 Presa de materiales graduados con un filtro (López, 2013)

Los filtros se colocan en distintas partes de un terraplén, de las cimentaciones, o inclusive en estructuras hidráulicas para dos propósitos básicos:

- Para interceptar el flujo de agua a través de grietas o fisuras existentes en el suelo base y bloquear el movimiento de partículas de suelo erosionables que pretendan cruzar el filtro.
- Para interceptar el flujo de agua a través de los poros de la base del suelo, permitiendo el paso del agua mientras las partículas del suelo base no se muevan.

Por su parte, un dren se compone de arenas, gravas, o una mezcla de arenas y gravas y se ubica en terraplenes, cimentaciones, en rellenos de estructuras hidráulicas o en otro tipo de lugares donde sea posible reducir la filtración. Lo más importante del diseño de un dren es su capacidad para coleccionar y llevar agua a una salida segura donde el gradiente hidráulico sea bajo.

3.4.2 Medidas para reducir el flujo

La reducción del flujo y los gradientes hidráulicos de salida del agua se puede lograr usando pantallas de concreto o acero en la zona permeable de la cimentación, membranas impermeables o recubrimientos en la cara aguas arriba de la cortina, corazones impermeables en el centro de la cortina, delantales impermeables de suelo en la zona aguas arriba del vaso, trincheras con penetración parcial o total dentro de la zona permeable y las trincheras tratadas con lechadas. Estas medidas de reducción de flujo generalmente van acompañadas con la instalación de filtros y drenes, a fin de tener una segunda línea de defensa contra los problemas de flujo de agua.

¿Cuál de estas medidas o que combinación de ellas conviene utilizar en un problema determinado? La medida tomada será función de cada caso específico por resolver y lo que indiquen los resultados para cada solución propuesta.

Es muy importante señalar que junto con los elementos que se utilizan para reducir el flujo de agua, es necesario proporcionar medidas de drenaje a fin de que dichos elementos resulten efectivos. Con respecto a esto el diseño de los drenes se hace de manera que se asegure que su permeabilidad sea significativamente mayor que la del suelo que se trata de proteger. Para que la permeabilidad del dren sea al menos de diez a veinte veces la del suelo por proteger, se debe cumplir que (Flores *et al.*, 2001):

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} > 4 \text{ ó } 5 \quad (3.7)$$

Donde:

D_{15} = diámetro del material, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.

Los drenes deben diseñarse para desalojar todo el gasto proveniente de las diversas fuentes que llegan a ellos. Para el caso de un dren vertical, la permeabilidad k_1 debe ser (Flores *et al.*, 2001):

$$k_1 = \frac{q_1}{A_1} \quad (3.8)$$

Donde:

q_1 = gasto de descarga proveniente del corazón impermeable
 A_1 = área transversal del dren vertical.

Esta expresión supone que el gradiente hidráulico a lo largo del dren es igual a la unidad. Para el caso del dren horizontal, usando las suposiciones de Dupuit (1863), las dimensiones del dren deben ser tales que se debe de cumplir:

$$q_2 = \frac{k_2 h_2^2}{2L_2} \quad (3.9)$$

Donde:

h_2 = espesor que necesita el dren.
 k_2 = permeabilidad del dren.

L_2 = longitud del dren determinada desde su inicio hasta el pie del talud donde descarga.

Muchas de las veces el drenaje aguas abajo se resuelve poniendo como respaldo al corazón impermeable un material con la suficiente permeabilidad que asegure, además de un buen drenaje, una buena estabilidad. Sin embargo, debido a la anisotropía que se tiene el compactar esta zona (mayor permeabilidad en el sentido horizontal respecto a la permeabilidad vertical), la línea superior de flujo puede elevarse y con ello aumentar los gradientes hidráulicos de salida sobre el pie del talud y disminuir el factor de seguridad en esa parte. Para evitar este problema se recomienda:

- Que la permeabilidad de la zona del material de respaldo aguas abajo sea cuando menos cien veces mayor a la permeabilidad del corazón impermeable y del material que constituye la cimentación, así como el observado en las laderas.
- No permitir un alto grado de estratificación al momento de compactar, tanto el corazón impermeable como la zona de respaldo.
- Utilizar drenes de dos o más capas para proporcionar suficiente capacidad de desagüe.

3.4.3 Drenes y bermas

Si se requieren bermas de estabilidad o las bermas de control de filtraciones en la parte aguas abajo del talud debido a las condiciones de la cimentación, estas deben ser suficientes para prevenir filtraciones de emergencia en el talud. Por otro lado, si las bermas no son necesarias, las pendientes del talud aguas abajo es muy empinada, las duraciones del flujo y otras consideraciones pertinentes indican un problema potencial, se deben incorporar prevenciones en la sección aguas abajo, tales como drenajes horizontales o inclinados, drenajes en el pie del talud aguas abajo. Esto requiere de material granular permeable y filtros graduados para asegurar el buen funcionamiento, aunque se sufra un aumento del costo para la construcción de la obra.

Donde se tienen grandes cantidades de material permeable disponibles, es más práctico diseñar un terraplén con zonas largas de material permeable. Esto proveerá gran eficiencia a la estructura para controlar las filtraciones y además se tendrá un buen aprovechamiento de los materiales disponibles.

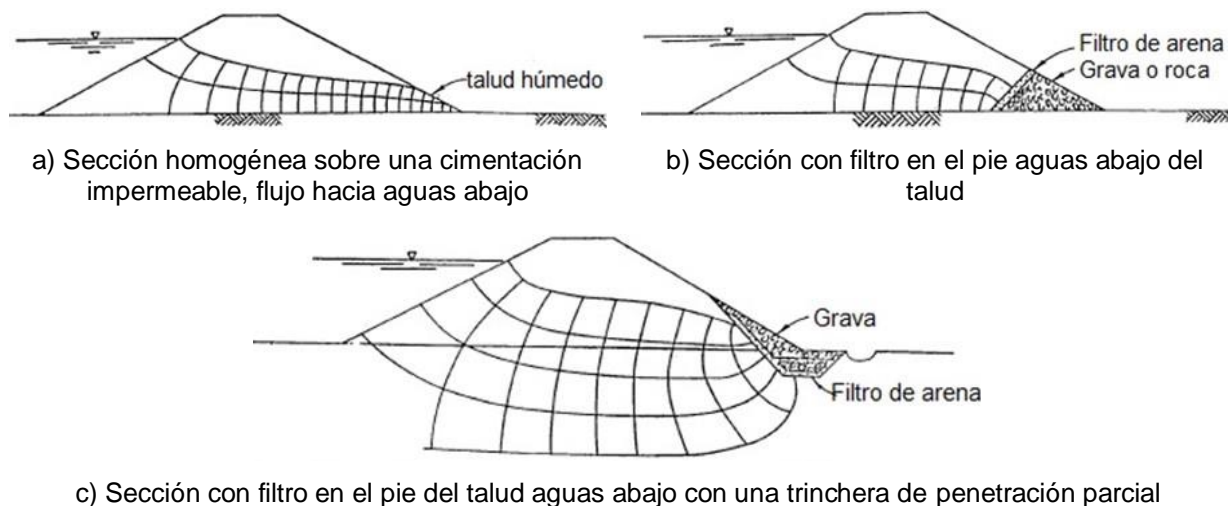


Figura 3.12 Terraplén con filtraciones (USACE, 2000)

3.4.3.1 Dren permeable en el pie del talud aguas abajo

Un pie permeable del talud aguas abajo (Figura 3.12 b) proveerá una salida lista para las filtraciones a través de la presa y puede bajar la superficie freática lo suficiente como para que el agua no salga por el talud aguas abajo, sino que lo haga por el dren. Un pie permeable del talud aguas abajo también puede ser combinado con una trinchera de penetración parcial, como un método de controlar las filtraciones a través de la cimentación en caso de que existan (Figura 3.12c).

3.4.3.2 Drenes horizontales

Las capas de drenes horizontales (Figura 3.13a) esencialmente sirven para el mismo propósito que un pie de talud permeable pero con la ventaja que se puede extender aún más abajo de terraplén, requiriendo solo una pequeña cantidad de material adicional. También puede servir para proteger la base del terraplén en contra de altas presiones ascendentes en las partes donde haya filtraciones a través de la cimentación. Algunas veces drenes horizontales sirven también para llevarse el agua de la trincheras drenantes que fueron colocadas en la cimentación.

3.4.3.3 Drenes inclinados

Una capa de drenaje inclinado como se muestra en la Figura 3.13b es una de las opciones más viables para controlar las filtraciones internas y es muy usado en presas de tierra. El efecto de una capa de drenaje inclinado es interceptar completamente las filtraciones a través de la presa, independientemente del grado de estratificación o del tipo de material aguas arriba o aguas abajo del dren. El uso de este tipo de drenes permite que una parte de aguas abajo sea construida con cualquier material con la resistencia adecuada independientemente de la permeabilidad. Cuando son usados entre un núcleo impermeable y un revestimiento permeable, también sirve como filtro para evitar la migración de los finos. Si la diferencia en graduación entre el material impermeable y el permeable es muy grande, el dren deberá ser diseñado como filtro graduado. Drenes inclinados deben estar unidos a drenes horizontales para proveer una salida al agua recolectada por las filtraciones como se muestra en las Figuras 3.13b y 3.13c.

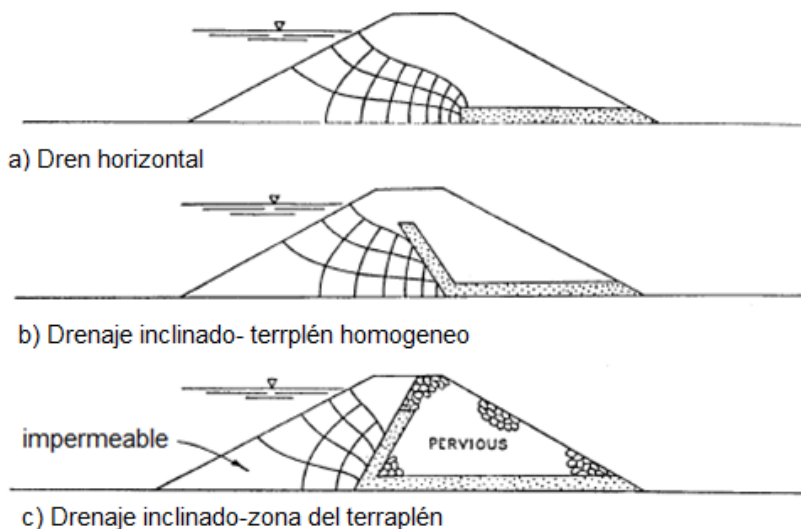


Figura 3.13 Uso de drenajes horizontales e inclinados para el control de filtraciones a través de un terraplén (USACE, 2000)

El diseño de un pie de talud aguas abajo permeable y drenes horizontales e inclinados deben asegurarse de tener el ancho y la permeabilidad suficientes para transmitir filtraciones sin tener pérdidas apreciables de carga hidráulica y al mismo tiempo prevenir la migración de partículas finas. El diseño de drenaje debe de satisfacer los criterios de diseño elegido.

3.4.4 Filtros de protección en conductos existentes

Numerosas presas existentes, tanto grandes como pequeñas, originalmente se construyeron con conductos de salida pero sin filtros de protección alrededor de ellos. Cuando existe algún problema debido a un pobre comportamiento de un conducto existente o cuando un filtro *chimenea* se agrega a un terraplén existente, colocar un filtro protector alrededor del conducto generalmente ayuda a asegurar un buen comportamiento del mismo. Los conductos sobre suelo de cimentación requieren un filtro de protección alrededor de todo el conducto. Cuando se instala un conducto y éste solamente se protege con un filtro que cubre sus lados y la parte superior, provoca vulnerabilidad en la parte del contacto con la cimentación, esto originaría una situación idónea para ocasionar erosión hasta formar un canal de tubificación, sirviendo como techo de dicho canal la parte inferior del conducto. Es necesario utilizar métodos confiables para la colocación de un filtro debajo de un conducto, debido a que cualquier brecha o área suelta provocará que la protección sea inútil. Algunos métodos inaceptables para colocar filtros debajo de conductos se resumen en la Tabla 3.3. Para proveer de un buen contacto entre el filtro y la parte inferior de un conducto, el conducto debe removerse y reconstruirse después de haber colocado el filtro.

Tabla 3.3 Métodos inaceptables para agregar filtros debajo de conductos (USB, 2011)

Método	Discusión
1.- Excavar debajo de la mitad del conducto y después rellenar con material del filtro. Después excavar y rellenar la otra mitad.	El material del filtro no podrá tener la suficiente compactación para prevenir asentamientos una vez que la superficie freática aumente.
2.- Excavar, cortar una sección del conducto, colocar el filtro, reemplazar la sección de conducto que se quitó y reemplazar el suelo excavado.	Al momento de cortar el refuerzo de conductos de concretos reforzados, la resistencia tangencial se pierde.
3.- Después de colocar el filtro utilizando uno de los métodos anteriores, inyectar una lechada desde el interior del conducto para llenar cualquier vacío entre la parte inferior del tubo y la parte superior del filtro.	Operaciones de inyección de lechadas no deben realizarse adyacentes a los filtros porque estos pueden llegarse a contaminar. Esto hace inútil al filtro.

Generalmente, se recomiendan dos ubicaciones estratégicas para instalar filtros alrededor de conductos existentes:

- a) La ubicación preferente es cerca del centro de línea de la presa. Debido a que mayor carga va a proveer mayor esfuerzo de confinamiento que mantendrá al filtro en contacto con el conducto y además tendrá mayor resistencia en contra del fracturamiento hidráulico.
- b) Cercano al pie del talud aguas abajo también es aceptable

Agregar un filtro de protección cerca de la línea central de la presa requiere que se remueva una porción significativa del terraplén, incluyendo la cresta, y bajar el nivel de agua del embalse. Si el nivel de operación del embalse se tiene que mantener durante la construcción, este método es inaceptable.

Capítulo 4. Criterios de diseño de filtros

Es frecuente que el fenómeno de tubificación también se inicie en los contactos entre los miembros estructurales rígidos de la cortina y los materiales del suelo de cimentación susceptibles a la erosión, y más si los materiales están mal compactados. Ésta es una de las principales razones por las cuales se han presentado muchas fallas de presas (p. ej., a lo largo de las tuberías que atraviesan la cortina o a lo largo de las paredes de los vertedores). Este problema fue el que se presentó precisamente en la presa El Batán, localizada cerca de la ciudad de Querétaro (presa que se analiza en esta tesis).

Usualmente, las presas se componen de un material de transición (enrocamiento, boleos, etc.), un material arenoso y un núcleo impermeable, cuando hay ausencia del material de transición, el contenido de finos del material arenoso (filtros) debe de ser menor que 5%. La granulometría de los filtros y procedimientos de compactación se determinan a través de pruebas de laboratorio siguiendo los criterios establecidos en la literatura. Hasta hace varios años los filtros se construían con materiales granulares naturales, pero recientemente se han utilizado materiales sintéticos (geotextiles) con el mismo propósito.

4.1 Espesor de filtros

Los espesores mínimos recomendados para filtros son (Flores *et al.*, 2001):

- a) Si la construcción es manual, el espesor mínimo es de 0.5 m.
- b) Si se utiliza maquinaria en la construcción, el espesor debe ser mayor que 1.0 m.
- c) Para una altura de 50 m, el espesor debe variar entre 2.0 y 4.0 m.
- d) Para una altura variable de 70 a 80 m, el espesor puede variar entre 4.0 y 6.0 m.

Cuando el filtro o parte de él está en contacto con laderas, su espesor debe aumentar en esa zona. El espesor puede disminuirse o aumentarse con respecto a un diseño estándar, dependiendo de la rigurosidad de los requerimientos granulométricos. El espesor debe aumentarse en zonas sísmicas (el aumento del espesor del filtro depende de los parámetros sísmicos tomados en cuenta para el diseño).

Los filtros deben colocarse aguas arriba y aguas abajo de la presa. Cuando la granulometría del corazón impermeable es muy diferente a la del material de respaldo, se puede usar más de una capa de filtros (filtros graduados).

Los criterios de diseño de filtros se pueden agrupar en función del tipo de suelo por proteger:

Suelo granular uniforme: Para que un suelo granular sea uniforme su coeficiente de uniformidad debe ser menor que 6, que constituye la condición para evitar la ausencia de la fracción gruesa (grava o arena) o de la fracción fina (USSCS, 1994). Los criterios de filtros clásicos están enfocados a este tipo de suelo (p. ej., el criterio de Terzaghi, que usualmente se toma como referencia de los criterios para el diseño de filtros).

Suelo granular no uniforme: Si el suelo es mal graduado (coeficiente de uniformidad mayor que 6) los criterios para material uniforme deben modificarse. Los suelos en los que su curva granulométrica es discontinua (tienen solo la fracción fina y la fracción gruesa). Estos suelos están sujetos a percolación de agua, la fracción fina puede emigrar, el suelo no tiene estabilidad interna. Este fenómeno se presenta incluso en suelos bien graduados. Entre más alto es el coeficiente de uniformidad, el suelo tiende a ser menos autoestable. Existen varios criterios para determinar si un suelo es autoestable (Brauns, 1990): un suelo es autoestable si se cumplen simultáneamente los criterios siguientes:

$$\frac{d_{85}}{d_{50}} \leq 5, \frac{d_{50}}{d_{35}} \leq 5, \frac{d_{35}}{d_{15}} \leq 5 \quad (4.1)$$

Donde:

d_x (x=15, 35, 50, 85) = diámetro del material del filtro, correspondiente al x% en peso de la curva granulométrica.

Cuando el suelo no es autoestable, se debe de aplicar los criterios de filtros para suelos uniformes, solo para la parte fina del suelo.

Suelo cohesivo: Si se tiene un suelo cohesivo el criterio no debe de ser puramente geométrico como se realiza para materiales granulares. Lo importante para estos suelos es detectar a tiempo si el suelo es dispersivo (característica asociada a las propiedades fisicoquímicas del suelo), pero si el suelo no es dispersivo, se puede adaptar a un criterio puramente geométrico (Sherard *et al.*, 1984).

4.2 Propósito de los filtros

Los filtros se sitúan en zonas de terraplén, cimentaciones o inclusive en estructuras hidráulicas para dos propósitos básicos:

- 1) Para interceptar el flujo de agua a través de grietas o fisuras que existan en el suelo base y bloquear el movimiento de las partículas de suelo erosionables, que pretendan cruzar el filtro. Las partículas de suelo son atrapadas en la cara del filtro, reduciendo el flujo de agua hacia las grietas o fisuras, previniendo una mayor erosión y además evitar que las grietas y fisuras desarrollen un mayor tamaño.
- 2) Para interceptar el flujo de agua a través de los poros del suelo base, permitiendo el paso del agua mientras las partículas del suelo base no se muevan. Si se producen gradientes hidráulicos lo suficientemente altos para producir velocidades de descarga erosivas en el suelo base y además la obra carece de filtros, es muy probable que se presente el fenómeno de tubificación.

Además sirven como una zona de rigidez intermedia entre el corazón, respaldo y/o transición cuyas rigideces son muy distintas.

La combinación de filtros y drenes es la más usada. Los filtros son diseñados para que funcionen como filtro y dren a la vez (Association of state dam safety oficial, 2004).

Los términos de filtro y dren se usan a veces de manera intercambiable. Algunas definiciones clasifican los filtros y drenes por su función. En este caso, los filtros deben retener el suelo protegido y tener una permeabilidad mayor que el mismo, pero no necesitan tener un flujo en particular o una cierta capacidad de descarga puesto que el flujo es perpendicular a la

interfaz entre el suelo protegido y el filtro. Los drenes, además de satisfacer los requisitos de los filtros, deben tener una capacidad de descarga adecuada ya que éstos colectan las filtraciones y las conducen a un punto o área de descarga (López-Acosta, 2015).

4.3 Diseño de filtros

Todo filtro debe cumplir con tres condiciones:

- Condición geométrica:** El filtro debe impedir el paso de las partículas del suelo que trata de proteger; por lo tanto debe existir una relación entre el tamaño de los granos del suelo por proteger y los espacios o poros del filtro.
- Condición hidráulica:** El filtro debe ser suficientemente permeable para que no se acumulen presiones de agua y resistente contra las fuerzas de flujo de agua. En ese caso, se dice que el filtro debe operar como un buen dren.
- Condición de estabilidad:** Las partículas del filtro no deben emigrar y por lo tanto, su estructura debe mantenerse siempre estable. Esta condición se puede cumplir haciendo que el material del filtro sea relativamente uniforme. Cumpliendo con límites en el coeficiente de uniformidad de sus materiales. Un límite superior de $C_u < 10$ y un límite inferior de $C_u > 1.5$. Pero si reducimos el límite superior a un valor de $C_u < 6$, además de cumplir con la condición de estabilidad y el requisito de uniformidad, se cumple la condición para evitar la segregación.

De estas condiciones sin duda la más importante es la geométrica, ya que mediante ella se satisface la función primordial de un filtro, que es la protección contra problemas de erosión interna y tubificación (Flores, 2000).

4.3.1 Límites en el diseño de filtros

Los límites en el diseño de filtros se refieren a los tamaños máximos y mínimos que deben cumplir cierto tipo de partículas que vayan a formar parte de él. Se consideran dos tipos de fronteras o límites, la frontera de los materiales más finos (límite inferior) y la frontera de los materiales más gruesos (límite superior), estos límites deben trabajar en conjunto para obtener un buen diseño de un filtro (ver Figura 4.1).

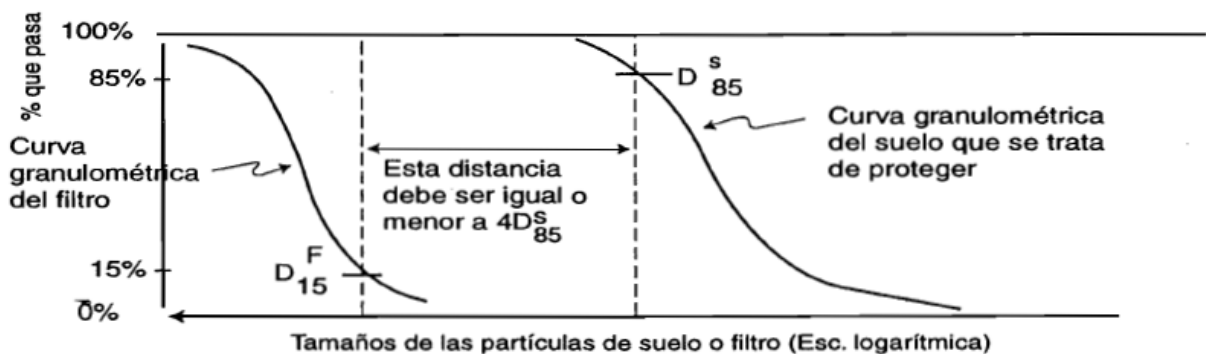


Figura 4.1 Primer requisito de Terzaghi para el diseño de filtros (Flores, 2000)

4.3.2 Criterios de diseño

Existen varios criterios para satisfacer las condiciones antes señaladas, principalmente las que se refieren a los aspectos hidráulico y geométrico; casi todos ellos son esencialmente empíricos

y están basados principalmente en la distribución de tamaños de partículas del filtro y del material base.

4.3.2.1 Criterio de Terzaghi

Uno de los criterios de diseño de filtros más conocidos y usados es el de Terzaghi (1922), el cual, se establece mediante la siguiente expresión:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad (4.2)$$

Donde:

D_{15} = diámetro del material del filtro, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica; este diámetro se conoce también como diámetro característico.

d_{15} = diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.

d_{85} = diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 85% en peso de la curva granulométrica.

La parte izquierda de la de la desigualdad, llamada *relación de tubificación*, indica la condición geométrica, la cual significa que las partículas pequeñas del suelo base (suelo a proteger), no podrán pasar dentro del filtro, si la relación de diámetros D_{15}/d_{85} es menor a 4.

La parte de la derecha de la desigualdad corresponde a la *condición hidráulica*, la cual señala que el diámetro característico del filtro D_{15} debe ser mayor a cuatro veces el diámetro característico del suelo d_{15} ; si se toma en cuenta que la permeabilidad es proporcional al cuadrado de estos diámetros característicos, al cumplirse esta desigualdad quiere decir que se tendrá una permeabilidad mayor en el filtro (alrededor de 16 veces) con respecto a la del suelo por proteger.

Tabla 4.1 Recomendaciones para que se cumplan simultáneamente los dos criterios de Terzaghi (Boletín 95 de ICOLD, 1994)

	Recomendación
1	Evitar la segregación durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación del material de filtro. La granulometría del filtro debe de tener la uniformidad suficiente de manera que, con el cuidado apropiado en campo, la segregación sea evitada al colocarse en el sitio, en especial en la interfaz con los materiales adyacentes.
2	Evitar el cambio en la granulometría (rompimiento de granos o degradación) durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación; o evitar la degradación con el tiempo debido a ciclos de helada y deshielo o flujo de agua. Las partículas del material del filtro deben ser resistentes al desgaste y durables.
3	No debe haber cohesión real o aparente, o la posibilidad de cementación como consecuencia de acciones físico-químicas o biológicas. El filtro debe permanecer sin cohesión de manera que no exista la posibilidad de agrietamiento, a pesar de que la zona del corazón impermeable adyacente pueda experimentar algún daño por agrietamiento.
4	Debe ser internamente estable, es decir, la fracción gruesa del filtro con respecto a la fracción fina debe cumplir con el criterio de tubificación.
5	Tener suficiente capacidad de descarga de manera que el agua que entra al sistema de filtro sea desalojada rápidamente o con seguridad, con poca pérdida de carga. En este sentido los drenes de chimenea y los horizontales deben diseñarse con una amplia capacidad de descarga. Los filtros y drenes deben diseñarse considerando el peor de los escenarios, como puede ser el rompimiento del corazón impermeable, fracturamiento hidráulico o segregación en el corazón impermeable.

Con el fin de tomar en cuenta la condición de estabilidad del filtro, se sugiere complementar el criterio de Terzaghi requiriendo que el coeficiente de uniformidad del filtro, U^f , se encuentre entre los siguientes límites:

$$2 < U^f = \frac{D_{60}^f}{D_{10}^f} \leq 5 \quad (4.3)$$

Existe un requisito adicional hidráulico que deben cumplir los filtros según otros criterios (Lubochkov, 1955; COMECON, 1969), el cual enuncia que la velocidad máxima esperada a la salida del mismo ($V_{MÁX}$), sea menor a la crítica del agua dentro del filtro (V_{cr} , máxima velocidad del agua permisible a través del filtro sin que se dañe su estructura). Esto quiere decir que aunque la permeabilidad del filtro sea la adecuada para asegurar que el filtro no permitirá el paso de las partículas del suelo a proteger, la velocidad de salida puede ser lo suficientemente grande para que cause la falla de la sección del filtro en la cara de salida. Este requisito se puede expresar diciendo que, en cualquier punto de la cara de salida del filtro, se debe de cumplir:

$$\frac{V_{cr}^f}{V_{máx}} \geq F \quad (4.4)$$

V_{cr} se puede calcular a la salida del filtro mediante las siguientes expresiones:

- a. Cuando no existe tirante de agua a la salida del filtro:

$$V_{cr} = k \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_w} * \frac{\tan \phi - \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (4.5)$$

- b. Cuando existe tirante de agua en la cara de salida:

$$V_{cr} = k \cos \beta \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_w} \left[1 - \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \right] \quad (4.6)$$

Donde:

- β = ángulo que forma el talud del filtro con la horizontal.
- γ_m = peso volumétrico del material del filtro.
- γ_w = peso volumétrico del agua.
- k = coeficiente de permeabilidad del filtro.
- ϕ = ángulo de fricción interna del material del filtro.
- F = factor de seguridad.
- $V_{máx}$ = velocidad máxima esperada a la salida del filtro.

Combinando las dos condiciones anteriores, se puede saber si es o no necesario que el espesor total del filtro esté constituido por más de una capa de material, en cuyo caso se tiene lo que se llama filtros graduados o filtros de varias capas.

4.3.2.2 Criterio de Bertram (1940)

El primero que realizó una investigación experimental fue Bertram (1940), en la Universidad de Harvard. Bertram encontró que las recomendaciones de Terzaghi (1922) eran muy conservadoras. Por ejemplo, la relación D_{15}/d_{85} pudiera tener valores mayores de 5 ó 10 y aun

así que no se produjera tubificación. Sin embargo, Bertram estableció la siguiente expresión para fines de diseño:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 < \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad (4.7)$$

La ecuación de Bertram y la de Terzaghi solo difieren en el valor de comparación que es 4 (Terzaghi) y 5 (Bertram), razón por la cual ambas expresiones se consideran representativas del criterio de Terzaghi.

Para el caso de cortinas de tierra, bordos de bajo riesgo o estructuras hidráulicas no muy importantes, el cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (USACE, 2000) recomienda utilizar la ecuación de Terzaghi junto con las recomendaciones dadas por la ICOLD (1994), con el fin de evitar la segregación de partículas durante la construcción, el taponamiento y la inestabilidad de los filtros.

Además, Cedergren (1973) dio unos requisitos adicionales que debe de satisfacer un filtro en obras de mayor importancia:

- a) Evitar la tubificación del material; este requisito queda establecido por la siguiente desigualdad, de la cual se obtiene el valor $D_{15\text{máx}}$:

$$D_{15\text{máx}} < 5d_{85} \quad (4.8)$$

- b) Requisito hidráulico o permeabilidad, mediante el cual se garantiza que el filtro permitirá el flujo libre del agua y habrá control de las fuerzas de flujo y de las presiones hidrostáticas. Está representado por la siguiente desigualdad, de la cual se obtiene el valor $D_{15\text{mín}}$:

$$D_{15\text{mín}} > 5d_{15} \quad (4.9)$$

De esta forma queda establecido el D_{15} máximo y el D_{15} mínimo según el criterio original de Terzaghi, a partir de los cuales se trazan los rangos de las curvas granulométricas del filtro y debieran ser aproximadamente paralelas a la curva granulométrica del suelo base y preferiblemente corresponder a un material “bien graduado”.

4.3.2.3 Criterio de Sherard y Dunnigan (1989)

Este criterio solo considera el diseño de filtros en contra de la erosión de partículas, lo que quiere decir que omiten diseñar cual es la permeabilidad necesaria para que funcione como dren.

Estos dos investigadores determinaron el tamaño de partículas para un filtro frontera D_{15b} para cada tipo de suelo, a partir del cual el material base que se analiza no experimentará erosión alguna debido al flujo del agua. Ellos realizaron sus pruebas en los siguientes cuatro grupos de suelos base:

- 1) Limos finos y arcillas que pasan la malla #200 en más de 85%.
- 2) Limos y arenas arcillosas, limos arenosos y arcillas que pasan la malla #200 entre el 40 y el 85%.

- 3) Limos, arenas arcillosas y arenas con gravas que pasan la malla #200 en sólo el 15% o menos.
- 4) Los suelos intermedios que se encuentran entre los grupos dos y tres.

El equipo utilizado se muestra en la Figura 4.2. Mediante dicho equipo se logró definir el valor único D_{15b} para cada uno de los grupos señalados. En la tabla 4.2 se muestran los límites de filtros determinados por la prueba NEF (siglas en ingles de “filtro no erosionable”).

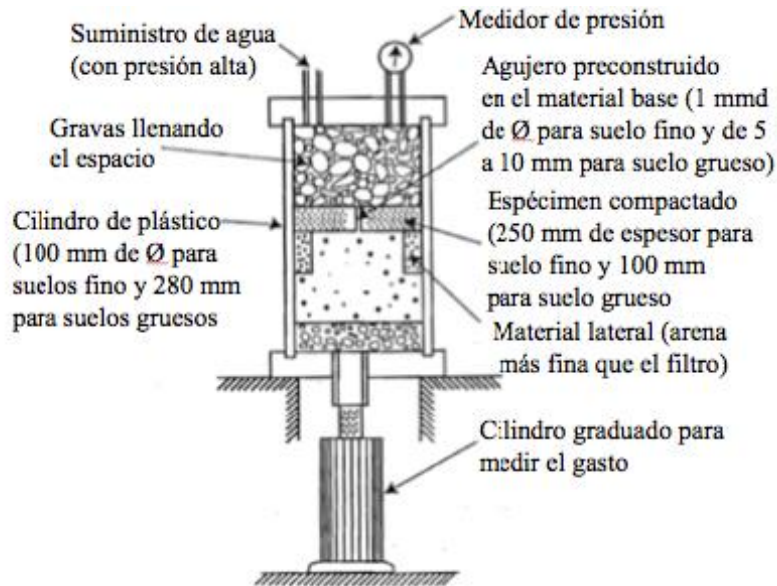


Figura 4.2 Aparato para realizar la prueba filtro no erosionable (NEF)(Sherard y Dunnigan, 1989)

Tabla 4.2 Determinación de los límites de filtros (D_{15}) para diferentes contenidos de finos, según los cuatro grupos de suelos base, acorde con la prueba NEF de Sherard y Dunnigan (1989)

Grupo de suelo	Contenido de finos (%) en la malla 200	Límite del filtro (D_{15b}) determinado en la prueba NEF
1	85-100	$D_{15} \leq 9d_{85}$ pero no menor que 0.2mm
2	40-85	$D_{15} = 0.7\text{mm}$
3	0-15	$D_{15} \leq 4d_{85}$
4	15-40	$D_{15} \leq (40 - (A/40) - 15)(4d_{85} - 0.7\text{mm}) + 0.7\text{mm}$

Los valores de d_{85} , excepto para los suelos del grupo 3, son basados en un ajuste matemático o reclasificación en el suelo base de modo que el 10% de la muestra pasa la malla #4(4.75 mm). Para los suelos del grupo 3, el d_{85} puede basarse en el total del suelo sin ninguna reclasificación. El valor de A, en la ecuación para los suelos del grupo 4, es el porcentaje del suelo base que pasa la malla #200 (0.075 mm) después de cualquier reclasificación.

Los resultados de la investigación realizada por Sherard *et al.* (1989) muestran que:

- Una pequeña variación en el porcentaje de humedad al momento de compactar, no influyen significativamente en el comportamiento.

- La prueba de NEF puede ser utilizada para definir el tamaño límite del filtro, D_{15B} , (Tamaño límite en el cual se separan las partículas que son susceptibles a erosionarse y las que no).
- Las pruebas realizadas con filtros un poco más gruesos que lo establecido, presentan erosión visible.
- Muestran que el tamaño de partícula del filtro D_{15} es una buena medición cuantitativa de los tamaños de poro para prevenir que las partículas de suelo se erosionen. Con ello, la habilidad de que una arena y grava normal actúen como filtro está perfectamente definida por ese mismo valor.
- Un importante descubrimiento fue que solo existe un valor único para el límite del filtro, D_{15b} , para cada suelo base y puede ser definido por la prueba NEF con una precisión del orden de 0.1 mm.
- El valor límite D_{15b} del filtro determinado mediante la prueba NEF (non erosión filter) para cada suelo impermeable es un valor único, que puede ser considerado una propiedad fundamental del suelo en el mismo sentido que los límites de Atterberg o los parámetros de la envolvente de resistencia al corte.
- En cualquier otra prueba de laboratorio aceptable que presente un valor D_{15} menor que D_{15b} , esto puede significar que se presente erosión en la base del material.

Donde:

D_{15} = diámetro del material del filtro, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.

D_{15B} = tamaño D_{15} de las partículas de filtro encontrado para ser el límite en las pruebas para separar las eficaces de las no eficaces.

D_{15b} = tamaño D_{15} de las partículas del filtro encontrado en las pruebas de NEF para ser el límite entre las pruebas eficaces y las no eficaces para cualquier suelo base, donde se define eficaz como la prueba que no presenta erosión visible.

d_{85} = diámetro del material del suelo base, correspondiente al 85% en peso de la curva granulométrica.

4.3.2.4 Criterio del USSCS (1994)

Uno de los criterios más utilizados actualmente en los Estados Unidos y en otros países desarrollados, es el USSCS (United States Soil Conservation Service, 1994), el cual trata de satisfacer los dos requisitos de Terzaghi señalados antes.

Los estudios de filtros hechos por el laboratorio, demuestran que los filtros graduados diseñados de acuerdo con este criterio, sellarán las grietas. El sellado comenzará cuando el agua empiece a fluir a través de la grieta y arrastre las partículas de los lados de las aberturas.

Los diseños de filtros además de flujo establecido o erosión interna a través de las grietas, en sus consideraciones de diseño deben tomar en cuenta que el filtro tiene que tener el ancho suficiente para compensar la potencial segregación y contaminación durante la etapa de construcción. Además también debe tener el espesor suficiente para que las grietas no se extiendan a través del filtro durante cualquier posibilidad de tener asentamientos diferenciales.

Para prevenir movimientos de partículas, provenientes del filtro, a través del material drenante, dicho material debe ser diseñado para tener una graduación adecuada y evitar este problema. Si se tiene un tubo colector con perforaciones, dichas perforaciones deben ser adecuadamente diseñadas para evitar el paso de partículas de suelo hacia el interior del tubo.

La Figura 4.3 presenta el diagrama de los pasos a seguir para el diseño de filtros utilizando el criterio de la USSCS (1994).

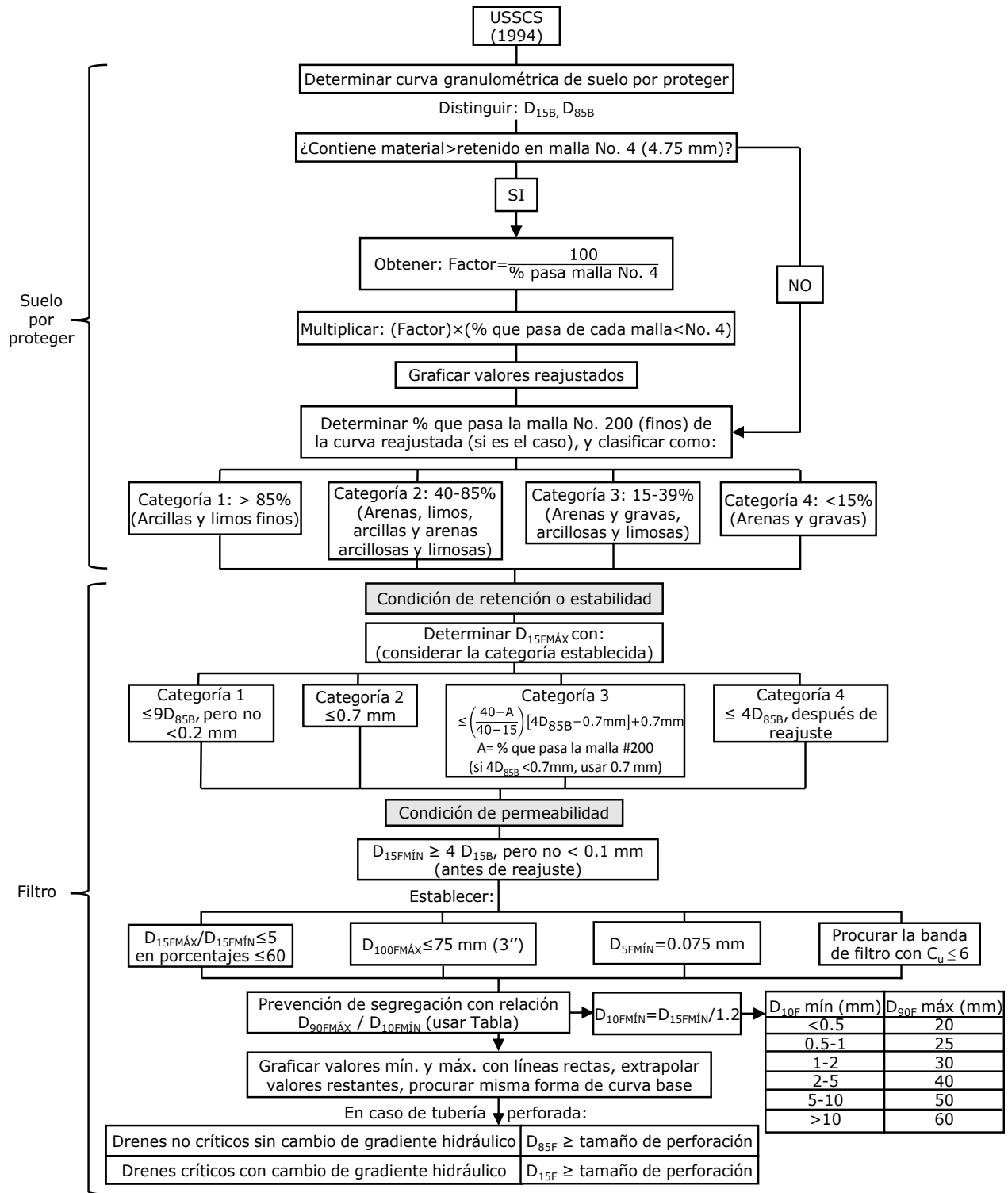


Figura 4.3 Diagrama de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USSCS (1994) (López *et al.*, 2014)

4.3.2.5 Criterio de USACE (2004)

La Figura 4.4 presenta el diagrama de los pasos a seguir para el diseño de filtros utilizando el criterio USACE (US Army Corp of Engineers, 2004).

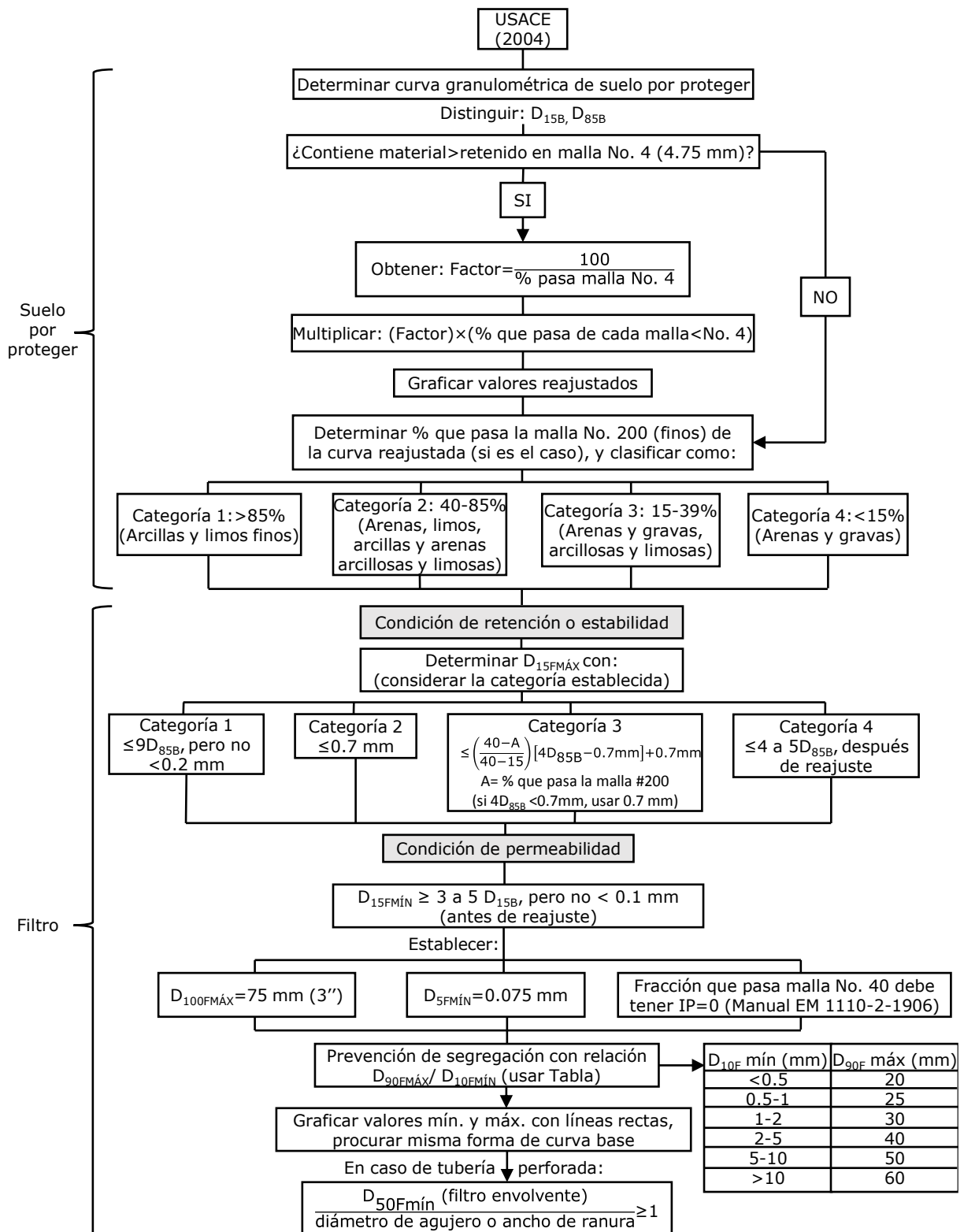


Figura 4.4 Diagrama de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USACE (2004) (López *et al.*, 2014)

4.3.2.6 Criterio de la USBR (2011)

La Figura 4.5 presenta el diagrama de los pasos a seguir para el diseño de filtros utilizando el criterio USBR (United States Bureau of Reclamation, 2011).

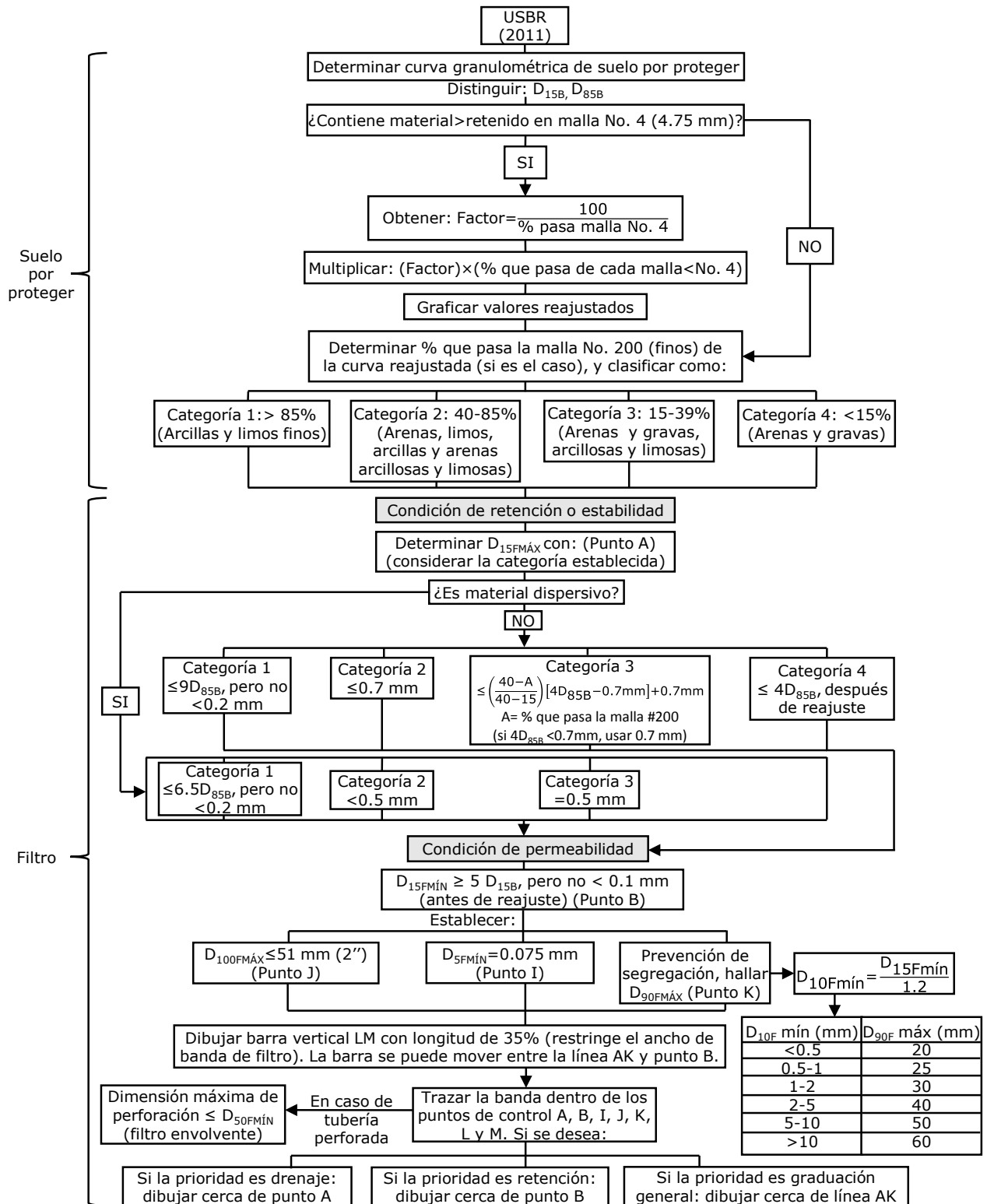


Figura 4.5 Diagrama de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USBR (2011) (López et al., 2014)

4.3.2.7 Criterio de Foster y Fell (2001)

Foster y Fell (2001) basados en análisis de resultados determinaron que el criterio de NEF propuesto por Sherard y Dunnigan (1989) era conservador y por tanto, se involucraba un factor de seguridad al aplicarlo en el diseño de nuevas presas.

Partiendo que el comportamiento de un filtro, definido a través de su D_{15}^F , existen las fronteras señaladas en la Figura 4.6.

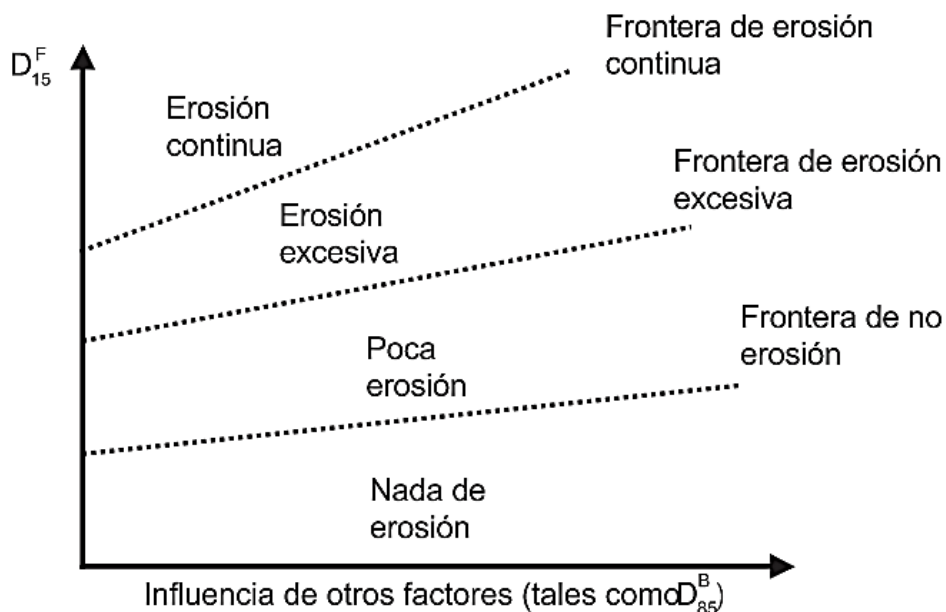


Figura 4.6 Desarrollo conceptual de los límites de erosión para una prueba de filtro (Foster y Fell 2001)

Basados en los resultados de varias pruebas de laboratorio que estos autores efectuaron en la UNSW (University of New South Wales), y utilizando un equipo muy similar al usado por Sherard y Dunnigan (1989), definieron estas fronteras de la siguiente manera:

- Frontera sin erosión: frontera debajo de la cual prácticamente el filtro no permite erosión alguna (el peso de las partículas del suelo base que se remueve en la prueba es menor a 10 g del peso de la muestra original).
- Frontera con excesiva erosión: frontera donde el filtro se llega a sellar después de haber dejado pasar una cierta cantidad de material base (del orden de 100 g).
- Frontera de erosión continua: frontera en la cual el filtro permite que en forma más o menos continua exista erosión del material base a través de él.

Foster y Fell (2001) hacen la siguiente clasificación del comportamiento de filtros, en función de los resultados de las pruebas antes mencionadas:

1. Filtro que sella sin erosión: en el cual se produce un sellado rápido después de existir una fuga concentrada de agua, sin ningún potencial de daño.
2. Filtro que sella con algo de erosión: El sellado se obtiene después de haber producido un cierto daño y donde la fuga del agua se incrementó en forma moderada.
3. Filtro con sellado parcial o sin sellado, con erosión grande debido a la presencia de una fuga de agua, con potencial de grandes pérdidas por erosión y grandes incrementos en

la fuga del agua, así como desarrollo de colapsos de material en la corona y túneles a través del corazón impermeable.

En el caso de la presa El Batán, de acuerdo con los resultados presentados por Ramírez-Reynaga (2003), la clasificación del sellado posiblemente se encuentre dentro de la número 3.

4.4 Aspectos constructivos

Con el propósito de evitar el fenómeno de tubificación, se deben seleccionar materiales que sean resistentes a la erosión y/o dispersividad debido al paso del agua y tener un control adecuado de la homogeneidad (porcentaje de humedad) de los materiales durante el proceso de construcción. Cedergren (1973) da las siguientes recomendaciones:

- No permitir tamaños de 2" en la capa de material grueso en los drenes de varias capas.
- No permitir un rango amplio en el tamaño de las partículas en las capas de los filtros, esto con el fin de evitar la segregación de los materiales.
- El material debe de estar saturado al instante de colocarlo y compactarlo; de otra manera el material puede sufrir segregación fácilmente.
- Evitar que los filtros se contaminen con los finos que sueltan las llantas del equipo de construcción o finos provenientes de las laderas debido al escurrimiento provocado por la lluvia.
- Evitar usar arenas de un mismo diámetro como material constitutivo en los filtros, ya que dichos materiales tienen poca resistencia a ser removidos cuando existe un agujero, una grieta o a través de las juntas abiertas de las formaciones rocosas.
- Tener un minucioso control de calidad al momento de colocar y compactar los filtros y drenes.

Durabilidad y calidad

La durabilidad y calidad del material van de la mano. Preocupaciones con estas características se asocian a la ruptura de las partículas durante la construcción o degradación a largo plazo. Después de dejar el banco de materiales, las partículas de suelo pueden romperse durante los procesos de manejo y colocación. Mediante maquinaria colocan el material formando largas pilas de almacenamiento, los cuales son transportadas en camiones, al llegar al sitio en construcción se tienden en una capa delgada de espesor uniforme y por último se compacta con rodillos de tambor liso. Cada una de estas operaciones puede causar rupturas en las partículas de suelo. Estos daños sufridos por el material llevan a que exista una diferencia entre el material que salió de la planta procesadora y el material que es colocado en la presa. Normalmente el material del filtro requiere que su porcentaje de finos sea menor al 5%, medido después de la compactación. Normalmente el porcentaje de finos que se produce por ruptura (procesos de obtención, transporte, colocación y compactación) es de 1 a 2%.

La cantidad de ruptura está en función de la durabilidad de la materia prima, si algún método de ruptura fue el utilizado para obtener la materia prima, y la cantidad de manipulación entre el banco de materiales y la obra. El fenómeno de ruptura es más preocupante en partículas de grano pequeño, las cuales son utilizada para la construcción de filtros, que en las partículas de grano alargado que se utilizan para la construcción de drenes.

El material utilizado para construir filtros y drenes debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- Limpio
- Duro
- Durable
- Ser un agregado denso
- Libre de cualquier recubrimiento
- Debe de ser sometido a pruebas de laboratorio para evaluar si es apropiado para ser usado
- Libre de finos

Nota: Las pruebas de granulometría deben realizarse antes y después de la compactación para asegurar que el material cumple con las especificaciones requeridas y no contenga una cantidad excesiva de finos.

4.5 Uso de geotextiles como filtros

Los geosintéticos son productos de plástico, a los cuales se les encontró aplicación en el área de construcción de la ingeniería civil en los años recientes.

El interés en abordar este tema es explorar el uso de geosintéticos en aplicaciones de la ingeniería en las cuales intervengan filtraciones. Específicamente, el intento es enfocarse en los procesos de filtración y de drenaje, además de estudiar los geosintéticos como una alternativa de filtro en presas de tierra y enrocamiento.

Los geotextiles son materiales versátiles, que cumplen con gran número de funciones en aplicaciones de la ingeniería geotécnica: a) filtración, b) drenaje, c) separación, d) refuerzo, e) barrera, y f) protección.

Las propiedades de los geosintéticos requeridas en la filtración y drenaje recaen predominantemente en el diseño hidráulico y sus requerimientos de construcción y longevidad.

Tabla 4.3 Criterios importantes y propiedades principales requeridas para la evaluación de geosintéticos (modificado de Reddi, 2003 [adaptado de Holtz *et al.*, 1998])

	Requerimientos de diseño	Propiedad	Función					
			Filtración	Drenaje	Separación	Refuerzo	Barrera	Protección
Características hidráulicas	Capacidad de flujo	Permeabilidad	x	x	x	x	x	-
		Transmisividad	-	x	-	-	-	x
	Resistencia a la tubificación	Tamaño aparente de abertura	x	-	x	x	-	x
	Resistencia al sellamiento	Porimetría	x	-	-	-	-	x
Flujo a largo plazo		x	-	-	-	-	x	
Durabilidad	Resistencia a la abrasión	Bloqueo alternativo por abrasión	x	-	-	-	-	-
Requerimientos de construcción	Resistencia a la tensión	Fuerza de agarre	x	x	x	x	x	x
	Resistencia de la costura	Fuerza de agarre	x	x	x	-	x	-
	Resistencia de ruptura	Fuerza de ruptura	x	x	x	x	x	x
	Resistencia a la perforación	Punción de varilla	x	x	x	x	x	x
	Resistencia al desgarro	Desgarro trapezoidal	x	x	x	x	x	x

El requisito de filtro descrito para suelos en los métodos anteriores también es aplicable al caso de geotextiles. Tanto los filtros granulares como los filtros de geotextiles deben cumplir con dos funciones: retención de partículas y permeabilidad.

En la Tabla 4.4 se muestran presas de diferentes alturas y años de construcción en las que se han incluido geotextiles en su construcción con distintas funciones.

Tabla 4.4 Algunas presas en las que se han incluido geotextiles en su construcción con distintas funciones (casos resumidos de ICOLD, 1986)

País y presa	Altura (m)	Año de construcción	Ubicación y función del filtro	Área (m ²)
Australia				
Ben Boyd	30	1976-1977	Bajo una capa de drenaje horizontal convencional. En el lado de aguas abajo del terraplén.	7000
Long Yang	41	1979	Filtro debajo del 'riprap' en la cara superior de la presa.	6500
Austria				
Gepatsch	153	1966	Protección de pendientes muy empinadas del embalse contra el arrastre de finos debido a la acción del oleaje.	8506 y 12000
Melk	29	1981	En pendientes debajo del 'riprap' como protección contra arrastre de finos debido a la acción del oleaje.	1000
Canadá				
Highland valley	----	---	Capa de dren superior e inferior a lo largo de la base de la presa.	----
Competence Barrages Hydro-Quebec	----	1977-1981	Ataguía No. 4- Filtro y transición entre corazón y enrocamiento	30000
Alemania				
Grosse Dhunn	----	----	Capa separadora entre el suelo de cimentación y enrocamiento. También trabajando como filtro, para prevenir migración de finos hacia el enrocamiento.	----
Finlandia				
Maaria	----	1980	Filtro entre corazón de arcilla y zona de transición de grava arenosa.	6500
Vajukoski	-----	1982-1984	Filtro entre corazón de morrena y enrocamiento.	23000
Sudáfrica				
Hans Strijdom	56	1975-1980	En las caras de aguas arriba y aguas abajo del corazón central, entre el corazón y los filtros de arena, con la finalidad de remplazar los filtros naturales para proteger el material pobre del corazón.	72000

4.5.1 Criterio de retención

Similar a los filtros de material granular, la capacidad de los geotextiles para retener las partículas de suelo se evalúa comparando los tamaños de los poros de los geotextiles con el tamaño representativo de una partícula de suelo. Diversas investigaciones utilizan el tamaño de abertura del geotextil, O_{95} , O_{50} , O_{90} , ó O_{15} (medidos usando el método de tamices) y los D_{85} , D_{50} ó D_{15} para las partículas del suelo. Holtz *et al.* (1998) resumieron estos estudios y sugirieron la siguiente relación para el criterio de retención:

$$AOS \cdot u \cdot O_{95(\text{geotextil})} \leq BD_{85(\text{Suelobase})} \quad (4.10)$$

Donde:

AOS= tamaño de abertura aparente (Apparent Opening Size).

O_{95} = abertura en la que 95% del peso de las partículas se retiene en el geotextil (denominado también como: *tamaño de abertura del filtro geotextil*).

D_{85} = diámetro característico del material base (suelo por proteger) correspondiente al 85% de la curva granulométrica.

B= coeficiente adimensional en un rango de 0.5 a 2.

B es una función del tipo de suelo que será filtrado, su densidad, el coeficiente de uniformidad (C_u , si el suelo es granular), el tipo de geotextil (tejido o no tejido) y las condiciones de flujo. En un suelo con menos de 50% que pasa la malla #200 (finos, 0.075 mm), el coeficiente B es función solamente de C_u ; y en un suelo con más de 50% que pasa la malla #200 (finos, 0.075 mm), B es función de los parámetros del geotextil. Los valores recomendados para B están mostrados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Valores del coeficiente B para ser utilizados en el criterio de retención (adaptado de Holtz *et al.*, 1998)

Tipo de suelo	C_u	Tipo de geotextil	B
Arenas y arenas con grava	$C_u \leq 2$ o ≥ 8	Todos	1
Arenas limosas o arcillosas	$2 \leq C_u \leq 4$	Todos	$0.5C_u$
Arenas arcillosas	$4 < C_u < 8$	Todos	$8/C_u$
Limos y arcillas	No aplica	Tejido	1
		No tejido	1.8
		Ambos	AOS o $O_{95} \leq 0.3\text{mm}$

En aplicaciones donde prevalecen condiciones de flujo transitorio o periódico, como el caso de drenaje de pavimentos, $B=1$ puede no ser muy conservador y se recomienda un valor de $B=0.5$. Además, en suelos internamente inestables, el criterio expresado en la ecuación (4.10) no es aplicable, por lo que deben realizarse pruebas específicas de funcionamiento para determinar el criterio adecuado. Generalmente, los suelos bien graduados ($C_u > 20$), con curva granulométrica cóncava hacia arriba, tienden a ser internamente inestables (Kenney and Lau, 1985, 1986; Lafleur *et al.*, 1989). Luettich *et al.* (1992) proporcionan un conjunto integral de criterios de retención para geotextiles basándose en las propiedades de los suelos por retener, en los que la dispersividad del suelo, los límites de Atterberg y la curva granulométrica se utilizan para determinar dicho criterio de retención.

4.5.2 Criterio de permeabilidad y permitividad

En general, los geotextiles se escogen para tener mayor permeabilidad que los suelos, para que no se desarrolle una presión de poro excesiva.

El diseño implica primero determinar la conductividad hidráulica o permeabilidad del suelo base (material a proteger). Entonces se determina el gradiente hidráulico para la aplicación particular del suelo base. La permeabilidad mínima permisible del geotextil se determina entonces como (Giroud, 1982):

$$k_{geotextil} \geq i_s k_{suelo} \quad (4.11)$$

Donde:

$k_{geotextil}$ = permeabilidad del geotextil normal al plano.

i_s = gradiente hidráulico particular del suelo base (material a proteger).

k_{suelo} = permeabilidad del suelo base.

La permeabilidad de los geotextiles se puede obtener usando la siguiente fórmula:

$$k_{geotextil} = \psi_g t_g \quad (4.12)$$

Donde:

$k_{geotextil}$ = permeabilidad del geotextil normal al plano.

ψ_g = permitividad del geotextil (s^{-1}), proporcionada por el fabricante o por ensaye (ASTM D-4491; FEMA, 2008).

t_g = espesor del geotextil.

4.5.3 Criterio de resistencia al sellamiento (o criterio de porosidad)

El sellamiento de los geotextiles por partículas finas del suelo adyacente puede convertirse un problema a largo plazo que no puede ser resuelto con los criterios de retención, permeabilidad o permitividad.

Usualmente, se llevan a cabo *pruebas de filtración* y *pruebas de rendimiento* para evaluar el potencial sellamiento.

Giroud (2010) establece las siguientes recomendaciones para el criterio de resistencia al sellamiento en geotextiles:

- Usar el tamaño más grande de abertura que satisfaga el criterio de retención.
- Para geotextiles tejidos, usar un porcentaje de área abierta (POA, por sus siglas en inglés, es la relación del área de abertura del geotextil – el área abierta entre las fibras o hilos adyacentes – respecto a la superficie total del geotextil), mayor o igual que 10%, es decir, $POA \geq 0.10$.
- Para geotextiles no tejidos, usar una porosidad del geotextil mayor o igual que 55%, es decir, $n \geq 0.55$.

4.5.4 Criterio de espesor en geotextiles

Este criterio es propio de los geotextiles no tejidos. No es aplicable para los geotextiles tejidos ya que el paso entre fibras (constricción) de un geotextil tejido es uniforme, por lo tanto, el factor de espesor no altera el camino de filtración de una partícula pasando por el material. Los filtros de geotextiles no tejidos, tienen un tamaño de abertura que depende del espesor. Giroud (2010) realizó un análisis matemático para poder medir cuantitativamente el impacto del espesor de un geotextil no tejido; resultando la siguiente relación entre el tamaño de abertura del geotextil no tejido y el espesor del geotextil:

$$\frac{O_F}{d_f} \approx \frac{1}{\sqrt{1-n}} - 1 + \frac{10n}{(1-n)t_{GT}/d_f} \quad (4.13)$$

Donde:

O_F = tamaño de abertura del geotextil no tejido.
 t_{GT} = espesor del geotextil no tejido.
 d_f = diámetro de la fibra.
 n = porosidad del geotextil no tejido.

De la ec 4.13 se deriva una familia de curvas en las que se puede distinguir que para una porosidad dada el tamaño de abertura del geotextil no tejido, decrece mientras aumenta el espesor del mismo. La porosidad de un geotextil no tejido se puede calcular mediante la siguiente ecuación (Giroud, 2010):

$$n = 1 - \frac{\mu_{GT}}{\rho_f t_{GT}} \quad (4.14)$$

Donde:

n = porosidad del geotextil no tejido
 μ_{GT} = masa por unidad de área del geotextil
 ρ_f = densidad del material de fibra

Combinando las ecuaciones 4.13 y 4.14, se tiene:

$$\frac{O_F}{d_f} \approx \frac{1}{\sqrt{1-n}} - 1 + \frac{10n}{\mu_{GT}/(\rho_f d_f)} \quad (4.15)$$

El empleo de la ecuación 4.15 es preferible a la ecuación 4.13 cuando el espesor del geotextil no es conocido y la masa por unidad de área sí lo es. Basado en el mismo análisis, el número de constricciones a través de un filtro de geotextil no tejido, se calcula con la siguiente ecuación aproximada (Giroud, 2010):

$$N_{constricciones} \approx \frac{\mu_{GT}}{\rho_f d_f \sqrt{1-n}} \quad (4.16)$$

Para ser confiable, un filtro de geotextil no tejido debe tener un espesor que corresponda a por lo menos 25 constricciones. Este es el criterio de espesor. Es conveniente expresar el criterio de espesor en términos de número de constricciones, por lo que el criterio se expresa de una manera que es independiente de la porosidad del geotextil y del diámetro de la fibra.

Capítulo 5. Caso real de una presa susceptible de falla por erosión interna

En este capítulo se tratan los siguientes aspectos:

- ❖ Localización y características de la presa ‘*El Batán*’ en estudio.
- ❖ Incidente ocurrido.
- ❖ Medidas adoptadas.
- ❖ Evaluación del problema mediante modelado numérico:
 - Consideraciones generales.
 - Parámetros de los materiales constitutivos de la presa.
 - Definición de funciones hidráulicas de los materiales de la presa.
- ❖ Análisis efectuados:
 - Modelado de las condiciones reales a las que estuvo expuesta la presa.
 - Modelado de la presa en condiciones *ideales*, es decir, sin problemas constructivos y con buen diseño de filtros.
 - Modelado variando las características del núcleo (geometría y anisotropía).
 - Modelado implementando geotextiles funcionando como filtros.
- ❖ Comentarios finales.

5.1 Localización y características de la presa *El Batán*

La presa *El Batán* (nombre común ‘*Los Arcos*’) se localiza en el río *El Pueblito*, al suroeste de la ciudad de Querétaro, en el municipio de la Corregidora, en la parte central de la República Mexicana. Se trata de una presa de tierra y enrocamiento de 207 m de longitud y 45.5 m de altura máxima (ver Figura 5.1a), que se construyó sobre fragmentos de basalto que requirieron de pequeñas cantidades de lechada durante la construcción, como se aprecia en la Figura 5.1b. Esta presa tiene un aliviadero lateral cerca del apoyo izquierdo para controlar el flujo de agua durante la etapa de construcción. La construcción del terraplén requirió de dos etapas: la primera tomó lugar en el apoyo derecho, y la segunda en el apoyo izquierdo (ver Figura 5.2), donde se construyó una trinchera de desvío con un talud de 0.5h:1.0v para colocar una tubería de salida para la irrigación (ver Figura 5.3). La Figura 5.4 muestra algunos detalles de la trinchera de desvío donde se colocó el tubo de salida. El vertedor se ubicó en la margen izquierda, como se muestra en la Figura 5.1b. La capacidad total de almacenamiento de agua del depósito fue de 8.77 millones de m³ (N.A.M.E.).

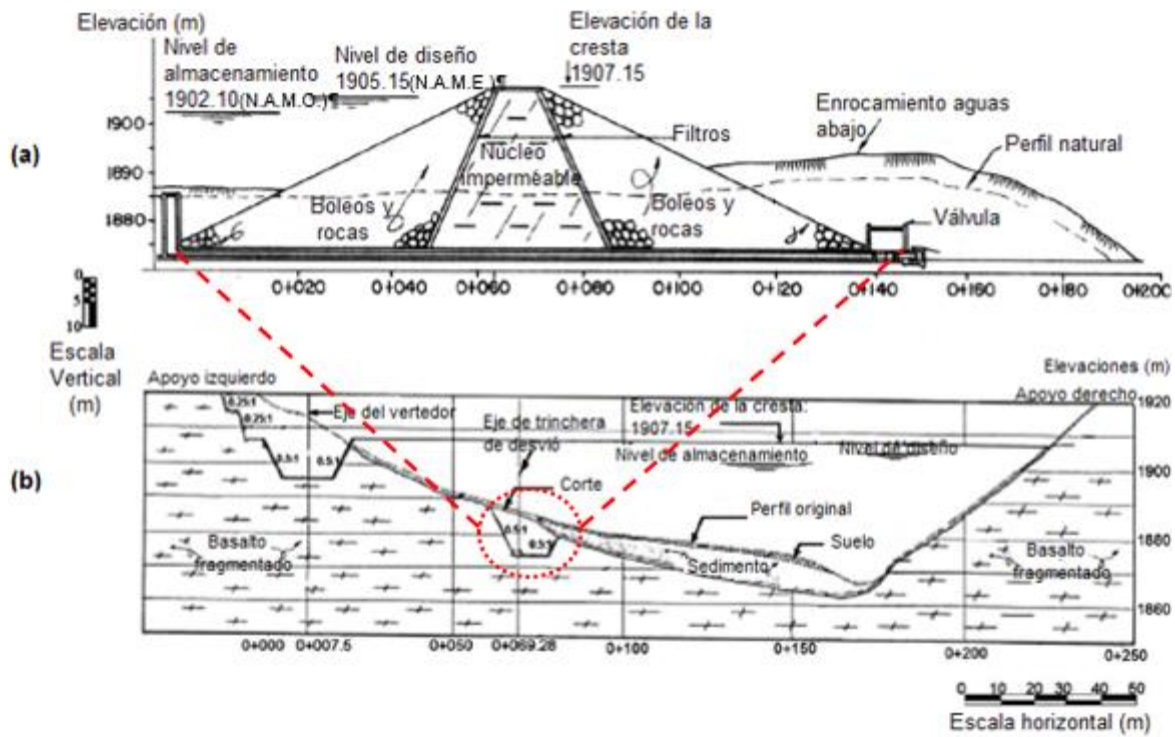


Figura 5.1 (a) Sección transversal de la presa, (b) perfil longitudinal del suelo (modificado de Flores *et al.*, 2010)

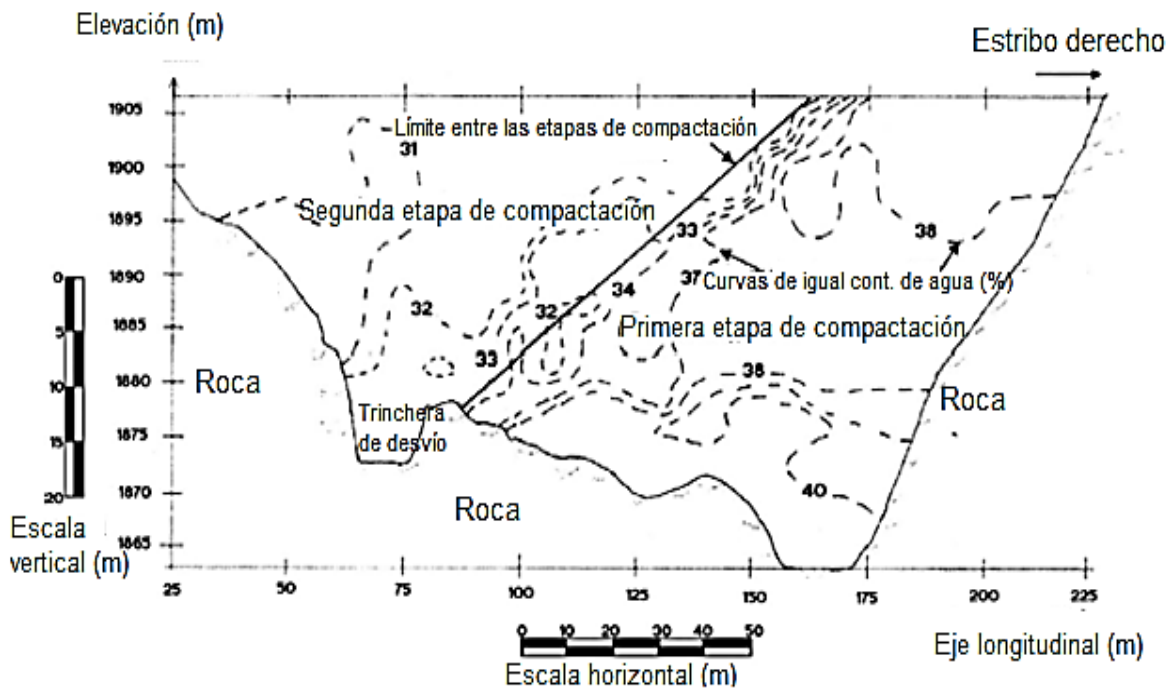


Figura 5.2 Vista en perfil de las etapas de compactación y líneas de igual contenido de agua (%) (Flores *et al.*, 2010)



Figura 5.3 Fotografía de la trinchera de desvío para colocar el tubo de salida de aguas abajo (Flores *et al.*, 2010)

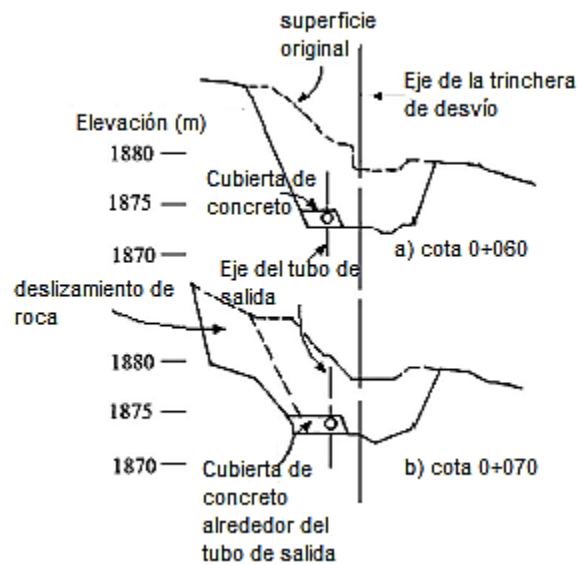


Figura 5.4 Sección transversal de la desviación y del tubo de salida (Flores *et al.*, 2010)

La localidad denominada El Pueblito, de 5000 habitantes, se ubica 3 km aguas abajo de la presa *El Batán*. La construcción de la presa *El Batán* terminó en diciembre de 1990 y tuvo su primer llenado en julio de 1991 (arriba de la elevación 1902 m N.A.M.O.). Detalles de la cortina y sus propiedades, se describen en secciones posteriores.

5.2 Incidente ocurrido

Doce días antes de que se llevara a cabo el llenado completo del embalse, se observó una fuga en el talud de aguas abajo, alrededor del tubo de salida de la presa a consecuencia de varios días de lluvia intensa. Dicha fuga fue creciendo gradualmente a razón de 50 l/s. El color negro del agua de la fuga denotaba que las partículas de material estaban sufriendo erosión. En la mañana del 29 de julio de 1991, se observó una fuga de agua de aproximadamente 200 l/s en el lugar antes mencionado, y algunas horas después, durante el transcurso del mismo día, se observaron dos asentamientos cerca de la corona de la presa (a 20 m de distancia, ver Figura 5.5), uno aguas arriba y el otro aguas abajo del talud, cuando el agua del embalse de la presa tenía una elevación de 1902.23 msnm (3.63 m por arriba de la elevación del vertedor). Justo después de que ocurrieron estos dos asentamientos, la fuga disminuyó significativamente hasta 15 l/s, posiblemente como resultado del taponeo con el material colapsado en los desagües. Para prevenir la erosión y la tubificación, se hizo un corte en el aliviadero para bajar el nivel de agua en el depósito a la altura de 1895 msnm, además se colocó material en los desagües (24 horas después del incidente) para remplazar el material que fue arrastrado por el flujo de agua. Un total de 410 m³ de material (principalmente cantos rodados y enrocamiento, como los que cubrían los filtros en el diseño original) fue utilizado para tapar los desagües. Ambas operaciones se ejecutaron lo más rápido que se pudo.

El problema de la presa *El Batán* se debió a (Flores *et al.*, 2010):

- I. Grandes variaciones del contenido de agua durante la compactación de cada capa del núcleo impermeable del terraplén, ocasionando una gran heterogeneidad en este importante elemento de la presa. Este hecho puede aumentar significativamente la permeabilidad horizontal del material del núcleo (en aproximadamente tres veces su magnitud), induciendo fracturamiento hidráulico y, como consecuencia, erosión interna (Alberro, 1995; Lofquist, 1988).
- II. Debido a la inclinación de la zanja utilizada para colocar el conducto de salida, se formaron algunos asentamientos diferenciales y arqueos en la zona, que ocasionaron fracturamiento hidráulico debido a los esfuerzos efectivos y a las fuerzas de filtración que se generaron permanentemente o por el flujo transitorio del agua.
- III. El criterio original de Terzaghi (i.e. sin las recomendaciones dadas por la ICOLD) fue el que se utilizó para el diseño de los filtros de aguas arriba y aguas abajo del núcleo impermeable de la presa *El Batán*. Sin embargo, debido a la segregación del material del filtro durante su colocación, dichos filtros no cumplieron con el objetivo principal para el que se construyeron: proteger el núcleo impermeable en contra de la erosión interna. Es decir, los filtros no funcionaron como se supone que funcionarían. La Figura 5.5 muestra una representación esquemática del mecanismo de tubificación en esta presa.

En la Figura 5.6 se muestra la curva granulométrica del suelo base (núcleo de arcilla) de la presa *El Batán*, así como, la curva granulométrica del filtro instalado (el cual presentó problemas de segregación), y la curva del filtro diseñado con el criterio de Terzaghi.

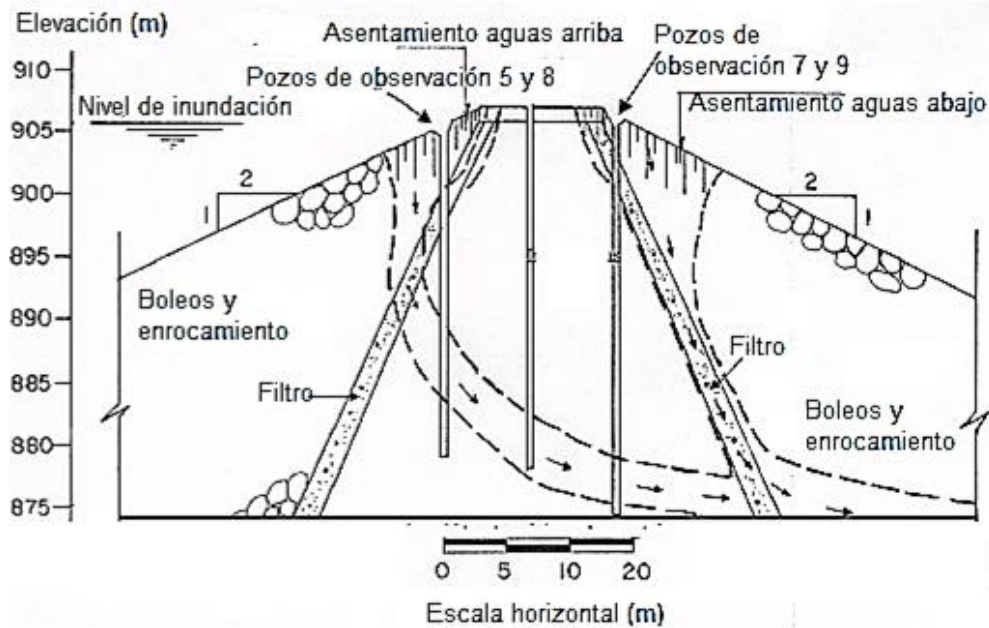


Figura 5.5 Trayectorias de erosión interna en la presa *El Batán* (modificado de Flores *et al.*, 2010)

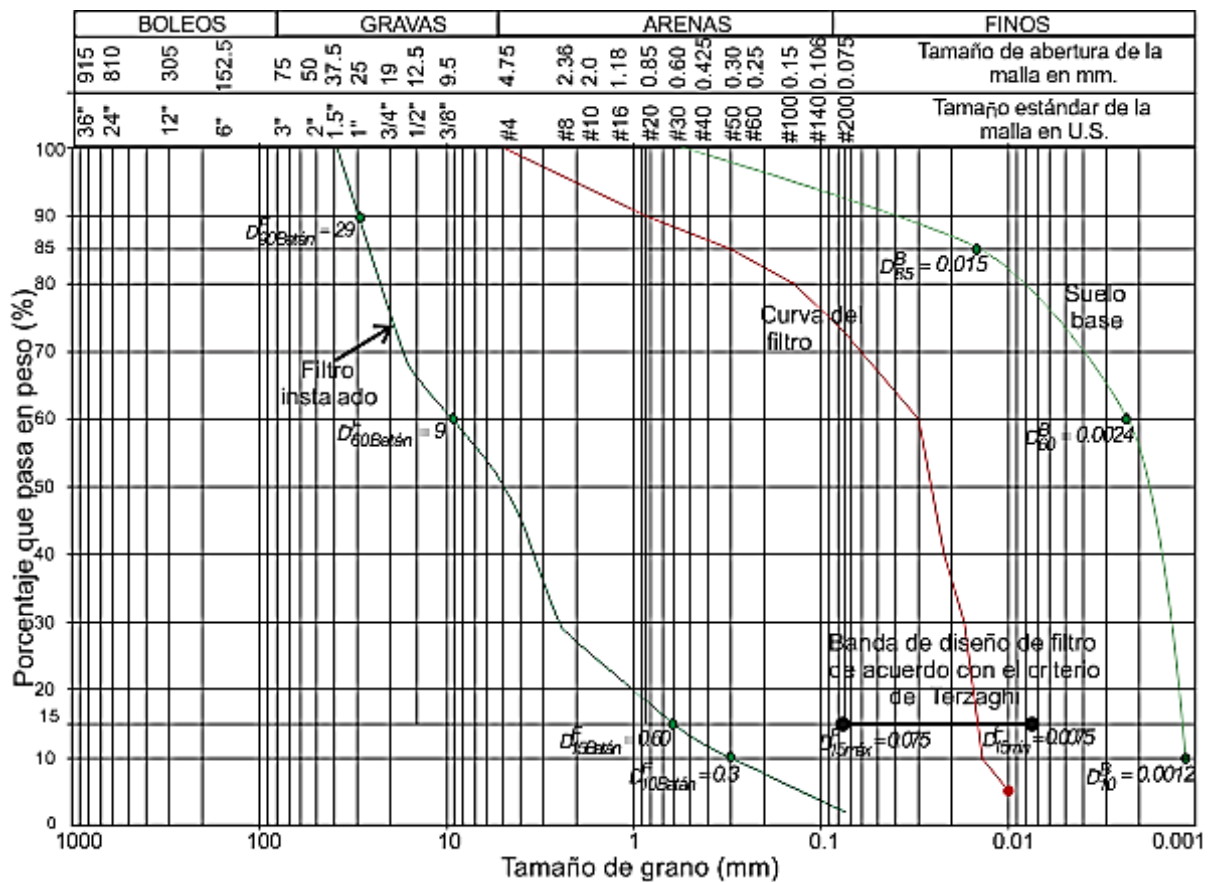


Figura 5.6 Banda de diseño de filtro siguiendo el criterio de Terzaghi y curva granulométrica del filtro instalado (modificado de Flores *et al.*, 2010)

En los criterios actuales para diseñar filtros, el ancho de banda de diseño es más estrecho que el de los criterios clásicos, resultando más rigurosos o estrictos. Esta restricción en el ancho de banda (menor que el de los clásicos), ayuda a evitar la ausencia de tamaños de partículas y prevenir la segregación de los materiales en el filtro (López *et al.*, 2014).

Tabla 5.1 Límites aceptables para evaluar la condición de segregación según USSCS (1994); USACE (2004); USBR (2011) (citados por López *et al.*, 2014)

D_{10F} mín. (mm)	D_{90F} máx. (mm)
<0.5	20
0.5-1.0	25
1.0-2.0	30
2.0-5.0	40
5.0-10.0	50
>10.0	60

De acuerdo con la Tabla 5.1, en la que se señalan los límites aceptables para evaluar la segregación de acuerdo con varios criterios actuales, se observa que:

a) Para un $D_{10F} < 0.5$ mm $\rightarrow D_{90F} \leq 20$ mm, en la curva granulométrica del filtro instalado en la presa *El Batán* (Figura 5.6) se aprecia un $D_{10F} < 0.5$ mm, pero se tiene un $D_{90F} > 20$ mm, por lo tanto, el material está expuesto a sufrir segregación.

b) USSCS recomienda cumplir $C_u = D_{60}/D_{10} \leq 6$, para evitar una banda de diseño muy ancha, y con ello impedir que el suelo esté expuesto a segregación. En el caso de la presa *El Batán*: $C_u = D_{60F}/D_{10F} = 9/0.3 = 30$; por lo tanto, el material es susceptible de segregación.

La problemática observada en la presa *El Batán* fue lo que motivó esta tesis. Se considera oportuno hacer análisis de flujo establecido de agua con modelado numérico que permitan tratar de explicar lo que ocurrió en esta estructura de materiales graduados, y proponer medidas que ayuden a mitigar el problema de erosión.

5.3 Medidas adoptadas

5.3.1 Medidas para prevenir una falla completa del terraplén

Se llevó a cabo un vaciado rápido del depósito, además de realizar una búsqueda detallada para localizar alguna fuga extra a lo largo de la cara de aguas abajo del terraplén y se implementó una supervisión para seguir la evolución de la fuga alrededor del tubo de salida (obra de toma). Se aplicaron las siguientes medidas de reducción de riesgo de acuerdo con el plan de emergencia del proyecto:

- Tener una liberación controlada del depósito hasta una elevación de 1895 msnm.
- Vigilancia permanente que consistió en una inspección periódica del bordo.
- Exploraciones del subsuelo e instrumentación de la zona dañada.
- Crear una brecha en la cresta del aliviadero hasta la elevación de 1898.6 msnm para prevenir la creciente en el embalse durante las investigaciones del sitio y subsecuentemente durante los trabajos de rehabilitación.

Se realizó una investigación inmediata del suelo alrededor de la zona afectada para encontrar las causas del incidente. Esta investigación consistió en excavar 2 pozos, realizar 9 barrenos (B3 a B11 en la Figura 5.7) para obtener muestras inalteradas y representativas del suelo e instalar un piezómetro en cada uno de ellos. El pozo 1 (PCA) se localizó en el centro de la corona del bordo, cerca del borde de la trinchera de desvío y el pozo 2 (PCA) se encontró en la intersección del eje central de la corona de la presa y el eje a lo largo de los dos asentamientos. El principal propósito de estos pozos fue buscar cualquier anomalía (grietas o huellas de los asentamientos diferenciales) causados por los cambios drásticos del talud que ocurrieron en esta parte de la trinchera de desvío.

Algunos de los descubrimientos hechos en el sitio de investigación fueron los siguientes:

- 1) En la perforación B4, localizada cerca del desagüe aguas arriba, una sección de 4 m de suelo húmedo y suelto, mezclado con algunos boleos, se encontró sin núcleo impermeable entre las profundidades de 18 y 22 m.
- 2) El nivel del agua en la perforación B4 era el mismo que el del depósito, indicando que había una conexión directa entre ellos.
- 3) Una vez hechas todas las perforaciones, se instalaron varios piezómetros a diferentes profundidades para evaluar la variación del nivel de agua con el tiempo en distintos lugares fuera de la presa y para comparar éstos con el nivel del agua del depósito. Se pudo observar que la variación del agua dentro de estas perforaciones fue bastante parecida a la del nivel del depósito.
- 4) Grandes variaciones en el contenido de humedad entre las capas del núcleo impermeable del terraplén produjo alta heterogeneidad en este importante elemento de la presa.

La sección dañada de la presa *El Batán* se restauró instalando un muro diafragma impermeable, que se construyó usando una mezcla de cemento-bentonita-agua. El muro diafragma impermeable tiene 35 m de largo, 0.8 m de espesor y profundidad variable de 13 hasta 36 m (la profundidad de la base más 1 metro es la penetración en la zona dañada para permitir que entre en la base). Fig. 5.8 muestra la localización de la barrera. El nivel del depósito que se mantuvo durante los trabajos de reparación tuvo una elevación de 1895 msnm.

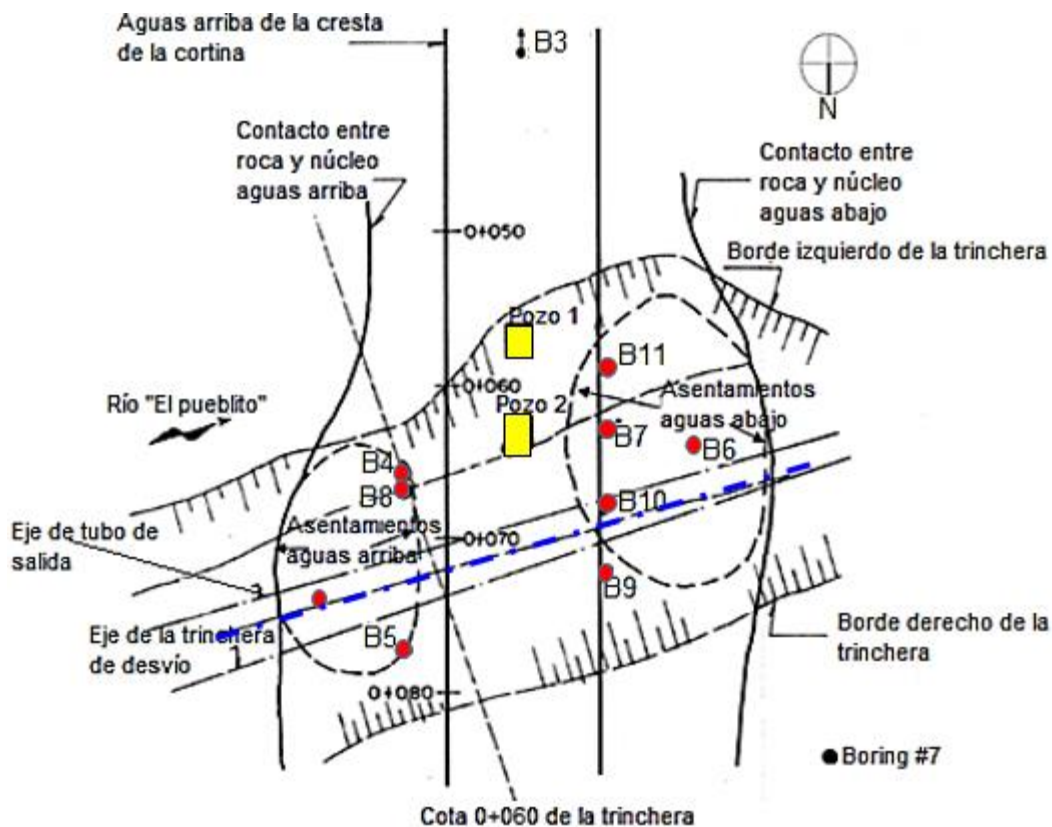


Figura 5.7 Localización de los ejes y perforaciones alrededor del tubo de salida y asentamientos (modificado de Flores *et al.*, 2010)

5.3.2 Medidas de monitoreo y medidas piezométricas

Como se muestra en las Figuras 5.8 y 5.9, varios piezómetros (estaciones piezométricas) y pozos de observación se instalaron dentro del núcleo impermeable de la presa, tanto aguas arriba como aguas abajo del muro diafragma. Durante un periodo de 10 años, se ha dado seguimiento a los dispositivos anteriores para evaluar los niveles de agua dentro de la presa. La Tabla 5.2 presenta los gradientes hidráulicos teóricos calculados en el pie del talud de aguas abajo del núcleo para las condiciones siguientes:

- ❖ Durante las observaciones de tubificación.
- ❖ Después de los asentamientos ocurridos (efectos de tubificación).
- ❖ Condiciones ideales.
- ❖ Después de la instalación del muro diafragma impermeable.

Los resultados mostrados en la Tabla 5.2 demuestran que el muro impermeable ha trabajado bastante bien durante el periodo de 10 años. La Figura 5.10 presenta el contorno de la superficie libre de agua para 1890 msnm de elevación en el depósito, para las condiciones descritas en la Tabla 5.2. Las cantidades de fuga a lo largo de los lados aguas abajo del tubo de salida registraron una reducción del 65% justo después de la construcción del muro diafragma.

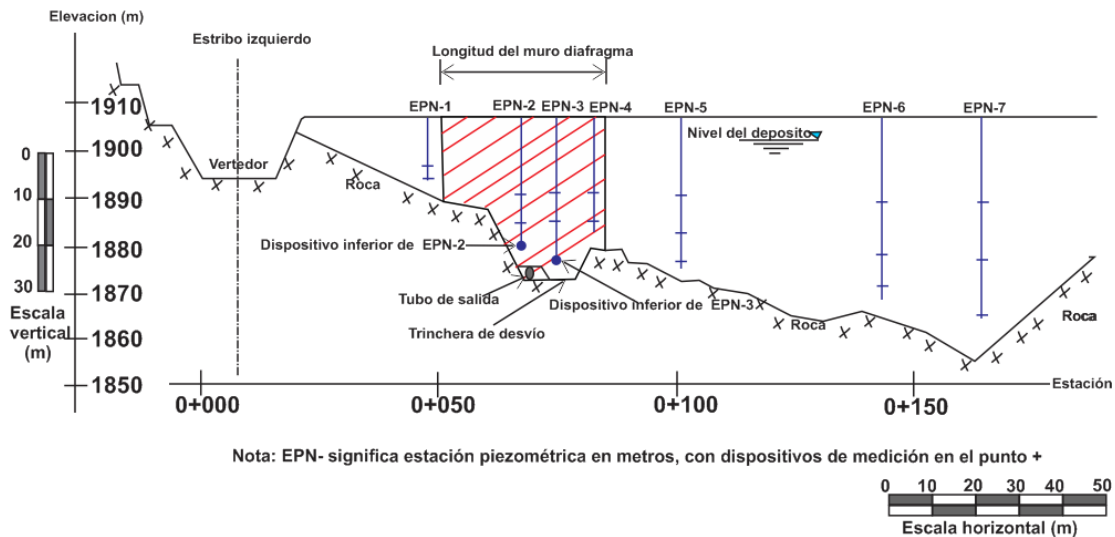


Figura 5.8 Localización de las estaciones piezométricas (EPN) (modificado de Flores *et al.*, 2010)

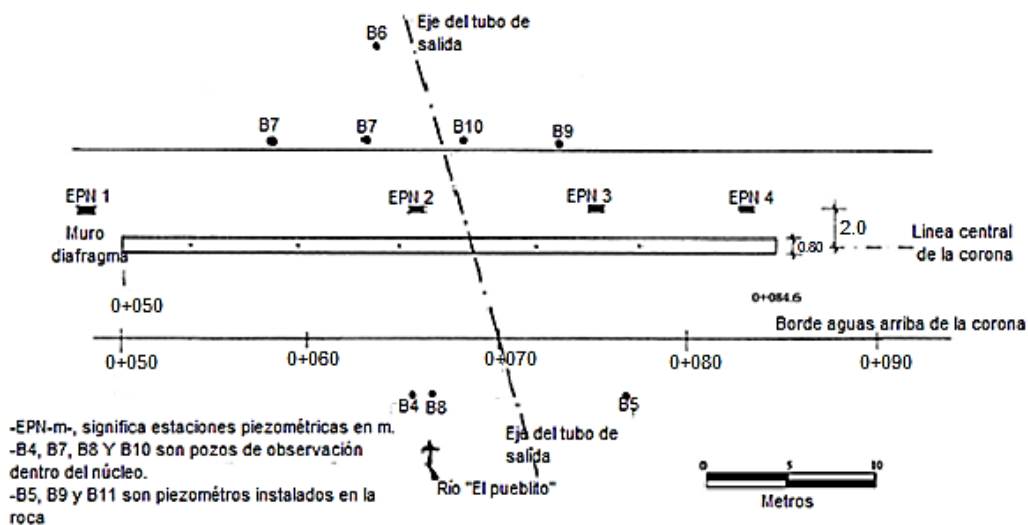


Figura 5.9 Vista en planta del muro diafragma y de las estaciones piezométricas (EPN) (Flores *et al.*, 2010)

Tabla 5.2 Gradientes hidráulicos teóricos a través del núcleo impermeable para diferentes condiciones (Flores *et al.*, 2010)

Condición	Elevaciones de cálculo	Gradiente hidráulico teórico	
		1902 msnm	1890 msnm
Durante la tubificación		5.0	2.0
Después de la ocurrencia de los asentamientos		2.0	1.0
Condiciones ideales		1.4	0.8
Después de instalar el muro diafragma		1.5	0.8

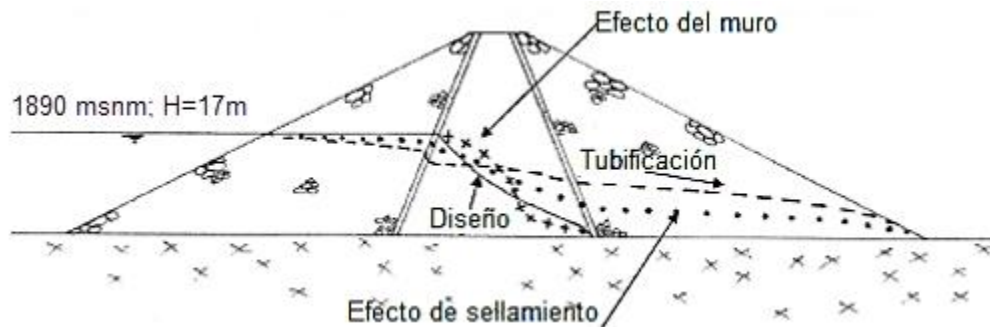


Figura 5.10 Esquema de la superficie libre del agua dentro de la presa para una elevación del depósito de 1890 msnm ($H=17$ m) (Flores *et al.*, 2010)

5.4 Evaluación de problema mediante modelado numérico

5.4.1 Consideraciones generales para el modelado

El modelado numérico que se efectúa en esta tesis se realizó con el programa *Seep/W*, el cual fue desarrollado por *Geo-Slope International*. El software aplica las teorías del método del elemento finito (MEF); además, considera el suelo en dos de sus estados, saturado y parcialmente saturado, de este modo cuenta con las características necesarias para realizar distintos tipos de análisis de flujo establecido y transitorio de agua a través de medios porosos (López-Acosta, 2015). Lo anterior se lleva a cabo solucionando la ecuación de Richards (1931), vista en el Inciso 2.4.4 “Ecuación general de flujo de agua en suelos parcialmente saturados”. Algunas características de este programa son (López-Acosta, 2015):

- Análisis de flujo establecido y transitorio en condiciones confinadas y no confinadas.
- Asignación de condiciones de frontera: cargas hidráulicas totales, cargas de presión, gasto, etc., expresadas como valores constantes o como funciones dependientes del tiempo.
- Determinación de las funciones matemáticas del suelo (*curva característica y función de conductividad hidráulica*) con propiedades índice y con datos granulométricos.
- Trazo de canales de flujo en las regiones analizadas.
- Interfaz amigable entre programa y usuario.

a) ¿Por qué modelar el enrocamiento?

Cuando una presa incluye enrocamiento como material de respaldo, es importante definir si ¿el material del enrocamiento contribuirá a la disipación de la carga hidráulica? si contribuye, se incluye este material en el análisis, de lo contrario, lo más conveniente es que sea omitido. Cuando el enrocamiento se excluye del análisis se debe tomar en cuenta que el contacto entre los dos materiales es un límite y así se podrá obtener una solución razonable. La decisión de tomar en cuenta o no el enrocamiento en el análisis, debe basarse también en si ¿la presión de poro negativa en el enrocamiento contribuirá al

cambio de los gradientes en el núcleo de la presa? de ser así, éste debe incluirse en los análisis, de lo contrario, puede excluirse (Manual SEEP/W, 2007; Krahn, 2007).

Debido a que, en los análisis de esta tesis el enrocamiento sí contribuye a la disipación de carga hidráulica, y la presión de poro negativa igualmente contribuye al cambio de los gradientes, se decidió hacer el modelado de la presa *El Batán* incluyendo el enrocamiento en los cálculos.

b) *¿Por qué obtener parámetros mediante modelos matemáticos?*

En los análisis que se efectuaron en esta tesis, se recurrió a modelos matemáticos debido a que no se contaba con parámetros hidráulicos obtenidos de pruebas de campo o laboratorio, necesarios para el tipo de cálculos aquí efectuados. El estudio del flujo a través de la presa *El Batán* se trata de un problema de flujo no confinado, por lo que los parámetros requeridos para los cálculos se fundamentan en la teoría de suelos parcialmente saturados. Estos parámetros (funciones hidráulicas de los materiales: *curva característica* y *función de conductividad hidráulica*) se obtienen de pruebas poco comunes y efectuadas por personal especializado, que hacen complicada su obtención.

c) *Mayor refinamiento posible de la malla de elementos finitos*

¿Por qué mayor refinamiento posible en los cálculos? Esto es debido a que durante el modelado numérico se notó que un cambio brusco de permeabilidades entre dos materiales distintos de la presa, aunado a un cambio de tamaño de elementos finitos entre una región y otra, genera problemas de convergencia numérica. Para llegar a la convergencia en los análisis, se aplicó el siguiente procedimiento:

- ❖ Se asigna un tamaño global a los elementos de la malla en estudio y se verifica si el resultado es correcto, de ser así, se comienza a refinar poco a poco el tamaño global de los elementos; en el momento en que el análisis comienza a proporcionar resultados inconsistentes, se asume el último tamaño global de los elementos con el que se hayan obtenido resultados correctos.
- ❖ Al tener el tamaño global más refinado posible de los elementos, se repite el proceso, pero ahora con la zona específica de interés para obtener el resultado más preciso posible.

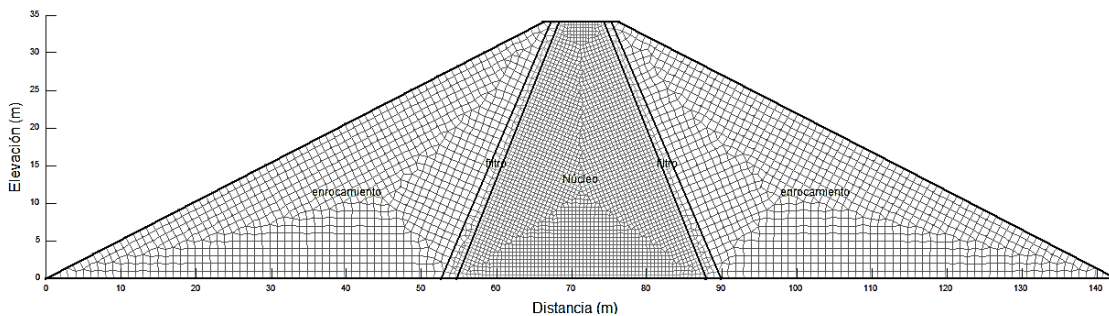


Figura 5.11 Ejemplo de geometría y malla de elementos finitos generada en el Software SEEP/W (2007)

d) Condición de anisotropía en el núcleo impermeable

Si la conductividad hidráulica de un suelo es independiente de la dirección del flujo, entonces el suelo se considera isótropo. En muchos suelos, como los sedimentarios, la conductividad hidráulica tanto vertical como horizontal puede variar significativamente, resultando en una k -relación de anisotropía (k_y/k_x) incluso mayor o menor que uno. A estos suelos se les conoce como anisótropos. En el caso de la presa *El Batán*, existe anisotropía en el núcleo, debido a las variaciones del porcentaje de humedad entre cada capa del terraplén cuando fue construido.



Figura 5.12 Ejemplo de representación de anisotropía en el Software SEEP/W (2007)

Lofquist (1988) y Alberro (1995) enuncian que si el contenido de agua está por debajo del óptimo, la permeabilidad horizontal del material puede aumentar hasta en 3 veces su magnitud, induciendo fracturamiento hidráulico y, como consecuencia, erosión interna. Debido a lo anterior, en este trabajo se consideran las siguientes relaciones de anisotropía para el núcleo de la presa *El Batán* en los análisis de la sección 5.5.2.2:

- a) $k_x=k_y$
- b) $k_x=10 k_y$
- c) $k_x=100 k_y$
- d) $k_x=1000 k_y$

Donde:

$$k_y=1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

5.4.2 Parámetros de los materiales de la presa

En la Figura 5.13 se presentan las bandas de diseño de filtros que se obtuvieron con diferentes criterios actuales y clásicos como el de Terzaghi (López-Acosta *et al.*, 2014). Las curvas granulométricas propuestas para el filtro y el enrocamiento se presentan en la Figura 5.14 (modificado de Flores *et al.*, 2010). La curva granulométrica propuesta para el filtro se consideró con base en la banda de diseño de filtros obtenida mediante el criterio USSCS, y la curva granulométrica para el enrocamiento se determinó con base en la información dada por Flores *et al.* (2010) en el artículo "*Internal Erosión and Rehabilitation of an Earth-Rock Dam*".

De las curvas granulométricas anteriores se obtienen algunos de los valores necesarios para realizar el cálculo de las funciones hidráulicas de los materiales de interés de la presa en estudio.

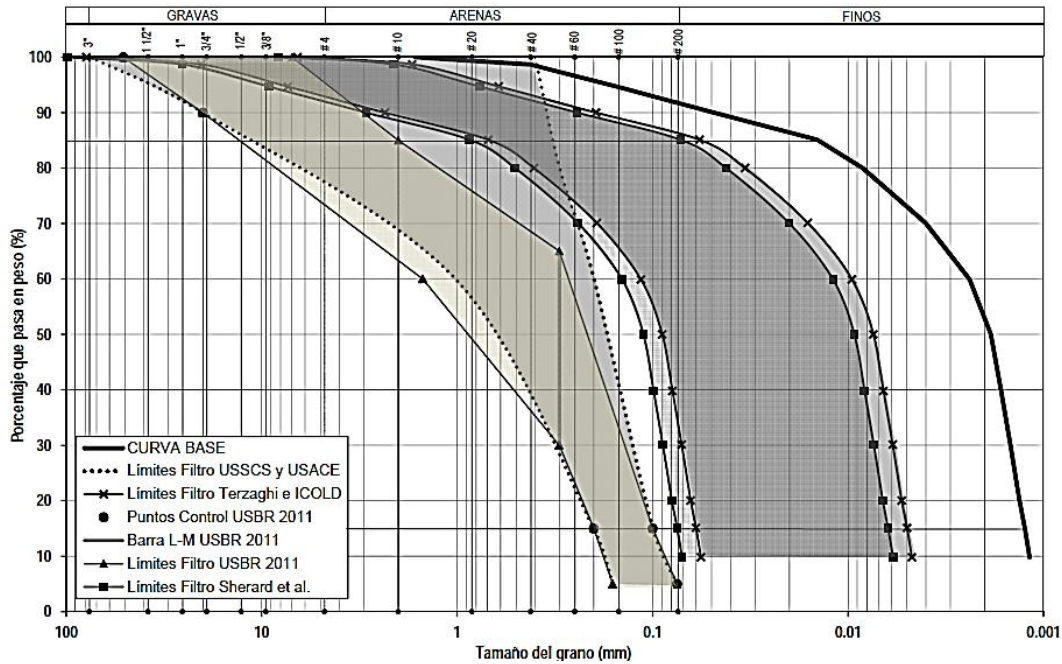


Figura 5.13 Diseño de bandas de filtros para un material base (suelo por proteger) categoría 1, presa El batán (curva base tomada de Flores et al., 2008) (López et al., 2014)

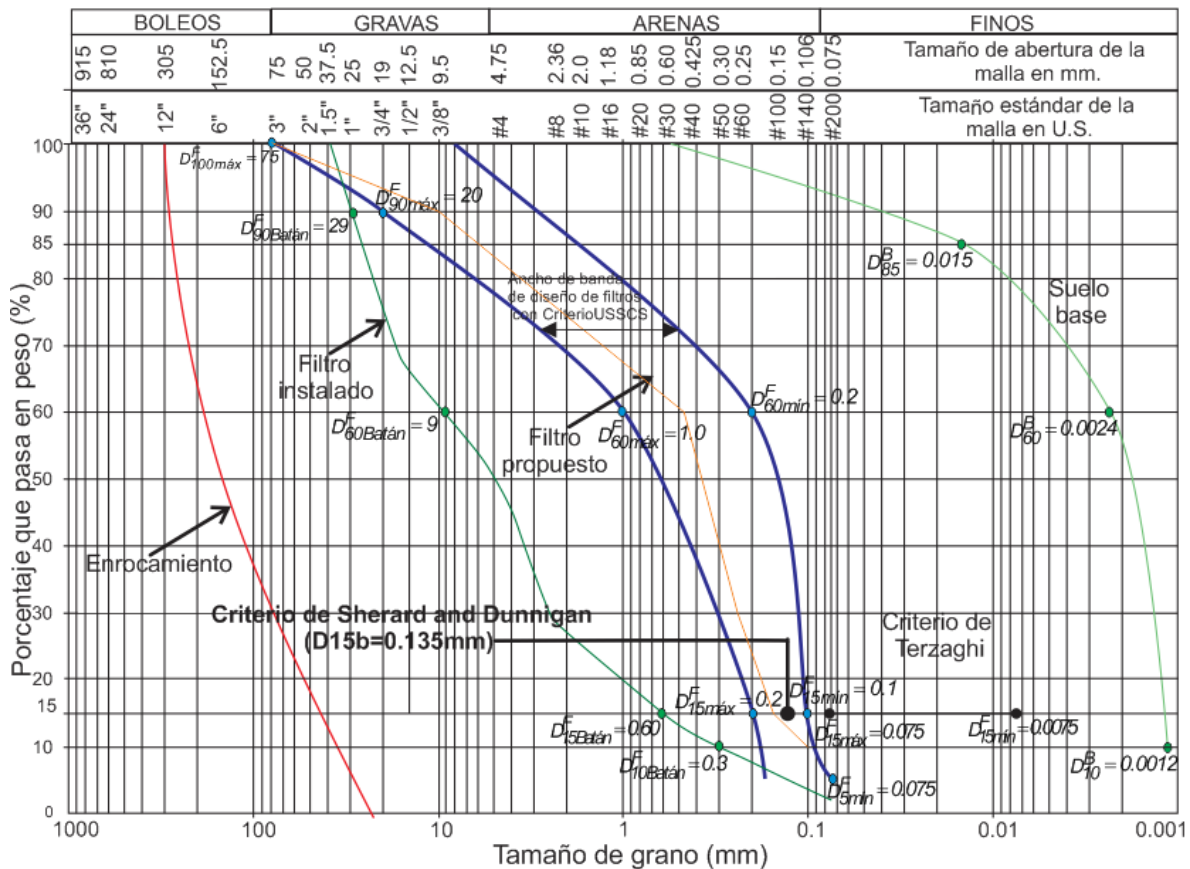


Figura 5.14 Banda de diseño de filtros realizada con el criterio de la USSCS, con base en este rango se propone una curva granulométrica para obtener la

La obtención de los parámetros requeridos para el modelado numérico en el programa SEEP/W (módulo de flujo de agua del software Geostudio) se llevó a cabo mediante el siguiente procedimiento:

a) Definición de las curvas granulométricas a utilizar en los cálculos

En la Figura 5.14 se ilustra la curva granulométrica del filtro instalado en la presa *El Batán* (presentó segregación de partículas), también se muestran la curva granulométrica propuesta para el enrocamiento y la curva granulométrica del suelo base. En la Figura 5.13 se presentan las bandas de diseño de filtro obtenidas con distintos criterios; en este caso, la curva granulométrica propuesta para el filtro de la presa *El Batán* se localiza dentro de la banda de diseño del método USSCS.

De acuerdo con la Sección 4.3.2.4 del Capítulo 4, se presenta a continuación el ejemplo numérico de cómo se obtiene la banda de filtro con el criterio USSCS.

- Identificar D_{15B} y D_{85B} del suelo base:
 $D_{15B}=0.00123$ mm
 $D_{85B}=0.015$ mm
- Como no contiene material retenido en la malla #4, se calcula el porcentaje de finos:
% pasa la malla #200=92%.
- El suelo base pertenece a la Categoría 1 (“Arcillas y limos”).
- Requisito de filtración.- Calcular el $D_{15Fmáx}$ permisible:
Como el suelo pertenece a la Categoría 1. El $D_{15Fmáx} \leq 9D_{85B}$; pero no menor que 0.2 mm
Como $9(0.015)=0.135 < 0.2$; el $D_{15Fmáx}$ será igual a 0.2 mm (Punto de control 1).
- $D_{15Fmín}=4D_{15B}$; pero no menor que 0.1 mm
Como $4(0.00123)=0.00492 < 0.1$; el $D_{15Fmín}$ será igual a 0.1 mm (Punto de control 2).
- Se calcula el $D_{10Fmáx}=0.2/1.2=0.166$ mm
- $D_{60Fmáx}=0.166(6)=1$ mm (Punto de control 3).
- $D_{60Fmín}=1/5=0.2$ mm (Punto de control 4).
- $D_{5Fmín}=0.075$ mm (Punto de control 5).
- $D_{10Fmín}=0.1/1.2=0.0833$ (Punto de control 7).
- $D_{90Fmáx}=20$ mm
- $D_{100Fmáx}=75$ mm (Punto de control 6).

Todos los límites entre material grueso y fino deben tener un $Cu \leq 6$.

Se conectan los puntos de control 2, 4 y 5 para formar la frontera del lado fino, y los puntos de control 6, 3 y 1 para formar la frontera del lado grueso. Se completa la banda del filtro de diseño extrapolando la curva frontera hasta el valor del 100% del material que pasa, cuidando que el límite entre el lado grueso y el lado fino sea menor o igual que 6.

b) Obtención de los valores que requiere el método de Perera *et al.* (2005)

De las curvas granulométricas se obtienen los valores que requiere el método de Perera *et al.* (2005) (descrito en la Sección 2.4.6.3 del Capítulo 2 de esta tesis) para obtener la curva característica de cada material de la presa. Para suelos plásticos sólo se necesita el índice de plasticidad (PI) y el porcentaje de material fino (p_{200}). Para suelos no plásticos se requieren D_{90} , D_{60} , D_{30} , D_{20} , D_{10} y p_{200} . Para ambos tipos de suelos se necesita θ_s (contenido de agua volumétrico en estado saturado). En este trabajo, los valores de θ_s se asignaron con base en las referencias disponibles (manual de SEEP/W, 2004; módulo de flujo de agua del software Geostudio).

Tabla 5.3 Datos para el cálculo de los parámetros de ajuste de Perera *et al.* (2005)

Datos	Núcleo	Filtro (USSCS) ^(*) propuesto	Filtro instalado (segregación)	Enrocamiento propuesto
IP (%)	70	0	0	0
p_{200} (%)	92	5	2	1
D_{10} (mm)	0.0012	0.1	0.2	38
D_{20} (mm)	0.00125	0.16	0.1	55
D_{30} (mm)	0.0013	0.27	2.3	80
D_{60} (mm)	0.0024	0.47	1	190
D_{90} (mm)	0.04	10	12.8	280
θ_s =	0.5	0.3	0.3	0.15

(*) Filtro (USSCS) se refiere a la curva granulométrica propuesta dentro de la banda de diseño de filtros de USSCS.

De la Tabla 5.3 se toman los datos necesarios que se utilizan en el conjunto de ecuaciones 2.18 y 2.19, y con ellas calcular los parámetros de ajuste de Perera *et al.* (2005).

Conjunto de ecuaciones 2.18 para suelos plásticos:

$$a_f = 32.835 \ln(wPI) + 32.438$$

$$b_f = 1.421(wPI)^{-0.3185}$$

$$c_f = -0.2154 \ln(wPI) + 0.7145$$

$$\psi_r = 500$$

$$wPI = \frac{PI * P_{200}}{100}$$

Conjunto de ecuaciones 2.19 para suelos no plásticos:

$$a_f = 1.14a - 0.5$$

$$a = -2.79 - 14.1 \log(D_{20}) - 1.9 \cdot 10^{-6} P_{200}^{4.34} + 7 \log(D_{30}) + 0.055 D_{100}$$

$$D_{100} = 10^{\frac{4(\log(D_{90}) - \log(D_{60}))}{3} + \log(D_{60})}$$

$$b_f = 0.936b - 3.8$$

$$b = (5.39 - 0.29 \ln(P_{200} \frac{D_{90}}{D_{10}}) + 3D_0^{0.57} + 0.021 P_{200}^{1.19}) (\frac{30}{\log(D_{90}) - \log(D_{60})})^{0.1}$$

$$D_0 = 10^{\frac{-3(\log(D_{30}) - \log(D_{10}))}{3} + \log(D_{30})}$$

$$c_f = 0.26e^{0.758c} + 1.4D_{10}$$

$$c = \log\left(\frac{20}{\log(D_{30}) - \log(D_{10})}\right)^{1.15} - 1 + \frac{1}{b_f}$$

$$\psi_r = 100$$

Los parámetros de ajuste obtenidos, necesarios para determinar las curvas características de los materiales de la presa *El Batán*, se proporcionan en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Parámetros de ajuste obtenidos para determinar las curvas características

Datos	Núcleo	Filtro (USSCS) propuesto	Filtro instalado (segregación)	Enrocamiento propuesto
D ₁₀₀ =	---	2.39	29.94	318.635
a=	---	5.16	1.39	3.517
D ₀ =	---	0.01	0.06	26.190
b=	---	6.38	6.44	40.512
c=	---	1.96	0.88	1.089
hr=	500	100.00	100.00	100.00
a _f =	169.2	5.38	1.08	3.510
b _f =	0.377	2.34	2.40	35.213
c _f =	-0.183	1.17	0.79	53.793

5.4.3 Definición de funciones hidráulicas

5.4.3.1 Curvas características

Para los análisis que se realizan en esta tesis, la propiedad requerida de los materiales constitutivos de la presa en estudio es la *función de conductividad hidráulica*, la cual, se obtiene a partir de la *curva característica*. Al determinar estas dos curvas, se tienen las propiedades necesarias para proceder con los análisis.

Después de obtener los parámetros a_f, b_f y c_f, (Tabla 5.4) se determina el valor de C_(h) con la fórmula 2.17 (discutida en el Inciso 2.4.6.3 del Capítulo 2) para cada valor de succión (rango de 1 a 10⁶ kPa). Los valores anteriores se sustituyen en la fórmula 2.16 (se expuso

en el Inciso 2.4.6.3 del Capítulo 2) para obtener el contenido de agua volumétrico θ . Los resultados de dibujar θ vs. succión son gráficas denominadas *curvas características*, las cuales, se muestran en las Figuras 5.15 a 5.18 para los distintos materiales de la presa *El Batán*.

Ecuación 2.17:

$$C(h) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}$$

Ecuación 2.16:

$$\theta_v = C(h) \frac{\theta_s}{\left[\ln\left(e(1) + \left(\frac{\psi}{a_f}\right)^{b_f} \right) \right]^{c_f}}$$

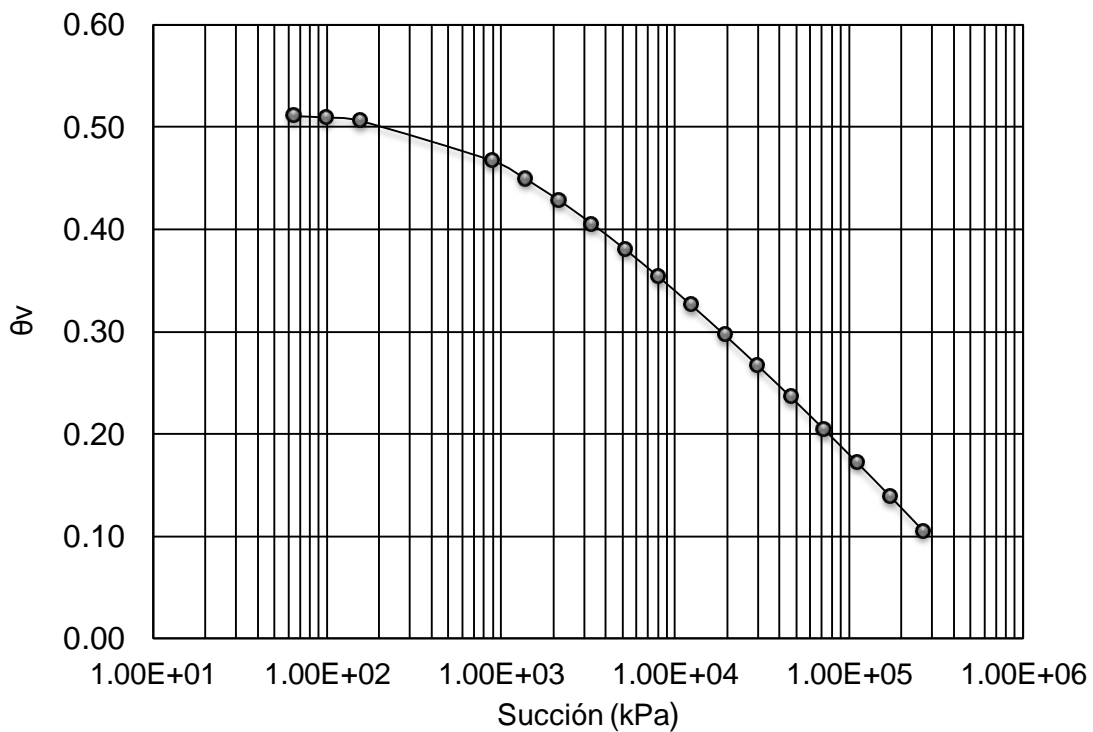


Figura 5.15 Curva característica del núcleo que se obtuvo con el método de Perera *et al.* (2005)

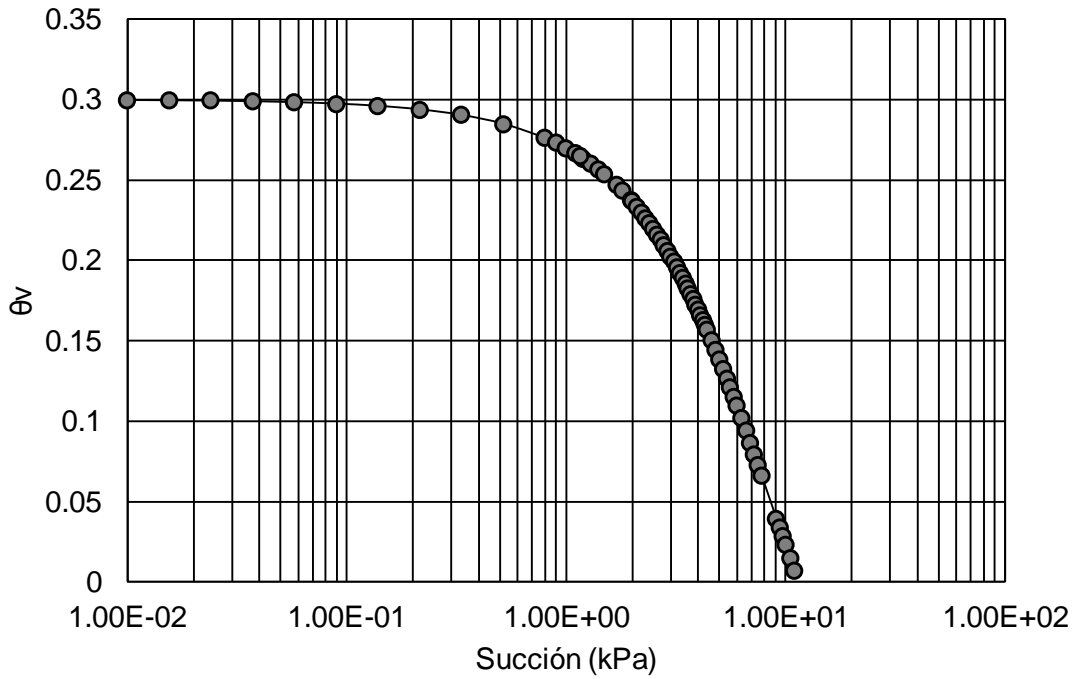


Figura 5.16 Curva característica del filtro (diseño USSCS) que se obtuvo con el método de Perera *et al.* (2005)

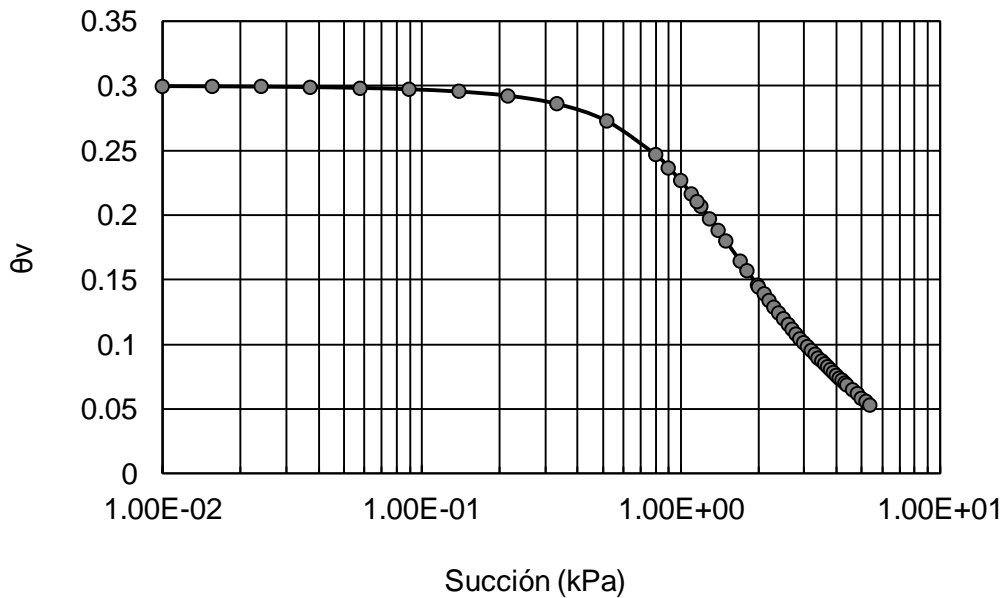


Figura 5.17 Curva característica del filtro instalado que se obtuvo con el método de Perera *et al.* (2005)

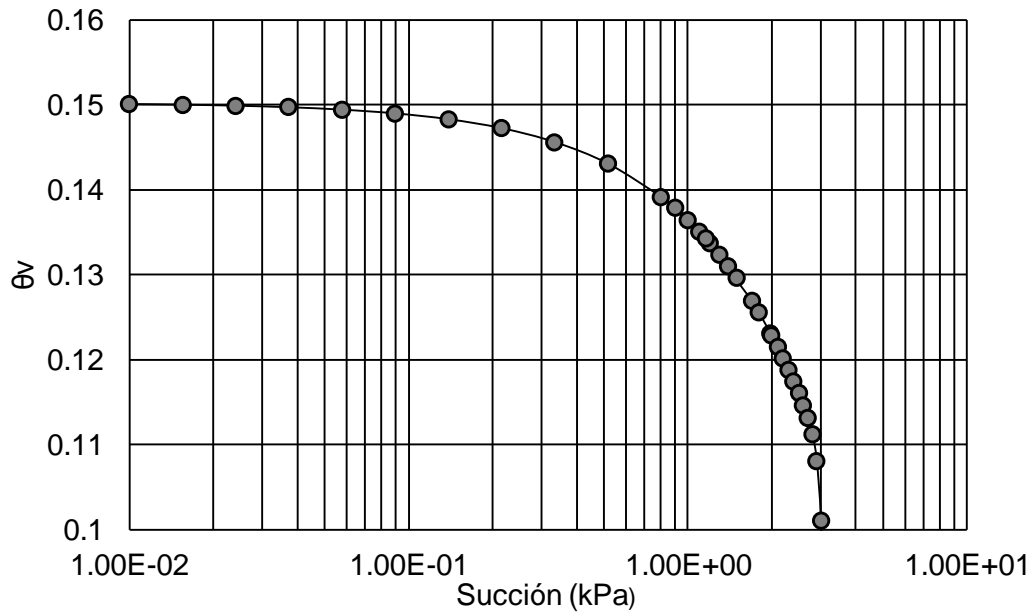


Figura 5.18 Curva característica del enrocamiento que se obtuvo con el método de Perera *et al.* (2005)

Las curvas características que se mostraron en las Figuras 5.15 a 5.18 sólo alcanzan cierto rango de succión y no llegan a sus valores *residuales*, razón por la cual, con base en ellas se calculan los parámetros de ajuste “a” (fórmula 2.13), “n” (fórmula 2.14) y “m” (fórmula 2.15) de Fredlund y Xing (1994), todas ellas discutidas en el Inciso 2.4.6.2.

De acuerdo con el apartado 2.4.6.2 del Capítulo 2, se presenta a continuación el ejemplo numérico del cálculo de los parámetros *a*, *n* y *m* del material de enrocamiento de la presa en estudio.

Datos:

$$\begin{aligned}
 s &= 0.07 \\
 \theta_s &= 0.15 \\
 \theta_i &= 0.14 \\
 \psi_i &= 0.55 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Al sustituir los datos en las ecuaciones se obtiene:

$$\begin{aligned}
 a &= 0.55 \\
 m &= 0.2532 \\
 n &= 5.289
 \end{aligned}$$

Donde:

- s= pendiente de la curva.
- θ_s = contenido de agua volumétrico saturado.
- θ_i = contenido de agua volumétrico inicial.
- ψ_i = succión inicial.

Capítulo 5. Caso real de una presa susceptible de falla por erosión interna

a= valor de entrada de aire al suelo.

n= parámetro que controla la pendiente en el punto de inflexión en la curva característica.

m= parámetro relacionado al contenido de agua volumétrico residual.

En la Tabla 5.5 se proporcionan los valores considerados para los distintos materiales de la presa *El Batán*.

Tabla 5.5 Parámetros de ajuste para las ecuaciones de Fredlund y Xing (1994)

Datos	Núcleo	Filtro (USSCS) (*)	Filtro instalado	Enrocamiento
a=	150	0.8031	0.7	0.55
n=	1.1386	2.4148	3.67	5.289
m=	0.1498	0.2532	0.2532	0.2532

(*) Filtro (USSCS) se refiere a la curva granulométrica propuesta dentro de la banda de diseño de filtros de la USSCS.

Una vez obtenidos los parámetros necesarios, se ingresan al programa y se obtienen las nuevas curvas características de los materiales que se muestran en las Figuras 5.19 a 5.22.

Los rangos de succión utilizados en el método de Perera *et al.* (2005) son menores que 1×10^6 kPa, en cambio, con el método de Fredlund y Xing (1994) sí se alcanzan estos valores de succión, siendo una de las ventajas de este último método.

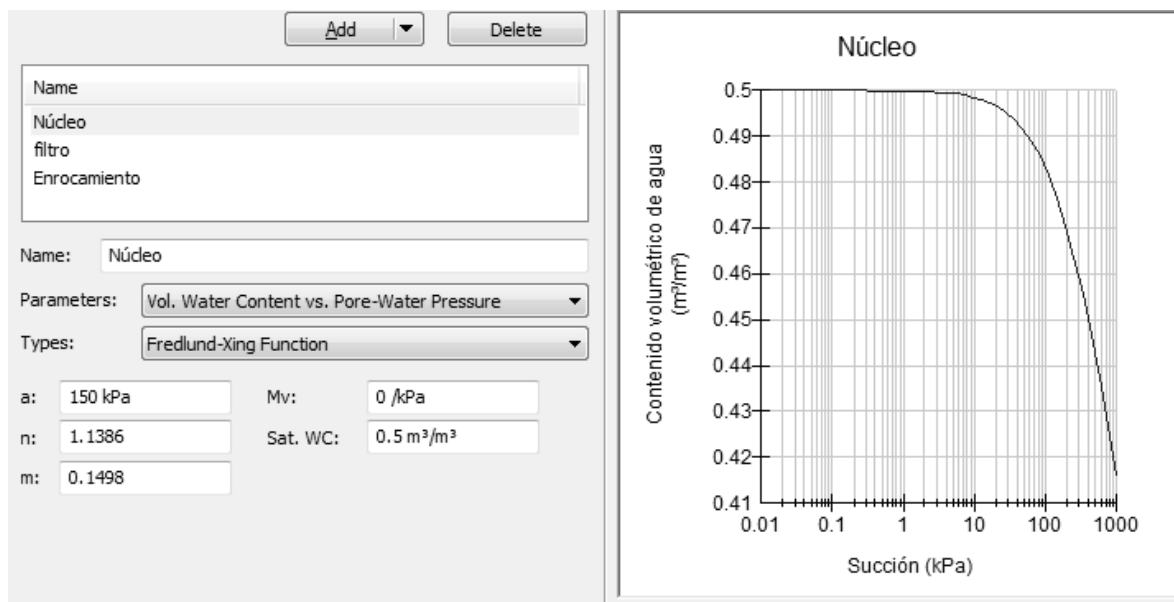


Figura 5.19 Curva característica del núcleo impermeable que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007

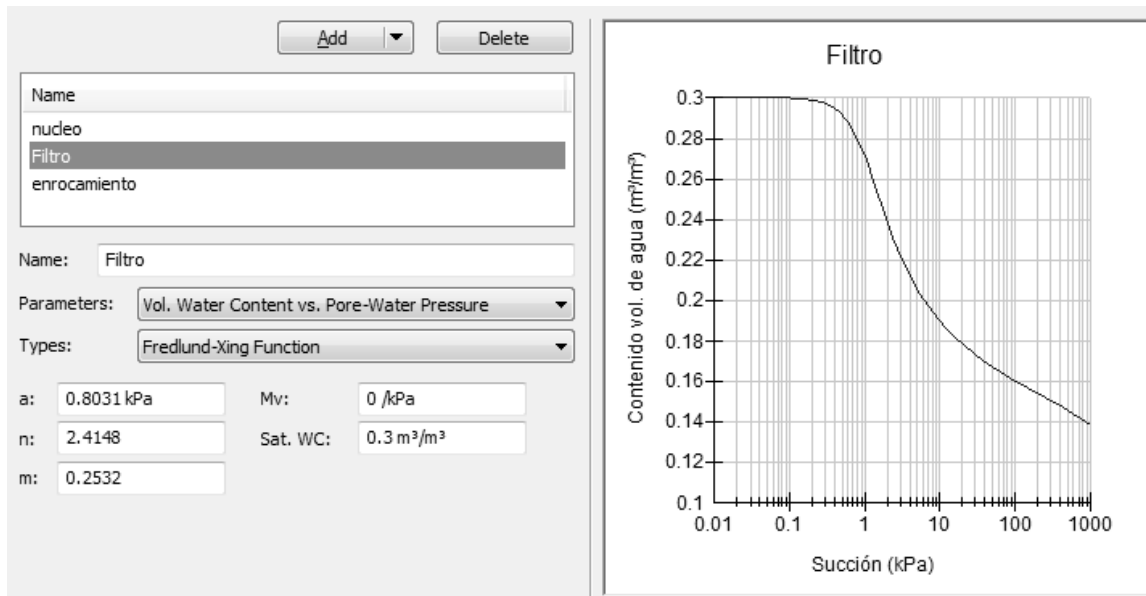


Figura 5.20 Curva característica del filtro (USSCS) que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007

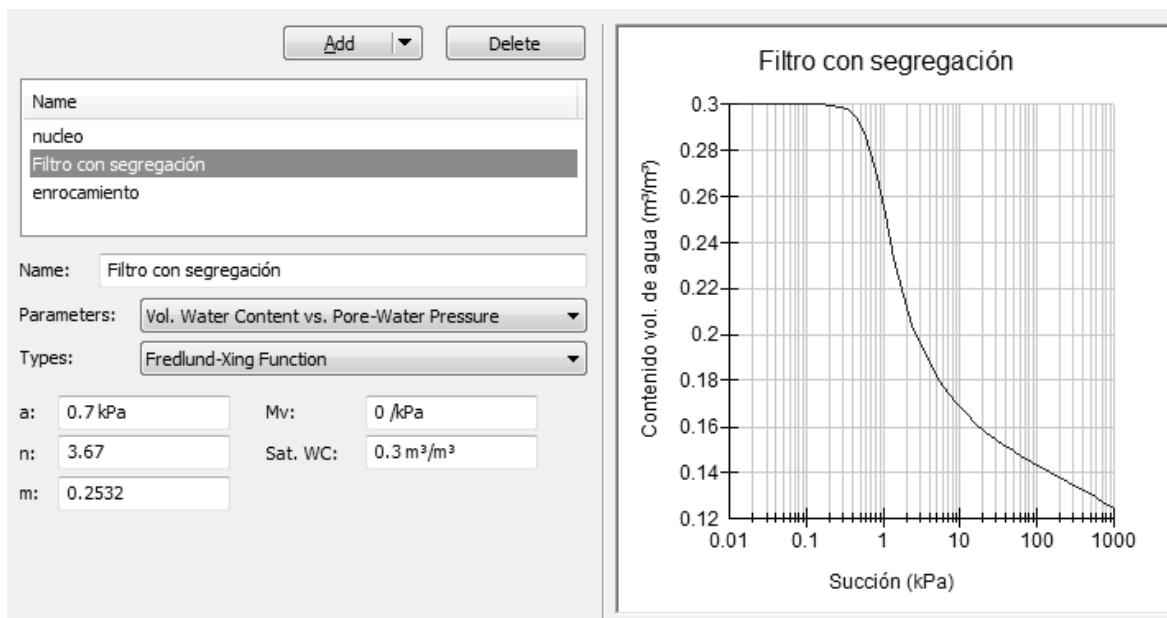


Figura 5.21 Curva característica del filtro instalado (segregación) que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007

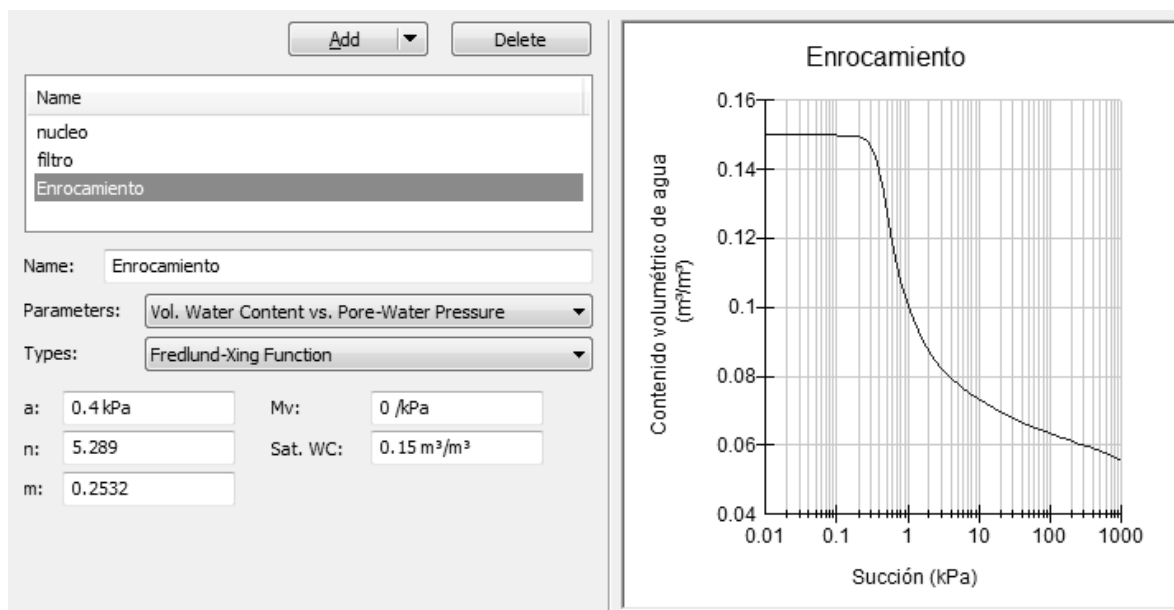


Figura 5.22 Curva característica del enrocamiento que se determinó mediante el programa SEEP/W, 2007

5.4.3.2 Función de conductividad hidráulica

El software SEEP/W (Krahn, 2007), que es el módulo de flujo de agua del programa GEOSTUDIO, permite el cálculo de la función de conductividad hidráulica a partir de la curva característica mediante la ecuación 2.10 que se señaló en el Inciso 2.4.7.1 del Capítulo 2. Las curvas de conductividad hidráulica que se obtuvieron de esta manera se presentan en las Figuras 5.23 a 5.27.

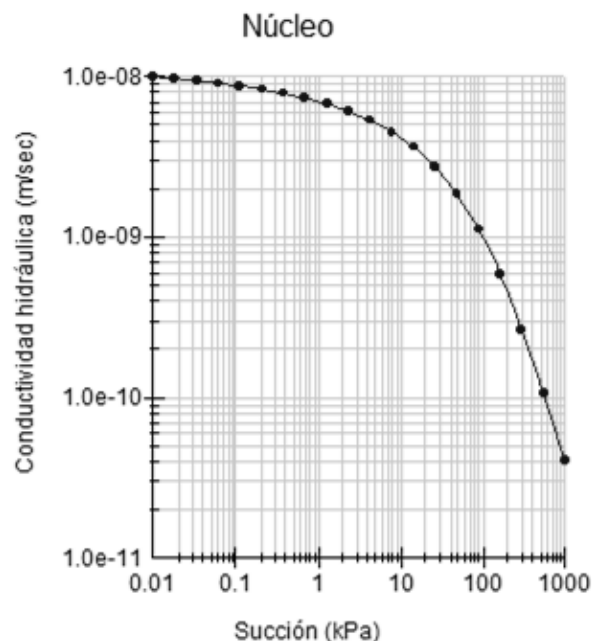


Figura 5.23 Curva de conductividad hidráulica del núcleo obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)

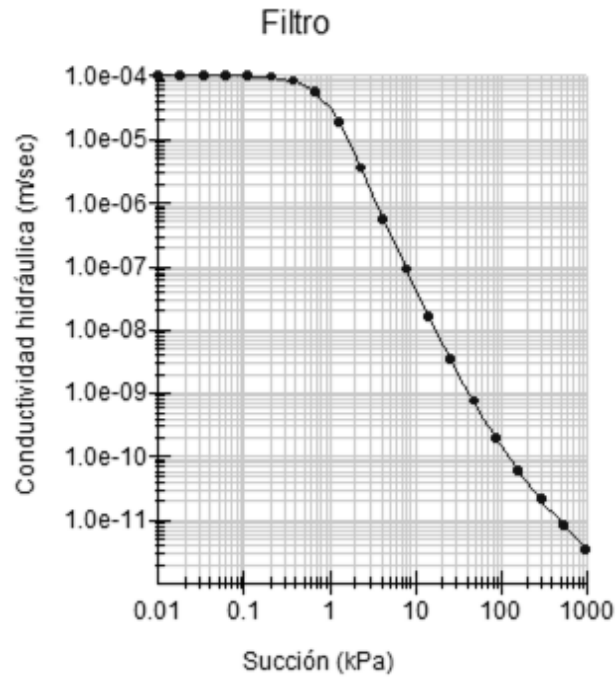


Figura 5.24 Curva de conductividad hidráulica del filtro (USSCS) obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)

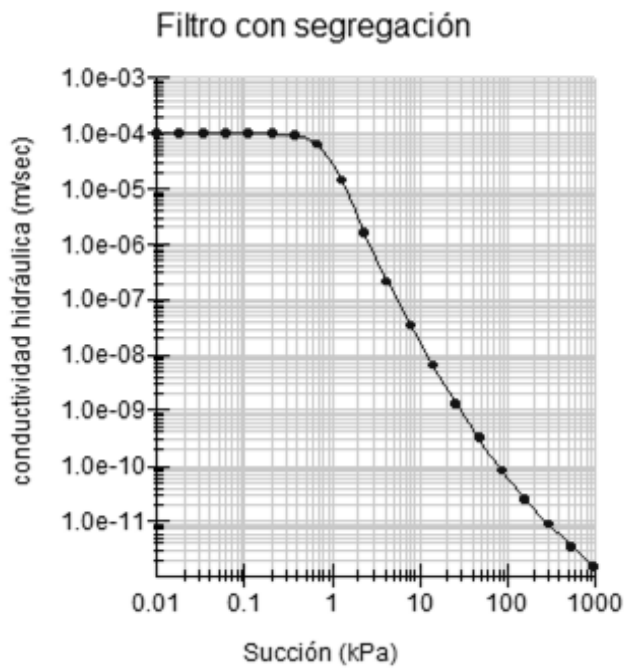


Figura 5.25 Curva de conductividad hidráulica del filtro instalado ($k_1=1 \times 10^{-4}$ m/s) obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)

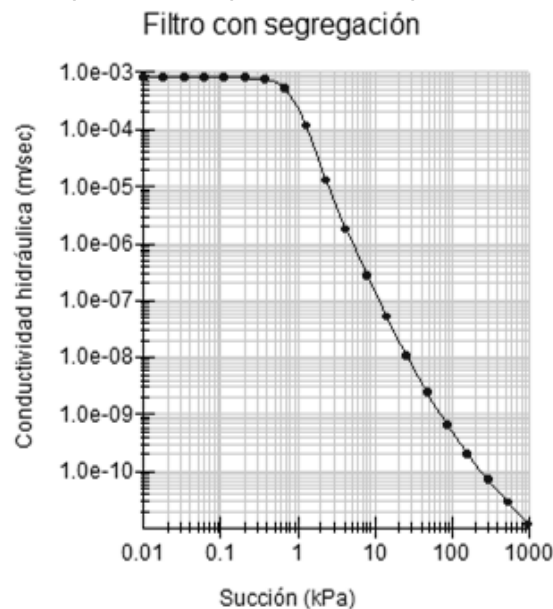


Figura 5.26 Curva de conductividad hidráulica del filtro instalado ($k_2=8 \times 10^{-4}$ m/s) obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)

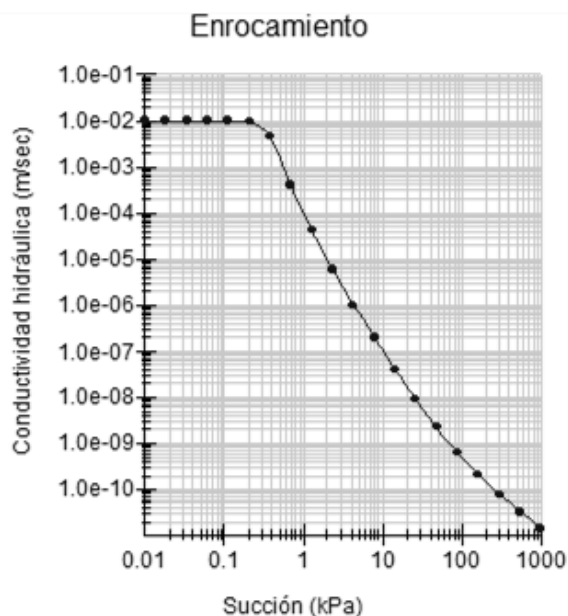


Figura 5.27 Curva de conductividad hidráulica del enrocamiento obtenida mediante el programa SEEP/W (2007)

5.5 Análisis efectuados

La presa *El Batán* se analizó numéricamente para diferentes niveles del embalse con el programa SEEP/W. La sección que se analizó corresponde a la que presentó la falla por erosión interna, debido a la anisotropía en el núcleo y segregación en los filtros (Inciso 5.2). La presa en ese punto tiene una altura de 34.15 m. La altura de desplante de la presa es 1861.65 msnm y los diferentes niveles de embalse considerados en los análisis son 1890 msnm (se representó con la condición de frontera de 17 m), 1902 msnm (se representó con la condición de frontera de 29 m) y 1905.15 msnm (se representó con la condición de frontera de 32.15 m, que corresponde al N.A.M.E).

5.5.1 Modelado de las condiciones reales e ideales

En la Tabla 5.6 se resumen los tipos de análisis realizados:

- a) *Condiciones ideales.*- Asume un buen diseño geotécnico y un proceso constructivo correcto.
- b) *Condiciones reales.*- Considera las condiciones reales a las que estuvo expuesta la presa. Se evalúan tres casos: b.1) Problemas de segregación; b.2) Problemas de anisotropía; b.3) Problemas de segregación y anisotropía (*condición de tubificación*).

Tabla 5.6 Resumen de tipos de análisis realizados

No. de análisis	Tipo	Nombre	Nivel del embalse H (m)	k (m/s) Filtro	Descripción	
1)	Condiciones ideales	Buen diseño y proceso constructivo	17	$k_1=1 \times 10^{-04}$	Este tipo de análisis considera un buen diseño geotécnico, y además que el proceso constructivo se llevó a cabo correctamente.	
2)			29	$k_1=1 \times 10^{-04}$		
3)			32.15	$k_1=1 \times 10^{-04}$		
4.a)	Condiciones reales	Segregación (en el filtro)	17	$k_1=1 \times 10^{-04}$	Este tipo de análisis considera un buen diseño del núcleo impermeable, lo que falló fue el diseño del filtro, el cual, no cumplió con el criterio de segregación descrito en el Subcapítulo 5.2.	
4.b)				$k_2=8 \times 10^{-04}$		
5.a)			29	$k_1=1 \times 10^{-04}$		
5.b)				$k_2=8 \times 10^{-04}$		
6.a)			32.15	$k_1=1 \times 10^{-04}$		
6.b)				$k_2=8 \times 10^{-04}$		
7)		Anisotropía(*) (en el núcleo)	17	$k_1=1 \times 10^{-04}$	La anisotropía se tomó en cuenta debido a las grandes variaciones del porcentaje de humedad cuando se construyó el núcleo de la presa, las cuales ocasionaron fracturamiento en el núcleo (Subcapítulo 5.2).	
8)				29		$k_1=1 \times 10^{-04}$
9)				32.15		$k_1=1 \times 10^{-04}$
10.a)		Segregación y anisotropía(*)	17	$k_1=1 \times 10^{-04}$	En estos últimos análisis se tomaron en cuenta los dos problemas ocurridos, segregación y fracturamiento, los cuales facilitaron la erosión en la presa.	
10.b)				$k_2=8 \times 10^{-04}$		
11.a)			29	$k_1=1 \times 10^{-04}$		
11.b)	$k_2=8 \times 10^{-04}$					
12.a)	32.15		$k_1=1 \times 10^{-04}$			
12.b)			$k_2=8 \times 10^{-04}$			

(*) Relación de anisotropía empleada en los cálculos $k_x=1000 k_y$, donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s.

Nota: Al analizar el problema de segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo al mismo tiempo se intenta representar la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa.

En los cálculos, se utilizaron dos permeabilidades diferentes (ver Tabla 5.6), ya que cuando un material sufre segregación, éste se vuelve más permeable. Por esta razón, se varió la permeabilidad para evaluar cómo repercute en los resultados. Las permeabilidades consideradas en los cálculos, se estimaron a partir de las curvas granulométricas de la Figura 5.14, como se indica en el Anexo “*Estimación de permeabilidades para el filtro de arena en condiciones ideales y con segregación*”.

En la Figura 5.28 se presenta, mediante un diagrama de flujo, la metodología sugerida para la obtención de parámetros y realización de los análisis efectuados en esta investigación.

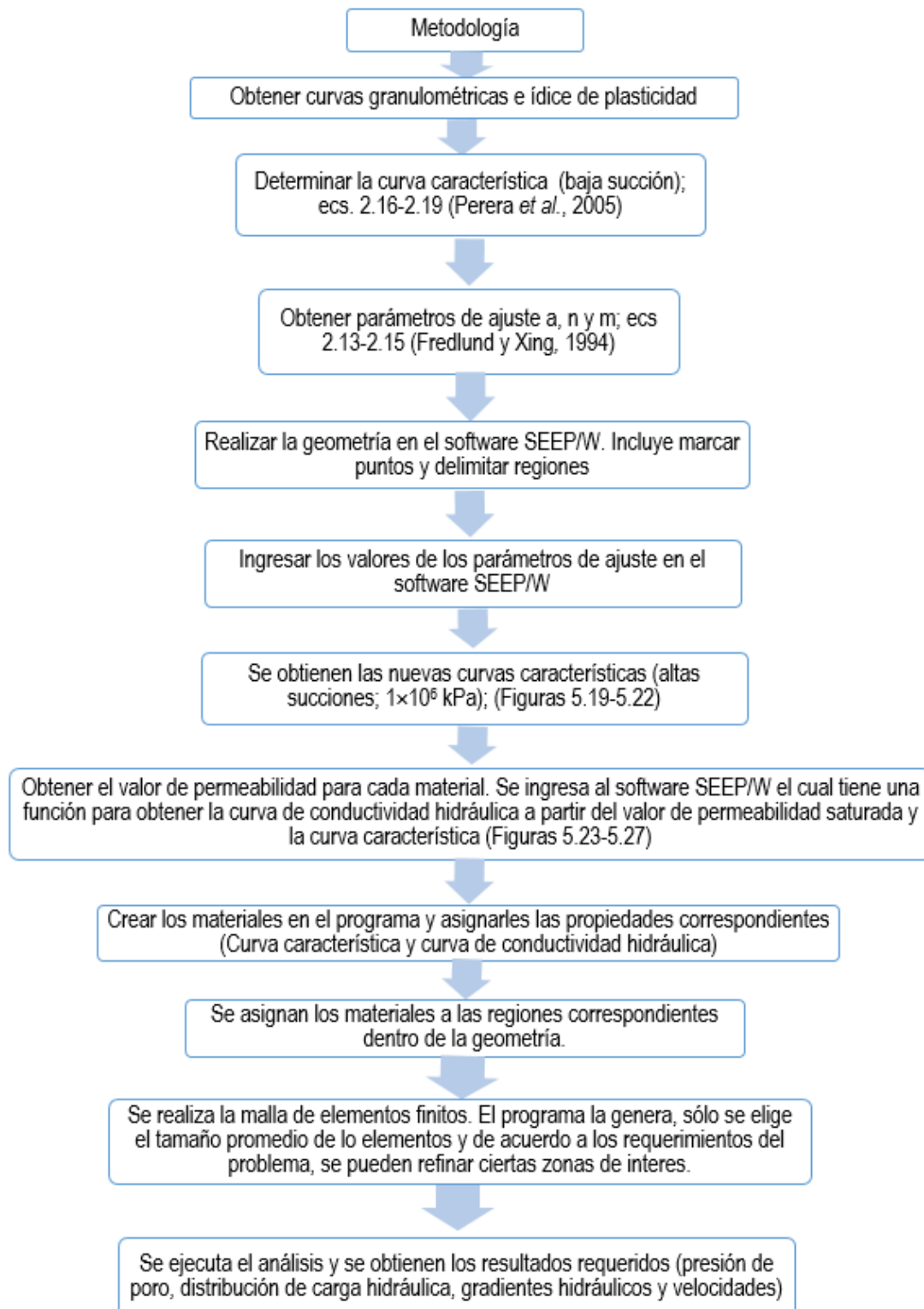


Figura 5.28 Resumen de la metodología sugerida para la obtención de parámetros y realización de los análisis efectuados

En las Figuras 5.29 a 5.31 se muestra la geometría de la sección de la presa analizada y las condiciones de frontera utilizadas en los cálculos (tres diferentes niveles del embalse de la presa). Además, se presenta un ejemplo de la malla de elementos finitos (ver Figura 5.32 utilizada en uno de los análisis (cada malla fue diferente).

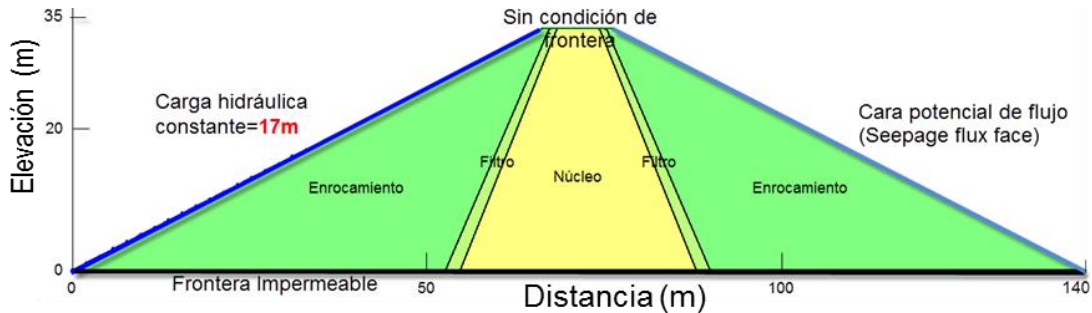


Figura 5.29 Geometría y condiciones de frontera para todos los análisis correspondientes a un nivel del embalse de 17 m (Casos: 1, 4.a, 4.b, 7, 10.a y 10.b de la Tabla 5.6)

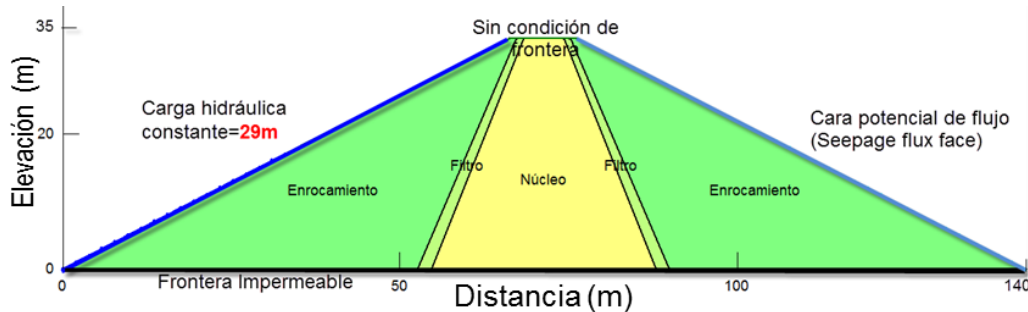


Figura 5.30 Geometría y condiciones de frontera para todos los análisis correspondientes a un nivel del embalse de 29 m (Casos: 2, 5.a, 5.b, 8, 11.a y 11.b de la Tabla 5.6)

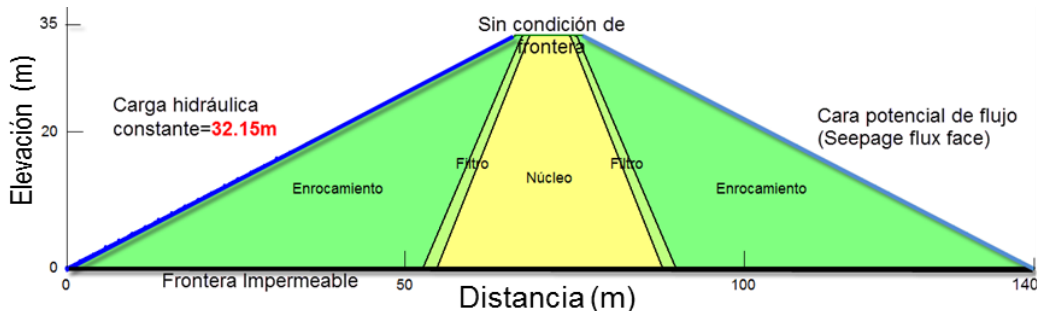


Figura 5.31 Geometría y condiciones de frontera para todos los análisis correspondientes a un nivel del embalse de 32.15 m (Casos: 3, 6.a, 6.b, 9, 12.a y 12.b de la Tabla 5.6)

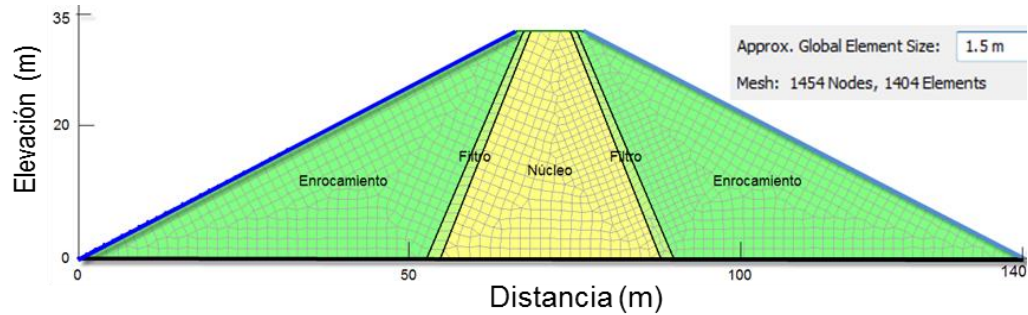


Figura 5.32 Ejemplo de malla de elementos finitos utilizada para el análisis Caso 1 de la Tabla 5.6

La malla de elementos finitos de la Figura 5.32 consta de 1404 elementos finitos, 1454 nodos, y el tamaño general de los elementos es 1.5 m.

Cada análisis que se realizó tiene una configuración propia de la malla de elementos finitos de acuerdo con los requerimientos de cálculo del mismo. En algunos casos, se requirió de un refinamiento en la zona de filtros, en otros casos, en el núcleo, etc. El número máximo de elementos que se utilizó en los análisis aquí realizados fue aproximadamente 7000, con un tamaño general de los elementos de 1 m.

En las Figuras 5.33 a 5.44 se muestra mediante figuras algunos resultados obtenidos de distribución de presión de poro, distribución de carga hidráulica y distribución de gradientes hidráulicos en la sección analizada.

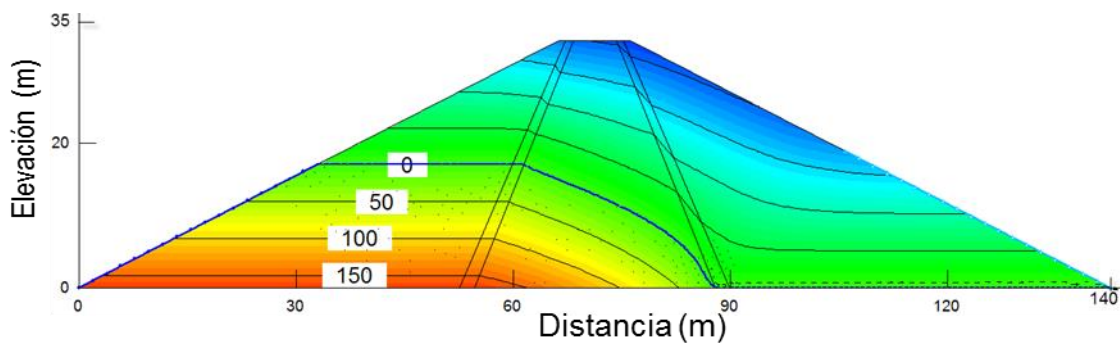


Figura 5.33 Distribución de presión de poro (kPa) en el análisis 1 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 17 m)

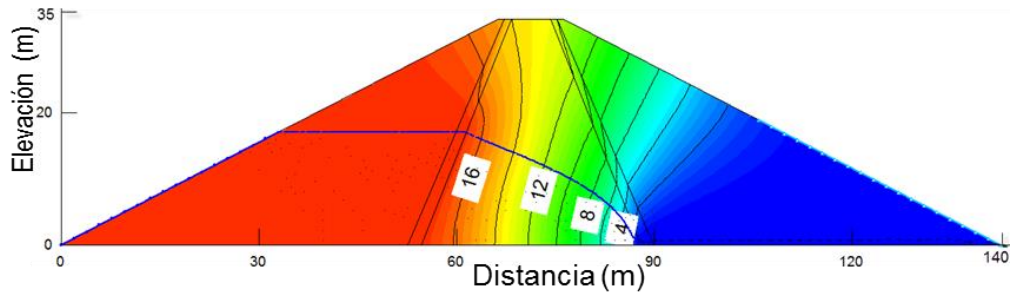


Figura 5.34 Distribución de carga hidráulica (m) en el análisis 1 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 17 m)

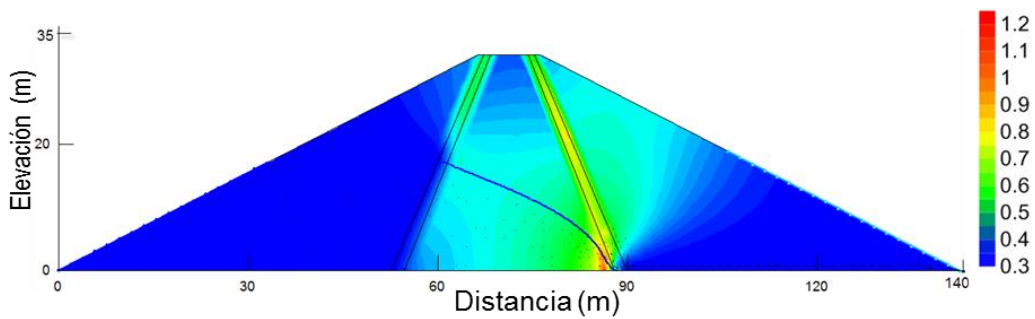


Figura 5.35 Distribución de gradientes hidráulicos en el análisis 1 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 17 m)

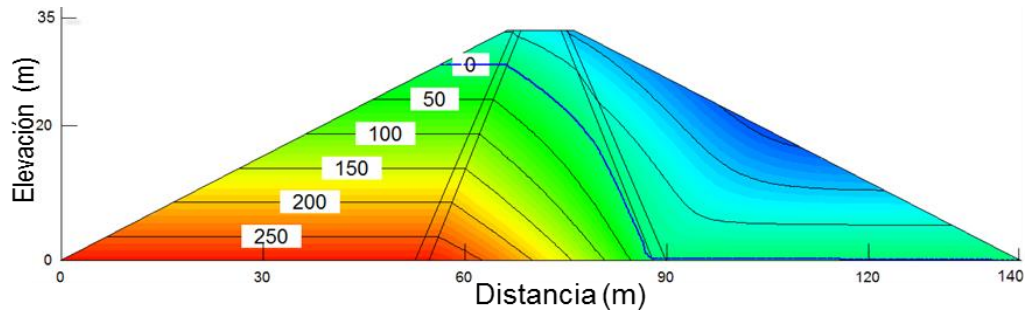


Figura 5.36 Distribución de presión de poro (kPa) en el análisis 2 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 29 m)

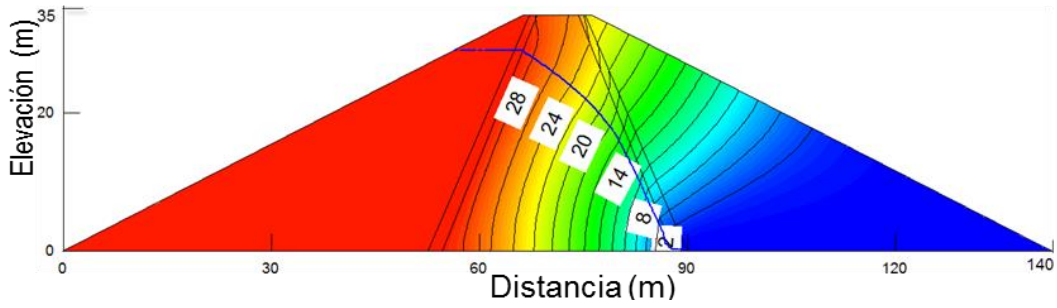


Figura 5.37 Distribución de carga hidráulica (m) en el análisis 2 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 29 m)

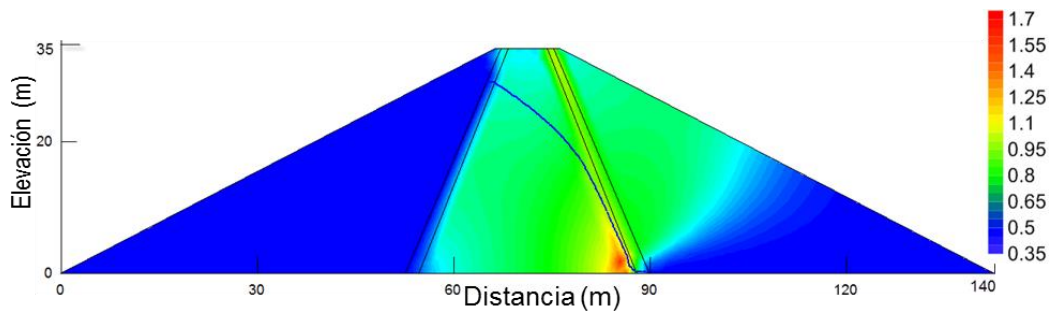


Figura 5.38 Distribución de gradientes hidráulicos en el análisis 2 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 29 m)

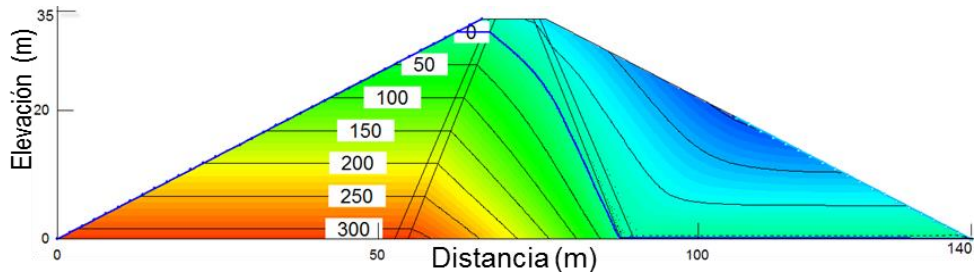


Figura 5.39 Distribución de presión de poro (kPa) en el análisis 3 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 32.15 m)

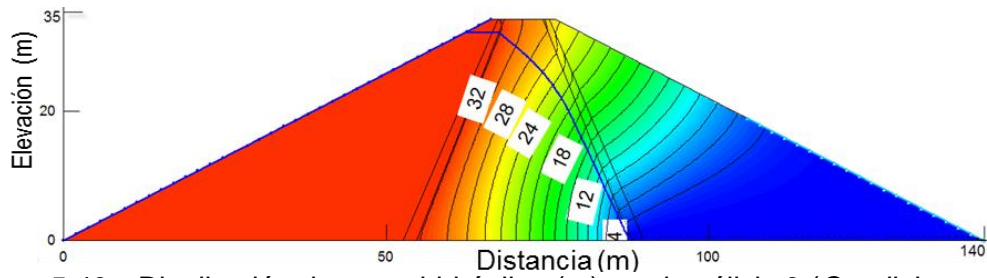


Figura 5.40 Distribución de carga hidráulica (m) en el análisis 3 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 32.15 m)

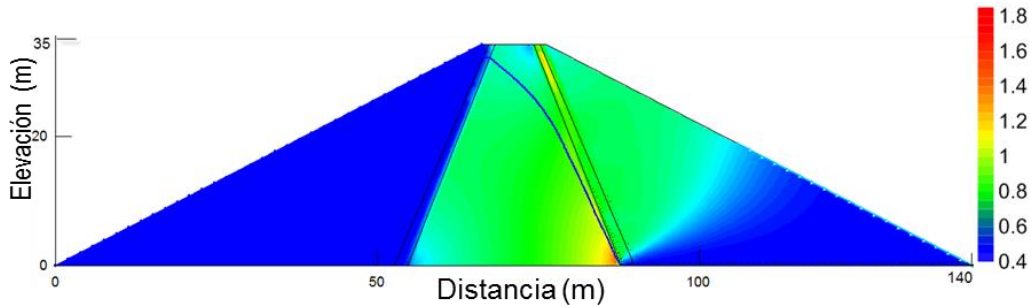


Figura 5.41 Distribución de gradientes hidráulicos en el análisis 3 (*Condiciones ideales*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 32.15 m)

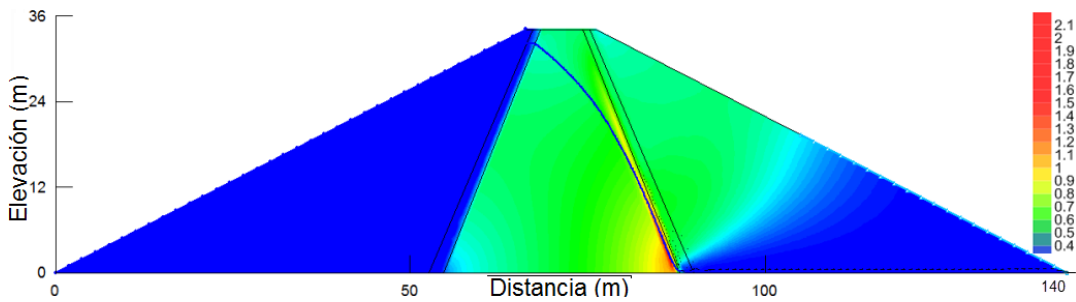


Figura 5.42 Distribución de gradientes hidráulicos en el análisis 6.b (*Condiciones reales con segregación*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 32.15 m)

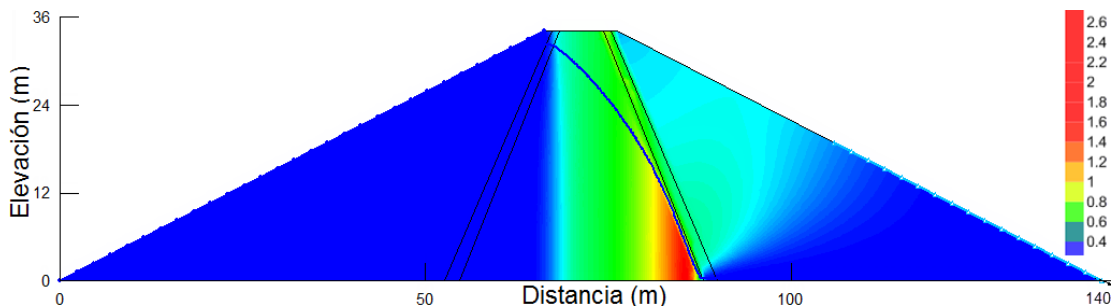
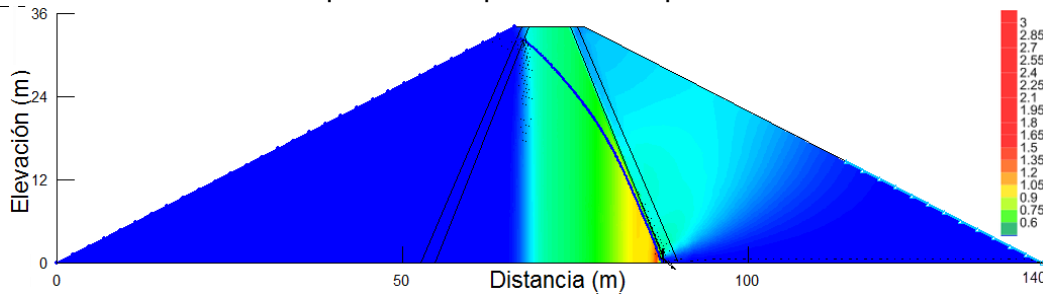
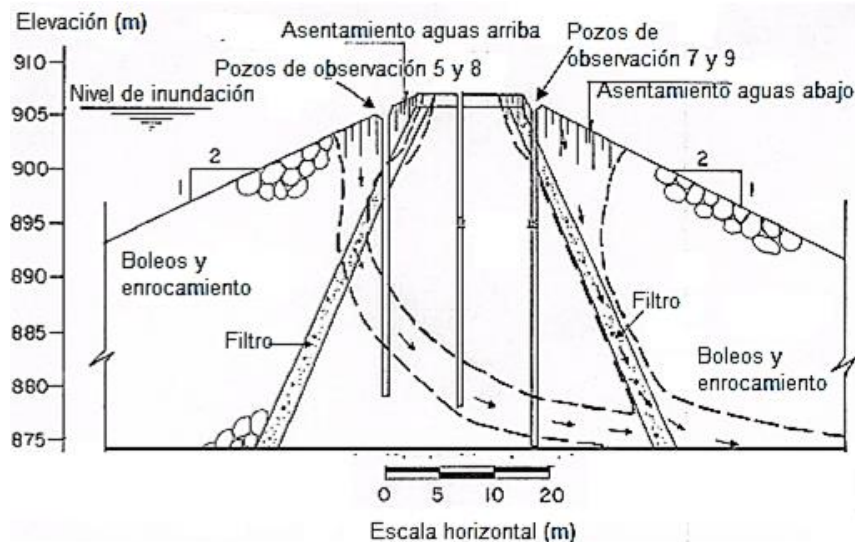


Figura 5.43 Distribución de gradientes hidráulicos en el análisis 9 (*Condiciones reales con anisotropía*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 32.15 m)

Capítulo 5. Caso real de una presa susceptible de falla por erosión interna



(a) Distribución de gradientes hidráulicos en el análisis 12.a (*Condiciones reales con segregación y anisotropía*) de la Tabla 5.6 (nivel del embalse: 32.15 m)



(b) Trayectorias de erosión interna en la presa *El Batán* (modificado de Flores *et al.*, 2010)

Figura 5.44 Evaluación de resultados para la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa y comparación con las trayectorias de erosión observadas.

Los resultados expuestos en las Figuras 5.33 a 5.44 muestran en general que la distribución de presión de poro y de carga hidráulica es similar para todos los casos, pero su magnitud es variable en función del nivel del embalse. Con respecto a la distribución de gradiente hidráulico, su magnitud resultante depende del nivel del embalse, el valor máximo en todos los casos analizados se presenta al pie del talud aguas abajo del núcleo impermeable de arcilla; de igual forma, los valores más altos se obtienen cuanto más elevado es el nivel del embalse.

En la Tabla 5.7 se proporciona el resumen de los resultados obtenidos en los análisis efectuados (referentes a gastos, y velocidades en dirección horizontal, vertical y magnitud resultante), además se indican la permeabilidad del filtro utilizada en cada caso y los niveles del embalse considerados en cada cálculo.

Tabla 5.7 Tipos de análisis, resultados de gasto y velocidades al pie del talud aguas abajo del núcleo impermeable de arcilla

Análisis	Tipo	Nombre	k_{filtro} (m/s)	H (m)	Gasto (m^3/s)	V_x (m/s)	V_y (m/s)	V_{xy} (m/s)
1)	Condiciones ideales	Buen diseño y proceso constructivo	$k_1=1 \times 10^{-4}$	17	5.97×10^{-08}	1.43×10^{-08}	3.29×10^{-09}	1.47×10^{-08}
2)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	29	1.85×10^{-07}	1.65×10^{-08}	3.40×10^{-09}	1.68×10^{-08}
3)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	32.15	2.35×10^{-07}	1.9×10^{-08}	3.5×10^{-09}	1.91×10^{-08}
4.a)	Condiciones reales	Segregación (en el filtro)	$k_1=1 \times 10^{-4}$	17	6.38×10^{-08}	1.55×10^{-08}	5.03×10^{-09}	1.63×10^{-08}
4.b)			$k_2=8 \times 10^{-4}$	17	6.59×10^{-08}	1.62×10^{-08}	4.83×10^{-09}	1.69×10^{-08}
5.a)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	29	1.92×10^{-07}	1.90×10^{-08}	5.15×10^{-09}	1.97×10^{-08}
5.b)			$k_2=8 \times 10^{-4}$	29	1.97×10^{-07}	2.01×10^{-08}	5.09×10^{-09}	2.07×10^{-08}
6.a)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	32.15	2.44×10^{-07}	2.16×10^{-08}	5.33×10^{-09}	2.22×10^{-08}
6.b)			$k_2=8 \times 10^{-4}$	32.15	2.51×10^{-07}	2.25×10^{-08}	5.26×10^{-09}	2.31×10^{-08}
7)		Anisotropía ^(*) (en el núcleo)	$k_1=1 \times 10^{-4}$	17	6.90×10^{-08}	1.70×10^{-08}	3.11×10^{-08}	3.54×10^{-08}
8)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	29	2.20×10^{-07}	2.12×10^{-08}	3.46×10^{-08}	4.06×10^{-08}
9)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	32.15	3.00×10^{-07}	2.34×10^{-08}	3.78×10^{-08}	4.45×10^{-08}
10.a)		Segregación y anisotropía ^(*)	$k_1=1 \times 10^{-4}$	17	7.13×10^{-08}	2.07×10^{-08}	3.56×10^{-08}	4.12×10^{-08}
10.b)			$k_2=8 \times 10^{-4}$	17	7.37×10^{-08}	1.77×10^{-08}	3.24×10^{-08}	3.70×10^{-08}
11.a)			$k_1=1 \times 10^{-4}$	29	2.38×10^{-07}	2.60×10^{-08}	3.89×10^{-08}	4.68×10^{-08}
11.b)	$k_2=8 \times 10^{-4}$		29	2.53×10^{-07}	2.40×10^{-08}	3.74×10^{-08}	4.45×10^{-08}	
12.a)	$k_1=1 \times 10^{-4}$		32.15	3.14×10^{-07}	3.03×10^{-08}	4.25×10^{-08}	5.22×10^{-08}	
12.b)	$k_2=8 \times 10^{-4}$		32.15	3.30×10^{-07}	2.82×10^{-08}	4.05×10^{-08}	4.94×10^{-08}	

^(*) Relación de anisotropía empleada en los cálculos $k_x=1000 k_y$, donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s.

Nota:

- Al analizar el problema de segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo al mismo tiempo se intenta representar la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa.
- En las siguientes tablas, figuras o comentarios realizados, se asigna el nombre k_1 a la permeabilidad 1×10^{-4} m/s, y k_2 a la permeabilidad 8×10^{-4} m/s.

En las Figuras 5.45 y 5.46 se muestran en la forma de gráficas los resultados del gasto calculado al centro del núcleo de la presa y la velocidad horizontal calculada en el pie del talud aguas abajo del núcleo. En las curvas se observa que, como era de esperarse, los valores más pequeños se obtienen para una condición de frontera de 17 m y los máximos valores ocurren para 32.15 m (N. A. M. E). Además, los valores más altos para el gasto y la velocidad horizontal se presentan cuando en los análisis se asumen problemas de segregación en el filtro de la presa y anisotropía en el núcleo de arcilla al mismo tiempo (que intenta representar la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa).

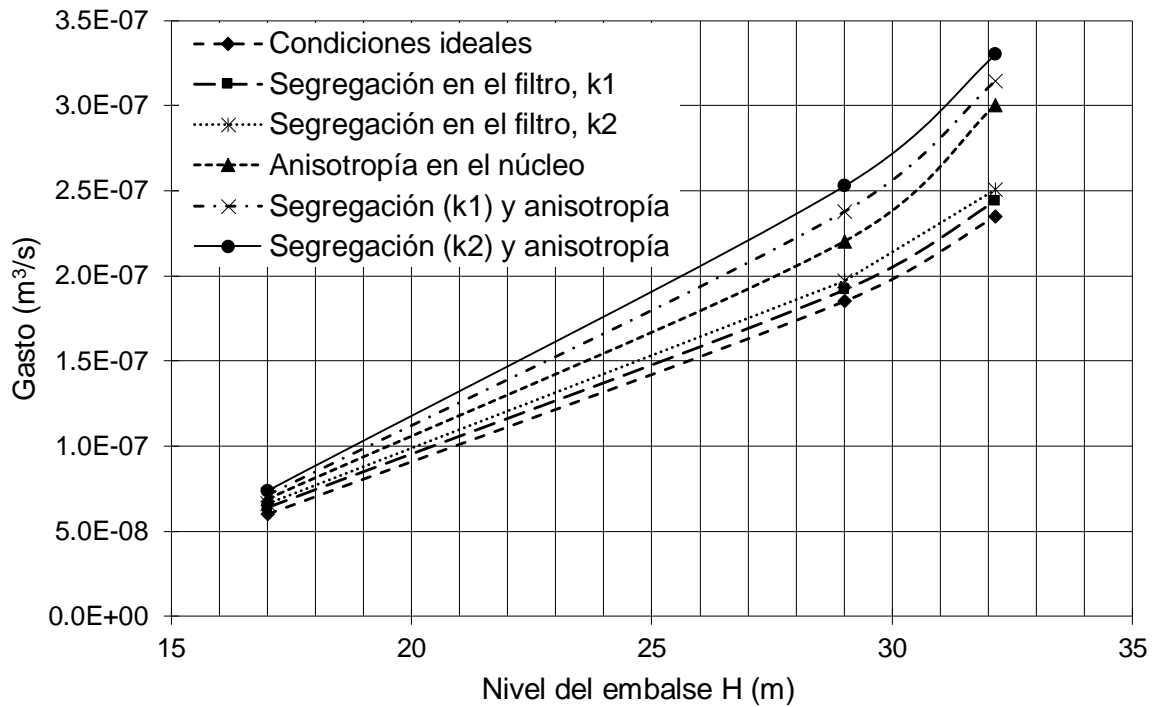


Figura 5.45 Gasto calculado (m^3/s) a través del núcleo de la presa, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)

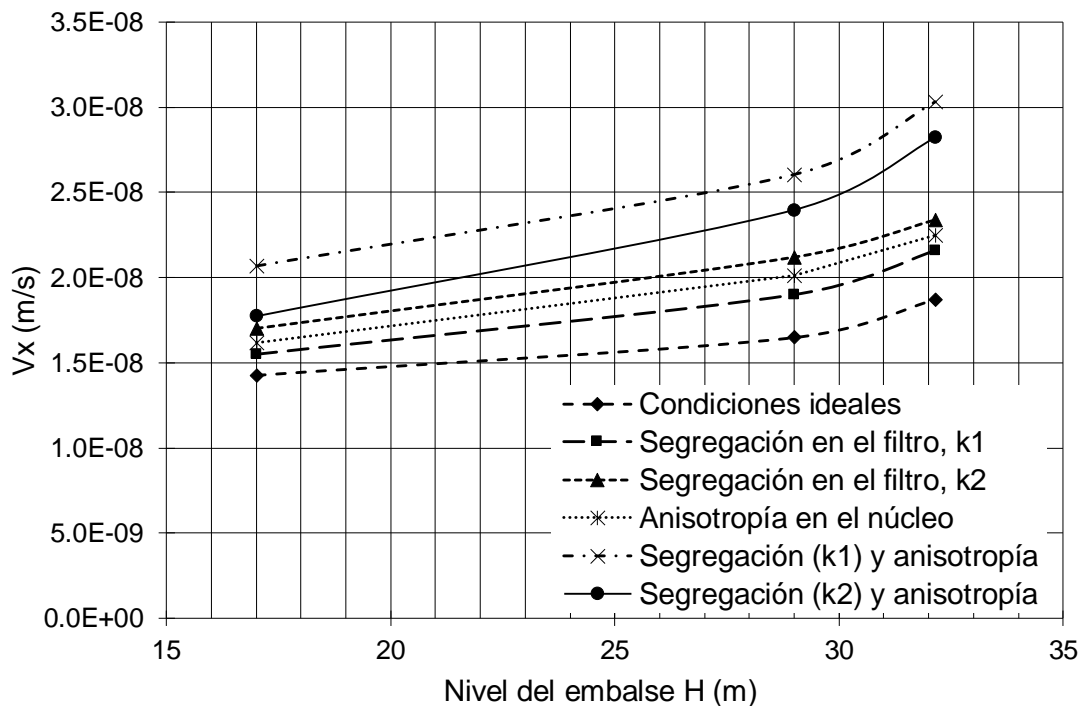


Figura 5.46 Velocidad horizontal (m/s) en el pie del talud aguas abajo del núcleo, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)

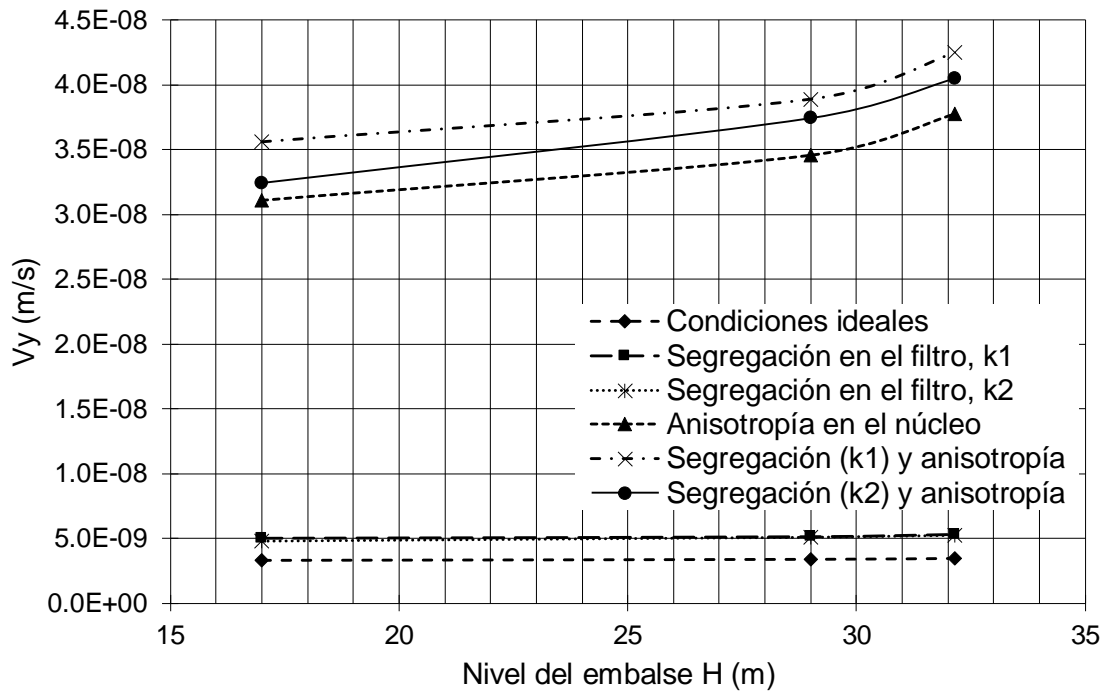


Figura 5.47 Velocidad vertical (m/s) en el pie del talud aguas abajo del núcleo, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)

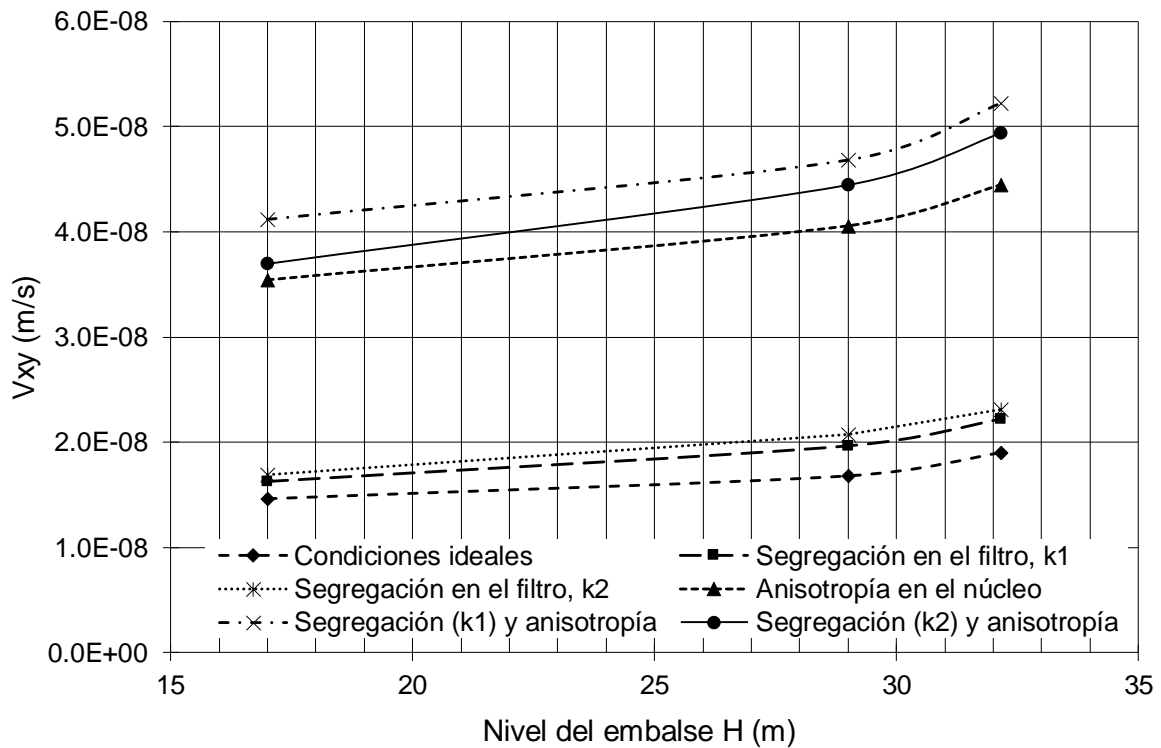


Figura 5.48 Velocidad resultante (m/s) en el pie del talud aguas abajo del núcleo, para los distintos niveles del embalse considerados (ver valores puntuales en la Tabla 5.7)

La Figura 5.47 muestra que la velocidad vertical (calculada en el pie del talud aguas abajo del núcleo) prácticamente se mantiene constante para los tres diferentes niveles del embalse en los análisis en condiciones ideales y considerando segregación en los filtros de la presa. Con respecto a la velocidad horizontal, ésta se incrementa conforme el nivel de embalse es mayor, asimismo los valores más altos ocurren cuando se consideran en los cálculos ambos problemas (anisotropía en el núcleo y segregación en los filtros, representando la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa). En lo que corresponde a la velocidad resultante (calculada también en el pie del talud aguas abajo del núcleo), su magnitud aumenta conforme se incrementa el nivel de embalse para las seis condiciones de análisis; igualmente, los valores más altos se presentan cuando se consideran problemas de anisotropía en el núcleo y segregación en los filtros al mismo tiempo (representando la *condición de tubificación*).

Bridle (2007) demostró en términos de velocidades de filtración que si el contenido de limo en un suelo es alto, y que además puede comportarse como un limo no cohesivo, la erosión puede iniciarse a velocidades de aproximadamente 0.012 m/s, la cual, es una velocidad alta en comparación con las desarrolladas dentro del núcleo impermeable de la presa *El Batán* (del orden de 10^{-8} m/s). Con base en lo anterior, podría pensarse que las velocidades desarrolladas dentro del núcleo impermeable de la presa no fueron las que provocaron el problema de erosión interna.

Por otra parte, en las Tablas 5.8 a 5.10 y las Figuras 5.49 y 5.50 se muestran los resultados de los gradientes hidráulicos máximos obtenidos en dirección horizontal, dirección vertical y magnitud resultante, además de un porcentaje de aumento respecto al valor de las denominadas *condiciones ideales* (el signo negativo indica que el valor disminuye y el signo positivo indica que el valor aumenta). Todos los resultados fueron obtenidos al pie del talud de aguas abajo del núcleo impermeable de arcilla.

Tabla 5.8 Resumen de gradientes hidráulicos horizontales máximos $i_{x_{máx}}$

Nivel del embalse H (m)	Condiciones ideales	Gradientes hidráulicos horizontales máximos				
		Segregación en el filtro		Anisotropía en el núcleo (*)	Segregación y anisotropía (*)	
		$k_1=1 \times 10^{-4}$ (m/s)	$k_2=8 \times 10^{-4}$ (m/s)		$k_1=1 \times 10^{-4}$ (m/s)	$k_2=8 \times 10^{-4}$ (m/s)
17	1.27	1.44 (13%)	1.48 (16%)	1.62 (27%)	2.09 (64%)	1.77 (39%)
29	1.49	1.81 (21%)	1.87 (25%)	2.01 (35%)	2.6 (74%)	2.4 (61%)
32.15	1.83	2.01 (9%)	2.08 (14%)	2.61 (43%)	3.03 (65%)	2.83 (54%)

Nota:

- El porcentaje mostrado, es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos en las denominadas *condiciones ideales*.
- Al analizar el problema de segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo al mismo tiempo se intenta representar la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa.
- (*) Relación de anisotropía empleada en los cálculos $k_x=1000 k_y$, donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s.

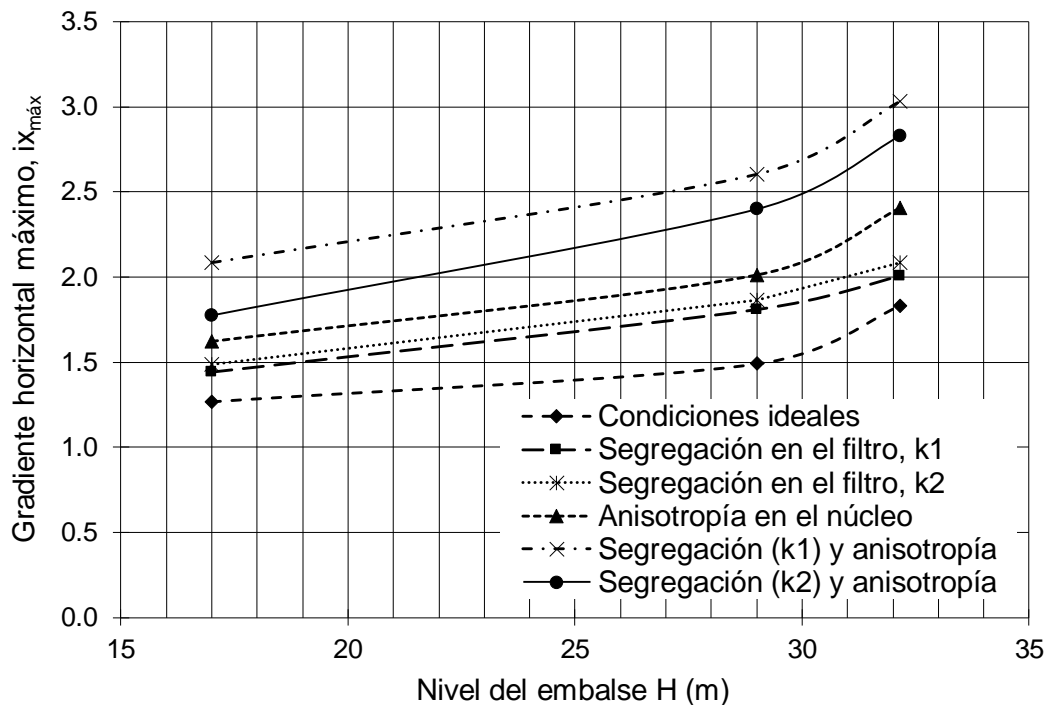


Figura 5.49 Gradiente hidráulico horizontal máximo $i_{x_{m\acute{a}x}}$ en función del nivel del embalse (ver Tabla 5.8)

Tabla 5.9 Resumen de gradientes hidráulicos verticales máximos $i_{y_{m\acute{a}x}}$

Nivel del embalse H (m)	Gradientes hidráulicos verticales máximos					
	Condiciones ideales	Segregación en el filtro		Anisotropía en el núcleo (*)	Segregación y anisotropía (*)	
		$k_1=1 \times 10^{-4}$ (m/s)	$k_2=8 \times 10^{-4}$ (m/s)		$k_1=1 \times 10^{-4}$ (m/s)	$k_2=8 \times 10^{-4}$ (m/s)
17	0.04	0	0	0	0	0
29	0.06	0.03	0.04	0.01	0	0
32.15	0.08	0.07	0.07	0	0	0

Nota:

- Al analizar el problema de segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo al mismo tiempo se intenta representar la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa.
- (*) Relación de anisotropía empleada en los cálculos $k_x=1000 k_y$, donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s.

La Tabla 5.9 muestra que los gradientes máximos en dirección vertical dentro de la presa obtenidos con el modelado numérico no son relevantes, debido a que son aproximados o iguales a 0 (cero); por esta razón, el énfasis se centra en los gradientes hidráulicos en dirección horizontal, los cuales deberían predominar en diseños futuros.

Tabla 5.10 Resumen de gradientes hidráulicos resultantes máximos $i_{res\text{máx}}$

Nivel del embalse H (m)	Condiciones ideales	Gradientes hidráulicos resultantes máximos				
		Segregación en el filtro		Anisotropía en el núcleo (*)	Segregación y anisotropía (*)	
		$k_1=1 \times 10^{-4}$ (m/s)	$k_2=8 \times 10^{-4}$ (m/s)		$k_1=1 \times 10^{-4}$ (m/s)	$k_2=8 \times 10^{-4}$ (m/s)
17	1.28	1.46 (14%)	1.48 (16%)	1.62 (26%)	2.09 (63%)	1.8 (41%)
29	1.60	1.81 (13%)	1.87 (17%)	2.01 (26%)	2.6 (63%)	2.4 (50%)
32.15	1.83	2.01 (10%)	2.09 (14%)	2.61 (43%)	3.03 (66%)	2.83 (55%)

Nota:

- El porcentaje mostrado, es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos en *condiciones ideales*.
- Al analizar el problema de segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo al mismo tiempo se intenta representar la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa.
- (*) Relación de anisotropía empleada en los cálculos $k_x=1000 k_y$, donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s.

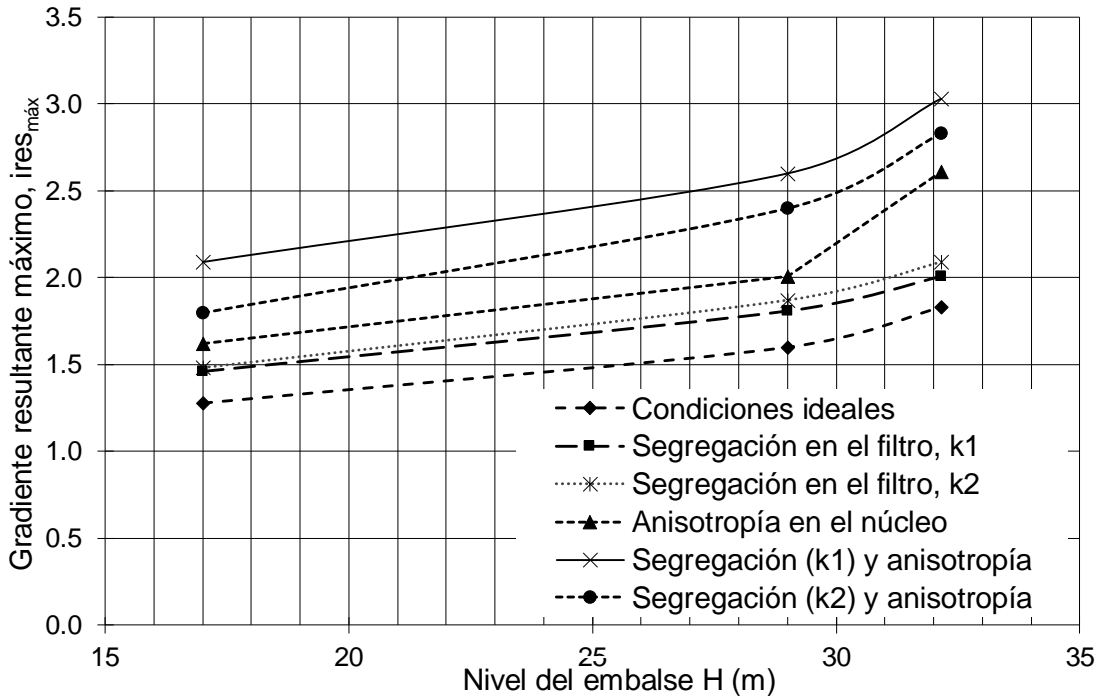


Figura 5.50 Gradiente hidráulico resultante máximo en función del nivel del embalse (ver Tabla 5.10)

Las Tablas 5.8 y 5.10 describen comportamientos similares del gradiente hidráulico, estas tablas con sus respectivas gráficas muestran una tendencia al aumento del gradiente horizontal y resultante máximos conforme se incrementa el nivel del embalse. Además muestran un aumento al incorporar las condiciones reales a las que estuvo expuesta la presa (segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo, representando la *condición de tubificación*). Al considerar anisotropía en el núcleo impermeable, se asume que la permeabilidad en dirección horizontal aumenta, lo que propicia que se desarrollen trayectorias preferenciales de flujo. Adicionalmente, como era de esperarse, los valores

mínimos del gradiente ocurren cuando se modela la presa en condiciones *ideales*, es decir, sin problemas constructivos y con un buen diseño de filtros.

Sun (1989) llevó a cabo pruebas sometidas a gradientes muy altos (con valores de 8 aproximadamente), los cuales, como él mismo lo señala no se presentan en una presa. En los análisis aquí efectuados (bajo condiciones establecidas) se obtuvieron valores de gradientes altos con magnitud de aproximadamente 3, los cuales son propiciados en este caso por un proceso constructivo mal realizado que derivó en segregación en los filtros de la presa y anisotropía en el núcleo de arcilla. Los altos gradientes hidráulicos provocan problemas de erosión interna, que pueden ocasionar la falla de la presa por tubificación si el problema no se detecta a tiempo.

La Tabla 5.2 que presenta los resultados obtenidos por Flores *et al.* (2010) mediante el método gráfico, se puede comparar con la Tabla 5.10 que muestra los resultados obtenidos en esta tesis mediante modelado numérico. Esta comparación se proporciona en la Tabla 5.11, en la cual se muestra que los valores obtenidos mediante modelado numérico para la *condición de tubificación* (análisis tomando en cuenta segregación en los filtros y anisotropía en el núcleo al mismo tiempo) fueron menores que los calculados con el método gráfico (red de flujo) para ambos niveles de embalse (el valor máximo obtenido con modelado numérico es de 2.4 comparado con un valor de 5 reportado en la Tabla 5.2 (valores obtenidos mediante método gráfico, Flores *et al.*, 2010), y por el contrario, para los análisis considerando *condiciones ideales* los valores con modelado numérico fueron mayores para ambos niveles de embalse. Adicionalmente, se hicieron análisis para una altura de 1905.15 msnm (condición de frontera de 32.15 m), que fue el nivel alcanzado en el embalse de la presa después de que el sitio estuvo expuesto a varios días de lluvias intensas. Los valores de gradientes obtenidos para esta última condición fueron los más altos, favoreciendo el arrastre de partículas en la presa (problemas de erosión interna).

Tabla 5.11 Valores de gradientes hidráulicos máximos resultantes obtenidos mediante método gráfico (Flores *et al.*, 2010) y modelado numérico (esta tesis)

	Gradientes hidráulicos máximos			
	Durante la tubificación^(*)		Condiciones ideales	
	H = 17 m (1890 msnm)	H = 29 m (1902 msnm)	H = 17 m (1890 msnm)	H = 29 m (1902 msnm)
Método gráfico (Flores <i>et al.</i>, 2010)	2.0	5.0	0.8	1.4
Modelado numérico	1.8	2.4	1.28	1.6

^(*) En los análisis numéricos aquí efectuados “*Durante la tubificación*” se refiere a la condición en la que se asumió segregación en los filtros y anisotropía en el núcleo (relación $k_x=1000k_y$; donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s) al mismo tiempo.

5.5.2 Modelado variando las características del núcleo

Las siguientes tablas y gráficas muestran los resultados de análisis paramétricos que se realizaron para estudiar cómo afecta (a) la geometría del núcleo y (b) la anisotropía del núcleo de la presa en el desarrollo de gradientes hidráulicos de salida al pie del talud de aguas abajo del núcleo. Los resultados se refieren a los gradientes hidráulicos resultantes máximos.

5.5.2.1 Geometría del núcleo

Para estudiar cómo afecta la geometría del núcleo impermeable de arcilla en el desarrollo de gradientes hidráulicos de salida al pie del talud de aguas abajo, se llevaron a cabo una serie de análisis variando la inclinación del talud de éste (inclinaciones menores y mayores que la inclinación de diseño $\rightarrow 0.4h:1.0v$).

Las inclinaciones de taludes estudiadas fueron (tanto aguas arriba como aguas abajo del núcleo de la presa): $0.11h:1.0v$; $0.25h:1.0v$; $0.33h:1.0v$; $0.4h:1.0v$ (diseño); $0.47h:1.0v$; $0.55h:1.0v$; $0.74h:1.0v$; $0.84h:1.0v$; $1.0h:1.0v$ y $1.5h:1.0v$.

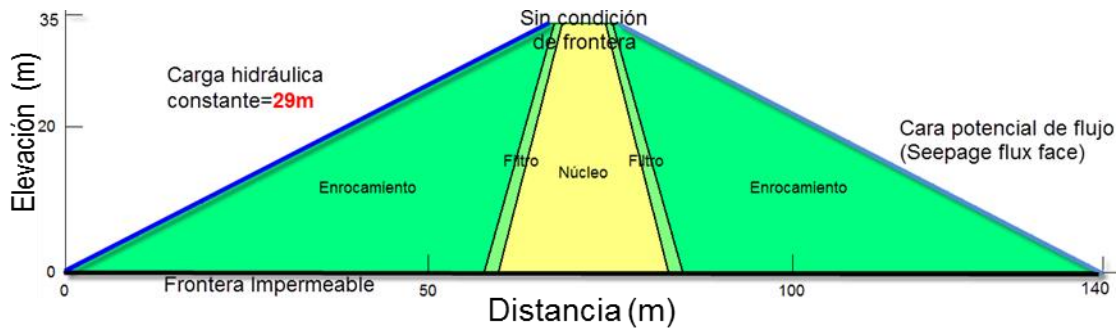


Figura 5.51 Geometría y condiciones de frontera para una inclinación del talud del núcleo $0.25h:1.0v$ (tanto aguas arriba como aguas abajo)

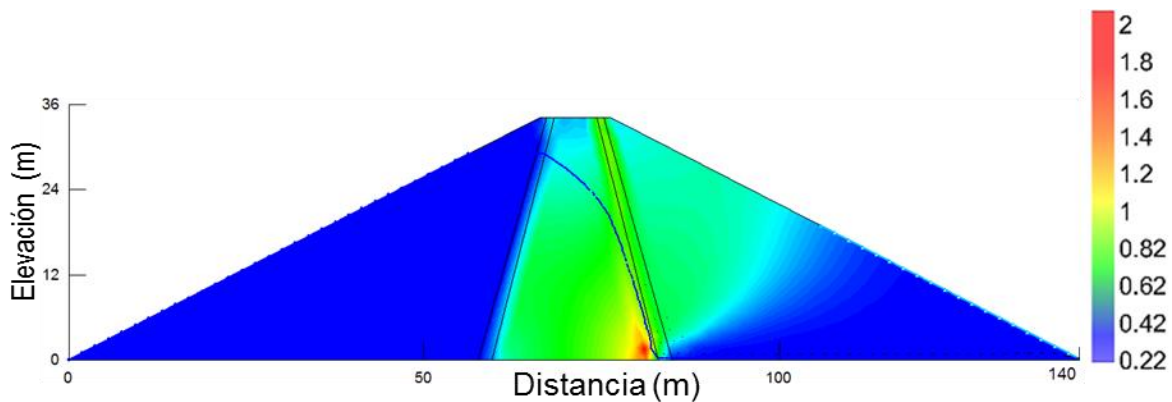


Figura 5.52 Distribución de gradientes hidráulicos para una inclinación del talud del núcleo $0.25h:1.0v$ (tanto aguas arriba como aguas abajo)

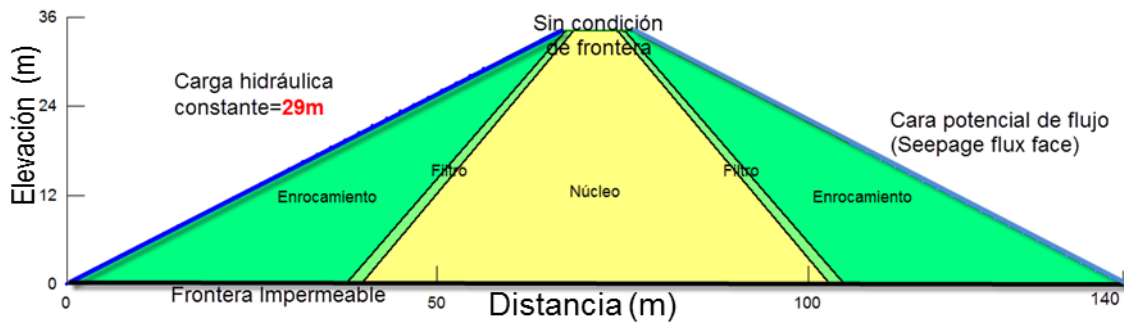


Figura 5.53 Geometría y condiciones de frontera para una inclinación del talud del núcleo 0.84h:1.0v (tanto aguas arriba como aguas abajo)

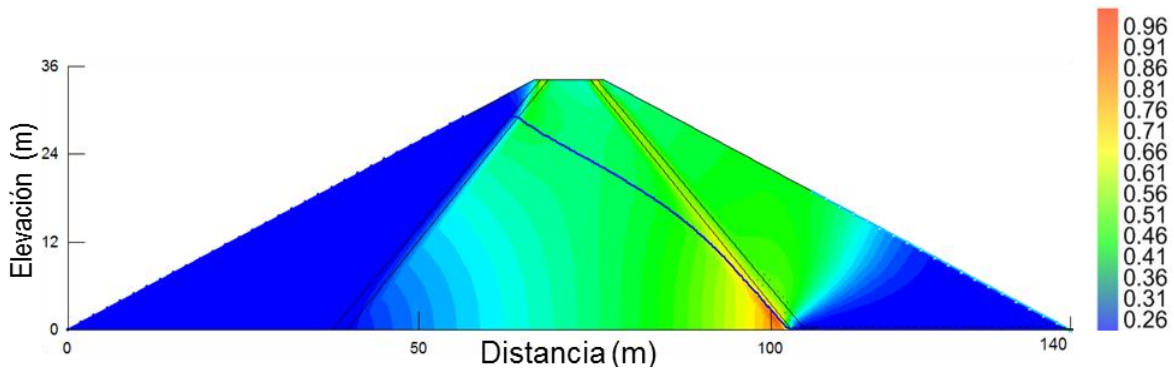


Figura 5.54 Distribución de gradientes hidráulicos para una inclinación del talud del núcleo = 0.84h:1.0v (tanto aguas arriba como aguas abajo)

En las Tablas 5.12 y 5.13 se resumen los valores de los gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para pendientes del núcleo más y menos pronunciadas que la inclinación de diseño 0.4h:1.0v, respectivamente (el talud de aguas arriba es igual al talud de aguas abajo).

Tabla 5.12 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del núcleo más pronunciadas que la inclinación de diseño 0.4h:1.0v (talud aguas arriba igual al talud aguas abajo)

Inclinación del talud del núcleo	Gradientes hidráulicos resultantes máximos			
	0.11h:1v	0.25h:1v	0.33h:1v	0.4h:1v (diseño)
Nivel del embalse H (m)				
17	2 (67%)	1.6 (33%)	1.4 (17%)	1.2
29	2.6 (63%)	2 (25%)	1.8 (13%)	1.6
32.15	3.2 (78%)	2.2 (22%)	2 (11%)	1.8

Nota: El porcentaje mostrado, es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos con el talud de diseño (0.4h:1.0v).

Tabla 5.13 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del núcleo menos pronunciadas que la inclinación de diseño 0.4h:1.0v (talud aguas arriba igual al talud aguas abajo)

Inclinación del talud del núcleo Nivel del embalse H (m)	Gradientes hidráulicos resultantes máximos						
	0.4h:1v (diseño)	0.47h:1v	0.55h:1v	0.7h:1v	0.84h:1v	1h:1v	1.5h:1v
17	1.2	1.2 (0%)	1 (-16%)	0.9 (-25%)	0.7 (-41%)	0.7 (-42%)	0.45 (-63%)
29	1.6	1.4 (-13%)	1.3 (-19%)	1.2 (-25%)	1 (-38%)	0.9 (-44%)	0.6 (-63%)
32.15	1.8	1.6 (-11%)	1.4 (-22%)	1.2 (-33%)	1 (-44%)	0.9 (-50%)	0.65 (64%)

Nota: El porcentaje mostrado, es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos con el talud de diseño (0.4h:1.0v).

En las Figura 5.55 y 5.56 se muestran graficados los valores de los gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para pendientes del núcleo más y menos pronunciadas que la inclinación de diseño 0.4h:1.0v, respectivamente.

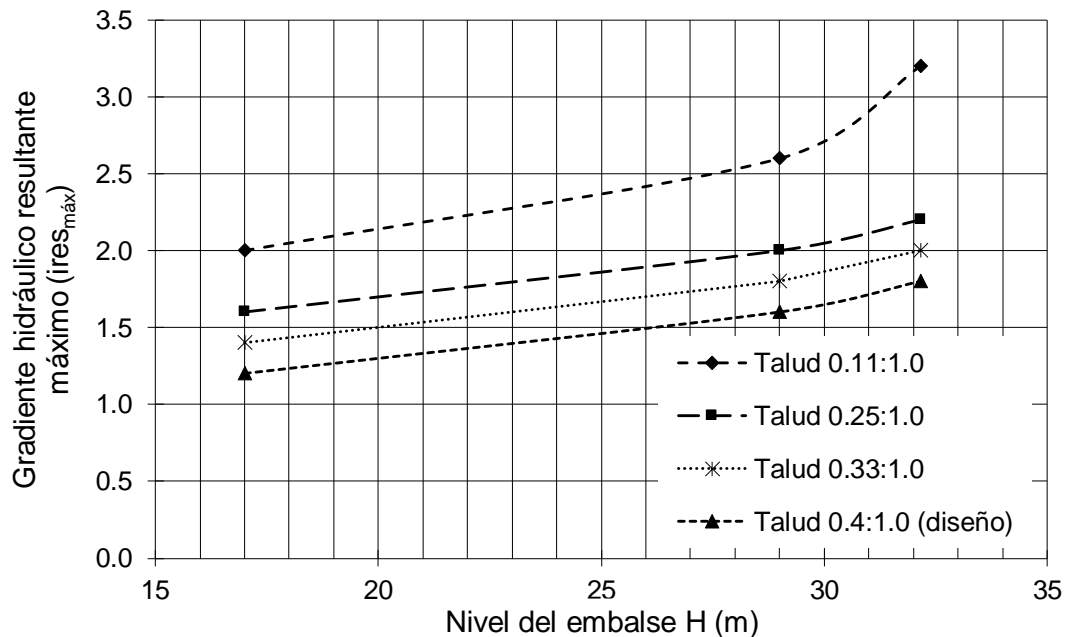


Figura 5.55 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del talud del núcleo más pronunciadas que la pendiente de diseño 0.4h:1.0v (ver Tabla 5.12)

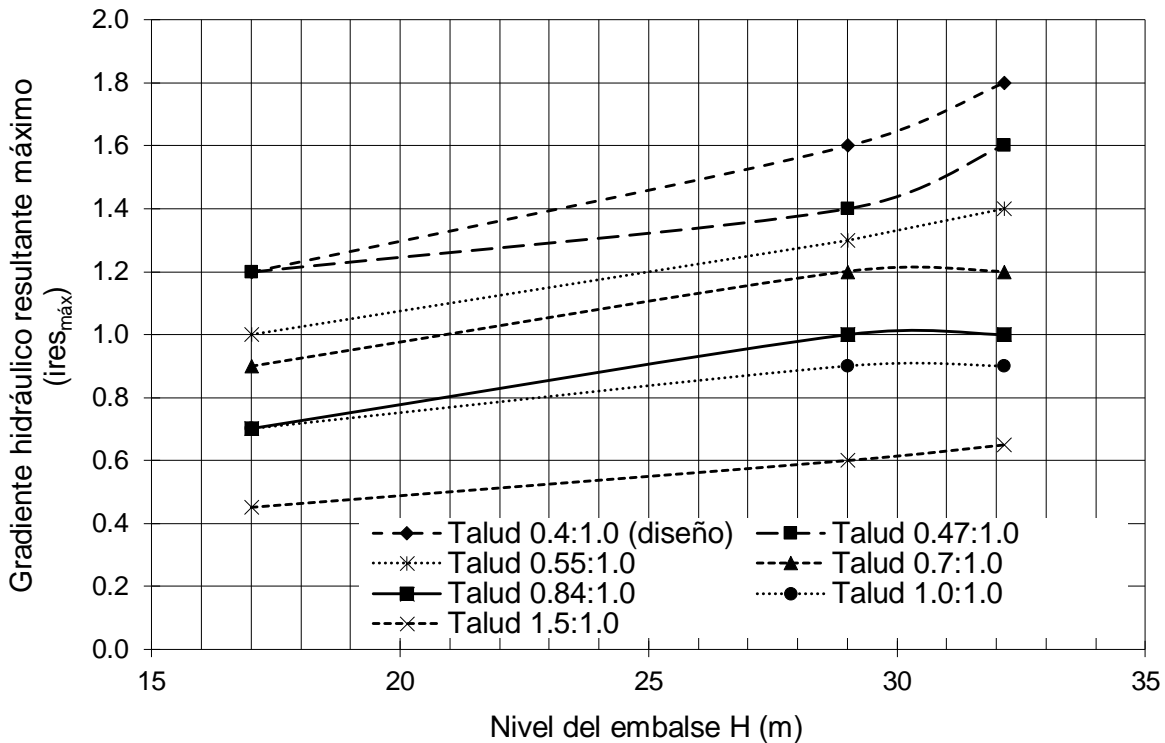


Figura 5.56 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para pendientes del talud del núcleo menos pronunciadas que la pendiente de diseño 0.4h:1.0v (ver Tabla 5.13)

Los resultados mostrados de las Tablas 5.12 y 5.13 y graficados en las Figuras 5.55 y 5.56 muestran que a mayor inclinación del talud, mayor es el gradiente hidráulico de salida al pie del mismo (aguas abajo) y que una pendiente más pronunciada del talud implica un núcleo más estrecho, y por tanto, mientras más estrecho es el núcleo de una presa de materiales graduados, mayores son los gradientes que se generan a la salida del talud de aguas abajo. Por ello la importancia de elegir una pendiente adecuada del talud del núcleo y de esta manera prevenir el desarrollo de gradientes hidráulicos muy altos que favorezcan la ocurrencia de problemas de erosión interna y tubificación en el núcleo impermeable de una presa.

5.5.2.2 Anisotropía del núcleo

Se realizaron análisis variando las relaciones de anisotropía, con el objetivo de saber cómo dicha anisotropía influye en el desarrollo de gradientes hidráulicos al pie del talud de aguas abajo del núcleo impermeable de arcilla. Las relaciones de anisotropía consideradas en estos cálculos fueron: a) $k_x=k_y$; b) $k_x=10k_y$; c) $k_x=100k_y$; d) $k_x=1000k_y$, donde $k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s.

En la Tabla 5.14 y la Figura 5.57 se muestran los resultados de gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos.

Tabla 5.14 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes relaciones de anisotropía

Relaciones de anisotropía	Gradientes hidráulicos resultantes máximos			
	$k_x=1000k_y=1 \times 10^{-5}$ m/s	$k_x=100k_y=1 \times 10^{-6}$ m/s	$k_x=10k_y=1 \times 10^{-7}$ m/s	$k_x=k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s
Nivel del embalse H (m) 17	1.6 (33%)	1.4 (17%)	1.2 (0%)	1.2
29	2 (25%)	1.8 (13%)	1.7 (6%)	1.6
32.15	2.6 (44%)	2.4 (33%)	2.2 (22%)	1.8

Nota: El porcentaje mostrado, es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos con $k_x=k_y=1 \times 10^{-8}$ m/s

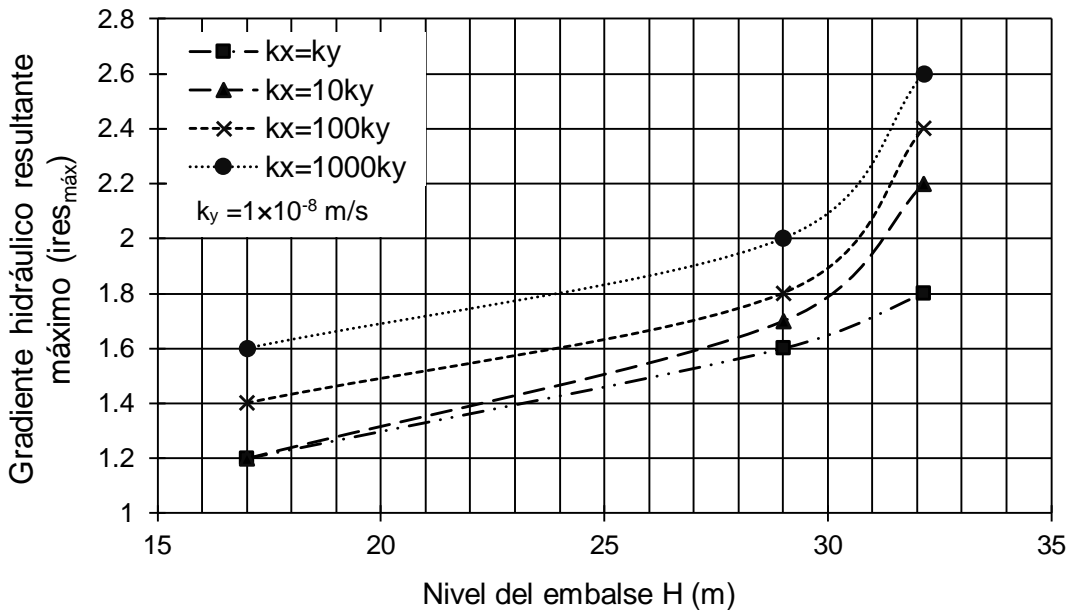


Figura 5.57 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes relaciones de anisotropía ($k_x/k_y=1, 10, 100$ y 1000) (ver Tabla 5.14)

De los resultados mostrados en la Tabla 5.14 y la Figura 5.57 se observa que a menor relación de anisotropía, menores son los valores de los gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos al pie del talud aguas abajo del núcleo impermeable de la presa. Con lo anterior, se remarca la importancia de una buena homogeneidad del material constitutivo durante la construcción para evitar la generación de caminos preferenciales de flujo, y con ello problemas de erosión interna y tubificación.

5.5.3 Modelado implementando geotextiles funcionando como filtros

En esta sección se evalúan distintas alternativas implementando geotextiles funcionando como filtros. Los resultados de los cálculos aquí efectuados se comparan con algunos de los resultados ya obtenidos anteriormente, en los que se estudió la presa en condiciones

ideales y también se reprodujeron las condiciones reales a las que estuvo expuesta (Sección 5.5.1). Particularmente, se evalúan los siguientes casos:

- ❖ Caso I: Se omiten los filtros de arena de la presa.
- ❖ Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro.
- ❖ Caso III: Se considera el filtro de arena con segregación (Sección 5.5.1).
- ❖ Caso IV: Se considera el filtro de arena en *condiciones ideales* (Sección 5.5.1).
- ❖ Caso V: Se considera el filtro de arena con segregación pero envuelto con geotextil.
- ❖ Caso VI: Se considera el filtro de arena en *condiciones ideales* pero envuelto con geotextil.

5.5.3.1 Descripción y características de los geotextiles utilizados en los análisis

En la Tabla 5.15 se proporcionan las características de los geotextiles utilizados en los distintos análisis, los cuales, son de tipo *No Tejido*, debido a que son mejores por su capacidad de retención como filtros, y su mayor resistencia y deformabilidad (Lafleur *et al.*, 1990).

Tabla 5.15 Características de los geotextiles utilizados en los análisis (Geosistemas PAVCO, 2011; Hydrotex 2.0)

Tipo de geotextil	Espesor t_g (mm)	$k_{\text{geotextil}}$ (m/s)	AOS (mm)
NT 1600	1.5	4.6×10^{-3}	0.25
NT 1800	1.7	4.1×10^{-3}	0.180
NT 2000	1.9	3.8×10^{-3}	0.180
NT 2500	2.0	4.0×10^{-3}	0.150
NT 7000	3.2	2.2×10^{-3}	0.09
Hydrotex 2.0	3.2	3.0×10^{-5}	0.001

Donde: AOS= Apparent Opening Size (Tamaño de Abertura Aparente)
 $k_{\text{geotextil}}$ = Permeabilidad del geotextil normal al plano.

Los geotextiles de la serie NT son de tipo *No Tejido*, conformados por un sistema de fibras sintéticas, punzonados por agujas, que tienen la capacidad de inhibir en un gran porcentaje el crecimiento de la vegetación en zonas no deseadas. Es altamente resistente a la degradación biológica y química, que normalmente se encuentra en los suelos.

El geotextil Hydrotex 2.0 es un compuesto *No Tejido*, que consiste de un medio filtrante unido térmicamente a dos telas no tejidas punzonadas opuestas (filtros robustos), para crear un geocompuesto con fuerza y protección suficiente para ser duradero a la abrasión y al punto de carga de lastre.

5.5.3.2 Comprobación de criterios de permeabilidad y de retención en geotextiles

Con base en lo explicado en la Sección 4.5 del Capítulo 4, se presentan a continuación dos ejemplos de cómo verificar que los geotextiles cumplen con los criterios necesarios para poder ser utilizados como filtros. Solamente se expone la revisión para dos de los geotextiles: a) NT 7000, y b) Hydrotex 2.0, debido a que el procedimiento es el mismo para todos. En la revisión se requiere del valor del gradiente hidráulico del suelo base,

Capítulo 5. Caso real de una presa susceptible de falla por erosión interna

para lo cual, se asumió la condición correspondiente a los análisis realizados previamente para un nivel del embalse de 32.15 m (se considera el valor obtenido en la Sección 5.5.1 para la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta la presa: $i_s \approx 3$) Asimismo se verifican solamente los *criterios de permeabilidad y de retención*, debido a que no se dispuso de los datos suficientes de los geotextiles aquí estudiados. Los criterios restantes (*de resistencia al sellamiento* y *de espesor*) requieren pruebas de laboratorio especiales o datos adicionales de parte del fabricante, los cuales, no fue posible obtener.

a) Revisión del criterio de permeabilidad

Geotextil NT 7000

Condición a cumplir: $k_{\text{geotextil}} \geq i_s k_{\text{suelo}}$ (ec 4.11, Sección 4.5.2)

- ❖ $k_{\text{geotextil}} = 2.2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
- ❖ $i_s k_{\text{suelo}} = 3.0 (1 \times 10^{-8} \text{ m/s}) = 3.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
- ❖ $k_{\text{geotextil}} = 2.2 \times 10^{-3} \text{ m/s} > 3.0 \times 10^{-8} \text{ m/s} \therefore \rightarrow$ Sí cumple

Geotextil Hydrotex 2.0

Condición a cumplir: $k_{\text{geotextil}} \geq i_s k_{\text{suelo}}$ (ec 4.11, Sección 4.5.2)

- ❖ $k_{\text{geotextil}} = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
- ❖ $i_s k_{\text{suelo}} = 3.0 (1 \times 10^{-8} \text{ m/s}) = 3.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
- ❖ $k_{\text{geotextil}} = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s} > 3.0 \times 10^{-8} \text{ m/s} \therefore \rightarrow$ Sí cumple

Donde:

$k_{\text{geotextil}}$ = Permeabilidad del geotextil

i_s = Gradiente hidráulico particular del suelo base (suelo por proteger)

k_{suelo} = Permeabilidad del suelo base

b) Revisión del Criterio de retención

Geotextil NT 7000

Condición a cumplir: $\text{AOS} \text{ u } O_{95(\text{geotextil})} \leq B D_{85(\text{suelo base})}$ (ec 4.10, Sección 4.5.2)

- ❖ $\text{AOS} = 0.09 \text{ mm}$
- ❖ $B D_{85(\text{suelo base})} = 1.8 (0.015) = 0.027 \text{ mm}$
- ❖ $\text{AOS} = 0.09 > 0.027 \text{ mm} \therefore \rightarrow$ No cumple

Geotextil Hydrotex 2.0

Condición a cumplir: $\text{AOS} \text{ u } O_{95(\text{geotextil})} \leq B D_{85(\text{suelo base})}$ (ec 4.10, Sección 4.5.2)

- ❖ $\text{AOS} = 0.001 \text{ mm}$
- ❖ $B D_{85(\text{suelo base})} = 1.8 (0.015) = 0.027 \text{ mm}$
- ❖ $\text{AOS} = 0.001 \text{ mm} < 0.027 \text{ mm} \therefore \rightarrow$ Sí cumple

Donde:

AOS = Tamaño de abertura aparente (*Apparent Opening Size*)

O_{95} = Abertura en la que 95% del peso de las partículas se retiene en el geotextil (denominado también como: *tamaño de abertura del filtro geotextil*)

D_{85} (suelo base)= Diámetro característico del material base correspondiente al 85% de la curva granulométrica

B = Coeficiente adimensional en un rango de 0.5 a 2 (ver Tabla 4.5, Sección 4.5.1).
B depende principalmente del suelo que será filtrado y del tipo de geotextil. Para suelos granulares B depende del coeficiente de uniformidad C_u , y para suelos finos B es función de los parámetros del Geotextil.

En la Tabla 5.16 se resumen los resultados de la verificación del *criterio de permeabilidad* y del *criterio de retención* de los distintos geotextiles considerados en los cálculos. En la misma, se puede apreciar que el geotextil *Hydrotex 2.0* es el que cumple con los requerimientos *de permeabilidad* y *de retención* necesarios para funcionar como filtro.

Tabla 5.16 Propiedades de los geotextiles y resultados de la comprobación de *Criterios de retención y de permeabilidad* de los geotextiles utilizados en los cálculos (para un nivel de embalse de 32.15 m)

	NT 1600	NT 1800	NT 2000	NT 2500	NT 7000	Hydrotex 2.0
ψ_g (s ⁻¹)	3.1	2.4	2.0	2.0	0.7	0.0094
t_g (m)	0.00151	0.0017	0.0019	0.002	0.0032	0.0032
$k_{\text{geotextil}}$ (m/s)	4.7×10^{-3}	4.1×10^{-3}	3.8×10^{-3}	4.0×10^{-3}	2.2×10^{-3}	3.0×10^{-5}
k_{suelo} (m/s)	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}
B (adimensional)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
AOS (m)	2.5×10^{-4}	1.8×10^{-4}	1.8×10^{-4}	1.5×10^{-4}	9.0×10^{-5}	1.0×10^{-6}
D_{85} (suelo base) (m)	1.5×10^{-5}	1.5×10^{-5}	1.5×10^{-5}	1.5×10^{-5}	1.5×10^{-5}	1.5×10^{-5}
i_s (adimensional)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Criterio de retención	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	Sí cumple
Criterio de permeabilidad	Sí cumple	Sí cumple	Sí cumple	Sí cumple	Sí cumple	Sí cumple

Donde: ψ_g = Permitividad del geotextil (s⁻¹), proporcionada por el fabricante o mediante ensaye (ASTM D-4491; FEMA, 2008).

t_g = Espesor del geotextil.

$k_{\text{geotextil}}$ = Permeabilidad del geotextil normal al plano.

k_{suelo} = Permeabilidad del suelo base.

B = Coeficiente adimensional en un rango de 0.5 a 2 (ver Tabla 4.4, Sección 4.5.1).

AOS= Tamaño de Abertura Aparente (*Apparent Opening Size*).

D_{85} (suelo base). = Diámetro característico del material base correspondiente al 85% de la curva granulométrica.

$i_{\text{resmáx}}$ = Gradiente hidráulico resultante máximo.

5.5.3.3 Análisis y resultados

Los resultados que se presentan en este inciso corresponden a los gradientes hidráulicos resultantes máximos calculados en cada caso dentro del núcleo impermeable de arcilla.

Con la finalidad de mostrar cómo repercute omitir los filtros granulares de la presa en el desarrollo de gradientes hidráulicos, se evalúa inicialmente el Caso I en el que se omiten los filtros de arena de la presa. En la Figura 5.58 se presenta la geometría y las condiciones de frontera asumidas en este Caso I (Análisis omitiendo filtros de arena). En la Figura 5.59 se proporciona la distribución obtenida de gradientes hidráulicos.

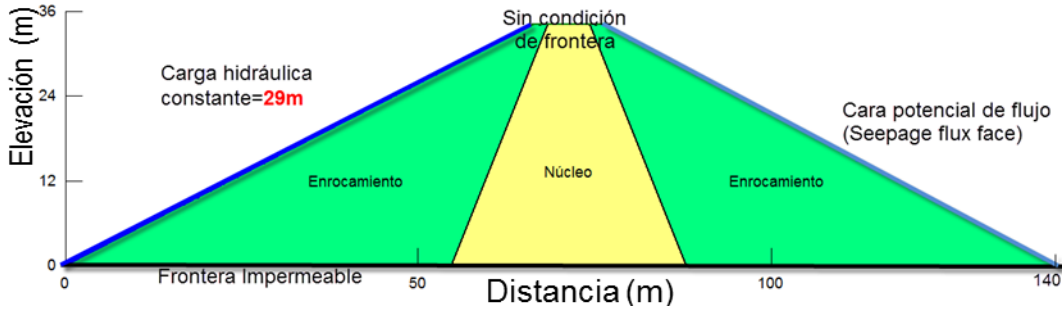


Figura 5.58 Geometría y condiciones de frontera (Caso I: Se omiten los filtros de arena de la presa)

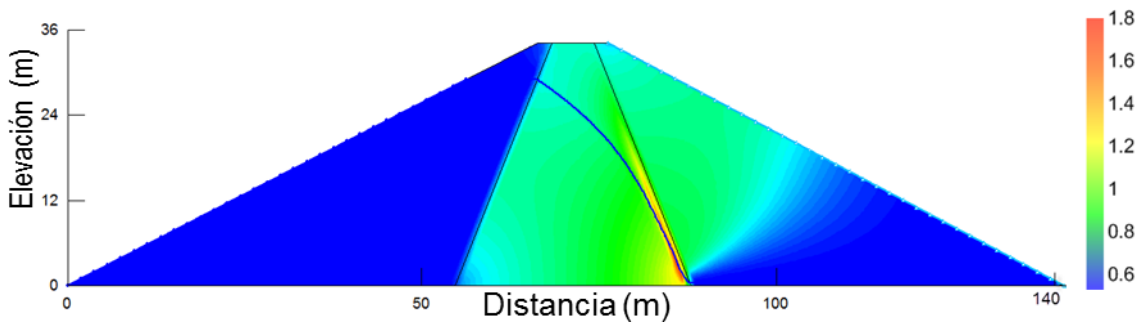


Figura 5.59 Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos (Caso I: Se omiten los filtros de arena de la presa)

Posteriormente, se analiza el Caso II en el que se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro. La Figura 5.60 muestra la geometría y condiciones de frontera consideradas en este caso, y en la Figura 5.61 se presentan los gradientes hidráulicos calculados para el nivel del embalse de 29 m. El resumen de gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para los diferentes niveles del embalse considerados se proporciona en la Tabla 5.17.

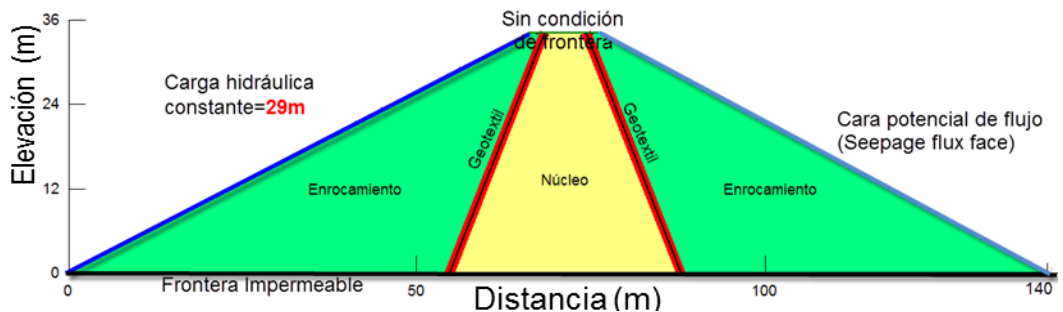


Figura 5.60 Geometría y condiciones de frontera (Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro, series NT y hydrotex 2.0)

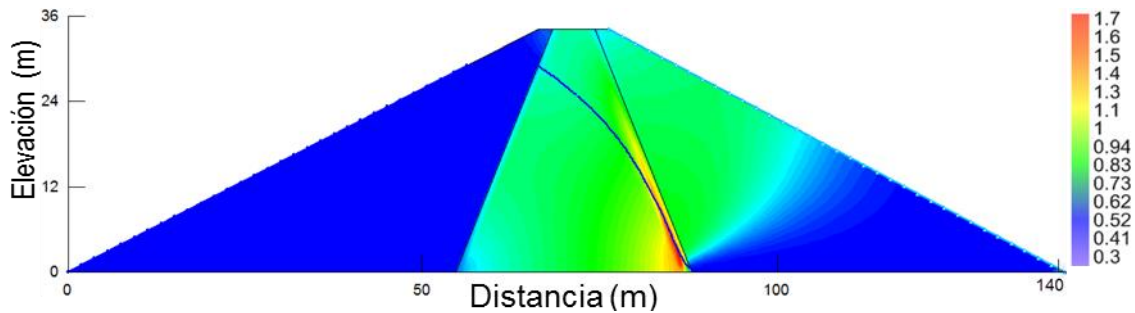


Figura 5.61 Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos (Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro, series NT y *hydrotex 2.0*)

Tabla 5.17 Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso II: Se sustituyen los filtros de arena por geotextil funcionando como filtro (series NT y *hydrotex 2.0*)

Resultados de gradientes hidráulicos resultantes máximos						
Nivel del embalse H (m)	Tipos de geotextil					
	NT 1600	NT 1800	NT 2000	NT 2500	NT 7000	Hydrotex 2.0
17	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
29	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
32.15	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8

De acuerdo con los datos proporcionados por el fabricante, no se cuenta con la permitividad y espesor del geotextil Hydrotex 2.0; en los cálculos efectuados se asumió un espesor de 3.2 mm (especificación del Geotextil NT 7000), y a partir de ese dato y con la permeabilidad del geotextil Hydrotex 2.0 se obtuvo su permitividad mediante la ec 4.12 del Inciso 4.5.2.

En la Figura 5.62 se muestran graficados los gradientes hidráulicos resultantes máximos en función del *espesor del geotextil* para diferentes niveles del embalse; y en la Figura 5.63 se proporcionan los gradientes resultantes en función de la *permitividad del geotextil* para distintos niveles del embalse.

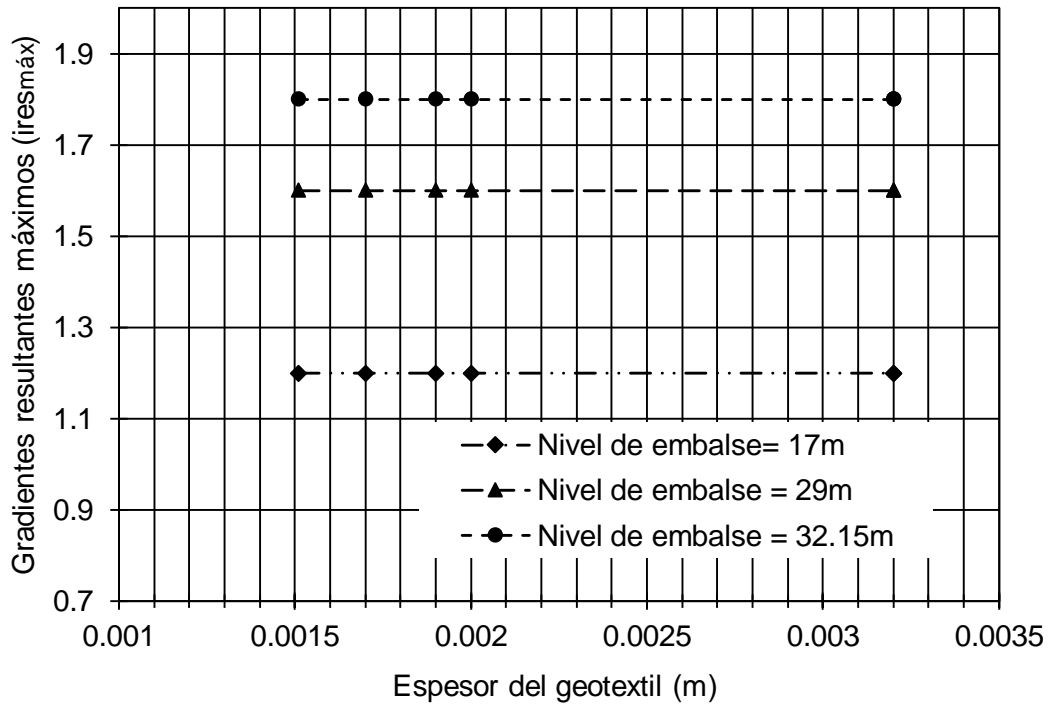


Figura 5.62 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes espesores del geotextil y diferentes niveles de embalse

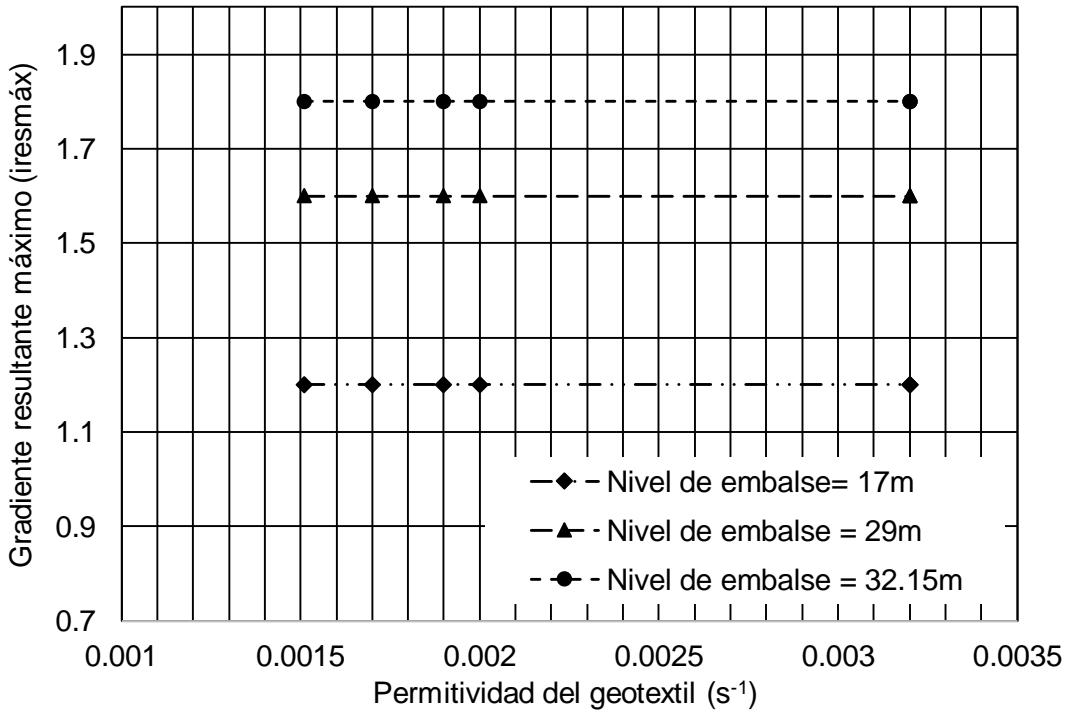


Figura 5.63 Gradientes hidráulicos resultantes máximos para diferentes valores de permitividad del geotextil y diferentes niveles de embalse

Los resultados de las Figuras 5.62 y 5.63 muestran que, la variación de permeabilidad y espesor de los distintos geotextiles utilizados en los cálculos no repercute en el desarrollo de gradientes hidráulicos dentro del núcleo impermeable de arcilla, es decir, el valor del gradiente obtenido no se modifica cuando se cambia el tipo de geotextil. Sin embargo, para poder implementar un geotextil como filtro es importante que éste cumpla con los criterios enunciados en la Sección 4.5 del Capítulo 4.

Los resultados obtenidos para el Caso III (Se considera el filtro de arena con segregación) y Caso IV (Se considera el filtro de arena en *condiciones ideales*) se presentan en la Sección 5.5.1 (ver Figuras 5.33 a 5.41 y Tabla 5.10).

En la evaluación del Caso V (Se considera el filtro de arena con segregación pero envuelto con Geotextil) y Caso VI (Se considera el filtro de arena en *condiciones ideales* pero envuelto con Geotextil) se utilizaron los geotextiles *Hydrotex 2.0* y *NT 7000* (Tabla 5.15). El principal objetivo de la modelación con geotextiles es evaluar si constituyen una propuesta viable para la reducción de los gradientes hidráulicos en la presa *El Batán*.

En la Figura 5.64 se presenta un ejemplo de la geometría, ubicación de los materiales y geotextiles, de las condiciones de frontera, así como de la malla de elementos finitos asumidas en el estudio de los Casos V y VI. En la Figuras 5.65 se muestran los gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso V (nivel de embalse de 32.15 m) y en la Figura 5.66 para el Caso VI (nivel de embalse de 29 m).

Finalmente, en las Tablas 5.18 y 5.19 se proporciona el resumen de los gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los seis casos analizados considerando el geotextil *NT 7000* y el geotextil *Hydrotex 2.0*, respectivamente. Estos mismos resultados se presentan en las gráficas de la Figura 5.67 para ambos geotextiles (*NT 7000* y *Hydrotex 2.0*).

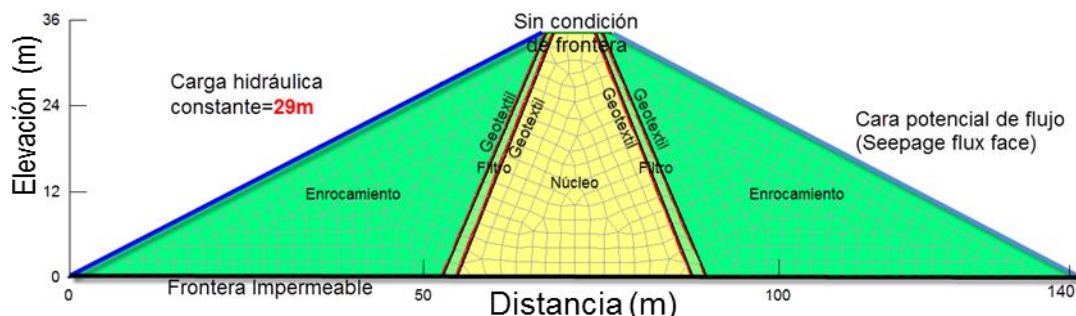


Figura 5.64 Geometría, condiciones de frontera y malla de elementos finitos, para el estudio de los Casos V y VI (Se considera el filtro de arena envuelto en geotextil con segregación y en *condiciones ideales*, respectivamente)

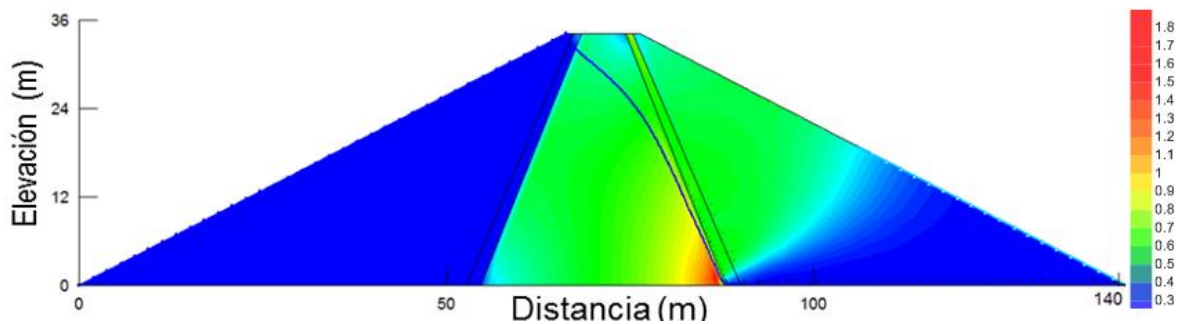


Figura 5.65 Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso V: Análisis considerando filtros de arena con segregación envueltos en geotextil para el nivel del embalse de 32.15 m

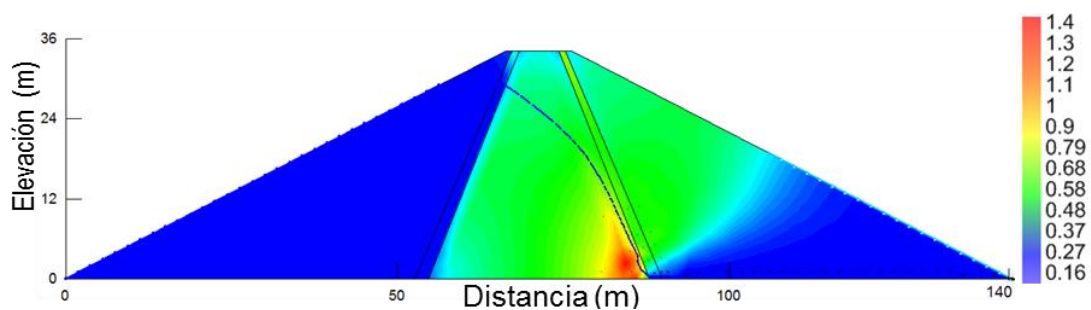


Figura 5.66 Distribución de gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos para el Caso VI: Análisis considerando filtros de arena en condiciones ideales envueltos en geotextil para el nivel del embalse de 29 m

Tabla 5.18 Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los distintos casos analizados considerando el geotextil NT 7000

		Gradientes hidráulicos resultantes máximos							
		Caso I	Caso II	Caso III		Caso IV	Caso V		Caso VI
Nivel del embalse H (m)	Sin filtro de arena	Geotextil como filtro	Filtro de arena con segregación		Filtro de arena en condiciones ideales	Filtro de arena con segregación envuelto en geotextil		Filtro de arena en condiciones ideales envuelto en geotextil	
			k1	k2		k1	k2		
17	1.4	1.2 (-14%)	1.4 (0%)		1.2 (-14%)	1.2 (-14%)		1.0 (-29%)	
29	1.8	1.6 (-11%)	1.8 (0%)		1.6 (-11%)	1.6 (-11%)		1.4 (-22%)	
32.15	2.0	1.8 (-10%)	2.0 (0%)		1.8 (-10%)	1.8 (-10%)		1.6 (-20%)	

Notas: 1) El porcentaje mostrado es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos en los análisis sin filtros de arena.

2) k1= Valor de la permeabilidad en el filtro de arena de 1×10^{-4} m/s; k2= Valor de la permeabilidad en el filtro de arena de 8×10^{-4} m/s.

Tabla 5.19 Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los distintos casos analizados considerando el geotextil Hydrotex 2.0

Nivel del embalse H (m)	Gradientes hidráulicos resultantes máximos							
	Caso I	Caso II	Caso III		Caso IV	Caso V		Caso VI
	Sin filtro de arena	Geotextil como filtro	Filtro de arena con segregación		Filtro de arena en condiciones ideales	Filtro de arena con segregación envuelto en geotextil		Filtro de arena en condiciones ideales envuelto en geotextil
			k1	k2		k1	k2	
17	1.4	1.2 (-14%)	1.4 (0%)		1.2 (-14%)	1.2 (-14%)		1.0 (-29%)
29	1.8	1.6 (-11%)	1.8 (0%)		1.6 (-11%)	1.6 (-11%)		1.4 (-22%)
32.15	2.0	1.8 (-10%)	2.0 (0%)		1.8 (-10%)	1.8 (-10%)		1.6 (-20%)

Notas: 1) El porcentaje mostrado es un aumento (positivo) o disminución (negativo) de los gradientes con respecto a los valores obtenidos en los análisis sin filtros de arena.

2) k1= Valor de la permeabilidad en el filtro de arena de 1×10^{-4} m/s; k2= Valor de la permeabilidad en el filtro de arena de 8×10^{-4} m/s.

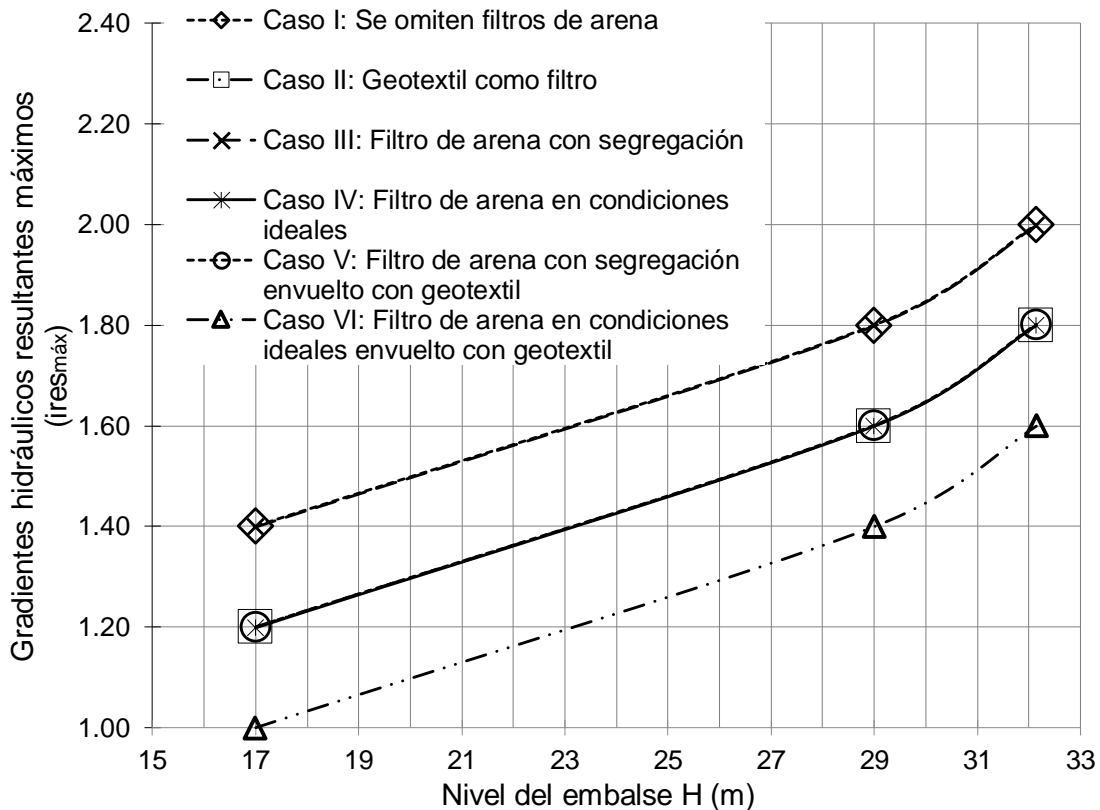


Figura 5.67 Gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos en los distintos casos analizados tanto para geotextil NT 7000 como Hydrotex 2.0 (ver Tablas 5.18 y 5.19)

Algunos comentarios concluyentes de la Figura 5.67 (ver Tablas 5.18 y 5.19) son:

- ❖ De los cálculos efectuados, los máximos gradientes hidráulicos (magnitud resultante) desarrollados en el núcleo de arcilla se obtienen cuando se considera segregación en los filtros de arena. Además, se alcanzan los mismos gradientes resultantes máximos cuando se modela sin considerar la existencia de filtros de arena que cuando hay segregación en dichos filtros. Es decir que, la segregación ocasionada por un mal procedimiento constructivo puede anular el efecto benéfico de un filtro granular en una presa de materiales graduados.
- ❖ Los valores de los gradientes hidráulicos en el núcleo de la presa disminuyen cuando se consideran geotextiles en los cálculos, ya sea que se remplace el filtro de arena por un geotextil simplemente, o bien que, incluso el filtro de arena con problemas de segregación se envuelva en un geotextil.
- ❖ Los valores más pequeños de gradientes hidráulicos se obtienen para el filtro de arena construido en la *condición ideal* (que asume un buen diseño geotécnico y un proceso constructivo correcto) y que además está envuelto en un geotextil (ya sea NT 7000 o Hydrotex 2.0).
- ❖ Los resultados muestran que el solo hecho de tener un buen control de calidad durante la construcción de un filtro granular (considerando que está bien diseñado) ayudaría efectivamente a evitar y/o mitigar problemas de erosión interna en las presas de materiales graduados, puesto que es la condición para la que se obtienen los mínimos valores de gradientes hidráulicos.
- ❖ Asimismo los resultados obtenidos muestran que el empleo de geotextiles sí contribuiría al buen comportamiento de la presa expuesta a fuertes filtraciones de agua.
- ❖ Con base en los gradientes hidráulicos calculados, parece indistinto el empleo de uno u otro tipo de geotextil (ya sea de la serie NT o Hydrotex 2.0). La elección del empleo de uno u otro dependerá de sus características para cumplir con los requisitos para su funcionamiento como un filtro.

5.6 Observaciones finales

Algunas razones por las que diversas presas alrededor del mundo han presentado problemas son:

- ❖ Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo, teniendo la presencia de zonas continuas más permeables que gobernarán el comportamiento hidráulico de la masa de suelo (Auvinet y Vázquez, 2014).
- ❖ Un mal control de calidad durante la construcción de los filtros granulares de una presa puede ocasionar problemas de segregación que favorecerán la ocurrencia de gradientes hidráulicos altos, y con ello propiciar erosión interna y tubificación.
- ❖ El arrastre de partículas finas a través de los vacíos del material grueso en una presa de tierra y enrocamiento no solamente puede deberse a erosión interna o posibilidad de tubificación, sino al agrietamiento del núcleo impermeable de arcilla.
- ❖ El agrietamiento en el núcleo de arcilla puede deberse a deformación o asentamiento de la presa.

Con base en los resultados obtenidos, para la construcción de cualquier presa o terraplén, su análisis, diseño y proceso constructivo debe ser cuidadoso para evitar problemas de segregación y formación de zonas más permeables que otras, además de incluir algún método para incrementar su seguridad (como la colocación de filtros), y con ello, prevenir o mitigar problemas de erosión interna o tubificación.

Cuando los materiales granulares son escasos y costosos, porque hay carencia de bancos de materiales, los geotextiles ofrecen una alternativa viable.

El uso de geotextiles actuando como filtros tiene la ventaja de ocupar menos volumen de material de construcción (que cuando se emplean materiales granulares, como la arena), y son fáciles y rápidos de instalar. La Tabla 5.20 presenta una comparación general *cualitativa* del comportamiento de diferentes tipos de filtros.

Tabla 5.20 Comparación general *cualitativa* del comportamiento de diferentes tipos de filtros

	Filtro de arena	Geotextil como filtro	Filtro de arena envuelto en geotextil
Economía en la construcción	**	***	*
Brevedad del plazo de ejecución	**	***	**
Sencillez para la ejecución	**	***	**
Comportamiento observado	**	**	**
Eficiencia esperada	**	**	***
Respeto al medio ambiente	**	***	**
Durabilidad	**	*	*

Mérito: * Bajo; ** Mediano; *** Alto

Capítulo 6. Conclusiones generales

El objetivo principal de esta investigación fue contribuir al entendimiento de los mecanismos de erosión interna y de tubificación en presas de tierra y enrocamiento.

Los problemas de erosión interna observados en la presa *El Batán* (debido a la anisotropía en el núcleo y segregación en los filtros) fue lo que motivó esta tesis. Se consideró oportuno hacer análisis de flujo de agua mediante modelado numérico que permitieran explicar lo que ocurrió en esta estructura de materiales graduados, y proponer medidas que ayuden a mitigar problemas de erosión de erosión interna y tubificación.

Inicialmente, se presentaron breves antecedentes sobre la importancia de estudiar el flujo de agua a través de suelos. En una segunda parte, se proporcionaron fundamentos teóricos referentes a suelos saturados. Además, se expuso un panorama general sobre la teoría de suelos parcialmente saturados, incluyendo los métodos para la determinación de la curva característica y la función de conductividad hidráulica. En un tercer capítulo, se estudió el fenómeno de erosión interna y tubificación, así como la resistencia de los distintos tipos de suelos contra la tubificación y otros problemas debidos al flujo de agua a través de suelos. Se evaluaron mecanismos de falla importantes, como sufusión o inestabilidad interna, etc. También se expusieron los principales métodos teóricos y empíricos para diseñar contra tubificación, y medidas de mitigación a los problemas ocasionados por el flujo de agua a través de estructuras térreas. En la cuarta parte, se estudiaron diferentes criterios de diseño de filtros (clásicos y actuales). Posteriormente, se expusieron algunos aspectos constructivos, y se discutió sobre el empleo de geotextiles funcionando como filtros.

En el quinto capítulo, se presentó la ubicación de la presa *El Batán*, la problemática ocurrida y el motivo del por qué estudiar esta presa. Se realizó una breve evaluación de los filtros instalados y se explicó la condición de anisotropía a la que estuvo expuesta. Con la ayuda de modelos matemáticos experimentales se calcularon los parámetros de ajuste necesarios para obtener las curvas características y de conductividad hidráulica de los materiales de la presa. Se realizaron análisis con modelado numérico mediante el método de elementos finitos, recurriendo al programa de computadora Seep/W (módulo de flujo de agua del software Geostudio 2D). Los cálculos se llevaron a cabo en condiciones de flujo establecido y considerando la teoría de suelos parcialmente saturados, tomando en cuenta diferentes niveles del embalse de la presa. Se efectuaron cálculos representando las condiciones a las que estuvo expuesta la presa, y también en condiciones *ideales*, es decir, sin problemas constructivos y con buen diseño de filtros. Adicionalmente, se realizaron análisis paramétricos evaluando cómo afecta la anisotropía y la geometría del núcleo en el desarrollo de gradientes hidráulicos en el pie del talud aguas abajo. Los últimos cálculos se enfocaron en la implementación de geotextiles funcionando como filtros y como medida de mitigación. Después de efectuados los análisis, se hizo una evaluación de los resultados obtenidos, se establecieron comentarios finales, se sugirió una metodología para realizar este tipo de análisis y se proporcionaron conclusiones y recomendaciones generales.

Capítulo 6. Conclusiones generales

De lo observado en los análisis y los resultados obtenidos se puede mencionar lo siguiente:

1) En cuanto al modelado numérico:

Es recomendable elegir el mejor refinamiento de elementos posible. En los análisis efectuados se comprobó que una malla más refinada no implica necesariamente la mejor convergencia en los resultados. El proceso de refinamiento de la malla que se sugiere en los análisis de este tipo es:

- ❖ Seleccionar un tamaño uniforme de elementos de la malla, cuidando la convergencia de los resultados.
- ❖ Refinar las zonas de interés (líneas, nodos, regiones).

2) Con respecto a las propiedades de los materiales:

- a. El flujo de agua a través de la presa *El Batán* es de tipo no confinado, por lo que los parámetros requeridos para los cálculos se fundamentan en la teoría de suelos parcialmente saturados. Los parámetros o funciones hidráulicas de los materiales (*curva característica* y *función de conductividad hidráulica*) se obtienen de pruebas poco comunes y efectuadas por personal especializado, que hacen complicada su obtención. En el caso de la presa *El Batán*, debido a que no se contaba con parámetros hidráulicos obtenidos de pruebas de campo o laboratorio, necesarios para el tipo de cálculos aquí efectuados, se implementó el uso de modelos matemáticos para la estimación de las propiedades de los materiales.
- b. Se propuso una metodología para la obtención de las funciones hidráulicas (*curva característica* y *función de conductividad hidráulica*) a partir de las propiedades índice y curvas granulométricas de los materiales de la presa.
- c. Se logró reproducir satisfactoriamente las propiedades parcialmente saturadas de los materiales en estudio y las condiciones reales a las cuales estuvo expuesta la presa *El Batán*.

3) Referente a los resultados de los análisis:

- a. De los cálculos en los que se representaron las condiciones reales e *ideales* de la presa:
 - ❖ Como era de esperarse, los valores más pequeños de gradientes, velocidades de flujo y gasto de infiltración se obtuvieron para un nivel del embalse de 17 m y los máximos valores ocurrieron para 32.15 m (N.A.M.E). Además, los valores más altos para el gasto, la velocidad y gradiente resultantes se presentan cuando en los análisis se asumen al mismo tiempo problemas de segregación en el filtro y anisotropía en el núcleo de arcilla de la presa (representando la *condición de tubificación* a la que estuvo expuesta).
 - ❖ Los gradientes hidráulicos resultantes máximos obtenidos variaron aproximadamente de 0.4 a 3.2, en los que la principal aportación fue de los gradientes en dirección horizontal $i_{res,x}$, resultando prácticamente nulos los gradientes hidráulicos en dirección vertical $i_{res,y}$. Por este motivo, en el diseño contra la erosión interna y tubificación en presas de tierra y enrocamiento con cimentación impermeable, deben tomarse muy en cuenta los gradientes hidráulicos en dirección horizontal.
 - ❖ Diversos autores como Den Adel *et al.* (1988), Tomlinson y Vaid (2000), Wan y Fell (2004), Perzimaier *et al.* (2007), Richards y Reddi (2009) han presentado

valores de gradientes críticos para el inicio de erosión retrograda y tubificación basados en estudios experimentales. Skempton y Brogan (1994) determinaron valores experimentales de $i=0.16$ a 0.17 para materiales inestables^(*) y de $i=0.7$ para materiales estables como valores límite antes de la ocurrencia de tubificación. Así, los problemas de erosión interna se pueden manifestar con valores de gradientes más pequeños que el denominado gradiente crítico ($i_{crit} \approx 1.0$). En la modelación numérica de la presa *El Batán* se obtuvieron valores de gradientes hidráulicos que oscilan entre 0.4 y 3.2 (los valores más bajos para la *condición ideal*, y los más altos cuando existe segregación y anisotropía). Se observa que aún para la *condición ideal* (sin problemas constructivos y con buen diseño de filtros) los valores obtenidos son altos si se comparan con los valores admisibles establecidos por varios autores para la ocurrencia de tubificación.

- ❖ Se demostró que los filtros ayudan en la reducción de los gradientes de salida al pie del talud de aguas abajo del núcleo impermeable.
 - ❖ Se mostró que un problema de anisotropía en el núcleo, es más severo que sufrir segregación en el filtro o filtros de la presa. Lo primero implica mayor probabilidad de ocasionar fracturamiento. Por lo cual es de gran importancia una buena elección, supervisión y ejecución de los procesos constructivos.
- b. De los análisis paramétricos donde se variaron las características geométricas del núcleo:
- ❖ A mayor inclinación del talud, mayor es el gradiente hidráulico de salida al pie del mismo (aguas abajo). Una pendiente más pronunciada del talud implica un núcleo más estrecho, y por tanto, mientras más estrecho es el núcleo de una presa de materiales graduados, mayores son los gradientes que se generan a la salida del talud de aguas abajo. Se remarca la importancia de elegir una pendiente del talud del núcleo adecuada para prevenir el desarrollo de gradientes hidráulicos altos que favorezcan la ocurrencia de problemas de erosión interna y tubificación en el núcleo impermeable de una presa.
- c. De los análisis donde se evaluaron distintas alternativas de geotextiles funcionando como filtros:
- ❖ Los máximos gradientes hidráulicos (magnitud resultante) desarrollados en el núcleo de arcilla se obtuvieron cuando se consideró segregación en los filtros de arena. Además, se alcanzaron los mismos gradientes resultantes máximos cuando se modeló sin considerar la existencia de filtros de arena que cuando existe segregación en dichos filtros. Es decir que, la segregación ocasionada por un mal procedimiento constructivo puede anular el efecto benéfico de un filtro granular en una presa de materiales graduados.
 - ❖ Los valores de los gradientes hidráulicos en el núcleo de la presa disminuyeron cuando se consideraron geotextiles en los cálculos, ya sea que se remplace el filtro de arena por un geotextil simplemente, o bien que, incluso el filtro de arena con problemas de segregación se envuelva en un geotextil.

(*) Los suelos inestables son suelos no cohesivos con un coeficiente de uniformidad alto (suelos no uniformes con $C_u > 5$ a 10) o distribuciones granulométricas irregulares (Ahlinhan y Achmus 2010).

Capítulo 6. Conclusiones generales

- ❖ Los mínimos valores de gradientes hidráulicos se obtuvieron para el filtro de arena construido en la *condición ideal* (que asume un buen diseño geotécnico y un proceso constructivo correcto) y además envuelto en un geotextil (ya sea NT 7000 o Hydrotex 2.0).
- ❖ Los resultados mostraron que el solo hecho de tener un buen control de calidad durante la construcción de un filtro granular (considerando que está bien diseñado) ayudaría efectivamente a evitar y/o mitigar problemas de erosión interna en las presas de materiales graduados.
- ❖ Asimismo los resultados obtenidos muestran que el empleo de geotextiles sí contribuiría al buen comportamiento de la presa expuesta a fuertes filtraciones de agua.
- ❖ Con base en los gradientes hidráulicos calculados, parece indistinto el empleo de uno u otro tipo de geotextil (ya sea de la serie NT o Hydrotex 2.0). La elección del empleo de uno u otro dependerá de sus características para cumplir con los requisitos para su funcionamiento como un filtro.
- ❖ Los resultados obtenidos proporcionan una importante referencia del comportamiento de geotextiles implementados en presas. Al mismo tiempo, esta investigación deja las bases para la utilización de estos productos en presas de tierra y enrocamiento con cimentación impermeable y cómo incluirlos en el modelado numérico mediante elementos finitos.

4) En cuanto al programa SEEP/W utilizado en los análisis de esta tesis:

- a. Aplica la teoría del método del elemento finito (MEF); además, considera el suelo en dos de sus estados, saturado y parcialmente saturado, de este modo cuenta con las características necesarias para realizar distintos tipos de análisis de flujo establecido y transitorio de agua a través de medios porosos en condiciones confinadas y no confinadas. Permite asignar condiciones de frontera expresadas como valores constantes o como funciones dependientes del tiempo, también determinar las funciones matemáticas del suelo (*curva característica y función de conductividad hidráulica*) con propiedades índice y con datos granulométricos, y trazar canales de flujo en las regiones analizadas, entre otras.
- b. En la modelación de geotextiles, SEEP/W permite introducir la permeabilidad del geotextil y el espesor del geotextil como datos para los cálculos.
- c. Este tipo de modelaciones demuestra que es posible introducir un mayor grado de realismo en los cálculos, que si se emplean soluciones gráficas como las redes de flujo o soluciones analíticas que se limitan generalmente a la consideración del medio como homogéneo e isótropo, y en las que características como segregación, anisotropía, y heterogeneidad hacen más complejos los cálculos.

Con base en los resultados obtenidos, para la construcción de cualquier presa o terraplén, su análisis, diseño y proceso constructivo debe ser cuidadoso para evitar problemas de segregación y formación de zonas más permeables que otras, además de incluir algún método para incrementar su seguridad (como la colocación de filtros), y con ello, prevenir o mitigar problemas de erosión interna o tubificación.

Cuando los materiales granulares son escasos y costosos, porque hay carencia de bancos de materiales, los geotextiles ofrecen una alternativa viable.

El uso de geotextiles actuando como filtros tiene la ventaja de ocupar menos volumen de material de construcción (que cuando se emplean materiales granulares, como la arena), y son fáciles y rápidos de instalar.

Capítulo 7. Referencias y fuentes electrónicas consultadas

- 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.
- Ahlinhan, M. F. and Achmus, M. 2010. Experimental Investigation of Critical Hydraulic Gradients for Unstable Soils. Scour and Erosion: 599-608. doi: 10.1061/41147(392)58.
- Alberro, J. (1995). “Cracking and piping in earth and earth-rock dams”. Proc. X Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Guadalajara, México. 1372-1404 (in Spanish).
- Alberro, J., Hernández, R. y Levitchouk, V. (2001). “Estabilidad de un talud sometido a un flujo transitorio de agua por vaciado rápido”. Series del Instituto de Ingeniería, 625, Agosto, México.
- Árpád, kézdi (1976). Problemas de Física de suelo. Conferencia dictada en la Universidad Nacional Autónoma de México.
- Arya, L.M. and Paris, J.F. (1981). A Physico-empirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-size Distribution and bulk Density Data. Soil Science Society of America Journal, 45:1023-1030.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussiére, B. and Chapuis, R.P. (2003). A Model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties.
- Auvinet, G. y Vázquez, F. (2013). Un modelo numérico para detectar las trayectorias preferenciales de filtración en presa de tierra. Instituto de Ingeniería, UNAM. XXVI reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C.
- Auvinet, G. y Vázquez, F. (2014). Simulación de campos aleatorios con dependencia no multi-gaussiana empleando cópulas. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Aslyng, H. C. *et al.* (1962). Soil physics terminology. Inter. Soc. Of Soil Sci. Bull. 23. pp. 7.
- Association of state dam safety official (2004). Seepage for earth dams, First Advanced Technical Seminar. Atlanta, Georgia.
- ASTM International. (2000). “Standard Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density”. Annual Book of ASTM Standards, D4254-00.
- Auvinet, G. y López, N. P. (2010). Condición de vaciado rápido en taludes sumergidos. Homenaje al Ing. Jesús Alberro Aramburu. Instituto de ingeniería de la Universidad Nacional autónoma de México. Sociedad Mexicana de ingeniería geotécnica.
- Bell, J. R. and Hicks, R. G. (1980). Evaluation of Test Methods and Use Criteria for Geotechnical Fabrics in Highway Applications, Interim Report FHWA/RD-80/021, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Bertram, G. E. (1940). An Experimental Investigation of protective Filters. Harvard Soil Mechanics Series, No. 267. Universidad de Harvard.
- Bonola, I. y Jaime, A. (2007). Manual geotécnico para el diseño de presas pequeñas, SEMARNAT, México.
- Brauns, J. (1990) “Filters and Drains”. Capítulo 10 de Advances in Rockfill Structures. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

- Bridle, Rodney (2007). Assessing the vulnerability of dams to internal erosion. In internal erosion in Dams and their Foundations, Proceedings of Workshop, Aussois, France, April 2005, Feo & Fry (eds). 2007 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-43724-0 pp 25-33.
- Bridle, Rodney (2008). Assessing the vulnerability of a typical british embankment dam to internal erosion, dam safety ltd, Amersham.
- Bureau of Reclamation, (1990). Earth Manual, Third Edition, Part 1, 1998; Part 2.
- Burenkova, V. V. (1993). "Assessment of suffusion in noncohesive and graded soils". Proc., 1st Int. Conf. Geo-Filters, Karlsruhe, Germany, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 357-360.
- Casagrande, A. (1950), Notes of design of earth dams, journal of society of civil engineers, vol. 37, pp. 405-429. Boston, United States of America.
- Casagrande, A. (1968). Notes of engineering 262 Course, Vol. 1, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Chapuis, R. P., Constant, A. and Bass, K. A. (1996). "Migration of fines in 0-20 mm crushes base during placement, compaction and seepage under laboratory conditions". Can. Geotech. J., 33(1), 168-176.
- Cedergren, H. R. (1967). Seepage Drainage and Flows Nets. Cap. 5. John Wiley and Sons, Inc.
- Childs, E. C. and Collis-George, N. C. (1950). "The Permeability of Porous Materials". Proc. Roy. Soc. of London, series A, 201: 392-405.
- Fai Wan, C. y Fell, R. (2008). Assessing the potential of Internal Instability and Suffusion in Embankment Dams and Their Foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- De la Fuente Utrilla, Héctor (2013). Evaluación de la seguridad de los bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido. Tesis de Maestría en Ingeniería. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, DEPMI-UNAM. (Director de Tesis: Norma Patricia López Acosta). Defensa de Tesis: enero de 2013.
- FEMA (2008). Geotextiles in Embankment Dams, Status Report on the Use of Geotextiles in Embankment Dam Construction and Rehabilitation, Federal Emergency Management Agency, April, 254 p.
- Flores-Berrones, R. (2000). Flujo de agua a través de suelos, 4ª edición, Asociación Mexicana de Hidráulica, IMTA. México.
- Flores B., Raul., Hristov V., Vangel., y Li L., Xiangyue. (2001). Geotecnia en ingeniería de presas. Instituto Mexicano de la Tecnología del agua (IMTA). México.
- Flores-Berrones, R., Li-Liu, X. y Alva García, F. (2003). Efecto del flujo en la estabilidad de taludes. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XVIII, Núm. 2, pp. 35-52.
- Flores-Berrones, R. y Gaytán, I. (2005). Avances recientes en el diseño de filtros para presas de tierra y enrocamiento. Ingeniería Hidráulica en México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Flores-Berrones y R., Li-Liu, X. (2008). Análisis del filtro instalado en la presa El Batán, Querétaro. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Flores-Berrones, R., Ramírez-Reynaga, M. y Macari, E. (2010). Internal Erosion and Rehabilitation of an Earth-Rock Dam. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137, No. 2, February 1, 2011. F.ASCE.
- Flores-Berrones, R. y Manjarrez Montaña, L. (2011). Análisis de filtros de presas de tierra y/o enrocamiento. Reporte Técnico de Verano Científico. Instituto Mexicano de Tecnología Del Agua.
- Foster, M. A. y Fell, R. (2001). Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria. J. Geotech. Geoenvironmental. Eng. Vol. 127, núm. 5, pp. 398-407.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils, New York: John Wiley and Sons Inc.
- Fredlund, D.G. and Anqing Xing. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31, pp: 521-532.
- Fredlund, D.G., Xing, Anqing y Huang, Shangyan (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Department of civil engineering,

- University of Saskatchewan, Saskatoon, SK S7N 0W0, Canada. *Can. Geotech. J.* 31.533-546.
- Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (2003). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Fredlund, D. G., Fredlund, M. D. and Rahardjo, H. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey published simultaneously in Canada.
- Gardner, W. R. (1958). "Laboratory studies of evaporation from Soils Columns in the presence of Water Table". *Soil Sci.* Vol 85. Pp. 244.
- Gardner, W. R. (1960^a). "Dynamic Aspects of Water Availability to Plants". *Soil Sci.* 89. Pp. 63-73.
- Gaytán, I. (2004). *Análisis experimental de filtros en presas de tierra y enrocamiento*. Tesis de maestría. DEPMI-UNAM.
- Geosistemas PAVCO de Mexichem (2011). *Manual de diseño con geosintéticos* (octava edición). Mexichem soluciones integrales, S. A. de C. V.
- Giroud, J. P. (1982). "Filter Criteria for Geotextiles", *Proc. 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, NV, Vol. 1, Industrial Fabric Association International, St. Paul, MN, pp. 103-108.
- Giroud, J. P. (2010) Development of criteria for geotextile and granular filters, Prestigious Lecture, Proceedings of the 9th International Conference on Geosynthetics. Guarujá, Brazil, May, Vol. 1, 45-64.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación. 744 páginas.
- Green, R.E. and Corey, J.C. (1971). Calculation of hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of some Predictive Methods. *Soil Science society of America Proceeding*, Vol. 35, pp. 3-8.
- Harr, Milton E. (1962), *Groundwater and seepage*, originally published: New York: McGraw-Hill.
- Hazen, A. (1892). Physical properties of sands and gravels with references to their use infiltration, *Rept. Mass. State Board of health*, p. 539.
- Hazen, A (1930). *Water Supply in American Civil Engineers Handbook*, Wiley, New York.
- Hillel, D., (1971). "Soil and Water, Physical Principles and Processes". Academic Press, U.S.A. pp. 49-124.
- Holtz, R. D., Christopher, B. R. and Berg, R. R: (1998). *Geosynthetic Design and Construction Guidelines Participation Notebook*, Publication FHWA HI-95-038, NHI Course 13213, National Highway Institute, McLean, VA.
- Houston, W. N., Dye, H. B., Zapata, C. E., Perera, Y. Y. and Harraz, A. (2006). Determination of SWCC using one point suction measurement and standart curves. *Unsaturated Soils*. ASCE.
- International Commission on large Dams (ICOLD) (1994). "Use of granular filters and drains in embankment dams". *Bulletin 95*, ICOLD, Paris.
- International commission on large dams (1986). *Bulletin 55*, Geotextiles as filters and transitions in fill dams. ISSN 0534-8293.
- Jantzer, I. y Knutsson, S. (2010). "Critical gradients for tailing dam design", Lulea university of technology, Sweden, *Proceeding mine waste 2010* (editors: Andy Fourier & Richard Jewell), pp. 23-32. ISBN 978-0-9806154-2-5, Australia.
- Jaworski, G. W., Duncan, J. M., Seed, H. B. (1982), - Laboratory study of hydraulic fracturing. *Journal of geotechnical engineering division*, ASCE, Vol. 107, No. Gt6, pp. 713-732.
- Juárez Badillo, E., Rico Rodríguez, A. (1997). *Mecánica de suelos*, Tomo 3, Flujo de agua en suelos. Editorial Limusa, S. A. de C. V. México, D.F.
- Juárez Badillo, E., Rico Rodríguez, A. (1973). *Mecánica de suelos*, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos. Editorial Limusa, S. A. de C. V. México, D.F.
- Kenney, T. C. and Lau, D. (1985). "Internal Stability of Granular Filters", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, No. 2, pp. 215-225.

- Kenney, T. C. and Lau, D. (1986).). "Internal Stability of Granular Filters", Reply to Discussions, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23, No. 3, pp. 420-423.
- Kovacs, G. (1981). Seepage hydraulics. Elsevier Scientific for Partially Saturated Flow. Soil Sci. Amer. Proc. 29, pp. 359-362. U.S.A.
- Krahn, John. (2007). Manual of Seepage Modeling with Seep/W by Geo-Slope international, Ltd. Third Edition.
- Kenney, T. C., and Lau, D. (1984). "Stability of particle grading of compacted granular filters". Publication No. 84-06, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.
- Kenney, T. C., and Lau, D. (1985). "Internal Stability of granular filters". Can. Geotech, J., 22(2), 215-225.
- Kenney, T. C., and Lau, D. (1986). "Internal Stability of granular filters: Reply". Can. Geotech, J., 23(4), 420-423.
- Kullaway, F. I., Gurtowski, T. M. (1976) - Load transfer and hydraulic fracturing in zoned dams. Journal of geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 102. No. Gt9, pp. 963-974.
- Kunze, R.J., Uehara, G. and Graham, K. (1968). Factors important in the calculation of hydraulic conductivity. Soil Science of America proceeding, Soil Physics, Vol. 32: 760-765.
- Lafleur, J., Mlynarek, J. and Rollin, A. L. (1989). "Filtration of Broadly Graded Cohesionless Soils," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 12, pp. 1747-1768.
- Lafleur, J. and Jacques Paré, J. (1991). Use of Geotextiles in the James Bay Hydroelectric Project. Geotextiles and Geomembranes, 10 (1991) 35-52.
- Lee, H. C. and Wray, W. K. (1995). "Techniques to evaluate soil suction-A vital unsaturated soil water variable". Proceedings of the first international conference on unsaturated soils. Published by A.A Balkema/Presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées. Paris, France.
- Li, Xiangyue y Arroyo, Víctor, (2011). Impacto de Fuerzas de Filtración y Tubificación Retrógrada a la Inestabilidad de Talud y Erosión Hídrica. Revista digital universitaria. Volumen 12 Número 2. ISSN: 1067-6079.
- Lofquist, B. (1988). "Discussion". J. Geotech. Engrg. Div., 114(6), 740-742.
- López-Acosta N.P., Guillén J.B. & Auvinet G. (2015). "Recent trends for design of filters in earth and rockfill dams, including the geotextiles criteria." Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XV PCSMGE, November 15-18, 2015) published by IOS Press/Mill Press (submitted).
- López-Acosta N.P. (2015). "Cap. B.2.9 Flujo de agua en suelos." Capítulo 9 (nuevo) del Manual de Diseño de Obras Civiles [Sección B. Geotecnia. Tema 2. Mecánica de Suelos], Comisión Federal de Electricidad (CFE). (Versión en revisión y corrección). México, D.F. 177 p.
- López Acosta, N. P. (2013). Apuntes de clase: "Flujo de agua en suelos". División de Posgrado de Ingeniería Civil en el Área de Geotecnia.
- López A., N. P., Auvinet, G. y Lezama, J. L. (2010). Estudio del flujo transitorio ocasionado por llenado y vaciado rápido en bordos de protección. Primer coloquio de Jóvenes Geotecnistas. Sociedad mexicana de Ingeniería Geotécnica. México, D. F.
- López Acosta, N. P., Auvinet, G. y Guillén, J.B. (2014). Criterios clásicos y actuales para el diseño de filtros en presas de materiales graduados. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C.
- López-Acosta, N.P., Sánchez, M.A., Auvinet, G. & Pereira, J.-M. (2014). Assessment of exit hydraulic gradients at the toe of levees in water drawdown conditions. Proceedings of the 7th international conference on scour and erosion. The University of Western Australia, Perth, Australia, 2-4 December 2014.
- Lo K. Y., Kaniaru, K. (1990). Hydraulic Fracture in earth and rockfill dams. Canadian Geotechnical Journal, No. 27, pp. 496-506.
- Lu, N. and Likos, W. J. (2004). Unsaturated Soil Mechanics.
- Luettich, S. M., Giroud, J. P. and Bachus, R. C. (1992). "Geotextile Filter Design Guide", Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 11, pp. 355-370.
- Marsal, R. y Reséndiz, D. (1975). Presas de tierra y enrocamiento. México D.F., Limusa.

- Marshall, T.J. (1958). A relation between permeability and size distribution of pores. *Soil Science of America Journal*, Vol. 9: 1-8.
- Medeiros, C. H. de A. C. Ph. D., C. Eng. M. Sc., Interfaces and discontinuities: What are the risk of the hydraulic fracturing or hydraulic separation mechanisms becoming a major cause of embankments dam accidents in which concentrated leaks have to lead to internal erosion?., Water and climate management institute (INGÁ)., Bahia, Brazil.
- Medeiros, C. H. de A. C. (1996). A laboratory simulation of the hydraulic fracturing mechanisms in embankment dam. PhD. Thesis, University of Newcastle upon Tyne, United Kingdom, 423 pp.
- Millington, R.J. and Quirk, J.P. (1961). Permeability of porous Solids. *Transaction of the Faraday Society*, vol. 57, pp. 1200-1207.
- Mitchell J.K. (1976), "Fundamentals of soil Behavior". John Wiley and sons Inc. New York.
- Murdoch, L.C. (1992). Hydraulic Fracturing of soil during laboratory experiments, part 1, 2 and 3. *Geotechnique*, 43, No. 2, pp. 255-287.
- Narain, J. (1962), Flexibility of compacted clays. PhD Thesis, Purdue University, Lafayette, Indiana.
- Perera, Y. Y., Zapata, C. E., Houston, S. L. and Houston, W. N. (2005). "Prediction of the Soil Water Characteristic Curved Based on Grain-Size Distribution and Index properties". *Proceedings of Geo-Frontiers 2005*, Austin, Texas, Jan. 24-26. ASCE.
- Perzmaier, S. (2006). Hydraulic criteria focusing critical gradient and flow velocity. Annual Meeting of the European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams. Stockholm, Sweden. Institute of Hydraulic and Water Resources Engineering Technische Universität München.
- Perzmaier, S., Muckenthaler, P. & Koelewijn, A. R. (2007). Hydraulic criteria for internal erosion in cohesionless soil, in proceedings assessment of the risk of internal erosion of water retaining structures: Dams, Dykes and levees- intermediate report of the European working group of ICOLD, contributions to the symposium in Freising, Germany, September 2007.
- Reddi, L. N. (2003). Seepage in soils; Principles and applications, John Wiley y Sons Inc.
- Richards, L.A., (1955). "Retention and Transmission of Water in Soils". U.S. Dept. Agr. Year-book Agr. Pp 144-151.
- Richards, L.A. (1965). "Physical Condition of Water in Soil". In "Methods of Soil Analysis". Pp 128-152. Amer. Soc. Agron. Monograph 9.
- Richards, K. S. & Reddi, K. R. (2009). True triaxial piping test apparatus for evaluation of piping potential in earth structures. *Geotechnical testing journal* 33(1): 83-95.
- Rico, A. y Del Castillo, H. (1974). La ingeniería de suelo en las vías terrestres. Volumen 1. México, Distrito Federal.
- Sánchez-Solís, M. A. (2013) "Comportamiento hidromeccánico de bordos bajo condiciones de flujo transitorio". Tesis de Maestría en Ingeniería. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, DEPI-UNAM. (Director de Tesis: Norma Patricia López Acosta). Defensa de Tesis: 7 junio 2013.
- Sherard, J., Woodward, R., Gizienski, S., & Clevenger, W., (Editado por John Wiley, 1967), *Earth and Earth-Rock dams (Engineering Problems of Design and Construction)*.
- Sherard, J. L. y Dunnigan, L. P. (1985). Filters and leakage control in embankment dams. In R.L. Volpe y W.E. Kelly (Ed.). *Seepage and leakage from dams and impoundments. Geotechnical engineering division symposium proceedings*, Denver, CO, 1985. Amer. Soc. Civil Engineering, New York, NY, pp. 1-30.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L.P. y Talbot, J.R. (1984). Basic properties of sand and gravel filters. *American Society. Civil engineering, journal of geotechnical engineering*, No. 110 (6), 1984, pp. 684-700.
- Sherard, J. L. y Dunnigan, L.P. (1989). Critical filters for impervious soils. *Amer. Soc. Civil Eng., Journal of Geotechnical Engineering*, No. 115 (7), pp. 927-947.
- Skempton, A. W. and Brogan, J. M. (1994). "Experiments on piping in sand gravels". *Geotechnique*, 44(3), 449-460.

- Sun, B. C. B. (1989). "Internal stability of clayed to silty sands". Dr. Phil. Thesis, dissertation, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich.
- Tanaka, T., Nagai, S., Doi, H. & Hirose, T. (2014). Experimental findings regarding piping failure of embankments. Proceedings of the 7th international conference on scour and erosion. The University of Western Australia, Perth, Australia, 2-4 December 2014.
- Terram Geosynthetics (2013). Product Data Sheet. Fiberweb Geosynthetics Ltd. United Kingdom.
- Terzaghi, K. (1922). Failure of dam foundations by piping and means for preventing it (in German), die Wasserkraft, special Forchheimer Issue 17: 445-449.
- Terzaghi, K. (1929). Unpublished report on Bou-Hanifia dam, North Africa. Citado por Bertram (1940).
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics, John Wiley. N. Y.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G., (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, Third edition.
- To, H. D. & Csheuermann, A. (2014). Separation of grain size distribution for application of self-filtration criteria in suffusion assessment. Proceedings of the 7th international conference on scour and erosion. The University of Western Australia, Perth, Australia, 2-4 December 2014.
- Tomlinson, S. S. & Vaid, Y. P. (2000). Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion. Canadian Geotechnical Journal 37:1-13.
- U. S. Army Corps of Engineers (1941). Investigation of Filter Requirement for Underdrains. Waterways Experiment Station. Memorandum Técnico No. 183-1. Vicksburg, Pa.
- U. S. Army Corps of Engineers (2003). Engineer Manual. Engineering and Design Slope Stability. Department of the Army, Washington, D. C., Manual No. 1110-2-1902.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2004). Engineering and Design manual-General design and construction considerations for earth and rock-fill dams, EM-1110-2-2300, Apendix B. July.
- U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service (USSCS) (1994). Gradation Design of Sand and Gravel Filters, Part 633 National Engineering Handbook. Chapter 26. October.
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR) (2011). Design Standards No. 13 –Embankment Dams, Chapter 5 – Protective Filters, November.
- Vandenboer, K., Bezuijen, A. & Van Beek, V.M. (2014). 3D carácter of backward erosion piping: Small-scale experiments. Proceedings of the 7th international conference on scour and erosion. The University of Western Australia, Perth, Australia, 2-4 December 2014.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal 44; 892-898.
- Wan, C. F. & Fell, R. (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankments dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental protection Agency. Ada. Oklahoma, USA.
- Wan, C. F. & Fell, R. (2008). Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE/ March 2008/401.
- Whitlow, R. (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Edit. CECOSA, México.
- Widjaja, H., Duncan, J. M., Seed, H. B. (1984), Scale and time effects in hydraulic fracturing. Final report to U. S. army corps of engineers, University of California, Berkeley, 205 pp.
- Zepeda, J. A. (2004). Mecánica de suelos no saturados. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., Universidad Autónoma de Querétaro.

Fuentes electrónicas

<http://www.asce.org/>

<http://www.icevirtuallibrary.com/content/serial/geolett>

<http://www.nrcresearchpress.com/journal/cgj>

Anexo: Estimación de permeabilidades para el filtro de arena de la presa *El Batán* en condiciones ideales y con segregación

Las relaciones empíricas que existen para determinar la permeabilidad generalmente se expresan en función de las siguientes propiedades (López-Acosta, 2015):

- Tamaño de los granos
- Relación de vacíos
- Tamaño de los poros (poco común)

Una relación empírica para determinar la permeabilidad de arenas sueltas y limpias para filtros, o arenas bastante uniformes (es decir, con coeficientes de uniformidad pequeños, es la conocida fórmula de *Hazen* (1930):

$$k = cD_{10}^2 \text{ (mm/s)} \quad (\text{A.1})$$

Donde:

c = constante que depende de la naturaleza del suelo (la Tabla A.1 proporciona intervalos de valores sugeridos para c)

D_{10} = diámetro efectivo de los granos del suelo (mm)

Tabla A.1 Valores del coeficiente c de la fórmula de *Hazen* (Whitlow, 1994)

c (s/mm)	Tipo de suelo	Intervalo de valores de D_{10}
8-12	Arenas uniformes ($c_u < 5$)	0.06-3.0
5-8	Arenas bien graduadas y arenas limosas ($c_u \geq 5$)	0.003-0.6

Filtro en condiciones ideales

$D_{60}=0.47$ y $D_{10}=0.095$ (Figura 5.14 del Capítulo 5)

$$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.47}{0.095} = 4.95$$

De la Tabla A.2 $\rightarrow c=12$, y considerando $D_{10}=0.095$, entonces:

$$k = 12(0.095)^2 = 0.1083 \text{ mm/s} = \boxed{1 \times 10^{-4} \text{ m/s}}$$

Filtro instalado (con problemas de segregación)

$D_{60}=9$ y $D_{10}=0.3$ (Figura 5.14 del Capítulo 5)

$$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{9}{0.3} = 30$$

De la tabla A.2 $\rightarrow c=8$, y considerando $D_{10}=0.3$, entonces:

$$k = 8(0.3)^2 = 0.72 \text{ mm/s} = \boxed{7.2 \times 10^{-4} \text{ m/s}}$$