



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LOS
BORDOS DE PROTECCIÓN SOMETIDOS
AL FENÓMENO DEL VACIADO RÁPIDO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

HÉCTOR AUGUSTO DE LA FUENTE UTRILLA



TUTOR:
DR. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

2012

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
Secretario: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: DR. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA
1^{er}. Suplente: DR. RICARDO ENRIQUE ORTIZ HERMOSILLO
2^{do}. Suplente: DR. JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres, Alejandro de la Fuente Godínez y Magaly Guadalupe Utrilla Gutiérrez, por creer en mí y brindarme todo su amor, enseñanzas y apoyo durante mi desarrollo personal y profesional. Los amo.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Instituto de Ingeniería su apoyo para la realización de este trabajo, en especial a la Dr. Norma Patricia López Acosta, Dr. Juan Félix Rodríguez y al Dr. Gabriel Auvinet, por transmitirme parte de su amplia experiencia y conocimientos en el campo de la geotecnia, por su constante asesoría, apoyo y confianza tanto a nivel personal como en mi trabajo. Asimismo al Dr. Ricardo Ortiz por su interés en mi trabajo de maestría.

A mis profesores de la maestría por girar mis pensamientos hacia otros horizontes y despertar en mí la pasión por la geotecnia.

A mis colegas y amigos de la maestría por su apoyo y compañía durante mi estancia en la ciudad de México.

CONTENIDO

RESUMEN

INTRODUCCIÓN 1

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES TEÓRICOS GENERALES 3

1.1 ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA..... 3

1.1.1 Ecuación de la continuidad para flujo estacionario 3

1.1.2 Ecuación de Laplace 4

1.1.3 Ecuación de Poisson..... 5

1.1.4 Ecuación del flujo en régimen transitorio 6

1.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES..... 7

1.2.1 Introducción 7

1.2.2 Métodos Convencionales de equilibrio límite 8

1.2.3 Método del elemento finito 9

1.3 ANÁLISIS EN CONDICIONES DRENADAS Y NO-DRENADAS 10

1.3.1 Condiciones iniciales drenadas y no-drenadas..... 10

1.3.2 Parámetros de resistencia drenados y no-drenados 11

1.3.3 Análisis de estabilidad con esfuerzos totales o efectivos..... 13

1.3.4 Criterio de selección de los análisis en los problemas prácticos..... 16

CAPÍTULO 2. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN 20

2.1 ANTECEDENTES 20

2.2 ASPECTOS GENERALES 22

2.2.1 Definición..... 22

2.2.2 Componentes de un bordo de protección..... 23

2.2.3 Tipos de bordos de protección 23

2.3 MECANISMOS DE FALLA 26

2.3.1 Causas estructurales 26

2.3.2 Causas debidas a fuerzas hidráulicas 28

2.3.3 Causas que involucran la degradación de la superficie..... 30

2.4 CRITERIOS DE DISEÑO	31
2.4.1 Procedimientos preliminares de diseño.....	31
2.4.2 Geometría del terraplén.....	33
2.4.3 Materiales constitutivos	35
2.4.4 Procesos constructivos	38
2.4.5 Comentarios finales.....	40
CAPÍTULO 3. ESTUDIO DEL FENÓMENO DEL VACIADO RÁPIDO.....	43
3.1 ANTECEDENTES	43
3.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES	44
3.2.1 Condición del vaciado rápido	44
3.2.2 Modos de vaciado	46
3.3 MÉTODOS CLÁSICOS DE ANÁLISIS	47
3.3.1 Método de flujo.....	47
3.3.2 Métodos no drenados	50
CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA PROPUESTA: ANÁLISIS ACOPLADOS DE FLUJO TRANSITORIO-DEFORMACIÓN Y ESTABILIDAD.....	55
4.1 ANTECEDENTES	55
4.2 DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PROPUESTA.....	55
4.2.1 Análisis de filtración	57
4.2.2 Análisis de deformación.....	58
4.2.3 Análisis de consolidación.....	62
4.2.4 Análisis de estabilidad	64
4.2.5 Tipos de cálculos utilizados en el PLAXIS	64
4.2.6 Tipos de análisis mediante el MEF	66
4.2.7 Diagrama de flujo.....	67
4.3 ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL VACIADO RÁPIDO	70
4.3.1 Planteamiento del problema.....	70
4.3.2 Creación del modelo geométrico	70
4.3.3 Etapas de la modelación numérica.....	72
4.3.4 Resultados del estudio paramétrico.....	72
4.3.5 Conclusiones	77

CAPÍTULO 5. IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE FILTROS HORIZONTALES-GEOTEXTIL COMO MEDIDA PARA INCREMENTAR LA SEGURIDAD DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN	78
5.1 INTRODUCCIÓN	78
5.1.1 Antecedentes	78
5.1.2 Planteamiento	79
5.2 ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LOS EFECTOS DE LOS FILTROS HORIZONTALES	79
5.2.1 Creación del modelo geométrico	79
5.2.2 Etapas de la modelación numérica	81
5.2.3 Resultados del estudio paramétrico	82
5.2 PROPUESTAS DE DISEÑO DEL FILTRO CONTRA EL VACIADO RÁPIDO ...	83
5.3.1 Ubicación óptima del filtro	83
5.3.2 Dimensiones óptimas del filtro	83
5.3.3 Número de filtros óptimo	85
5.4 REVISIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO ACTUALES DEL FILTRO CONTRA LA EROSIÓN INTERNA Y TUBIFICACIÓN	86
5.4.1 Antecedentes	86
5.4.2 Criterio de Terzagui (1920)	87
5.4.3 Criterio de Bertram (1940)	87
5.4.4 Criterio de Sherard & Dunnigan (1989)	88
5.4.5 Criterio del USBR (1994)	89
5.4.6 Criterio de la USSCS (1994)	89
5.4.7 Criterio de Foster & Fell (2001)	91
5.4.8 Recomendaciones adicionales	93
CAPÍTULO 6. CASO PRÁCTICO: EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN DE VILLAHERMOSA, TABASCO .	95
6.1 INTRODUCCIÓN	95
6.2 PROBLEMÁTICA DEL SITIO EN ESTUDIO	95
6.2.1 Planteamiento	95
6.2.2 Asentamientos urbanos mal planeados	96
6.2.3 Casos históricos de crecidas e inundaciones	98

6.2.4 Red hidrográfica de la Cuenca Grijalva-Usumacinta	99
6.2.5 Características geológicas y geotécnicas	102
6.2.6 Conclusiones	108
6.3 UN CASO EXCEPCIONAL: LA INUNDACIÓN DEL 2007	108
6.3.1 Antecedentes	108
6.3.2 Localización de algunos sitios de daños	111
6.3.3 Causas de inestabilidad observadas en los sitios de daños	112
6.4 MODELADO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN LOCALIZADOS EN EL SITIO PUENTE GRIJALVA II, COLONIA GAVIOTA SUR	113
6.4.1 Condiciones generales del sitio en estudio	113
6.4.2 Creación del modelo geométrico	115
6.4.3 Etapas del modelado numérico	117
6.4.4 Resultados	118
6.4.5 Propuestas de solución	121
CONCLUSIONES GENERALES	126
REFERENCIAS	131
ANEXO 1 BASES TEÓRICAS DEL MODELADO NUMÉRICO	143
A1-1 MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS EN LOS ANÁLISIS	143
A1-1.1 Elasto-plasticidad	143
A1-1.2 Modelo Mohr-Coulomb (MC)	147
A1-1.3 Modelo Hardening Soil (HS)	153
ANEXO 2 TIPOS DE ANÁLISIS MEDIANTE EL MEF	158
A2-1 ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES CON PARÁMETROS NO-DRENADOS	158
A2-2 ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS CON PARÁMETROS DRENADOS Y CONDICIONES INICIALES DRENADAS	158
A2-3 ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS CON PARÁMETROS DRENADOS Y CONDICIONES INICIALES NO-DRENADAS	158

ANEXO 3 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA RED HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA GRIJALVA.....	163
ANEXO 4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO EN ESTUDIO.....	169
ANEXO 5 TABLA DE DATOS DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS CERCANAS A LA CIUDAD DE VILLAHERMOSA DURANTE EL PERIODO DE OCTUBRE-NOVIEMBRE DE 2007.....	174

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional.
- Figura 1.2 Esquema para la deducción de la ecuación de Poisson (Modificado de González de Vallejo *et al.*, 2004)
- Figura 1.3 Esquema para la deducción de la ecuación del flujo transitorio (Modificado de González de Vallejo *et al.*, 2004)
- Figura 1.4 Tiempo requerido para el drenaje en depósitos de suelos (Modificado de Duncan & Wright, 2005)
- Figura 1.5 Representación Trayectorias de esfuerzo y resistencia drenada y no drenada de una arcilla (Modificado de Duncan & Wrigth, 2005)
- Figura 1.6 Envolventes de resistencias drenadas y no drenadas para una arcilla saturada sobreconsolidada (Modificado de Duncan & Wrigth, 2005)
- Figura 1.7 Variación con el tiempo de la presión de poro y el factor de seguridad para a) un terraplén construido sobre una arcilla saturada y b) excavación sobre un suelo arcilloso (Modificado de Bishop y Bjerrum, 1960)
- Figura 1.8 Terraplén de arena construido sobre un material arcilloso
- Figura 1.9 Terraplén de arcilla construido sobre un material arcilloso
- Figura 2.1 Vista panorámica de Tenochtitlán en 1519 (Modificado de Filsinger, 2005)
- Figura 2.2 Cuencas hidrográficas de México (CONAGUA *et al.*, 2010)
- Figura 2.3 Componentes de un bordo de protección (Modificado de ASCE, 2009)
- Figura 2.4 Localización en planta de los bordos longitudinales
- Figura 2.5 Esquema del bordo longitudinal (Auvinet & López-Acosta, 2009)
- Figura 2.6 Esquema de muros marginales contra inundación (Modificado de ASCE, 2009)
- Figura 2.7 Localización en planta de los bordos perimetrales (Modificado de CONAGUA, 2011)
- Figura 2.8 Esquema del bordo perimetral (Auvinet & López-Acosta, 2009)
- Figura 2.9 Ejemplo de mecanismo de falla por impacto estructural (Briaud, 2011)
- Figura 2.10 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por árboles (Briaud, 2011)
- Figura 2.11 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por asentamientos (Lezama, 2010)

Figura 2.12 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por inestabilidad del talud (Lezama, 2010)

Figura 2.13 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por agrietamiento transversal sobre la corona del bordo (Lezama, 2010)

Figura 2.14 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por erosión interna o tubificación (Modificado de ASCE, 2009)

Figura 2.15 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por flujo a través de la cimentación (Modificado de ASCE, 2009)

Figura 2.16 Condición natural (sin bordos) de un cauce con niveles de dos caudales distintos (CONAGUA, 2011)

Figura 2.17 Condición con bordos de un cauce con niveles de dos caudales distintos (CONAGUA, 2011)

Figura 2.18 Condición con bordos de un cauce con niveles de dos caudales distintos (CONAGUA, 2011).

Figura 2.19 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por desbordamiento y aberturas (Modificado de ASCE, 2009)

Figura 2.20 Grado de erosionabilidad (Briaud, 2006)

Figura 2.21 Tipos de protecciones marginales.

Figura 2.22 Colocación del geotextil entre la protección marginal y el talud del terraplén

Figura 2.23 Zonas de aceptación o rechazo de la compactación (Auvinet *et al.*, 2008)

Figura 2.24 Diseño robusto de bordos de protección longitudinales (Auvinet *et al.*, 2008)

Figura 2.25 Diseño robusto de bordos de protección perimetrales (Auvinet *et al.*, 2008)

Figura 3.1 Vaciado de altura L . a) Variación de los esfuerzos hidroestáticos actuando sobre el talud; b) variación de los esfuerzos totales aplicados (De la Fuente *et al.*, 2012).

Figura 3.2 Modos de vaciado: a) Vaciado completamente lento, b) Vaciado transitorio y c) Vaciado completamente rápido (Modificado de Berilgen, 2007).

Figura 3.3 Estudio del drenaje en un terraplén o presa homogénea después del vaciado rápido mediante redes de flujo y modelo de fluido viscoso (a) Primera red de flujo; (b) Segunda red de flujo; (c) Tercera red de flujo; (d) Forma de la línea de abatimiento durante el drenaje; (e) Caminos de flujo durante el drenaje (Cedergren, 1989).

Figura 4.1 Dominio de flujo y superficie freática en un talud (Modificado de Berilgen, 2007)

Figura 4.2 Elemento de suelo con 15 nodos: a) posición de los nodos y b) posición de los puntos de esfuerzo (Modificado de PLAXIS, 2008).

Figura 4.3 Geometría del bordo de protección

Lista de Figuras

Figura 4.4 Variación con el tiempo de la presión de poro considerando los tres modos de vaciado en un bordo de altura $H=6\text{m}$, $k=1\times 10^{-6}\text{ cm/s}$ y velocidad de vaciado de $R=0.1\text{ m/d}$.

Figura 4.5 Comparación de los modos de vaciado (Berilgen 2007) con la distribución de presiones obtenidos en los análisis numéricos (PLAXIS D) para el instante del vaciado $\Delta t=6$ días: a) vaciado completamente lento, b) vaciado transitorio y c) vaciado completamente rápido

Figura 4.6 Variación del factor de seguridad para un bordo de altura $H=6\text{m}$ a diferentes conductividades hidráulicas y velocidades de vaciado

Figura 4.7 Velocidades de flujo y ubicación de la superficie freática al instante del vaciado $\Delta t=6$ días, para un bordo de permeabilidad $k=1\times 10^{-6}\text{ cm/s}$ sometido a un vaciado de velocidad $R=1.0\text{ m/d}$.

Figura 4.8 Velocidades de flujo y ubicación de la superficie freática al instante del vaciado $\Delta t=6$ días, para un bordo de permeabilidad para un bordo de permeabilidad $k=1\times 10^{-4}\text{ cm/s}$ sometido a un vaciado de velocidad $R=0.1\text{ m/d}$

Figura 4.9 Velocidades de flujo y ubicación de la superficie freática al instante del vaciado $\Delta t=6$ días para a) un bordo de permeabilidad $k=1\times 10^{-6}\text{ cm/s}$ sometido a un vaciado de velocidad $R=0.1\text{ m/d}$ y b) un bordo de permeabilidad $k=1\times 10^{-4}\text{ cm/s}$ sometido a un vaciado de velocidad $R=1.0\text{ m/d}$

Figura 4.10 Desplazamientos horizontales al pie del talud obtenidos con los modelos constitutivos MC y HSM ($k=1\times 10^{-6}\text{ cm/s}$ y $R=1.0\text{ m/d}$).

Figura 4.11 Factores de seguridad obtenidos con los modelos constitutivos MC y HSM ($k=1\times 10^{-6}\text{ cm/s}$ y $R=1.0\text{ m/d}$).

Figura 5.1 Geometría simplificada del bordo analizado

Figura 5.2 Velocidades de flujo presentadas en el instante de vaciado $\Delta t=6$ días ($H/L=1$). a) Bordo sin filtro (velocidad máxima $935.10\text{E}^{-6}\text{ m/d}$) y b) Bordo con filtro (velocidad máxima $29.95\text{E}^{-3}\text{ m/d}$)

Figura 5.3 Factor de seguridad obtenido en el instante de vaciado $\Delta t=6$ días ($H/L=1$). a) Bordo sin filtro) y b) Bordo con filtro

Figura 5.4 Gradiente hidráulico máximo obtenido en el instante de vaciado $\Delta t=6$ días ($H/L=1$). a) Bordo sin filtro) y b) Bordo con filtro

Figura 5.5 Variación del factor de seguridad con la posición del filtro horizontal dentro del bordo de protección

Figura 5.6 Variación del factor de seguridad con longitud del filtro horizontal dentro del bordo de protección

Figura 5.7 Variación del factor de seguridad con el espesor del filtro horizontal dentro del bordo de protección

Figura 5.8 Variación del factor de seguridad con el número de filtros horizontal dentro del bordo de protección

Figura 5.9 Banda de las curvas granulométricas donde debe ubicarse el filtro protector, según el criterio original de Terzagui

Figura 5.10 Figura del aparato para realizar la prueba no erosionable (NEF) (Modificado de Sherard y Dunnigan (1989).

Figura 5.11 Desarrollo conceptual de los límites de erosión para una prueba de filtro (Modificado de Foster y Fell, 2001)

Figura 6.1 Localización de a) Tabasco en México, b) la ciudad de Villahermosa en Tabasco y c) los ríos que atraviesan la ciudad de Villahermosa.

Figura 6.2 Crecimiento de la mancha urbana de la ciudad de Villahermosa, Tabasco, 1861-1993 (INEGI, 2000)

Figura 6.3 Imágenes satelitales de la zona de Villahermosa en 1974 y 2007 (CENAPRED, 2007)

Figura 6.4 a) Inundación de 1927, tomada del ayuntamiento principal del centro; b) Inundación de 1929, calle Madero y Reforma (Bulnes, 1981)

Figura 6.5 Cuenca y subcuencas del río Grijalva, presa natural emplazada entre presas Peñitas y Malpaso. (**P** = Presa Peñitas, **M** = Presa Malpaso, **A** = Presa La Angostura, **C** = Presa Chicoasén, **VH** = Villahermosa, **TG** = Tuxtla Gutiérrez, **SM** = Sierra Madre de Chiapas, **AC** = Los Altos de Chiapas, **SC** = Sierra Cuchumatanes, **MN** = Montañas Norte de Chiapas, **LCP** = Llanura Costera del Pacífico, **LCG** = Llanura Costera del Golfo, **rs** = ríos de la Sierra, **ru** = río Usumacinta, **rv** = río de la Venta, **z** = río Zinacatán, **CA**, **CM**, **CB** = Cuencas Alta, Media y Baja, respectivamente. (Modificado de Hinojosa *et al.*, 2011).

Figura 6.6 Sistema fluvial principal de Chiapas y Tabasco (Modificado de Gracia & Fuentes, 2005)

Figura 6.7 Fisiografía de Tabasco

Figura 6.8 Geología de Tabasco

Figura 6.9 Zona urbana de Villahermosa con curvas de nivel (IMTA *et al.*, 2008)

Figura 6.10 Caracterización geológica-geotécnica de la ciudad de Villahermosa (Modificado de Espinosa, 1976)

Figura 6.11 Fotografías de las inundaciones de 2007 ocurridas en Villahermosa

Figura 6.12 Evolución de los niveles en algunos cauces de la planicie tabasqueña. Los datos fueron registrados por las estaciones hidrométricas de la región. (Anexo 5)

Figura 6.13 Localización en planta de los sitios de deslizamiento en las márgenes de los ríos Grijalva y Carrizal (Auvinet *et al.*, 2008)

Figura 6.14 Evidencias de inestabilidad en las márgenes de los ríos debida a erosión Auvinet & López-Acosta, 2009).

Lista de Figuras

Figura 6.15 Evidencias de inestabilidad en las márgenes de los ríos debidas a fallas por cortante favorecidas por el fenómeno del vaciado rápido (Auvinet & López-Acosta, 2009).

Figura 6.16 Localización del sitio en estudio

Figura 6.17 Perfil estratigráfico del sitio Puente Grijalva II (Auvinet *et al.*, 2008). Nota: En el informe geotécnico no se proporciona la localización en planta de los sondeos.

Figura 6.18 Clasificación de los limos y arcillas encontrados en el sitio de estudio.

Figura 6.19 Planos topográficos y batimétricos del sitio en estudio (Auvinet *et al.*, 2008)

Figura 6.20 Geometría del modelado numérico (2106 elementos y 17137 nodos)

Figura 6.21 Estaciones hidrométricas cercanas a la ciudad de Villahermosa, Tabasco (Google Earth, 2012).

Figura 6.22 Información de la estación hidrométrica *Gaviotas*, correspondiente al periodo del 16 de octubre al 29 de noviembre de 2007 (Fuente: Comisión Nacional del Agua, CNA, 2009).

Figura 6.23 Instantes de tiempo considerados en el análisis

Figura 6.24 Desplazamientos totales debidas a la construcción del terraplén ($u_{\text{máx}}=0.246\text{m}$, elemento 2054)

Figura 6.25 Variación del FoS con el tiempo

Figura 6.26 Variación de las presiones de poro con el tiempo

Figura 6.27 Variación de la superficie freática conforme al tiempo y superficies de fallas presentadas en los instantes de tiempo analizados

Figura 6.28 Propuesta de solución “A”

Figura 6.29 Propuesta de solución “B”

Figura 6.30 Desplazamientos totales debidas a la construcción del terraplén ($u_{\text{máx}}=0.06345\text{m}$, elemento 2087)

Figura 6.31 Superficie de fallas de fallas presentadas en los instantes de tiempo analizados

Figura 6.32 Variación del FoS con el tiempo para las distintas propuestas de solución

Figura 6.33 Variación de las presiones de poro con el tiempo para la propuesta de solución “B”

Figura A1.1 Comportamiento elástico no-lineal y plástico (Rodríguez, 2010)

Figura A1.2 Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto (Rodríguez, 2010)

Figura A1.3 Comportamiento elástico lineal y plástico con endurecimiento (Rodríguez, 2010)

Figura A1.4 Superficie de fluencia asociada para la teoría de la plasticidad (Rodríguez, 2010)

Figura A1.5 Superficie de fluencia de Tresca (Rodríguez, 2010)

Figura A1.6 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb (Rodríguez, 2010)

Figura A1.7 Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb (Rodríguez, 2010)

Figura A1.8 Sección de la superficie de fluencia de MC en el espacio de esfuerzos principales con $\phi = 20^\circ$, aproximación suavizada (Rodríguez, 2010)

Figura A1.9 Módulo odométrico secante (Rodríguez, 2010)

Figura A1.10 Módulo odométrico tangente (Rodríguez, 2010)

Figura A1.11 Relación hiperbólica entre esfuerzos y deformaciones (Waterman, 2012)

Figura A1.12 Superficies de fluencia del modelo HS (Waterman, 2012)

Figura A1.13 Relación hiperbólica entre esfuerzos y deformaciones en el plano $\sigma_1 - \varepsilon_1$ (Waterman, 2012)

Figura A3.1 Mapa de la provincia de Tabasco en 1579. Archivo General de Indias Sevilla (IMTA *et al.*, 2008)

Figura A3.2 Sistema Fluvial en el siglo XVI (Velázquez, 1994)

Figura A3.3 Rompidos de a) Nueva Zelandia-1675 y b) Manga de Clavo-1881 (Velázquez, 1994)

Figura A3.4 Rompido de la Pigua-1904 (Velázquez, 1994)

Figura A3.5 Rompido del Samaria-1932 (SRH, 1964)

Figura A3.6 Rompido de Cañas-1940 (Velázquez, 1994).

Figura A3.7 Rompido del Veladero-1952 (Velázquez, 1994).

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 Clasificación de Presas y Bordos (ICOLD, citado por Arreguín, 2009)
- Tabla 2.2 Procedimientos de diseño preliminares (EM 1110-2-1913, USACE 2000)
- Tabla 2.3 Factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad (Modificado de EM 1110-2-1913)
- Tabla 2.4 Clasificación del suelo en función del grado de erosionabilidad (Briaud, 2006)
- Tabla 4.1 Comparación entre los métodos de análisis (Modificado de De la Fuente *et al.*, 2012)
- Tabla 4.2 Resumen de los tipos de análisis (Modificado de Rodríguez, 2010)
- Tabla 4.3 Propiedades de los materiales del bordo y el suelo de cimentación
- Tabla 5.1 Propiedades del cuerpo del bordo, suelo de cimentación y filtro de arena
- Tabla 5.2 Propiedades del geotextil (Geomembrana tipo Typar)
- Tabla 5.3 Determinación de los límites de filtros para diferentes contenidos de finos, según los cuatro grupos de suelo base, acorde con la prueba NEF de Sherard & Dunnigan (1989)
- Tabla 5.4 Criterios para diseño de filtros (USBR, 1994)
- Tabla 5.5 Clasificación del suelo base (USSCS, 1994)
- Tabla 5.1 Criterios de filtración $D_{15Fm\acute{a}x}$ (USSCS, 1994)
- Tabla 5.2 Criterio de permeabilidad (USSCS, 1994)
- Tabla 5.3 Otros criterios para el diseño de filtros (USSCS, 1994)
- Tabla 5.4 Máximo y mínimo diámetro de las partículas (USSCS, 1994)
- Tabla 5.5 Límites para prevenir la segregación (USSCS, 1994)
- Tabla 5.6 Criterios para la identificación de erosión excesiva o continua (Foster & Fell, 2001)
- Tabla 6.1 Litología de Tabasco
- Tabla 6.2 Precipitaciones máximas, en mm, registradas en las cuencas de la región durante el fenómeno en estudio. Se reporta el dato registrado en la estación con mayor precipitación de cada cuenca. Se resaltan las máximas por día. (IMTA *et al.*, 2008)
- Tabla 6.3 Resumen de las propiedades índices y mecánicas del sitio en estudio (Auvinet *et al.*, 2008)

Tabla 6.4 Perfil estratigráfico del modelo numérico y propiedades del material del bordo y del suelo de cimentación

Tabla 6.5 Diagnóstico final del colapso de los bordos en el sitio de estudio

Tabla 6.6 Propiedades mecánicas e hidráulicas de las inclusiones y el filtro de arena

Tabla 6.7 Resultante de los gradientes hidráulicos máximos esperados.

Tabla A1.1 Condiciones para la función de fluencia

RESUMEN

La condición de vaciado rápido se genera cuando los taludes sumergidos de bordos de protección experimentan un descenso rápido del nivel externo de agua. Los métodos de cálculo clásicos para determinar la distribución de la presión de poro debido al vaciado rápido consideran hipótesis que a menudo se alejan de la realidad y llevan a soluciones erróneas que afectan de manera importante los análisis de estabilidad. En este trabajo se estudia la seguridad de los bordos de protección bajo dichas condiciones, modelando numéricamente este fenómeno como un problema *acoplado* de flujo transitorio-deformación en un medio saturado/no saturado. Los análisis se realizan con base en el método del elemento finito usando el programa PLAXFLOW para los análisis de flujo transitorio y PLAXIS para los análisis de deformación, consolidación y estabilidad. Se presentan los detalles de la metodología propuesta. Asimismo se proporcionan recomendaciones para definir el tipo de material (drenado o no drenado), tipo de modelo constitutivo (Hardening Soil Model y Mohr Coulomb), condiciones de frontera y generación de la malla de elementos finitos. En la parte principal del artículo, se evalúan con un modelo 2D de esfuerzo-deformación los efectos de múltiples parámetros, como la localización de la superficie freática, la tasa y velocidad de vaciado, y la conductividad hidráulica. Se da un énfasis especial al estudio de la variación con el tiempo de los factores de seguridad obtenidos al evaluar la estabilidad de estas estructuras térreas. Finalmente, se estudia el comportamiento de los bordos de protección marginales en suelos con características típicas de la zona lacustre de la Ciudad de Villahermosa, Tabasco, durante las inundaciones de octubre-noviembre de 2007, mediante la metodología de análisis propuesta. A partir de los resultados obtenidos de la modelación numérica se proponen soluciones para incrementar la estabilidad de los bordos que interactúan con el fenómeno del vaciado rápido.

ABSTRACT: The rapid drawdown condition arises when submerged slopes of protection levees experience a rapid decrease of the external water level. Classical methods of calculation to predict the distribution of pore pressure due to rapid drawdown consider assumptions that are often away from reality and lead to erroneous solutions that significantly affect the stability analyses. In this paper the safety of a protection levee under rapid drawdown conditions is studied by numerically modeling this phenomenon as a coupled problem of transient seepage-deformation in a saturated/unsaturated medium. Analyses are performed based on finite element method by using the PLAXFLOW program for transient seepage analysis and the PLAXIS program for deformation, consolidation and stability analyses. The details of the proposed methodology are presented in this work. Also, recommendations for definition of material type (drained or undrained), constitutive soil model type (Hardening Soil Model and Mohr Coulomb), boundary conditions and mesh generation of finite elements are provided. In the main part of the paper, the effects of multiple parameters such as location of phreatic surface, water drawdown ratio and drawdown rate, and the hydraulic conductivity are evaluated by a 2D model of stress-strain. Special emphasis is given to the study of the variation as a function of time of the safety factors obtained when assessing the stability of these earth structures. Finally, a practical case of failure of a protective levee in the city of Villahermosa, Tabasco, during the floods in october-november 2007, is studied by meanings of the proposal methodology. From the results of the numerical modeling solutions are proposed in order to increase the stability of the levees which interact with the phenomenon of rapid drawdown

INTRODUCCIÓN

El talud sumergido de bordos localizados en las márgenes de los ríos, lagos y lagunas, los cuales ayudan a proteger las zonas urbanas de posibles inundaciones, está frecuentemente sometido a abatimientos repentinos del nivel de agua que modifican las condiciones de equilibrio dentro y fuera de la masa térrea, afectando su estabilidad.

En la literatura internacional se ha reportado que el 30% de los deslizamientos ocurridos en las estructuras de tierra localizadas en los Estados Unidos son resultado de un descenso rápido del nivel de agua, ya sea por una causa natural o artificial (Jones *et al.*, 1961). Un estudio más reciente hecho por la ICOLD (1980) indica que de 33 casos de fallas en presas, un tercio se debe al fenómeno del vaciado rápido. En Perú, se han observado fallas similares en un gran número de bordos a lo largo del río Mantaro (Duncan, Wright & Wong, 1990). Nakamura (1990) reportó que el 60% de los deslizamientos alrededor de las reservas en Japón ocurren bajo condiciones de vaciado rápido. En México, los daños y deslizamientos observados en las márgenes del Río Grijalva y del río Carrizal localizadas en la ciudad de Villahermosa, Tabasco, durante las inundaciones de 1999, 2007, 2009 y 2010 son en gran parte atribuidas a dicho fenómeno (Auvinet *et al.*, 2008).

Los casos anteriores son algunas de las evidencias que demuestran la importancia de estudiar y entender la estabilidad de aquellos taludes expuestos a cambios bruscos en el nivel de agua exterior, con el fin de asegurar el bienestar de las personas e infraestructuras cercanas a ellos.

Por tanto, el *objetivo general* de este trabajo es desarrollar una metodología para el análisis y diseño de bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido, mediante análisis numéricos acoplados de flujo transitorio-deformación y estabilidad, desarrollando modelos basados en el MEF en dos dimensiones.

El cuerpo de este estudio se divide en 6 partes principales. La primera trata de los antecedentes generales de análisis, en los que se presentan las ecuaciones fundamentales de flujo de agua así como los tipos análisis de estabilidad empleados comúnmente en la mecánica de suelos. Asimismo se presentan los criterios para la selección de los análisis en condiciones drenadas y no-drenadas en los problemas prácticos.

En la segunda parte se presentan las características generales de los bordos de protección. Particularmente se estudian los diferentes tipos de bordos, los distintos mecanismos de fallas y los criterios de diseño. Como parte de este estudio se revisaron las actuales normas de diseño de bordos del U.S Army Corps of Engineers (USACE, 2000), U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2005) y el Manual para el control de Inundaciones de CONAGUA (2011), así como las recomendaciones de diseño encontradas en diversas publicaciones (Briaud, 2006, 2011 Briaud *et al.*, 2001, Briaud *et al.*, 2006 y Auvinet *et al.*, 2008).

En la tercera parte se presenta una revisión bibliográfica exhaustiva de los estudios efectuados a nivel mundial relacionados al fenómeno del vaciado rápido. Se presentan antecedentes generales del estudio de dicho fenómeno así como los métodos clásicos de análisis para predecir las presiones de poro después de un abatimiento repentino del nivel de agua.

En el capítulo cuatro se presenta el desarrollo de la metodología del análisis propuesta para la modelación numérica. Asimismo se proporcionan recomendaciones para definir el tipo de material (drenado o no-drenado), tipo de modelo constitutivo (Hardening Soil Model y Mohr Coulomb), condiciones de frontera y generación de la malla de elementos finitos. En la parte principal del capítulo, se evalúan los efectos de múltiples parámetros, tales como la localización de la superficie freática, la tasa y velocidad de vaciado, y la conductividad hidráulica. Se da un énfasis especial al estudio de la variación con el tiempo de los factores de seguridad obtenidos al evaluar la estabilidad de estas estructuras térreas.

En la quinta parte de este trabajo, se estudia el uso de filtros horizontales como medida de mitigación contra los problemas hidráulicos y mecánicos ocasionados por el fenómeno del vaciado rápido. Asimismo se establecen criterios de diseño de los filtros horizontales contra el vaciado rápido y se realiza una revisión bibliográfica de los criterios de diseño de filtros existentes contra la erosión y tubificación.

En el sexto y último capítulo se estudia el comportamiento de los bordos de protección marginales en suelos con características típicas de la zona lacustre de la Ciudad de Villahermosa, Tabasco, durante las inundaciones de octubre-noviembre de 2007. A partir de los resultados obtenidos de la modelación numérica se proponen soluciones para incrementar la estabilidad de los bordos que interactúan con el fenómeno del vaciado rápido.

Este trabajo pretende así, por una parte, mejorar el entendimiento del fenómeno del vaciado rápido y, por otra, contribuir a mejorar la práctica del análisis y diseño de bordos de protección.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES TEÓRICOS GENERALES

1.1. ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA

1.1.1. Ecuación de la continuidad para flujo estacionario

El concepto de flujo estacionario implica que el agua que entra en un medio poroso sea igual a la que va a salir del mismo sin que varíe el agua almacenada en dicho espacio y que, por tanto, no existan variaciones del nivel piezométrico. Es decir, el nivel es independiente del tiempo y el agua que entra es igual al agua que sale. Considérese un elemento diferencial de suelo como el mostrado en la Figura 1.1, el cual corresponde a una región de flujo que tiene como dimensiones d_x, d_y, d_z . En cada cara entrará un gasto q que dará lugar a un gasto por unidad de área. Se considera que si por una cara entra un flujo unitario v por la puesta saldrá $v + \partial v$.

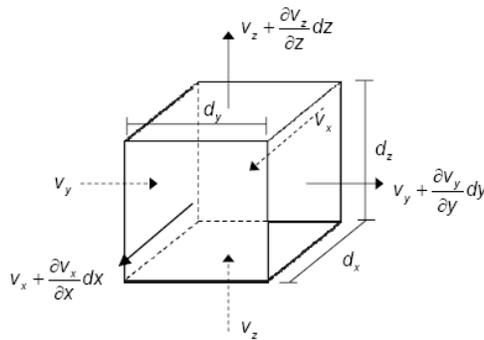


Figura 1.1 Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional.

Por lo tanto, el gasto de entrada en las caras del elemento es igual a:

$$q_E = V_x d_y d_z + V_y d_x d_z + V_z d_y d_x \quad \text{Ec. 1.1}$$

y el gasto de salida es igual a:

$$q_S = \left(V_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \right) d_y d_z + \left(V_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) d_x d_z + \left(V_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) d_y d_x \quad \text{Ec. 1.2}$$

Si se asume que el agua y el suelo son incompresibles, que el flujo es constante y no hay pérdidas, y que el suelo tiene densidad constante y está totalmente saturado, entonces se puede establecer de forma matemática la *ecuación de la continuidad* (conservación de la masa) que expresa que en un régimen de flujo estacionario o permanente, el agua que entra en un elemento de suelo por unidad de tiempo es igual al agua que sale (siempre que no existan fuentes de recarga o descargas en el interior de dicho elemento), por lo tanto, al igualar las ecuaciones 1.1 y 1.2 la expresión resultante es:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ec. 1.3}$$

1.1.2. Ecuación de Laplace

La ecuación de Laplace es la primera de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que gobiernan el flujo en medios porosos. Se refiere al flujo en condiciones de régimen estacionario y en ausencia de recarga o descargas dadas por una eventual fuente. Esta ecuación, como todas las ecuaciones del flujo en medios porosos, se obtiene aplicando conjuntamente la *ecuación de la continuidad* y la *ley de Darcy*. Así se tiene que la velocidad en cada una de las direcciones (X, Y, Z), se expresa como:

$$V_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}; \quad V_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}; \quad V_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{Ec. 1.4}$$

, donde

k_x, k_y, k_z son las direcciones principales de las permeabilidades;

$-\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right), -\left(\frac{\partial h}{\partial y}\right), -\left(\frac{\partial h}{\partial z}\right)$ son los gradientes hidráulicos según los tres ejes seleccionados. El signo (-) indica que la carga h disminuye en dirección del flujo.

Sustituyendo los términos anteriores en la *ecuación de la continuidad* tenemos:

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\right) + \left(k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) + \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) = 0 \quad \text{Ec. 1.5}$$

Si se considera el medio homogéneo (la permeabilidad es la misma en cualquier punto del espacio) e isótropo (la permeabilidad es la misma en cualquier dirección del espacio), se tiene que $k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$. Si el flujo es bidimensional, es decir, solo ocurre en la dirección paralela XY , obtenemos la ecuación que rige al flujo de agua establecido:

$$\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\right) + \left(\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) = 0 \quad \text{Ec. 1.6}$$

que es la *ecuación de Laplace*, la cual es válida para régimen estacionario, medio homogéneo e isótropo y en ausencia de descargas o recargas dadas por una eventual fuente, Q .

Entre los métodos de solución para problemas de flujo estacionario se encuentran los siguientes:

- Solución analítica
- Solución gráfica (redes de flujo)
- Modelos de laboratorio
- Modelos analógicos
- Método de los fragmentos
- Método de los paseos casuales
- Método de elementos finitos
- Métodos de relajaciones (diferencias finitas)
- Métodos de elemento de frontera (ecuaciones integrales)
- Transformación o mapeo conforme

1.1.3. Ecuación de Poisson

Laplace no integra en sus planteamientos la existencia de fuentes ó sumideros dentro de un medio poroso, sin embargo, y aún en problemas de régimen estacionario, es preciso incluir descargas o recargas de agua (bombeo ó inyección) asociados a problemas reales.

La ecuación de Poisson de flujo en medios porosos en régimen permanente, y con posibilidad de integrar bombes y recargas, puede desarrollarse con la ayuda del esquema de la Figura 1.2

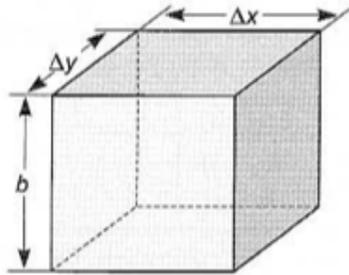


Figura 1.2 Esquema para la deducción de la ecuación de Poisson (Modificado de González de Vallejo *et al.*, 2004)

Se considera una descarga $R(x,y)$ por unidad de área y unidad de tiempo. Aplicando condiciones de flujo estacionario:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy b + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy b = R(x,y) dx dy = Q \quad \text{Ec. 1.7}$$

Aplicando Darcy con hipótesis de homogeneidad e isotropía y siendo $T = kb$, se obtiene la ecuación de Poisson.

$$\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\right) + \left(\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) = -\frac{R(x,y)}{T} = Q \quad \text{Ec. 1.8}$$

, donde b es la potencia del acuífero y T la transmisividad.

En esta ecuación se tiene que:

Si Q es cero, coincide con la ecuación de Laplace

Si Q es positivo, se tiene una recarga de agua.

Si Q es negativo, se tiene un bombeo de agua.

Todo lo dicho para la solución de la ecuación de Laplace es válido para la ecuación de Poisson. Sin embargo, ésta última es más realista y completa y se ajusta mejor a la mayoría de los problemas que suelen presentarse. Establece de modo simplista que la suma de entradas y salidas de agua en un medio poroso debe ser igual al bombeo o recarga que incida sobre dicho medio, siempre en condiciones de régimen permanente (no hay variación de los niveles piezométricos en el espacio poroso) y de medio homogéneo e isótropo en cuanto a la permeabilidad.

1.1.4. Ecuación del flujo en régimen transitorio

En el régimen establecido se obtienen soluciones de equilibrio para un fenómeno concreto. No se trata de cómo ni cuándo se alcanza ese equilibrio, únicamente se calcula la solución de equilibrio. Este tipo de soluciones no son aplicables en suelos blandos, pues debido a su bajo valor de permeabilidad las cargas varían en el tiempo de acuerdo con la capacidad que tenga el suelo para almacenar y/o liberar agua

Si un sistema está en equilibrio, para cambiar esta situación se requieren ciertas acciones sobre el sistema, tales como bombeos, recargas o filtraciones debidas a los fenómenos de llenado y vaciado rápido. El sistema evoluciona hasta alcanzar de nuevo la situación de equilibrio correspondiente; mientras estas nuevas condiciones son alcanzadas, suceden un conjunto de situaciones a lo largo del tiempo, que es lo que se denomina flujo en régimen transitorio. Los niveles van variando y en consecuencia se va almacenando o liberando agua en el medio. En este caso, la ecuación de la continuidad se aplica según:

Volumen de agua saliente = Volumen de agua entrante – Volumen de agua liberado (en un intervalo de tiempo Δt)

Considerando el esquema de la Figura 1.3, tenemos que en un intervalo de tiempo Δt , el nivel del agua varía Δh , por lo tanto, el volumen del suelo vaciado vendrá dado por $\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta h$, y el volumen de agua almacenado en este volumen de suelo vendrá dado por $S \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta h$.

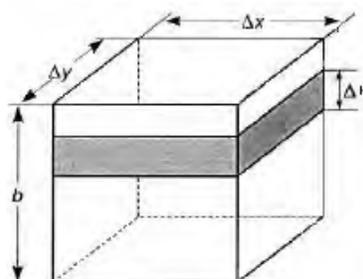


Figura 1.3 Esquema para la deducción de la ecuación del flujo transitorio (Modificado de González de Vallejo *et al.*, 2004)

El volumen de agua liberado en el tiempo Δt será $S \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t}$. Introduciendo éste término en la ecuación de la continuidad en presencia de descargas o recargas, aplicando la ley de Darcy generalizado, asumiendo una vez más condiciones de homogeneidad e isotropía, y asumiendo una discretización cuadrada ($\Delta x = \Delta y$), se obtiene:

$$\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\right) + \left(\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) - \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = - \frac{R(x,y,t)}{T} \tag{Ec. 1.9}$$

, donde

$\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\right) + \left(\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right)$ es la suma de los caudales entrantes por las caras laterales

$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = c \frac{\partial h}{\partial t}$ es el volumen de agua liberado en la unidad de tiempo

$\frac{R(x,y,t)}{T}$ es el bombeo o recarga en la unidad de tiempo.

c es la capacidad específica o coeficiente de almacenamiento y se define como el volumen de agua extraído por unidad de volumen del acuífero y por unidad de variación de la carga hidráulica,

$$c = \frac{\gamma_w n}{E_w} \left(1 + \frac{m_v}{n + \frac{1}{E_w}} \right) \quad \text{Ec. 1.10}$$

, donde

n es la porosidad del suelo,

m_v es el módulo de compresibilidad volumétrica del suelo y

E_w el módulo de elasticidad del agua, del cual, un valor considerable es 2100 MPa (Walton, 1970).

Por lo tanto, la ecuación 1.9 se puede reescribir como:

$$\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) + \left(\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) - c \frac{\partial h}{\partial t} = Q \quad \text{Ec. 1.11}$$

Como se puede observar:

Si $c = 0$, coincide con la ecuación de Poisson

Si $c = 0$ y $Q = 0$, coincide con la ecuación de Laplace.

Entre los métodos más comunes de solución a los problemas de flujo transitorio se encuentran:

- Solución analítica de ecuaciones diferenciales parciales (Alberro *et al.*, 2001).
- Método gráfico aproximado de “redes de flujo transitorias” (Cedergren, 1989).
- Modelación numérica con el método de elementos finitos y con diferencias finitas

La ecuación general del flujo transitorio y su solución para cada caso concreto con sus adecuadas condiciones de frontera también es de uso general en los problemas de hidrogeología e ingeniería geológica.

1.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

1.2.1. Introducción

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de seguridad. Se pueden agrupar en: i) *métodos determinísticos* y ii) *métodos probabilísticos*. Los primeros consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material para que a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, se pueda definir el factor de seguridad del talud. Existen dos grupos de métodos determinísticos: i) métodos convencionales de equilibrio límite y ii) métodos numéricos del elemento finito. Los métodos probabilísticos consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo ciertas condiciones determinadas; es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (lo que representa mayor dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales), realizándose a partir de ellas los cálculos del índice de confiabilidad, margen de seguridad o factor de estabilidad, mediante procesos iterativos. En la literatura se han implementado diversos métodos de cálculo

tales como i) el método del primer orden segundo momento (FOSM), ii) método de la estimación puntual (PEM), iii) la simulación de Monte Carlo y iv) el método del elemento finito aleatorio (RFEM).

Para fines de estudio de la presente tesis se mencionarán únicamente, de manera breve, los métodos determinísticos.

1.2.2. Métodos convencionales de equilibrio límite

Son los métodos más utilizados para el análisis de estabilidad de taludes y su solución involucra resolver el equilibrio entre fuerzas y/o momentos actuantes y resistentes. A través de los años se han desarrollado muchos métodos de equilibrio límite, incluyendo el método de dovelas ordinario (Fellenius, 1936), método de Bishop modificado (Bishop, 1955), método de equilibrio de fuerzas (p. ej. Lowe & Karafiath, 1960), método generalizado de las dovelas (Janbú, 1968), método de Morgenstern y Price (1965) y el método de Spencer (1967), entre muchos otros. También se han desarrollado cartas de estabilidad (p. ej. Taylor, 1937, 1948; Bishop & Morgenstern, 1960; Spencer, 1967; Janbu 1968; Hunter & Schuster, 1971; Cousin, 1978), las cuales son útiles para estimaciones rápidas y preliminares de la estabilidad del talud, siempre y cuando se tomen en cuenta las limitantes dadas por las hipótesis consideradas para su elaboración.

La seguridad del talud puede ser evaluada utilizando análisis de esfuerzos totales o efectivos. En los análisis en términos de esfuerzos totales no se consideran las presiones de poro y la resistencia al esfuerzo cortante está descrita con parámetros de resistencia no drenados, S_u (a veces referido al análisis $\phi = 0$). En los análisis en términos de esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo está descrita por el criterio de falla de Mohr Coulomb, tal y como se presenta a continuación:

$$s = c' + (\sigma - u)\tan\phi' \quad \text{Ec. 1.12}$$

, donde c' es la cohesión efectiva del suelo, σ es el esfuerzo normal total, u es la presión de poro y ϕ' es el ángulo de fricción del suelo.

La ecuación 1.12 es aplicable únicamente para suelos saturados. Para suelos parcialmente saturados o no saturados, el criterio de falla de Mohr Coulomb puede ser extendida a la siguiente expresión (Fredlund *et al.*, 1978):

$$s = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u)\tan\phi^b \quad \text{Ec. 1.13}$$

, donde u_a es la presión de aire, ϕ^b es el ángulo de fricción del suelo con respecto al cambio en $(u_a - u)$, cuando $(\sigma - u_a)$ se mantiene constante. El término $(u_a - u)$ es usualmente conocido como succión mátrica y es considerado como un incremento en la cohesión aparente (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La estabilidad del talud se mide con el factor de seguridad (FoS, por sus siglas en inglés), el cual se define como la relación entre la resistencia al cortante del suelo y los esfuerzos cortantes requeridos para el equilibrio (Duncan, 1996). Para el análisis se tiene que asumir una superficie de deslizamiento, la cual puede ser plana, circular o no circular, antes del análisis de equilibrio y el factor de seguridad encontrado se asume constante para toda la superficie de falla. Los análisis involucran un proceso iterativo hasta que se encuentre la superficie de deslizamiento crítica, la cual es la superficie con menor FoS.

Los análisis de equilibrio límite requieren un mínimo de datos de entrada para sus cálculos, tales como peso específico del material, parámetros de resistencia al corte, presiones de poro, y las dimensiones del talud (incluyendo el ángulo de inclinación). La popularidad de dicho método es su simplicidad y la experiencia que el ingeniero geotecnista ha adquirido a través de los años para interpretar los resultados. Los factores de seguridad obtenidos con los análisis de equilibrio límite garantizan que las deformaciones estén dentro del rango permisible y ayudan al ingeniero a protegerse de las incertidumbres tales como la ignorancia de la fiabilidad de los parámetros de entrada y las cargas actuantes, así como la posibilidad de que el mecanismo de falla difiera del comportamiento real. A pesar de los beneficios antes señalados, los métodos de equilibrio límite tienen algunas deficiencias importantes. La técnica deja de lado el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos y rocas. También hace suposiciones arbitrarias (principalmente en relación de las fuerzas internas actuando en las dovelas) que aseguran la determinación estática. Son métodos poco prácticos para analizar problemas de estabilidad donde la falla involucra la deformación de cuñas, tales como muros de retención y tablaestacas.

1.2.3. Método del elemento finito (MEF)

El método del elemento finito (MEF) es una técnica relativamente nueva pero poderosa para el análisis de estabilidad de taludes. A pesar de que el MEF ha sido ampliamente utilizado para análisis de deformación de terraplenes y otros problemas geotécnicos, sigue siendo poco común para análisis de estabilidad de taludes en comparación de los métodos convencionales de equilibrio límite (Duncan, 1996; Griffiths & Lane, 1999). Lo anterior se debe a que estos últimos son teóricamente más sencillos y los programas actuales de computadora proporcionan estimaciones precisas y rápidas del FoS. En contraste, el método del elemento finito involucra dominar teorías más complejas y usualmente requiere de más tiempo para desarrollar los parámetros del modelo, realizar los análisis de computadora e interpretar los resultados (Duncan, 1996). A pesar de lo mencionado, el uso del MEF para análisis de estabilidad de taludes presenta muchas ventajas sobre los análisis convencionales de equilibrio límite, tales como los establecidos por Griffiths y Lane (1999), entre otras:

1. No se necesita definir *a priori* el tipo, la forma y la localización de la superficie crítica deslizante. La falla ocurre de manera “natural” en zonas donde la resistencia al esfuerzo cortante es menor a los esfuerzos cortantes aplicados.
2. No se necesita hacer suposiciones acerca de las fuerzas internas en las dovelas, tales como la inclinación y localización de las mismas, lo cual parece ser una de las mayores fuentes de incertidumbre en los análisis de equilibrio límite. El MEF mantiene un equilibrio global hasta que se presenta la falla.
3. El método permite monitorear el desarrollo de las zonas de falla, lo cual es particularmente importante en los análisis de taludes altos tales como los encontrados en minas abiertas y en el impacto de la excavación sobre estructuras cercanas.
4. Debido a las habilidades del elemento finito para cuantificar y predecir esfuerzos y deformaciones, se puede utilizar para diseñar elementos de soporte (pilotes, inclusiones, geotextiles, anclas, etc) y modelar las etapas de construcción, lo cual es particularmente importante en terraplenes y excavaciones.
5. El método puede ser aplicado de una manera más eficiente a análisis de tres dimensiones.

A mediados de los 1970's, las técnicas para aplicar el elemento finito a los análisis de estabilidad de taludes comenzaron a aparecer en las literaturas. Uno de los estudios más recientes fue realizado por Smith y Hobbs (1974). Basado en modelos elasto-plásticos, los autores reportaron resultados afines a las cartas de Taylor (1937) para taludes $\phi_u = 0$, mientras que Zienkiewicz *et al.* (1975) y Griffiths (1980) analizaron los taludes *phi-c* y reportaron que los FoS calculados con el MEF están en buen acuerdo con los obtenidos por los métodos de equilibrio límite. Desde entonces han sido reportado muchos estudios adoptando la técnica del elemento finito (p. ej. Potts *et al.*, 1990; Matsui & Sun, 1992; Griffiths & Lane, 1999; Jeremic, 2000; Lane & Griffiths, 2000; Lechman & Griffiths, 2000; Sainak, 2004; Zheng *et al.*, 2006; Griffiths & Marquez, 2007; Li, 2007).

Actualmente es común referir al análisis de estabilidad mediante el MEF como el método de reducción de resistencia (*phi-c*). El método fue propuesto por Zienkiewicz *et al.* (1975). Es un análisis de deformación no lineal basado en el modelo constitutivo de Mohr-Coulumb, en donde se suponen parámetros de resistencia al esfuerzo cortante elasto-plásticos para los materiales del talud, los cuales son reducidos gradualmente por un factor de reducción, F .

$$\tau = c'_R + \sigma' \tan \phi'_R \quad \text{Ec. 1.14}$$

, donde

$c'_R = \frac{c'}{F}$ y $\phi'_R = \arctan\left(\frac{\tan \phi}{F}\right)$ son los parámetros de resistencia reducidos.

Al momento de la falla, el factor de seguridad es igual al factor de reducción (FoS=F) y se define como el factor por el cual la fuerza cortante del suelo debe reducirse para llevar al talud al borde de la falla (Duncan, 1996).

1.3. ANÁLISIS EN CONDICIONES DRENADAS Y NO-DRENADAS

1.3.1. Condiciones iniciales drenadas y no-drenadas

Los conceptos de *drenado* y *no-drenado* utilizados en mecánica de suelos están relacionados a la velocidad con la que el agua se mueve dentro o fuera de la masa de suelo en comparación del tiempo en que se somete al suelo a un cambio de carga. El problema radica en si los cambios de carga causan excesos negativos o positivos en las presiones de poro:

En *condiciones drenadas* los cambios en las cargas del suelo no generan cambios en las presiones de poro ya que el agua es capaz de fluir libremente dentro y fuera de la masa del suelo conforme se incrementa o disminuye el volumen de vacíos en respuesta al cambio en los esfuerzos totales. Esta condición se da en situaciones de i) drenaje completo debido a una elevada permeabilidad, ii) una velocidad de carga lo suficientemente lenta como para que el agua alcance a movilizarse o iii) la carga ha permanecido en el lugar el tiempo suficiente como para que se disipen los excesos de presión de poro.

En *condiciones no-drenadas* los cambios en la carga sí generan cambios en las presiones de poro debido a que el agua no es capaz de entrar o salir rápidamente de la masa del suelo. Esta condición se puede dar cuando la conductividad hidráulica del suelo es muy baja y la carga se aplica más rápido de lo que el agua alcanza a fluir.

De lo anterior se puede observar que la diferencia entre ambos conceptos es el *tiempo*. El suelo tiene ciertas características que te ayudan a determinar cuánto se requiere para que se de la transición entre una condición y otra. Una medida práctica para determinar esta cantidad es el t_{99} (Duncan & Wright, 2005), el cual es el tiempo necesario para alcanzar el 99% del drenaje y está dado por la siguiente expresión:

$$t_{99} = 4 \frac{D^2}{C_v} \quad \text{Ec. 1.15}$$

, donde D es la distancia de recorrido del agua y C_v es el coeficiente de consolidación.

Los valores típicos de C_v para los suelos son de 1 a 100 cm^2/h para la arcilla, 100 veces el valor de la arcilla para los limos y 100 veces el valor de los limos para las arenas (Figura 1.4). La distancia de recorrido del agua está relacionado con el espesor del estrato; es igual a la mitad del espesor para capaz que se encuentran entre dos estratos permeables e igual al espesor para capaz que se encuentran limitados por un estrato permeable y uno impermeable.

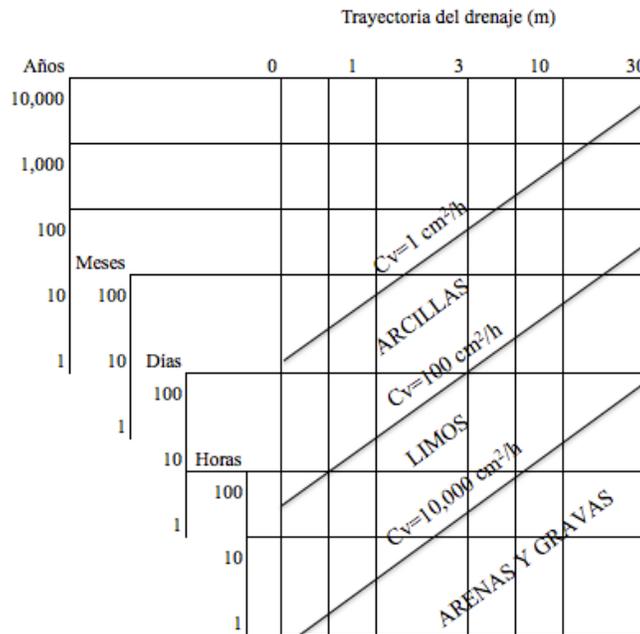


Figura 1.4 Tiempo requerido para el drenaje en depósitos de suelos (Modificado de Duncan & Wright, 2005)

1.3.2. Parámetros de resistencia drenados y no-drenados

La resistencia al corte es el valor máximo de esfuerzo cortante que el suelo puede soportar y está controlado por los esfuerzos efectivos, ya sea que la falla ocurra en condiciones drenadas o no-drenadas.

La *resistencia drenada* del suelo es aquella que se obtiene en el laboratorio al aplicar una carga lo suficientemente lento como para evitar que se generen excesos de presión de poro, mientras que la *resistencia no-drenada* es la que se obtiene al cargar una muestra de suelo hasta alcanzar su falla, sin permitir el drenaje, ya sea aplicando la carga tan rápido que el agua no alcance a fluir ó sellando el espécimen con una membrana impermeable. Es preferible controlar el drenaje a través de la membrana impermeable así como realizar pruebas triaxiales en lugar de pruebas de corte directo con el fin de evitar valores altos de resistencia, debidos a los efectos de las altas velocidades de deformación, que pueden no ser representativos del campo.

La Figura 1.5 muestra la trayectoria de esfuerzos y las resistencia drenada y no drenada típica de una arcilla normalmente consolidada, obtenidos con una prueba de corte directo. La *trayectoria de esfuerzo drenado* es vertical; los incrementos en los esfuerzos cortantes no generan excesos de presión de poro, por lo que el esfuerzo efectivo inicial se mantiene constante. La *trayectoria de esfuerzos no-drenado* forma una curva hacia la izquierda del esfuerzo inicial; conforme el esfuerzo cortante aumenta los esfuerzos efectivos disminuyen debido a un incremento en la presión de poro.

La resistencia no-drenada es menor que la resistencia drenada (en arcillas normalmente consolidadas), no así, en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, donde las presiones de poro disminuyen y los esfuerzos efectivos aumentan conforme se aplica el esfuerzo cortante. Si se carga una muestra de arena muy compacta o una arcilla fuertemente sobreconsolidada, éstas tenderán a dilatarse bajo la carga, por lo que podemos introducir presiones de poro negativas.

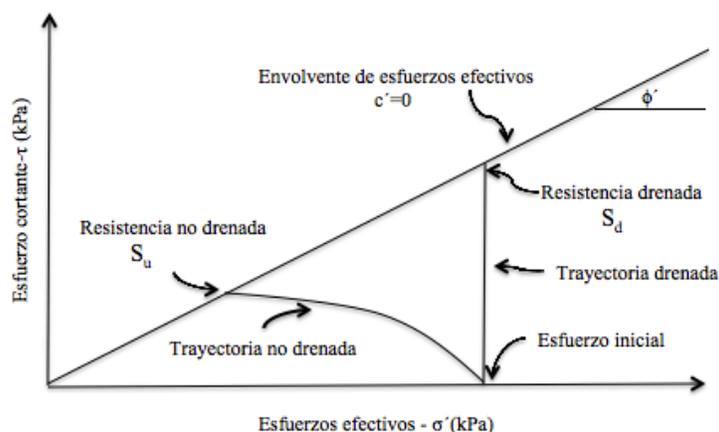


Figura 1.5 Representación Trayectorias de esfuerzo y resistencia drenada y no drenada de una arcilla (Modificado de Duncan & Wrighth, 2005)

Las envolventes de resistencia (totales o efectivas) son representados con el diagrama de Mohr-Coulomb (Figura 1.6) y expresados con la ecuación 1.12, presentada anteriormente.

La envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos representa el comportamiento fundamental de la arcilla, porqué la resistencia es controlada por los esfuerzos efectivos. Los valores de los parámetros mecánicos (c' y ϕ') dependen de sí la arcilla se encuentra normalmente consolidada o sobreconsolidada. En el primer caso c' es cero y ϕ' es constante. En el segundo caso c' es mayor que cero y ϕ' es menor al de una arcilla normalmente consolidada. Debido a que los parámetros mecánicos del suelo dependen de la magnitud de los esfuerzos en relación con el esfuerzo de preconsolidación, es importante que el rango de esfuerzos utilizados en las pruebas de laboratorio correspondan al problema real analizado y a las condiciones del sitio.

La envolvente de resistencia de los esfuerzos totales refleja la presión de poro desarrollada durante el corte no-drenado. En suelos saturados dicha envolvente es horizontal, constante e independiente de la magnitud de los esfuerzos totales utilizados para la prueba. El comportamiento está caracterizado por $c = S_u$ y $\phi_u = 0$; donde c es la cohesión no drenada S_u la resistencia al corte no drenada y ϕ_u el ángulo de fricción no drenado. La resistencia al corte es la misma para todos los valores de esfuerzos totales debido a que la arcilla está saturada y en condiciones no drenadas. Al incrementar o disminuir los esfuerzos totales habrá un cambio en las presiones de poro que son iguales en magnitud pero opuestos en signo al cambio en los esfuerzos normales, por lo tanto, los esfuerzos efectivos serán constantes, y por consecuencia, la resistencia será constante (debido a que está controlada por los esfuerzos efectivos).

Cuando la arcilla está parcialmente saturada, la envolvente de resistencia no drenada no es horizontal, sino inclinada; conforme los esfuerzos totales normales incrementan, la resistencia incrementará, debido a que los cambios en los esfuerzos totales no serán igual a los cambios en la presión de poro. Lo anterior se debe a que cuando hay aire y agua en los espacios porosos, el agua no es incompresible, por lo que soportará solo parte de la carga aplicada (el esqueleto del suelo soportará la diferencia), lo que resulta en un incremento en los esfuerzos efectivos.

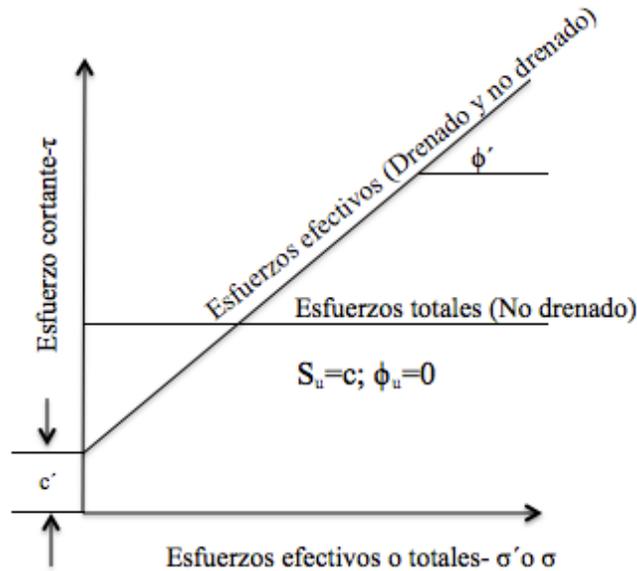


Figura 1.6 Envolventes de resistencias drenadas y no drenadas para una arcilla saturada sobreconsolidada (Modificado de Duncan & Wriugh, 2005)

A pesar de que la resistencia al corte es controlado por los esfuerzos efectivos, para algunos casos es más conveniente utilizar la envolvente de resistencia total con sus parámetros correspondientes no drenados. El uso y selección de los parámetros drenados o no drenados se discutirán posteriormente en el presente capítulo.

1.3.3. Análisis de estabilidad con esfuerzos totales o efectivos

Cuando se desea verificar la estabilidad de un terraplén en una condición en que hay presiones de poro transitorias inducidas por las cargas actuantes (es decir presiones de poro que no corresponden a un estado de flujo establecido), hay la opción de realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales.

Para establecer a fondo ambos métodos conviene señalar algunos hechos fundamentales de la resistencia al corte de los suelos.

La resistencia de un suelo depende tanto de las características que definen el estado inicial del material (relación de vacíos, grado de saturación y estructura) como del modo de aplicación de los esfuerzos exteriores (trayectoria de esfuerzos, velocidad de carga y condiciones de drenaje). Por lo tanto, la correcta mecánica de suelos al análisis de estabilidad de un talud, exige la determinación de la resistencia de los materiales en muestras para las cuales las variables enunciadas sean tan semejantes a las del campo como resulte posible.

Se ha visto que en muchos casos los efectos de todas estas variables en la resistencia de un suelo pueden expresarse, aproximadamente, en términos de solo tres factores: i) el esfuerzo efectivo en el plano de falla durante la misma, ii) la trayectoria de esfuerzos efectivos y iii) la velocidad de deformación, siendo el primero de ellos el factor dominante (Marsal & Reséndiz, 1975).

La utilidad directa del principio de los esfuerzos efectivos en el análisis de estabilidad de taludes, depende, de la posibilidad de predecir dichos esfuerzos en el momento de la falla. Pero salvo casos en que las fuerzas actuantes permanezcan constantes o cambian tan lentamente que las presiones de poro inducida por ellas es nula, la estimación de las presiones de poro, y por tanto de los esfuerzos efectivos en la falla, es un asunto difícil.

Sin embargo, ocurre que en todo proceso de carga a contenido de agua constante, la presión de poro inducida en el momento de la falla depende, esencialmente, del estado inicial del suelo (Marsal & Reséndiz, 1975), esto es de la historia de esfuerzos efectivos anterior al momento de iniciación del proceso de deformación a volumen constante (Bishop & Edin, 1950). Este hecho y el principio de los esfuerzos efectivos permiten concluir que la resistencia de un suelo deformado a volumen constante depende principalmente de las siguientes tres variables: i) historia de carga antes del proceso de falla, ii) trayectoria de esfuerzos durante el proceso de falla y iii) velocidad de deformación, siendo la primera, con mucho, la más importante. Alguna vez se ha propuesto llamar a este enunciado “*principio de la resistencia no drenada*” (Whitman, 1960) y es el fundamento explícito del análisis de estabilidad en términos de esfuerzos totales. En la base de tal suposición hay una falacia, pues, si se aplican con conocimiento, ambos métodos son igual de confiables.

Ya sea que el análisis de estabilidad de taludes se realice en condiciones drenadas o no drenadas, el requerimiento básico es que el equilibrio se satisfaga en términos de esfuerzos totales, es decir, todas las fuerzas actuantes (peso propio del terraplén, sobrecargas, presiones del agua actuando en el paramento del talud) deben ser incluidas en el análisis. Como resultado se obtendrá i) el esfuerzo normal total actuante en la superficie de falla y ii) el esfuerzo cortante requerido para el equilibrio. El cociente entre ambos esfuerzos es el factor de seguridad (Duncan, 1996).

Para realizar un *análisis en términos de esfuerzos efectivos* es preciso conocer las presiones de poro existentes en cada punto de la superficie de falla de la estructura de tierra en estudio, con el fin de poder restarlo de la presión total (que sí se conoce) y así llegar al valor del esfuerzo efectivo, a partir del cual se puede obtener la resistencia con base a la envolvente de esfuerzos efectivos. Dichas presiones de poro pueden ser fácilmente evaluadas y con buena precisión, *en condiciones drenadas*, donde los valores son determinados por las condiciones de frontera hidroestáticas de flujo establecido. Para *condiciones no-drenadas* las presiones de poro pueden ser determinadas por la respuesta del suelo ante cargas externas.

Algunas Instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, colocando piezómetros para medir la presiones de poro conforme la construcción avanza con el fin de determinar si sus análisis y predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas.

Para trabajar con los *análisis en términos de esfuerzos totales* no es necesario restar la presión de poro a las presiones totales, ya que la resistencia al cortante está relacionada con los esfuerzos totales, por lo tanto, este modo de trabajar es aplicable únicamente a *condiciones no-drenadas*. La premisa básica del análisis es que las presiones de poro generadas por el cambio en la carga se determinan por la respuesta del suelo (no por análisis de flujo). Para un valor dado de esfuerzo total en el plano de falla potencial, existe un único valor de presión de poro y un único valor de esfuerzo

efectivo. Por tanto, a pesar de que la resistencia al cortante está controlada por los esfuerzos efectivos, es posible relacionar dicha resistencia al esfuerzo total normal, ya que los esfuerzos totales y efectivos están relacionados por las condiciones no-drenadas. Está claro que este razonamiento no aplica para condiciones drenadas, donde las presiones de poro son controladas por las condiciones de frontera hidráulicas, en lugar de las respuestas del suelo ante cargas externas.

Muchos programas de computadora restan automáticamente las presiones de poro (cuando son especificadas), lo que puede llevar a resultados erróneos cuando se le considera al suelo no-drenado, por lo tanto, cuando se realiza un análisis en términos de esfuerzos totales las presiones de poro deben ser consideradas como cero, a pesar de que en realidad, no lo son. En el caso particular de los suelos totalmente saturados ($\phi_u = 0$), no habrá error en los resultados si no se realiza dicha especificación, debido a que la resistencias no drenadas son independientes de los esfuerzos normales (Figura 1.6), y por tanto, mal evaluar estos no afectan los resultados.

En consecuencia, puede concluirse que:

- a) Por el “*principio de la resistencia no-drenada*”, para un análisis en términos de esfuerzos totales se requieren determinaciones muy cuidadosas de la resistencia en muestras representativas con historia de carga igual a la de los elementos correspondientes del prototipo, ensayadas con trayectorias de esfuerzos y velocidad de deformación semejante a los del campo. Por su parte, la determinación de la resistencia consolidada-drenada (tipo CD) para un análisis en términos de esfuerzos efectivos es menos problemática, pues sus resultados son poco sensibles a las condiciones de ensayo (Marsa & Reséndiz, 1975).
- b) En condiciones iniciales no-drenadas, un análisis en esfuerzos efectivos exige, la predicción de la presión de poro inducida por las cargas, y para ello tienen que usarse los resultados de mediciones de presión de poro en pruebas de laboratorio del mismo tipo que las usadas en el método de esfuerzos totales. Así pues, si la medición de la presión de poro en el laboratorio fuese absolutamente precisa, los resultados de ambos métodos de análisis serían idénticos, pues tanto la predicción de las presiones de poro del prototipo (para el método de los esfuerzos efectivos) como la estimación de la resistencia no-drenada (para el método de esfuerzos totales) dependerían de una misma condición básica: la reproducción de las presiones de poro del prototipo en pruebas de laboratorio no-drenadas.
- c) La diferencia entre el método de los esfuerzos efectivos y el de los esfuerzos totales radica, exclusivamente, en el hecho de que en el primero el componente transitorio (o inducido) de la presión de poro se toma en cuenta explícitamente, en tanto que en el segundo no se hace estimación alguna de dicho componente porque se encuentra implícito en el valor de la resistencia no-drenado que se utiliza.
- d) El método de los esfuerzos totales tiene la ventaja de ser más directo por cuanto no requiere medir la presión de poro inducida, y por tanto, elimina los errores instrumentales asociados a dicha medición.
- e) El método de esfuerzos efectivos es más útil para fines de control, pues permite verificar la estabilidad en cualquier etapa de la construcción de la presa mediante mediciones de presión de poro del prototipo.
- f) Ambos métodos pueden considerarse igualmente válidos y la elección entre uno y otro solo puede basarse en la sencillez de aplicación de cada caso.

1.3.4. Criterio para la selección de los análisis en los problemas prácticos

La variación con el tiempo de las cargas actuantes y de la resistencia cortante del suelo da como resultado una variación en los factores de seguridad del talud. Por consecuencia, para diseñar una estructura es a menudo necesario realizar uno o varios análisis de estabilidad correspondientes a las diferentes condiciones críticas de su vida.

Si la estructura que se desea construir es un terraplén cimentado en un suelo arcilloso, el peso del terraplén inducirá excesos de presión de poro positivas y por tanto un incremento en las presiones de poro totales de la arcilla, que con el tiempo, tenderán a disiparse hasta alcanzar sus condiciones de equilibrio (consolidación), lo que inducirá un aumento en los esfuerzos efectivos, un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante y un incremento en el factor de seguridad del terraplén. En la Figura 1.7a se aprecia que sí la altura del terraplén se mantiene constante y no se aplica carga externa, la condición más crítica ocurre al final de la construcción, y que los parámetros de resistencia a considerar son los no-drenados (correspondientes a una prueba tipo UU). En la Figura 1.7b se muestra el caso de una excavación en la misma arcilla. Ahora se ha efectuado una descarga del suelo que dará lugar a presiones de poro negativas, por tanto las presiones de poro totales disminuirán como respuesta al material excavado. Con el tiempo los excesos de presión de poro negativas se disiparán (consolidación) lo que dará lugar a un incremento en el FoS. En este caso, la condición a largo plazo es más la más crítica y los parámetros de resistencia a considerar son los drenados (correspondientes a una prueba tipo CD).

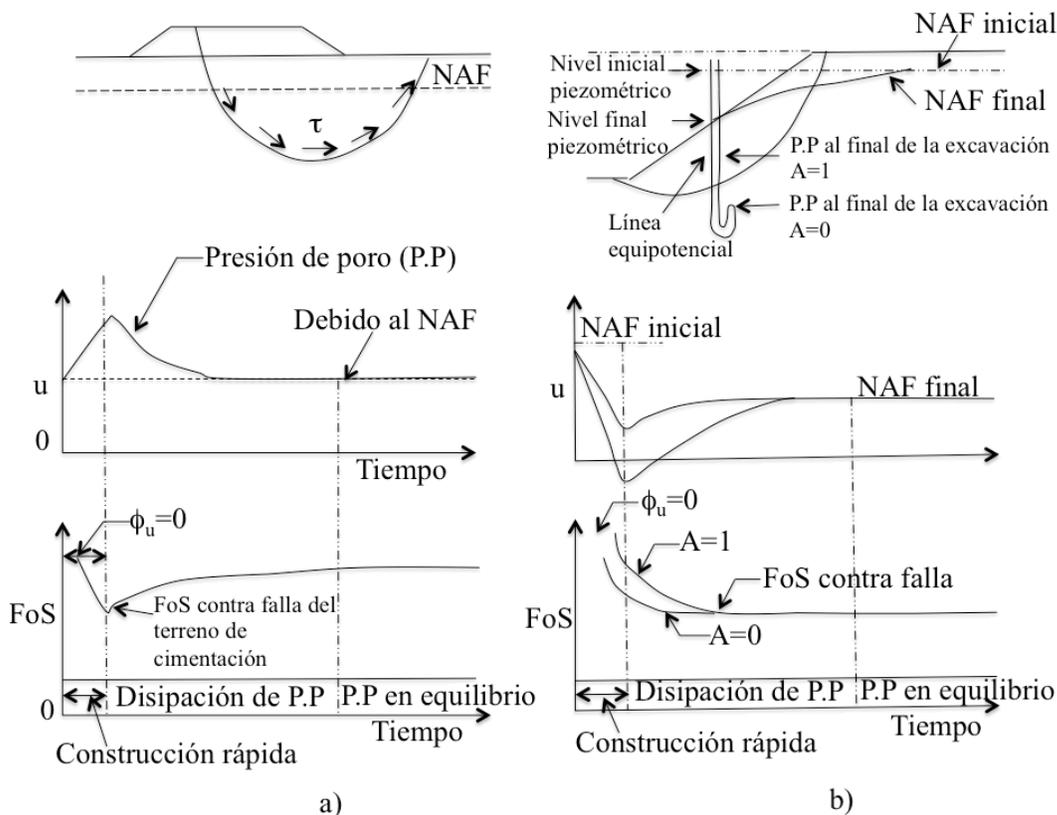


Figura 1.7 Variación con el tiempo de la presión de poro y el factor de seguridad para a) un terraplén construido sobre una arcilla saturada y b) excavación sobre un suelo arcilloso (Modificado de Bishop y Bjerrum, 1960)

Si se trata de excavaciones provisionales, de vida corta, tales como las que se hacen a veces en relación con cimentaciones, cabe realizar un análisis considerando el momento al fin de la excavación como el crítico, efectuando el cálculo de estabilidad con los parámetros provenientes de una prueba tipo UU y con base en esfuerzos totales ($c \neq 0; \phi = 0$).

En el caso de presas de tierra o bordos de protección, existen muchos factores que pueden alterar la estabilidad de la construcción. Durante la construcción del terraplén de arcilla, se pueden desarrollar excesos de presión de poro positivas, especialmente si es compactado del lado húmedo ya que se disminuye la conductividad hidráulica del material y por tanto la facilidad de drenaje. Para taludes parcialmente sumergidos el nivel de agua menor usualmente produce la condición más crítica. Con el tiempo, el nivel de la reserva puede aumentar y consigo, las cargas totales sobre el paramento del talud, además de que se desarrollan filtraciones dentro del cuerpo del terraplén que elevan a las presiones de poro hasta alcanzar un equilibrio con la condición de flujo establecido. Adicionalmente, un vaciado rápido del nivel de la reserva puede crear condiciones críticas de inestabilidad en el talud aguas arriba de la estructura.

1.3.4.1. Estabilidad a corto plazo

La estabilidad del talud durante y al finalizar la construcción puede ser analizada con los parámetros de resistencia drenadas o no-drenadas, dependiendo de la conductividad hidráulica del suelo. Por ejemplo, la construcción de un terraplén de arena sobre un suelo arcilloso (Figura 1.8) tarda dos meses. Es razonable suponer que por ser el suelo de cimentación un material impermeable, no se disiparán en tan poco tiempo los excesos de presión de poro generados por el peso del terraplén, mientras que éste, por ser de un material granular con mayor conductividad hidráulica que la arcilla, se comportará totalmente drenado.

Dada las condiciones iniciales del terraplén de arena es lógico realizar un análisis drenado en el que se consideran parámetros de resistencia drenados (ϕ') y se realiza en términos de esfuerzos efectivos. Para el suelo arcilloso de cimentación se debe realizar un análisis no-drenado, donde se consideran parámetros de resistencia no-drenados ($c = S_u$ con $\phi_u = 0$ para suelos saturados) y se realiza en términos de esfuerzos totales suponiendo una disipación nula de presión de poro (esto es, tomando la resistencia de pruebas tipo UU de especímenes con esfuerzos confinantes y con características semejantes de compactación), o bien en términos de esfuerzos efectivos con las presiones de poro resultantes de mediciones y tomando la resistencia consolidada-drenada (prueba tipo CD). Si el terraplén es construido por etapas, y entre ellas existe un proceso de consolidación, se debe analizar cada etapa de la misma.

En caso de que exista un nivel de agua por encima del suelo de cimentación o se genere flujo a través del terraplén, se deben de considerar las presiones de poro únicamente para el terraplén de arena, no así para el suelo de cimentación, ya que la resistencia cortante de la arcilla utilizada en el análisis corresponde a la obtenida con los esfuerzos totales. Se debe de especificar en ambos materiales las presiones de agua externas actuando sobre el paramento del talud y la superficie de la cimentación, ya que dicho peso es componente de los esfuerzos totales, y como se mencionó anteriormente, el equilibrio debe satisfacerse en términos de esfuerzos totales.

1.3.4.2. Estabilidad a largo plazo

Si se deseara cuantificar la condición final del terraplén debería considerarse el aumento de la resistencia al corte por consolidación. Siguiendo el mismo ejemplo del terraplén de arena (Figura 1.8), después de un periodo largo de tiempo, se disiparán los excesos de presión de poro generados en el suelo de cimentación, por lo que para evaluar la estabilidad se requiere de un análisis drenado

para ambos materiales, es decir, parámetros de resistencia drenadas y análisis en términos de esfuerzos efectivos, así como especificar las presiones de poro determinadas.

Como segundo ejemplo considérese que se desea hacer en el mismo suelo arcilloso una excavación, por ejemplo, para alojar un camino, un canal o para la construcción de la cimentación de una estructura. En ese caso se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. Nuevamente, para evaluar la estabilidad se requiere de un *análisis drenado*, donde la prueba tipo CD sería obviamente la recomendable para la representación de esta situación, sujetando al espécimen a los esfuerzos que tendrá el suelo tras la excavación, permitiéndose así su expansión en el laboratorio.

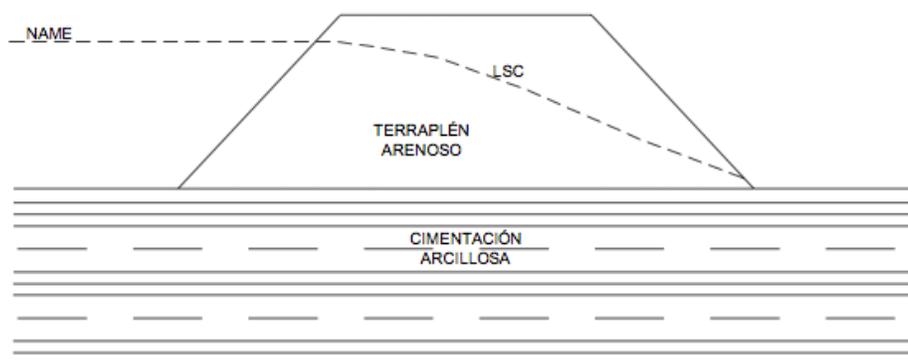


Figura 1.8 Terraplén de arena construido sobre un material arcilloso

1.3.4.3. A largo plazo y con presa llena

Considérese la construcción de una presa de material poco permeable (Figura 1.9). Al llenarse el embalse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en zonas próximas a la base de la cortina hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Por tanto, el factor de seguridad llega a un mínimo en la condición de trabajo a largo plazo con presa llena. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia consolidada-drenada (prueba tipo CD) de especímenes representativos.

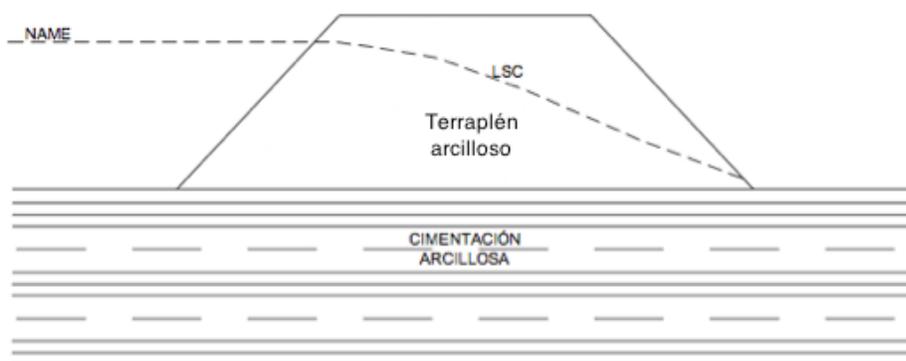


Figura 1.9 Terraplén de arcilla construido sobre un material arcilloso

1.3.4.4. Vaciado rápido

En la construcción y diseño de bordos de protección y presas de tierra, los problemas más importantes de flujo transitorio son: i) la evolución, en las porciones compresibles poco permeables del terraplén y la cimentación, de los excesos de presión de poro debidos a la construcción del propio terraplén; ii) las presiones de poro hidrodinámicas en la zona próxima al talud aguas arriba del terraplén cuando el nivel del embalse desciende con cierta rapidez (vaciado rápido).

Después de cierto tiempo de operación de una estructura de contención, el cuerpo del terraplén ha sido infiltrado y ha alcanzado condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Si en esas condiciones ocurre un descenso rápido del nivel del embalse, el talud de aguas arriba será sometido a un aumento de las fuerzas que tienden a producir inestabilidad. Esto se debe principalmente a que, dependiendo de la permeabilidad del material, las presiones de poro dentro del terraplén pueden mantenerse elevadas mientras desaparece el empuje del agua en una porción del paramento mojado, a la vez que el cambio en las cargas genera incrementos (negativos o positivos) de la presión de poro.

Analicemos el caso general de un bordo de protección cuyo terraplén está constituido por un material homogéneo e isótropo. El aumento de fuerzas actuantes se presenta mediante uno de los tres siguientes mecanismos (Marsal & Reséndiz, 1975; Berilgen, 2007; De la Fuente *et al.*, 2012, entre otros):

- a) Si el terraplén es de un material poco permeable y la velocidad de vaciado es rápida, el suelo se considera completamente no drenado, la superficie freática se mantiene en el nivel inicial de la reserva durante cada instante del abatimiento y el flujo de agua es despreciable debida a la rápida velocidad de vaciado respecto a la permeabilidad del material.
- b) Si la cubierta es relativamente permeable y la velocidad de vaciado es relativamente rápida, al bajar repentinamente el embalse se genera una superficie freática curvilínea dentro de la estructura de tierra y se establece un flujo descendente cuyas fuerzas de filtración se suman a las fuerzas gravitacionales actuantes; además, estas últimas también aumentan al pasar al pasar el peso volumétrico del terraplén de sumergido a saturado.
- c) Si el cuerpo del bordo es muy permeable y la velocidad de vaciado es lenta, el agua sale de sus poros, prácticamente con la misma rapidez que la del vaciado del embalse y las fuerzas actuantes aumentan al cambiar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a seco.

Cuando el nivel de agua disminuye a una velocidad más rápida de lo que el agua dentro del cuerpo del terraplén alcanza a drenar (casos a y b) es razonable considerar condiciones iniciales no-drenadas para su evaluación y puede ser resuelto por el método de los esfuerzos efectivos y totales. Cuando el nivel de agua del embalse disminuye a la par que el nivel de la superficie freática dentro del cuerpo del terraplén (caso c) es razonable considerar condiciones iniciales drenadas para su evaluación y por tanto un análisis de esfuerzos efectivos.

Más detalles de la metodología para analizar el fenómeno de vaciado rápido así como los métodos para predecir las presiones de poro se discutirán posteriormente en los capítulos 3 y 4 .

CAPÍTULO 2

CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN

2.1. ANTECEDENTES

A través de su historia, México se ha visto azotado por la inclemencia de los fenómenos meteorológicos, de manera que ya nuestros antepasados sufrían de repentinos aumentos en el nivel de sus ríos y lagos, y la consecuente inundación de las áreas productivas. Con el fin de prevenir los desbordamientos provocadas por las crecidas, nuestros antepasados construyeron estructuras de control para retener el flujo de las aguas de lagos y ríos. La construcción del bordo más antiguo en nuestro país data más o menos en el año 1200 a.c., donde los olmecas levantaron una enorme plataforma de tierra que se utilizó para poner a salvo las plazas ceremoniales y viviendas de la clase alta de las crecidas del río Coatzacoalcos (COLMEX, 2012). Muchos años después, con la fundación del antiguo México-Tenochtitlan, en 1325 d.c., se construyeron calzadas y diques para moderar las crecientes de sus lagos. Una de las obras más notables de esta época, fue el Albarradón de Nezahualcóyotl (Figura 2.1), denominado así porque su edificación, en 1449 d.c., se asocia a este gobernante azteca durante el reinado de Moctezuma Ilhuicamina. Su principal función era evitar que los lagos de México (Chalco y Xochimilco) se mezclaran con las aguas saladas del de Texcoco (COLMEX, 2012). En algunos textos y planos históricos, así como en los ensayos contemporáneos, se le describe con una longitud de más de 16 kilómetros, casi 7 metros de ancho y un trazo de que iba desde el cerro de la estrella en Itztapalapan hasta al pie de la sierra de Guadalupe en Atzacualco (Palerm, 1973). Otra obra hidráulica de importancia fue el Albarradón de Ahuizotl. Su construcción se cita a consecuencia de una violenta inundación ocurrida alrededor de 1499 d.c., ciñendo la "Isla de México" por el oriente. Su función primaria fue proteger el asentamiento contra el embate del lago, además de servir para la "contención de los suelos" (Sahagún,1979).



Figura 2.1 Vista panorámica de Tenochtitlán en 1519 (Modificado de Filsinger, 2005)

En la actualidad, los bordos de protección están localizados a través de todo el país. Se tiene un registro incompleto de cuantos bordos existen en México, sin embargo, si partimos de la lógica de que los grandes ríos suelen tener muchos kilómetros de bordos, y que además de ríos, la red hidrológica esta conformada por sistemas lagunares temporales y permanentes de las cuales también hay que protegerse contra la elevación del nivel de agua, puede llegar a haber más de 600,000 km¹ (Figura 2.2).



Figura 2.2 Cuencas hidrográficas de México (CONAGUA *et al.*, 2010)

Por ejemplo, existen bordos de protección en casi toda la margen de la parte baja del río Grijalva, el cual alcanza 608 km de longitud (CONABIO, 1998). Sólo en la ciudad de Villahermosa, Tabasco, hasta el 2005 se tenía registro de 300 km de bordos (Gracia & Fuentes, 2005), y durante el periodo 2009-2010, se construyeron más de 130 km de bordos longitudinales a lo largo de las márgenes izquierda y derecha de los ríos Carrizal y Grijalva (CONAGUA, 2011), y más de 30 km de bordos perimetrales sobre la guarnición derecha de la carretera federal Villahermosa-Francisco Escárcega y al oriente de los ríos Grijalva y La Sierra. (Auvinet *et al.*, 2008).

Por otro lado, la necesidad de almacenar volúmenes importantes de agua o de otros líquidos para fines de desarrollo urbano, industriales y agrícolas, obliga al hombre a construir cada vez con mayor frecuencia lagunas artificiales de grandes dimensiones, las cuales se logran mediante la construcción de bordos de protección. Algunas lagunas artificiales construidas en México para diversos fines son el Estanque de Enfriamiento de la Planta Termoelectrica de Río Escondido, Coahuila., Laguna de Concentración y Vasos de Cristalización de Cerro Prieto, B.C.N. y el lago Nabor Carrillo, Texcoco (Auvinet *et al.*, 1986). En julio de 2009, CONAGUA tenía registrados 1,085 bordos de almacenamiento (Arreguín, 2009).

¹ México cuenta con una red hidrográfica de 633,000 kilómetros de longitud, donde destacan 50 ríos principales por los que fluye el 87% del escurrimiento superficial y cuyas cuencas cubren el 65% de la superficie nacional (CONAGUA *et al.*, 2010).

Es claro así que nuestra historia y la historia de la humanidad, está estrechamente ligada al agua, pues no sólo existimos gracias a ella, sino que los grupos humanos siempre se han establecido en las márgenes de los ríos y lagos o cerca del mar. La mayoría de los bordos de protección fueron construidos originalmente para proteger las tierras agrícolas contra inundaciones (ASCE *et al.*, 2009), sin embargo, conforme al crecimiento urbano y asentamientos humanos mal planeados, se ha tenido que diseñar y construir dichas estructuras de control para proteger las ciudades. El problema es que las consecuencias económicas y sociales de que las casas se inunden son mucho mayores a las que se obtienen cuando un campo se inunda.

En los últimos 50 años, el registro estadístico de las inundaciones se ha multiplicado por factores de cinco y diez; hoy se observan inundaciones 10 veces más que hace 50 años y 5 veces más que hace sólo 10 años (CONAGUA 2011). Acontecimientos como el del huracán Gilberto en Cancún (1988), el huracán Pauline en Acapulco (1997), los derivados de las lluvias intensas en Tijuana (1993 y 1998), en Pijijiapan y Valdivia en Chiapas (1998) y en Topochico en Monterrey (1999), también las inundaciones y deslaves ocurridos en octubre de 1999 en Veracruz, Puebla e Hidalgo, o las diversas inundaciones que ha sufrido Tabasco (1999, 2007, 2008) constituyen ejemplos que ponen de manifiesto la gravedad de las consecuencias de esta clase de fenómenos.

Si usted vive cerca de un río importante o de otro tipo de cuerpo de agua, hay una buena probabilidad de que un bordo de protección esté cerca, y con ello la probabilidad de correr el riesgo de ser inundado. Para establecer el nivel de protección de un bordo se deben de considerar las posibles pérdidas económicas y humanas como consecuencia de una inundación (pérdidas de su propiedad, de su medio de vida, de la vida de los seres queridos e inclusive su propia vida). Si al momento de diseñar y construir éstas estructuras de control no se le da la importancia debida, los costos de la reparación no harán sino aumentar los daños, los recursos y los esfuerzos para salvar vidas. Actuar con criterio ahora va a costar menos que actuar más tarde.

2.2. ASPECTOS GENERALES

2.2.1. Definición

El U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA) define a un bordo de protección como *“una estructura hecha por el hombre, usualmente un terraplén de tierra o suelo compacto, diseñada para contener, controlar o desviar el flujo de agua a fin de proporcionar protección frente a inundaciones temporales”*. El terraplén es compactado para hacer que el bordo sea lo más resistente y estable posible. Para protegerse contra la erosión, los bordos deben ser cubiertos con materiales que van desde la vegetación típica de la región, hasta materiales más resistentes tales como enrocamiento, colcacreto, bolsacreto, geotexiles, etc. (citado por ASCE *et al.*, 2009)

La Comisión Nacional del Agua define a los bordos de protección como *“estructuras de gran longitud, colocadas dentro del cauce, construidas normalmente con materiales arcillosos, de arena o materiales pétreos, cuya sección transversal es trapecial y el talud en contacto con la corriente del río es formado de manera similar a los recubrimientos marginales”*. Se utilizan cuando se quiere formar una nueva orilla que permita encauzar al flujo en forma más adecuada o cuando se desea reducir el ancho del río (CONAGUA, 2011).

En la literatura los bordos de protección son algunas veces referidos como diques o albarradón (ASCE, 2009; CONAGUA, 2011). Conforme a sus dimensiones, la CONAGUA aplica el siguiente criterio para diferenciar entre las presas y los bordos de protección, desarrollado a partir del criterio de la ICOLD (Arreguín, 2009)

Tabla 2.1 Clasificación de Presas y Bordos (ICOLD, citado por Arreguín, 2009)

Tamaño	Altura de la Cortina	Almacenamiento
Grande	$h \geq 15\text{m}$	$\geq 3 \text{ hm}^3$
Pequeña	$5\text{m} \leq h \leq 15\text{m}$	Entre 0.5 hm^3 y 3 hm^3
Bordo	$h < 3 \text{ m}$	$\leq 0.5 \text{ hm}^3$

2.2.2. Componentes de un bordo de protección

Los componentes de un bordo pueden generalizarse en los siguientes (Figura 2.3):

- **Terraplén:** Estructura de tierra diseñado para retener o desviar el agua.
- **Corona:** Superficie en la parte superior del bordo, la cual es más estrecho que la base.
- **Pie del bordo:** Lugar donde el talud del bordo se encuentra con el terreno natural.
- **Talud exterior:** Superficie plana con inclinación que limita al cuerpo del bordo, localizada del lado del cuerpo de agua a contener.
- **Talud interior:** Superficie plana con inclinación que limita al cuerpo del bordo, localizada del lado contrario al cuerpo de agua (lado del terreno).
- **Bordo libre:** Espacio de agua entre la corona y el nivel de agua para controlar un nivel particular.

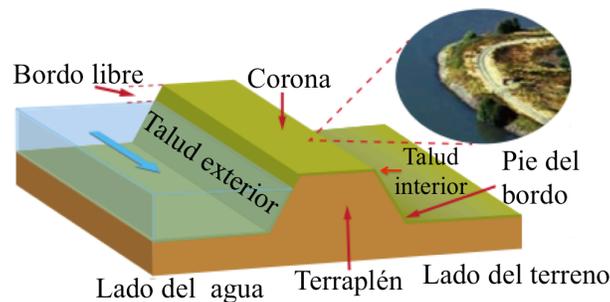


Figura 2.3 Componentes de un bordo de protección (Modificado de ASCE, 2009)

2.2.3. Tipos de bordos de protección

Entre estas obras que comúnmente se construyen para reducir inundaciones causadas por los desbordamientos de los ríos se distinguen dos tipos: i) bordos longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes de un río y ii) bordos perimetrales a poblaciones pequeñas o construcciones de importancia (zonas cuyo interés por protegerlas es grande).

2.2.3.1. Bordos longitudinales

Los *bordos longitudinales ó marginales* se construyen a lo largo del río o paralelo a la margen del cauce, y al confinar el agua entre ellos, sirven para proteger simultáneamente varias ciudades y pueblos, así como grandes extensiones de terreno con alta producción agrícola y ganadera. Además, trasladan las avenidas hacia aguas abajo al no permitir desbordamientos sobre la planicie

Dependiendo del desarrollo regional, este tipo de bordos se pueden construir en una o ambas márgenes, además conviene que estén suficientemente separados de las orillas del río, para disponer de un área hidráulica adicional y lograr así que la altura de los bordos sea menor. Por otra parte, si el río desarrolla meandros (curvas descritas por la sinuosidad de un río), los bordos no deben seguir el alineamiento del eje del río sino que se deben colocar dos bordos paralelos que sigan la dirección general del río o de la pendiente de la planicie, de tal forma que todos los meandros queden entre ellos (Figura 2.4).

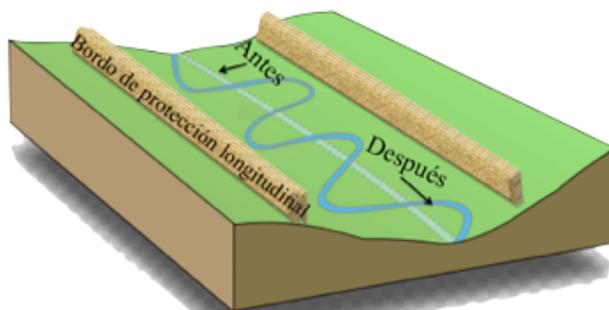


Figura 2.4 Localización en planta de los bordos longitudinales

Sin embargo, en muchas ocasiones, las invasiones a zonas inundables, en las que se construyen viviendas en áreas de riesgo, obligan que la construcción de los bordos longitudinales sigan el lineamiento de los ríos, inclusive si éste desarrolla meandros. En estos casos los efectos aguas arriba de este tipo de bordos son mayores ya que se cuenta con un cuerpo de agua permanente durante todo el año. Para protegerse contra la erosión, los bordos deben ser cubiertos con materiales resistentes tales como enrocamiento, colcacreto, bolsacreto, geotextiles, entre otros (Figura 2.5).

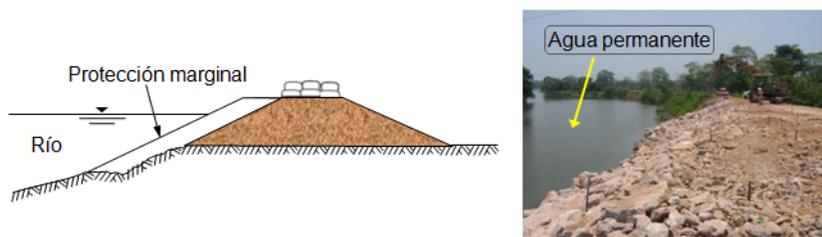


Figura 2.5 Esquema del bordo longitudinal (Auvinet & López-Acosta, 2009)

La opción de construir bordos marginales es muy popular entre las medidas estructurales contra inundaciones. En México, usualmente los bordos se construyen de materiales térreos locales y por lo mismo resultan relativamente de baja inversión, sin embargo, debe tenerse en cuenta que durante las avenidas, los bordos longitudinales modifican completamente los escurrimientos, tanto en los tramos en que hay bordos, como en las zonas de aguas arriba y aguas abajo de la protección (CONAGUA, 2011).

Los bordos de protección marginales, al igual que los espigones pueden iniciarse y estar unidos a la margen mientras que toda la obra está dentro del cauce. La principal diferencia entre ellos y los espigones consiste en que éstos últimos interfieren con las líneas de flujo mientras que los bordos se colocan y diseñan para lograr que las líneas de corriente sean paralelas a esas obras (CONAGUA, 2011).

Los bordos marginales también se pueden formar con paredes verticales, normalmente de acero o de concreto, por ejemplo tablaestacas o muros de contención (Figura 2.6). Consisten en una frontera prácticamente vertical colocada en sustitución de un tramo de bordo. Se utilizan, cuando los taludes de estos últimos son muy tendidos y por tanto, el volumen de obra resulta ser demasiado grande o cuando no hay espacio disponible para construir un bordo. Algunas veces, se construyen sobre la corona de un bordo para aumentar la altura del mismo.

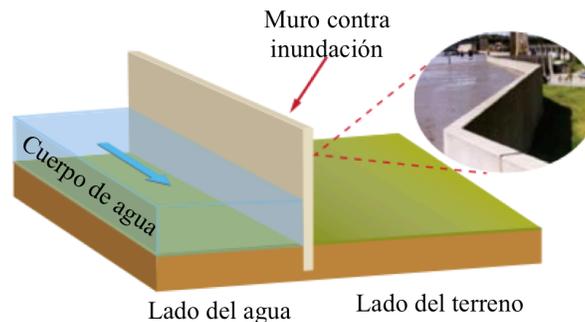


Figura 2.6 Esquema de muros marginales contra inundación (Modificado de ASCE, 2009)

2.2.3.2. Bordos perimetrales

Los *bordos perimetrales* son aquellos que en lugar de seguir la margen del río, siguen el perímetro de la población (Figura 2.7). Esto puede producir bordos de mucho menor longitud y al mismo tiempo es una medida que tiende a limitar el área protegida de la población promoviendo que, de extenderse ésta, no lo haga a lo largo de las márgenes del río fuera de los bordos perimetrales, sino alejado de las mismas con una cota suficiente para evitar inundaciones hasta para periodos de retorno aceptablemente altos (CONAGUA, 2011).



Figura 2.7 Localización en planta de los bordos perimetrales (CONAGUA, 2011)

Los bordos perimetrales son comúnmente utilizados para rodear parcial o completamente centros importantes de la población (aeropuertos, escuelas, hospitales, etc.) establecidos cerca de los ríos ó cuando existen zonas en las que la población a proteger es relativamente pequeña y se desea protegerlos contra inundaciones periódicas.

Generalmente el alineamiento de este tipo de bordos se hace siguiendo la configuración de la zona por proteger dejando un amplio cauce de inundación, de manera que no se lleguen a tener elevaciones del agua apreciables; sin embargo, eso no siempre es posible ya que en ocasiones obligaría a desplantar el bordo en lugares inadecuados, donde cimentarlos sería difícil o muy costoso. Bajo condiciones topográficas usuales en los valles de ríos, los bordos de este tipo ni siquiera requieren ser verdaderamente perimetrales, sino solamente anclar sus extremos a una cota suficientemente alta lejos de la margen del río.

Como el bordo perimetral es una frontera entre el río y el poblado, evitará el flujo de la precipitación en el interior de la población hacia el río, por lo que para desalojar el agua es necesario instalar sistemas de drenaje especiales, tales como una tubería que pase por debajo del bordo y descargue el agua en un nivel más bajo ó cuando la topografía del lugar no favorece las condiciones del terreno, una solución puede ser mediante bombeo.

Estos bordos presentan la ventaja sobre los bordos marginales de ser una solución más económica, ya que, además de contar con una longitud menor, usualmente se protegen contra la erosión únicamente con pasto de la región ó grava limpia, lo cual es por mucho, menos costoso que protecciones más rígidas tales como colchacreto, bolsacreto, geotextiles, etc.; además, dejan libre la mayor parte de las zonas de la “llanura de inundación²” aguas arriba y aguas abajo de la población protegida y no alteran los niveles de los escurrimientos, ya que su efecto sobre ellos es nulo o muy reducido (CONAGUA, 2011). Otra diferencia importante es que los efectos aguas arriba de este tipo de bordos es usualmente menor que los de tipo marginal, ya que únicamente hay agua sobre el paramento del talud exterior en época de lluvias o inundaciones (Figura 2.8).

En la literatura también se hace referencia a estos tipos de bordos como bordos de defensa en zonas urbanas (Auvinet & López-Acosta, 2009)

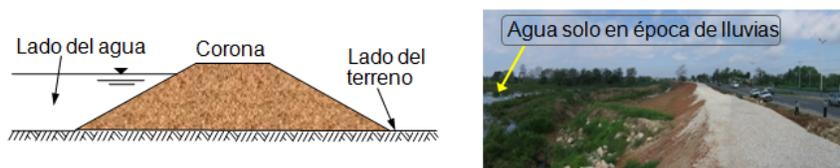


Figura 2.8 Esquema del bordo perimetral (Auvinet & López-Acosta, 2009)

2.3.MECANISMOS DE FALLAS

Debe entenderse como falla al colapso del bordo o estructura térrea equivalente, así como a también a todo suceso que impida el cumplimiento de los objetivos para los que fue diseñada la obra (Mendoza, 1998). Existen numerosos mecanismos de fallas que dan lugar a la ruptura de los bordos de protección y la consecuente inundación de las áreas protegidas. Estos mecanismos pueden ocurrir como un modo único o varios tipos diferentes actuando al unísono. En este capítulo se presenta una visión general de los mecanismos de falla observados comúnmente, sin embargo, estos no están destinados a ser una lista exhaustiva, más bien, son los modos comunes de falla encontrados en los bordos de protección en New Orleans, durante el Huracán Katrina en el 2005 (Briaud, 2011) y en Tabasco, con las inundaciones del 2007 (Auvinet *et al.*, 2008)

2.3.1. Causas estructurales

Esta categoría incluye los mecanismos de falla donde el parámetro dominante es la resistencia del suelo. Alguna de las causas estructurales se mencionan a continuación:

Deslizamiento. Conforme el nivel de la reserva incrementa, el peso del agua genera una fuerza lateral sobre el bordo de protección que puede resultar en un deslizamiento. Para mitigar este impacto en la medida de lo posible se debe revisar que la fricción entre el terraplén y el suelo de cimentación sea la suficiente como para resistir el empuje del agua.

² Una llanura de inundación se define como "una franja de tierra relativamente plana, junto a un río sujetas a inundaciones recurrentes durante las crecidas" (Leopold *et al.*, 1964).

Impacto estructural: Ocurren cuando un objeto físico choca contra el bordo de protección. Por ejemplo, pueden sobrevenir durante un huracán, cuando los barcos se sueltan de sus amarras y se impactan contra el bordo de protección a gran velocidad debida a las fuerzas del viento, ó simplemente accidentes debidos a un error del operador del bote (Figura 2.9).



Figura 2.9 Ejemplo de mecanismo de falla por impacto estructural (Briaud, 2011)

Daños ocasionados por árboles. Los árboles desplantados sobre la corona del bordo ó cerca de pie del talud interior pueden ocasionar daños significantes a la estructura. Bajo condiciones de fuertes vientos, ocasionados por tormentas o ciclones tropicales, los árboles no solo pueden ser arrancados del suelo y crear así un espacio vacío que puede desestabilizar a los bordos, sino que el sistema de raíces crean canales preferentes de tubificación (Figura 2.10). Para mitigar este impacto en la medida de lo posible, Briaud (2011) recomienda plantar los árboles lejos del pie del talud interior del bordo de protección a una distancia de por lo menos 15 metros.

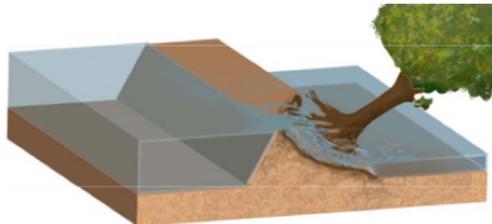


Figura 2.10 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por árboles (Briaud, 2011)

Asentamientos. Es un reordenamiento excesivo del material del bordo provocado por la presencia de suelos blandos en la base del bordo (Figura 2.11a) o el agrietamiento relacionado con la saturación de una formación arenosa o limosa parcialmente saturada en regiones áridas (Figura 2.11b).

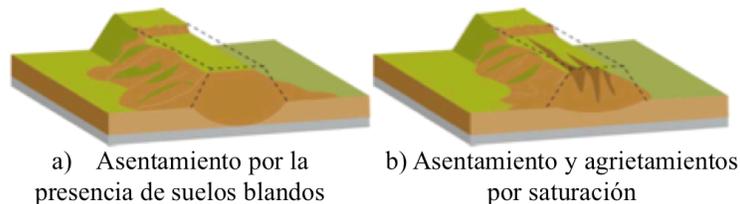


Figura 2.11 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por asentamientos (Lezama, 2010)

Inestabilidad del talud. Es la falla total o parcial del talud. Se presenta debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante del suelo, en relación con cierta pendiente de los taludes y la altura del bordo (durante la construcción, Figura 2.12a), las condiciones anteriores más las fuerzas de filtración (durante su operación, Figura 2.12b) o, cuando se sujeta a fuerzas de filtración variantes en el tiempo (vaciado rápido, Figura 2.12c).

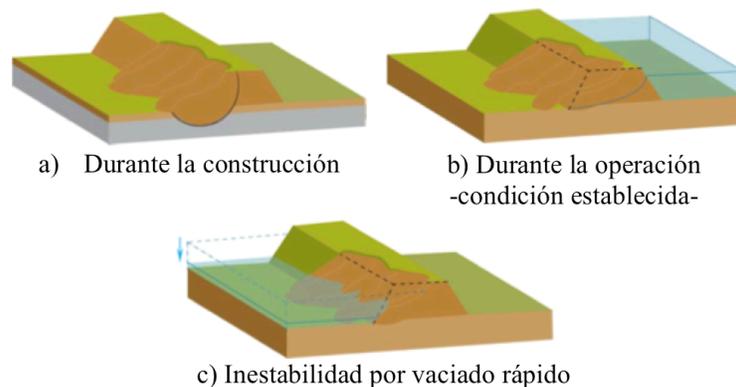


Figura 2.12 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por inestabilidad del talud (Lezama, 2010)

Agrietamiento transversal sobre la corona del bordo. Es el resultado de un cambio brusco en la saturación o el secado de un material arcilloso (Figura 2.13). Para mitigar este impacto en la medida de lo posible se deben de utilizar materiales arcillosos de baja plasticidad para la construcción del cuerpo del terraplén del bordo de protección (Auvinet *et al.*, 2008).

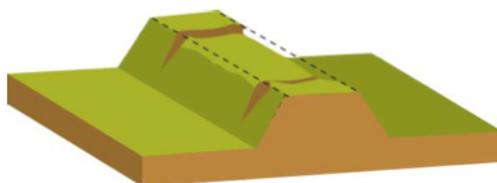


Figura 2.13 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por agrietamiento transversal sobre la corona del bordo (Lezama, 2010)

2.3.2. Causas debidas a fuerzas hidráulicas.

Esta categoría incluye los mecanismos de falla donde el parámetro dominante es el flujo y la presión de poro del agua. Alguna de las causas debidas a fuerzas hidráulicas se mencionan a continuación:

Erosión Interna y tubificación a través del bordo de protección. El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de este una fuerza por unidad de volumen, en la dirección del gradiente hidráulico, igual al producto de dicho gradiente por el peso volumétrico del agua. El suelo resiste esta acción, por una parte, mediante las fuerzas de cohesión entre partículas y, por otra, gracias al soporte que a cada partícula le brindan las que se encuentran aguas debajo de ella.

Es obvio que, en un dominio de flujo homogéneo, las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración. Más aún, ciertas irregularidades, como una pequeña cavidad en la cara de salida, crean concentraciones de flujo que aumentan la tendencia a dicho arrastre. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa (sobre el talud o en la cimentación) puede progresar de esta manera hacia el embalse en la

forma de un ducto o tubo (Figura 2.14a). Al avanzar el proceso, se generaran concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba del ducto, hasta que, al llegar a las proximidades del embalse, se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente. El fenómeno descrito se denomina tubificación.

Para bordos construidos con capas de materiales de diferente permeabilidad, la capa más permeable será el principal conducto por el cual el agua atravesará el terraplén. La concentración de altas velocidades de flujo resultan en una degradación más rápida del material. Para mitigar este impacto en la medida de lo posible se debe utilizar materiales de baja permeabilidad, tales como las arcillas. Otra estrategia de mitigación es el uso de filtros de arena o geotextiles. La eficacia de las estrategias de mitigación pueden verse obstaculizadas por la presencia de madrigueras de animales que dividen intrincadas redes de túneles en los bordos de protección ya que la detección efectiva y la corrección correspondiente de estos canales de erosión inducidas por animales internos es muy difícil, o bien, por la presencia de raíces puede provocar canales preferentes de tubificación (Figura 2.14b).

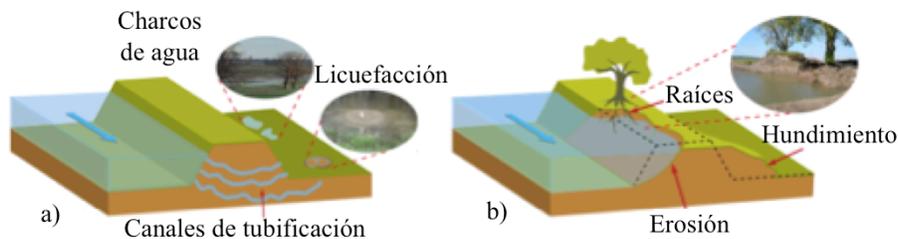


Figura 2.14 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por erosión interna o tubificación (Modificado de ASCE, 2009)

Flujo a través de la cimentación. Si el suelo de cimentación corresponde a un material altamente permeable, el agua puede fluir rápidamente a través del mismo conforme la carga hidráulica del nivel de la reserva aumenta (Figura 2.15). Este flujo (el cual es muy similar a la tubificación, con la excepción de que el material erosionado corresponde al suelo de cimentación, no así del bordo de protección), puede resultar en fallas catastróficas debido a que al irse erosionando el suelo de cimentación se crearán espacios vacíos y dejará de funcionar como soporte del terraplén, dando lugar aun “lavado” del bordo de protección.

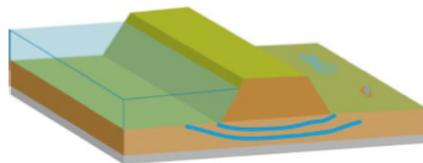


Figura 2.15 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por flujo a través de la cimentación (Modificado de ASCE, 2009)

Subpresión debido al flujo a través de la cimentación. Tiene lugar cuando la presión del agua sobre el suelo de cimentación excede la presión producida por peso el total del bordo de protección, lo que puede resultar en una completa falla de la estructura de control.

2.3.3. Causas que involucran la degradación de la superficie

Esta categoría incluyen todos los mecanismos de fallas que erosionan la superficie del bordo de protección debido al flujo de agua contra el paramento del mismo.

Desbordamiento del bordo causado por la sedimentación. Es un efecto indeseable que se da a largo plazo. Bajo condiciones 100% naturales, el agua fluiría por las zonas localmente más bajas en la dirección de la máxima pendiente. De hecho los cauces son las zonas localmente más bajas (CONAGUA, 2011). Esta condición se da tanto en condiciones normales como en condiciones extraordinarias (Figura 2.16).

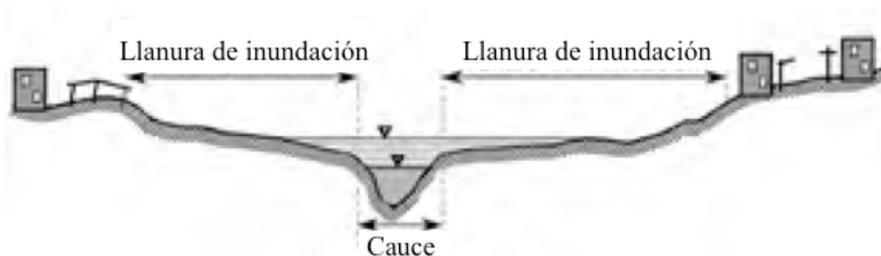


Figura 2.16 Condición natural (sin bordos) de un cauce con niveles de dos caudales distintos (CONAGUA, 2011)

Al construir los bordos permitimos, inicialmente, que la superficie del agua en condiciones extraordinarias quede por arriba del nivel en el que habita la población alrededor del cauce (Figura 2.17). Ya bajo estas condiciones, un desbordamiento del río puede estar latente.

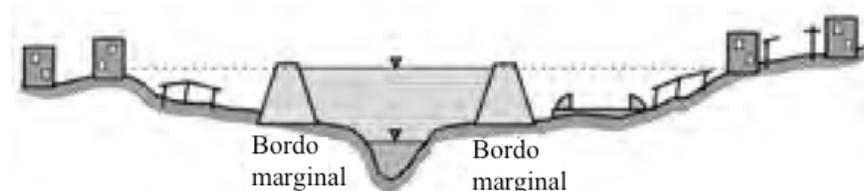


Figura 2.17 Condición con bordos de un cauce con niveles de dos caudales distintos (CONAGUA, 2011)

A largo plazo, el problema puede complicarse. Conforme el río se va sedimentando, puede llegar a ocurrir que el fondo mismo del cauce quede por arriba del nivel de habitación de la población alrededor del río (Figura 2.18), lo que llega a facilitar el desbordamiento del bordo ante una creciente. Con los bordos, no sólo restringimos el movimiento lateral del agua, sino inclusive el de los sedimentos.

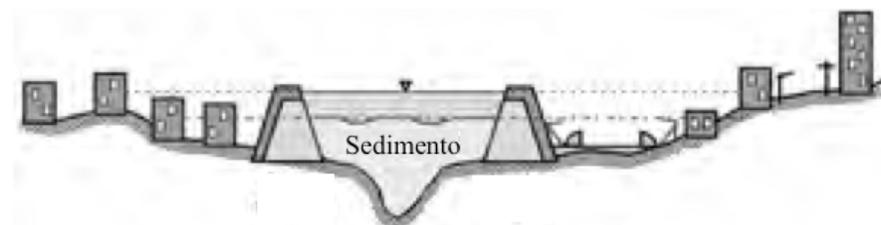


Figura 2.18 Condición con bordos de un cauce con niveles de dos caudales distintos (CONAGUA, 2011).

Desbordamiento y abertura (brechas) del bordo causado por inundaciones. Si el tirante de agua rebasa la corona de un bordo, empieza a fluir lateralmente (perpendicular al eje del cauce) en forma similar a como lo haría en un vertedor de cresta ancha, a muy alta velocidad, con muy alto poder erosivo (Figura 2.19a). Al principio, la inundación a la zona protegida puede ser moderada, pero conforme se va erosionando el talud parte del bordo cede el paso del agua creando brechas (Figura 2.19b), por lo que la inundación a la zona protegida tenderá a ser mucho más violenta que en el caso de haber permitido que el río desbordara hacia su llanura de inundación. Más violenta significa más rápido incremento del tirante y mayores velocidades de flujo, ambos efectos resultando muy peligrosos para la población (CONAGUA, 2011).

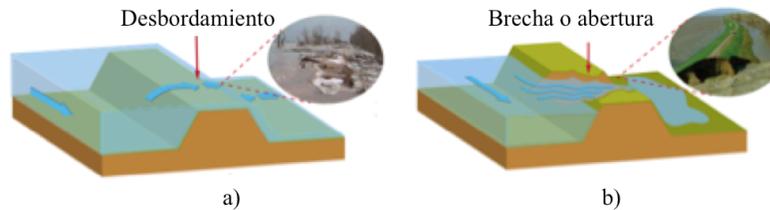


Figura 2.19 Ejemplo de mecanismo de falla ocasionado por desbordamiento y aberturas (Modificado de ASCE, 2009)

Los bordos de protección no suelen estar diseñados contra el desbordamiento y, en consecuencia, si esto ocurre serán altamente susceptibles a una falla catastrófica. Para mitigar este impacto en la medida de lo posible se deben utilizar materiales altamente resistentes a la erosión para la construcción del terraplén. Otra estrategia de mitigación para evitar desbordamientos, es colocar costales de arena en la corona con el fin de aumentar su altura. Sin embargo, esta no siempre tiene éxito, por lo tanto, deben ser vistas como medidas de último minuto en lugar de una primera línea de defensa. Adicionalmente, se deben considerar en el diseño la sobrecarga provocada por estas medidas de mitigación, ya que de lo contrario pueden llegar a ocasionar fallas por inestabilidad del talud.

2.4. CRITERIOS DE DISEÑO

Como parte de este estudio se revisaron las actuales normas de diseño de bordos de protección del U.S Army Corps of Engineers (USACE, 2000), U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2005) y el Manual para el control de Inundaciones de CONAGUA (2011), así como las recomendaciones de diseño encontradas en diversas publicaciones (Briaud, 2006, 2011; Briaud *et al.*, 2001; Briaud *et al.*, 2006 y Auvinet *et al.*, 2008)

2.4.1. Procedimientos preliminares de diseño

El procedimiento de diseño y los requisitos para el diseño del bordo se establecen por la norma EM 1110-2-1913 (USACE, 2000). El procedimiento descrito proporciona una guía de la evaluación inicial previa requerida para llegar a un diseño final. Estos requisitos se resumen en la Tabla 2.2

Capítulo 2. Criterios Generales para el Diseño de los Bordos de Protección

Tabla 2.2 Procedimientos de diseño preliminares (Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000)

Paso	Procedimiento
1	Realizar un estudio geológico sobre la base de una revisión exhaustiva de los datos disponibles, incluido el análisis de fotografías aéreas. Iniciar exploraciones preliminares del subsuelo.
2	Analizar los datos de la exploración preliminar para establecer perfiles estratigráficos, así como analizar los posibles bancos de material para la construcción del terraplén.
3	Iniciar exploraciones finales para proveer: <ol style="list-style-type: none"> Información adicional de los perfiles estratigráficos Muestras inalteradas para obtener parámetros mecánicos e hidráulicos del suelo de cimentación Muestras inalteradas para obtener parámetros mecánicos e hidráulicos del terraplén
4	De los datos obtenidos en el paso 3: <ol style="list-style-type: none"> Determinar los parámetros tanto del suelo de cimentación como del terraplén y definir los posibles problemas a enfrentar. Calcular las cantidades adecuadas del material adecuado.
5	Dividir el bordo completo en tramos con condiciones del suelo de cimentación similares, alturas del terraplén y material de relleno y asignar una sección de prueba típica de cada tramo
6	Analizar cada sección de prueba propuesta en función de los siguientes análisis: <ol style="list-style-type: none"> Análisis de estabilidad durante y al final de la construcción Análisis de estabilidad en Condiciones de flujo establecidas Análisis de Filtraciones a través del bordo y debajo del mismo Análisis de Asentamientos Análisis de estabilidad en condiciones de vaciado rápido <p>* Se debe considerar en los análisis las sobrecargas tales como materiales de protección marginal, posibles sobreelevación a futuro del bordo ó colocación de costales de arena</p>
7	Diseñar tratamientos especiales o modificar la geometría del terraplén para evitar cualquier problema determinado en el paso 6. Determinar la superficie de rodamiento de la corona en base a usos futuros
8	Basado en los resultados del paso 7 establecer las secciones típicas para cada tramo.
9	Calcular las cantidades finales del material adecuado para el relleno.
10	Diseñar la protección del talud del terraplén.

La lista de verificación de los pasos de diseño identificadas en la Tabla 2.2 proporciona un resumen de los parámetros de diseño de un bordo de protección. La norma EM 1110-2-1913 (USACE, 2000) establece los factores de seguridad requeridos para la estabilidad de los bordos a nivel de diseño nuevos y existentes, para condiciones a corto plazo, condiciones establecidas y condiciones de vaciado rápido. Estos factores de seguridad varían de 1.2 a 1.4. (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad (Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000)

Tipo de Bordo	Análisis al final de la construcción	Análisis a largo plazo (Flujo establecido)	Análisis en condición de vaciado rápido
Bordos nuevos	1.3	1.4	1.2
Bordos existentes	---	1.4	1.2

A continuación se mencionarán las especificaciones de la geometría del terraplén, materiales constitutivos y procedimientos de construcción, así como algunas recomendaciones finales de diseño.

2.4.2. Geometría del terraplén

Los bordos de protección reducen el riesgo que implica una inundación, no así, la probabilidad de que la inundación ocurra. Las inundaciones son un evento natural y recurrente para un río. Estadísticamente, los ríos igualarán o excederán la inundación media anual, cada 2.33 años (Leopold *et al.*, 1984), por tanto, todos los ríos, arroyos y lagos se inundarán eventualmente. No hay excepciones. Dado el tiempo suficiente, cualquier bordo de protección será rebasado o dañado por una inundación que supere la capacidad de ésta estructura de control. No importa que tan bien fue construido, los bordos no siempre funcionan como se pretende, inclusive aún cuando la inundación es pequeña.

Partiendo de esta premisa, los bordos de protección deben estar diseñados con un tamaño y forma particular adecuado para que sean capaces de soportar el nivel de inundación correspondiente a un determinado lugar y tiempo. Una práctica común para describir el tamaño de una inundación es por la probabilidad de ocurrencia en un determinado tiempo. Los expertos estiman esa frecuencia estadística con datos de inundaciones ocurridas en el pasado, con el fin de clasificar los distintos tamaños de inundaciones y estimar así la probabilidad de que las aguas alcancen o superen un cierto nivel en ese lugar.

Por ejemplo, las inundaciones menores se producen con más frecuencia que las inundaciones con mayores cantidades de agua. Por lo tanto, las inundaciones pequeñas tienen una probabilidad mayor de alcanzar o superar un nivel de agua en un tiempo determinado. Una inundación que tiene una probabilidad de 1 a 10 de ocurrencia también se conoce como un 10% de probabilidad de inundación, como una “inundación en 10 años” o como una “llanura de inundación en 10 años”. Una inundación que tiene una probabilidad de 1% se refiere a veces como una inundación que tendrá lugar en 100 años, por lo que es probable que suceda con menos frecuencia, pero de suceder, alcanzará un nivel de agua mayor que la “inundación de 1 año” (ASCE *et al.*, 2009). Este concepto no significa que una inundación ocurrirá sólo una vez cada 100 años; si es que ocurre o no en un determinado año, no cambia el hecho de que siempre hay una probabilidad del 1% de que ocurra algo similar al año siguiente.

Por lo tanto, el nivel de protección ofrecido por un bordo se debe describir en términos del tamaño o nivel de agua de una inundación, que el bordo es capaz de contener. Por ejemplo un bordo de protección diseñado para controlar un 1% de probabilidad anual de inundación se refiere a menudo como un “bordo de 100 años”.

2.4.2.1. Criterio para seleccionar las dimensiones del bordo

La altura de los bordos se fija partiendo de los niveles máximos que se hayan registrado con anterioridad, a partir de las huellas dejadas por el agua. Si hay alguna estación de aforo cercana, se trabajará con los datos que de ella se obtengan. La altura final del bordo es igual a la i) altura del tirante del agua (que corresponde a la avenida de diseño, subcapítulo 2.4.2.2), más ii) la altura del oleaje (si lo hubiera), más iii) un bordo libre. También debe tomarse en cuenta una iv) altura correspondiente al valor del asentamiento que alcance a sufrir la estructura, según lo determinado por la norma EM 1110-2-1904 (USACE, 1990).

En cuanto la altura del bordo libre, la norma 1110-2-1913 (USACE, 2000) especifica una distancia basado en análisis de riesgo, donde se representa directamente las incertidumbres en los análisis hidráulicos. Por su parte, la FEMA (2005) especifica que los bordos construidos junto a los ríos deben tener una distancia mínima de 0.91m (3ft) por encima del nivel de agua de la inundación base. En las zonas donde se construye el bordo adyacente a estructuras hidráulicas tales como

puentes, debe agregarse 30cm (1ft) adicionales de elevación por una distancia de 30m a cada lado de la estructura. Los bordos construidos en la costa deben tener un bordo libre mínimo de 30cm (1ft) por encima de la altura mayor que alcance la ola.

Las pendientes del talud exterior deben ser mínimo de 1V:2H (USACE, 2000). Estos bordos deben ser construidos a partir de materiales de alta calidad y compactados cerca del contenido óptimo de humedad, con el equipo de compactación adecuado. Para bordos construidos con materiales no adecuados, tales como arenas, arcillas muy blandas o turbas, están obligados a tener pendientes más pronunciadas (del orden de 1V:5H) para evitar daños ocasionados por la filtración y la acción del oleaje (USACE, 2000, Auvinet *et al.*, 2008).

El ancho de la corona de los bordos no debe tener un ancho menor que el requerido para que el equipo de compactación pueda trabajar en buenas condiciones (generalmente 3 m). El ancho útil no incluye los sobre-espesores de material sin compactar que suelen agregarse a la sección de proyecto ni la protección contra la erosión (USACE, 2000). Conviene ser generoso en la selección del ancho para evitar accidentes durante y después de la construcción (Auvinet *et al.*, 1986)

2.4.2.2. Determinación de la avenida de diseño para proyectos de obras hidráulicas

El gasto que conduce una corriente es variable pues depende de la magnitud de la precipitación que ocurre sobre la cuenca de aportación y de su distribución tanto en el tiempo como en el espacio. Al presentarse grandes avenidas la capacidad del cauce puede verse rebasada, con lo que se provocan inundaciones en la zona aledaña a la corriente.

El diseño de las obras hidráulicas relacionados con el control de inundaciones debe contemplar el carácter aleatorio de las avenidas. Para ello, la práctica tradicional ha sido establecer recomendaciones sobre el periodo de retorno de la avenida de diseño en función de conceptos muy generales relacionados con el tipo de obra y con la importancia de la zona que se pretende proteger. Sin embargo, también puede plantearse que la magnitud más conveniente de la obra de control es función de la relación entre la reducción de los riesgos, entendida como el valor esperado de los daños evitados, y las inversiones correspondientes, y que existen procedimientos que permiten encontrar el periodo de retorno que hace máxima la relación beneficio (en este caso daño evitado) contra costo.

La elección de la avenida de diseño para una obra de protección se ve influenciada por el costo de la obra y el beneficio esperado por la construcción de ésta. Se requiere por una parte un análisis hidrológico que lo fundamente y con base en éste hacer el análisis económico del problema. Si se desea tener una protección casi total contra las inundaciones, para evitar daños a las propiedades, localizadas cerca del cauce por donde escurre la avenida, se necesitan obras muy costosas ya que al evitar que la creciente exceda la capacidad de la estructura implica construir obras grandes. Los pasos para definir la avenida de diseño que son los siguientes (CONAGUA, 2011):

1. Se calcula la duración de la tormenta de diseño.
2. Al considerar las características de la zona por proteger y con el tipo de obra se selecciona un periodo de retorno (2 a 50 años para bordos de protección).
3. Se calcula la lluvia de diseño en función de la duración y periodo de retorno (curvas intensidad-duración-periodo de retorno).
4. Se calcula la lluvia en exceso, si es posible también su distribución en el tiempo.
5. Se selecciona un hidrograma unitario sintético.
6. Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo, usando relaciones de lluvia-escurrimiento.

Como recomendación fundamental, en algunas obras debe aceptarse un cierto riesgo de que se presente una avenida máxima que provoque algún daño, cuya magnitud debe estar basada en consideraciones cuidadosas de las características de la misma, como son: peligro de pérdida de vidas humanas y materiales, tipo de área que se desee proteger (de cultivo y/o urbana), limitaciones de tipo económico, entre otras (CONAGUA, 2011).

2.4.3. Materiales constitutivos

2.4.3.1. Cuerpo del terraplén

Los suelos aceptables para la construcción del terraplén se definen por la norma EM-1110-2-1913 (USACE, 2000) como “*cualquier tipo de suelo excepto los muy húmedos, suelos de granos finos de alta plasticidad, suelos muy erosionables o suelos altamente orgánicos*”.

La elección del tipo de material es en general una función de la accesibilidad y la proximidad de la zona del proyecto. Los estudios deben determinar el contenido de humedad in situ del banco de materiales. Se debe tener presente que el costo del secado del material en banco puede ser muy alto, en muchos casos superiores a los costos de acarreo de distancias más largas para obtener el material con un contenido de humedad óptimo.

Briaud (2006) encontró que el tamaño de las partículas de suelo controla la erosión en suelos de grano grueso y que la plasticidad influye significativamente en la erosión de granos finos. En base a experimentos de laboratorio realizados sobre distintos suelos, hizo una clasificación del grado de erosionabilidad (Tabla 2.4), según la resistencia al cortante del suelo y la velocidad de flujo del agua (Figura 2.20a y b).

Tabla 2.4 Clasificación del suelo en función del grado de erosionabilidad (Briaud, 2006)

Clasificación	Grado de erosionabilidad	Material
I	Muy alta	a) Arenas finas b) Limos no plásticos
II	Alta	a) Arenas de grano medio b) Limos de baja plasticidad
III	Media	a) Gravass finas b) Arenas gruesas c) Limos de alta plasticidad d) Arcillas de baja plasticidad e) Rocas con juntas (espaciamiento <30 mm)
IV	Baja	a) Gravass gruesas b) Arcilla de alta plasticidad c) Adoquines d) Rocas con juntas (espaciamiento entre 30 y 150 mm)
V	Muy baja	a) Rocas con juntas (espaciamiento entre 150 y 1500 mm) b) Rip-Rap

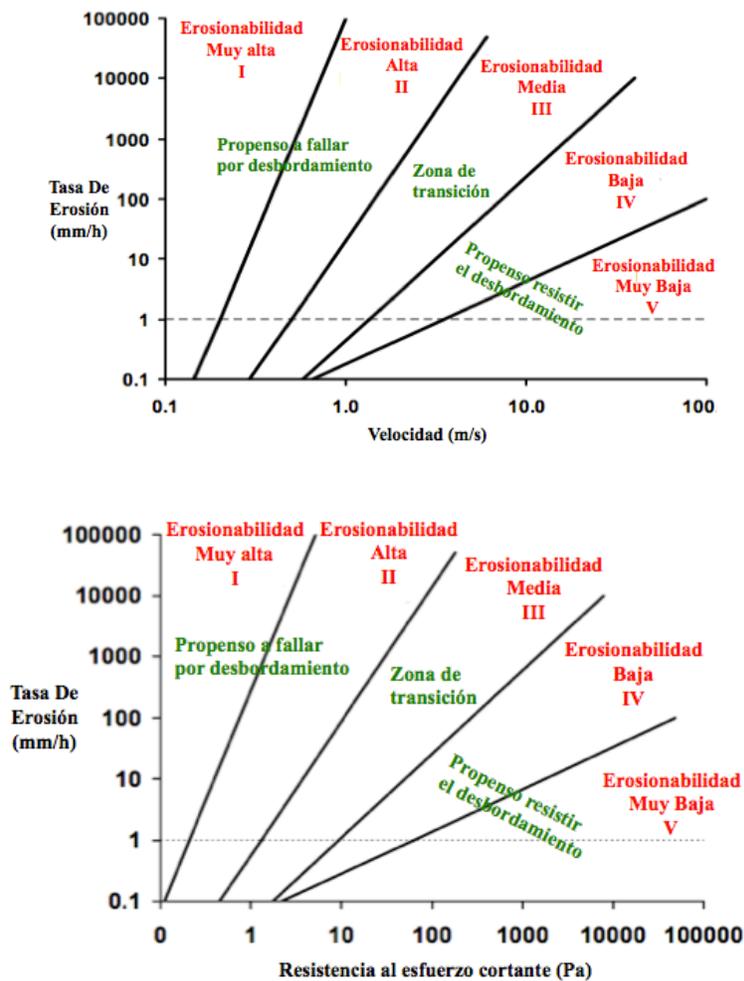


Figura 2.20 Grado de erosionabilidad (Briaud, 2006)

Normalmente, la mayor parte del cuerpo de los bordos son constituidos por materiales arcillosos, por lo que basándonos en la clasificación de la Tabla 2.4, el material “idóneo” es una arcilla de alta plasticidad, sin embargo, es importante tener en cuenta que dichas arcillas sufren de cambios volumétricos debidos al proceso de secado y humedecimiento producidos por las épocas de estiaje y lluvia, respectivamente, lo que puede resultar en agrietamientos transversales y la consecuente falla total del talud. Por lo tanto, Auvinet *et al.*, (2008) recomiendan que para la construcción del terraplén se utilicen arcillas de baja plasticidad.

2.4.3.2. Protecciones marginales

Para proteger al talud del bordo contra los ataques erosivos del agua es necesario la colocación de protecciones marginales tales como el enrocamiento, bolsacreto, colchacreto, tapete flexible, espigones, etc. (Figura 2.21).

La selección del tipo de protección marginal depende de diversos factores tales como la estratigrafía del sitio, velocidad del agua del río, espacio disponible para la protección, socavación de la zona, etc. (CONAGUA, 2011). Ninguna protección es mejor que otra, todas tienen sus ventajas y desventajas. Por ejemplo, el enrocamiento, el tapete flexible y el colchacreto presentan el

inconveniente de transmitir una presión adicional significativo al suelo de cimentación, mientras que los espigones, si no se diseñan correctamente, pueden llegar a erosionar la margen contraria a aquélla en donde fueron colocados.



Figura 2.21 Tipos de protecciones marginales.

Adicionalmente, se debe de colocar un geotextil entre la protección marginal y el talud del terraplén (Figura 2.22) para garantizar la migración de finos y su consecuente erosión local. En el caso particular donde se construyen bordos sobre suelos muy blandos. Se deben de colocar geotextiles de alta resistencia sobre el suelo de cimentación con la finalidad de disminuir los hundimientos diferenciales.



Figura 2.22 Colocación del geotextil entre la protección marginal y el talud del terraplén

Finalmente, se recomienda la revegetación tanto de los taludes interiores del bordo de protección como de la corona (en caso de no ser utilizado como superficie de rodamiento), con el objetivo de prevenir la erosión debida a escurrimientos superficiales provocados por las lluvias. La revegetación se puede llevar a cabo con tapetes de pasto, con plantas nativas de la región cuyas raíces no lleguen a crear canales preferentes de tubificación, o inclusive con productos diseñados especialmente para ello, tales como los geotextiles. En la práctica se ha observado que la revegetación no funciona muy bien con taludes 1V:2H, por este motivo, cuando se vaya a emplear esta solución, los bordos deben tener taludes con mayor pendiente que la anterior (Briaud, 2011).

2.4.4. Procesos constructivos

2.4.4.1. Preparación y tratamiento del suelo de cimentación

La preparación mínima que se le debe dar al suelo de cimentación antes de comenzar la construcción del bordo se define por la norma EM-1110-2-1913 (USACE, 2000) y consiste en: i) limpieza del terreno, ii) remoción de material existente, iii) extracción de la tierra vegetal orgánica iv) eliminación de los desechos obtenidos de los pasos anteriores, iv) mejoramiento de suelos (en caso de ser necesario) y v) construcción de un dentellón (en caso de ser necesario).

Limpieza del terreno. Consiste en limpiar el área entera por debajo del bordo antes de su construcción, eliminando completamente toda la materia que se encuentre por encima de la superficie del suelo y que obstruya en la construcción del terraplén. Esto incluye todos los árboles, troncos caídos, maleza, vegetación, piedras sueltas, estructuras abandonadas, cercas y otros desechos similares.

Remoción del material existente. Consiste en arrancar, dentro de la zona de la cimentación, todos los troncos enterrados, raíces, viejos pilotes, pavimento, desagües, etc. Las raíces u otras intrusiones de más de 38.1mm de diámetro deben ser removidos a una profundidad de 0.91 m por debajo de la superficie del terreno natural. Los huecos causados por las operaciones de arranque deben ser compactados antes y después de rellenarse. El relleno se debe colocar en capas y se debe de compactar a una densidad igual al material adyacente no perturbado. Esto evitará “puntos blandos” en el bordo y proporcionará continuidad a la manta natural.

Extracción de la tierra vegetal orgánica. El propósito es eliminar la vegetación que crece con el tiempo sobre el suelo orgánico. La profundidad de extracción está determinada por las condiciones locales y normalmente varía de 15 a 30 cm. Todo el material extraído adecuado debe ser almacenado para su uso posterior en las laderas, bermas y corona del terraplén.

Eliminación de los desechos obtenidos. Los restos de los materiales de desecho se pueden eliminar mediante la quema en las zonas donde esté permitido, de lo contrario, tienen que ser eliminados de una manera ambientalmente aprobada por las autoridades locales.

Mejoramiento de suelos. Si en la etapa de exploración se detecta que en el suelo de cimentación a lo largo del trazo del bordo existen materiales finos muy compresibles y de baja resistencia, es necesario seleccionar algún método de mejoramiento del suelo, tales como la precarga o inclusiones (Auvinet *et al.*, 2008).

Precargar el suelo fino tiene dos objetivos (Auvinet *et al.*, 2002):

- 1) Acelerar el desarrollo de la consolidación del suelo. Entonces es posible cimentar sobre el mismo sin peligro de asentamientos totales o diferenciales importantes a mediano o largo plazo.
- 2) Aumentar la resistencia al corte no drenada del suelo y por tanto la capacidad de carga del terreno.

Para verificar la eficiencia de la precarga, es necesario medir la evolución de los asentamientos en diferentes puntos y a diferentes profundidades mediante bancos de nivel y placas de asentamientos, verificar la disipación de las presiones de poro dentro del subsuelo durante el proceso y medir el aumento de la resistencia al corte no drenada del suelo al terminar el tratamiento.

Las *inclusiones* son elementos de forma cilíndrica, no conectados con la estructura, que pueden *incluirse* en los estratos del suelo que más contribuyen a los asentamientos, con el objetivo de reducir su compresibilidad y así controlar los hundimientos que se presenten en suelos blandos por efecto de las construcciones y de los abatimientos piezométricos. Una función secundaria, y en ocasiones primaria, puede ser también mejorar la capacidad de carga del suelo (Rodríguez, J & Auvinet, G, 2002). Para su elaboración puede recurrirse a diferentes técnicas tales como el hincado de elementos de concreto prefabricados o de tubos de acero, inyección a baja presión, el jet grouting y perforación previa con relleno de materiales granulares (columnas balastadas) o de una mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas de cal-cemento).

Construcción de un dentellón. Para evitar las filtraciones al nivel de desplante, no solo se recomienda ser generoso con el desplante, sino también la construcción de un dentellón.

2.4.4.2. Control de calidad durante la construcción

Para verificar el comportamiento de los bordos construidos en el pasado, o de aquellos bordos que estén por construirse, se recomienda i) revisar la calidad de la compactación, ii) determinar la permeabilidad e iii) instrumentar los bordos (Auvinet *et al.*, 2008).

Calidad de la compactación. Se sugiere el empleo del Penetrómetro Dinámico Ultraligero “PANDA” (Pénétrómètre Autonome Numérique Dynamique Assisté). El PANDA es un penetrómetro manual que permite realizar ensayos de cono dinámico en suelos con resistencias de hasta 20 ó 30 MPa y profundidad de exploración de hasta 7m. El PANDA funciona hincando en el terreno en estudio una punta cónica conectada a un tren de barras por medio de impactos en la cabeza de las mismas con la ayuda de un martillo de masa estándar (2 kg). La cabeza tiene un sistema automático que permite registrar la velocidad del golpe del martillo y la penetración de la punta. Estos datos se almacenan y procesan automáticamente en una computadora, para obtener en tiempo real la *resistencia de punta*, q_d , en función de la *profundidad*. Para determinar la calidad de la compactación de un bordo por medio de este penetrómetro, se debe alimentar el software especializado del PANDA con datos del material empleado en la construcción del bordo (densidad de sólidos, granulometría, humedad, etc.). A partir de la información anterior, se genera una carta donde aparecen tres zonas de referencia en función de la profundidad (Figura 2.23). Mediante la comparación de esta carta y el registro de resistencia de punta, q_d , obtenido con el PANDA, visualmente se observa si la compactación es buena, no es buena pero es tolerable, o simplemente es inaceptable.

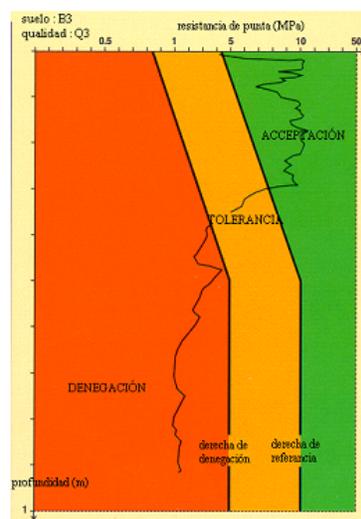


Figura 2.23 Zonas de aceptación o rechazo de la compactación (Auvinet *et al.*, 2008)

El control del contenido de agua de compactación es importante 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 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 inicialmente 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.

Determinar la permeabilidad de los bordos después de su construcción. Resulta importante conocer la permeabilidad de los bordos una vez que fueron construidos. El objetivo es identificar si a través del mismo pudieran presentarse filtraciones significativas. La prueba recomendada es la conocida como el método del permeámetro de pozo: USBR E-19 (USBR, 1974), la cual consiste en determinar el gasto de agua que se infiltra bajo condiciones de flujo establecidas en un pozo sin ademe dentro del cual se mantiene la superficie del agua a elevación constante.

Instrumentar los bordos. La instrumentación de campo tiene como objetivo observar el comportamiento de un bordo, así como verificar los resultados de los análisis de estabilidad realizados. Se recomienda que toda campaña de instrumentación para bordos construidos sobre suelos blandos incluya:

Medición de asentamientos y levantamientos: El control de los asentamientos producidos en la parte superior de un terraplén, así como los levantamientos observados al pie del talud pueden ser medidos por métodos topográficos normales, fijando referencias confiables (clavos, dados de concreto) en la superficie y realizando mediciones periódicamente.

Medición de movimientos horizontales (desplazamientos y deformaciones): Es importante medir este tipo de movimientos debido a que una parte de los asentamientos se debe a los desplazamientos laterales de los estratos compresibles. Además, las fallas de los terraplenes sobre suelos blandos van precedidas de deslizamientos laterales del terreno de cimentación. De esta manera, la magnitud de los movimientos horizontales permite conocer, cualitativamente, lo lejos que se está de una posible falla. La medición de estos movimientos puede llevarse a cabo mediante nivelaciones topográficas, inclinómetros, deformímetros, extensómetros, tubos testigos en sondeos, etc.

Medición de presiones de poro bajo el terraplén: El conocimiento de la evolución de la presión en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática tiene como objetivos principales, determinar las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo, el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén y la resistencia del terreno de cimentación bajo el terraplén, para establecer los cambios en el factor de seguridad. Los instrumentos que permiten medir la presión del agua en el subsuelo son los piezómetros. Como complementos de estos dispositivos se deben instalar tubos de observación del nivel de aguas freáticas.

2.4.5. Comentarios finales

Puesto que los bordos longitudinales en México raramente son verticales (concreto armado o tablaestacas), el periodo de retorno seleccionado, aunque sí nos da el caudal de diseño, no nos da el tirante o nivel de la superficie libre máximo de diseño (CONAGUA, 2011). La geometría del bordo también influye en el tirante. Observe que no se trata de un cálculo estático, en el que escogemos hasta que cota queremos proteger de inundaciones el terreno aledaño al cauce usual y luego colocamos bordos que tengan su corona a dicha altura (más un pequeño bordo libre, más la calculada por asentamientos). Se trata de un cálculo *hidráulico dinámico* (CONAGUA, 2011), en el

que tenemos que asegurar que el caudal de diseño podrá ser conducido sin que el tirante rebasa las coronas de los bordos. Entre más se restrinja el ancho del río, más altos tendrán que ser estos bordos. Entre más plano sea el terreno, la pendiente longitudinal del río menor será la velocidad de flujo posible y más altos requerirán ser los bordos. En el límite, para una pendiente nula, no puede conducirse agua en régimen de flujo uniforme y permanente sino con bordos infinitamente altos. Dado esto, el diseño se convierte en uno iterativo, en el que se establece una inclinación del talud del bordo del lado del río, se calcula la altura que requiere para conducir el gasto de diseño y se verifica la estabilidad del propio talud para diversas condiciones de flujo en el río, desde completamente seco, hasta alcanzando el tirante de diseño.

También se estima la amplitud total del bordo y se verifica que las zonas que se desean proteger de inundación no hayan sido invadidas por el mismo. De no resultar estable o invadir la zona que se desea proteger, se reduce la inclinación del talud y se vuelve a iterar. Por supuesto, también se puede jugar con la separación que el pie del talud tenga de la línea que se considera la margen normal del río. Evidentemente, entre más de la llanura de inundación se deje al río, más pequeños tendrán que ser los bordos, pero más área en planta será ocupada por el río.

La principal desventaja de los bordos marginales es que no resultan un *diseño robusto*³, es decir, no se comportan adecuadamente cuando el gasto en el río rebasa al de diseño, esto para las técnicas de construcción usuales en México, por ejemplo en Japón existen numerosos ejemplos de soluciones de bordos o equivalentes de concreto armado que sí resultan mucho más robustas (como sus barreras costeras contra tsunamis).

En la Figura 2.24 y Figura 2.25 se proporcionan de manera ilustrativa las principales recomendaciones para lograr un diseño robusto a nivel de bordos nuevos longitudinales y perimetrales, respectivamente (Auvinet, et al., 2008).

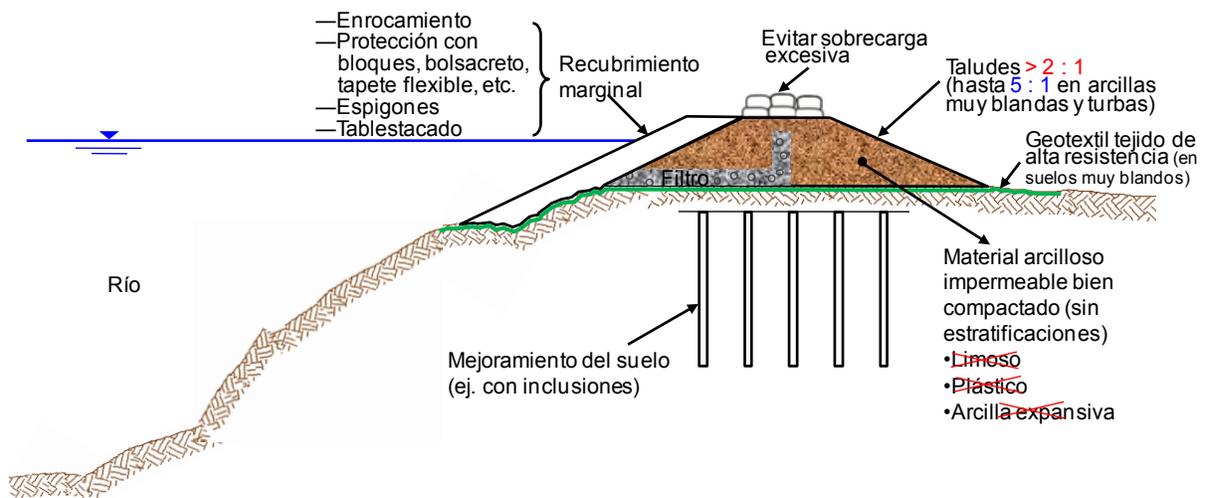


Figura 2.24 Diseño robusto de bordos de protección longitudinales (Auvinet *et al.*, 2008)

³ Un diseño orientado a maximizar la confiabilidad, debe buscar que el diseño quede tan alejado como sea posible de los estados límites de falla y de servicio, para cubrir las incertidumbres existentes. Si se logra lo anterior, el diseño se considera como “robusto” (Auvinet *et al.*, 2008).

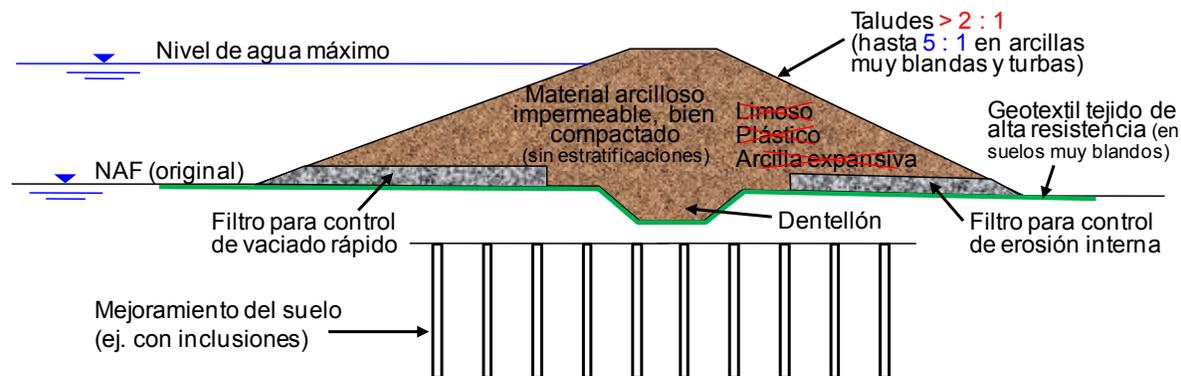


Figura 2.25 Diseño robusto de bordos de protección perimetrales (Auvinet *et al.*, 2008)

El proceso de selección de la mejor solución de rectificación de cauces, requiere de la participación de especialistas experimentados en diferentes áreas como la ingeniería hidráulica, civil, geografía, urbanismo y ecología, entre otros.

La combinación de bordos de protección con otras medidas no es solamente conveniente, sino realmente indispensable. Los bordos en efecto pueden hacer crecer el peligro en el que vive una población una generación después de aquella que (con buena intención) los construyó, mientras hace creer a la misma en su porción aledaña al río que su seguridad está garantizada.

Es importante señalar que conforme se incrementa la magnitud de la obra, se incrementa también la protección deseada, pero también su costo; por tanto, debe existir un tamaño óptimo para el que la suma de los daños por inundación más el costo de la protección sea mínima. Por lo que este análisis debe considerar la estimación de los daños esperados en la situación actual con la relación entre el gasto máximo de las avenidas para poder seleccionar el tamaño óptimo de la obra con la mejor reducción de los daños esperados (CONAGUA, 2011). Una vez escogida la solución óptima, en cuanto a tipo y tamaño de la obra, para la rectificación del cauce, se procede a plantear algunas alternativas de anteproyecto.

CAPÍTULO 3

ESTUDIO DEL FENÓMENO DEL VACIADO RÁPIDO

3.1. ANTECEDENTES

Tanto el talud exterior de los bordos longitudinales localizados en las márgenes de los ríos, lagos y mares, como los espaldones de presas de tierra y enrocamiento, están frecuentemente sometidos a abatimientos repentinos del nivel de agua que modifican las condiciones de equilibrio dentro y fuera de la masa térrea, afectando su estabilidad.

La condición del vaciado rápido se puede presentar cuando i) el nivel del río baja después de una etapa de inundación, ii) el nivel de la reserva desciende repentinamente debido a una abertura (brecha) en el terraplén del bordo, iii) se vacía una presa para su mantenimiento o cuando ésta ha llegado a su nivel máximo de capacidad de almacenamiento, iv) existe un aumento del nivel del mar, etc.

A través de la historia, se han reportado numerosas fallas de taludes sumergidos asociados a las fluctuaciones del nivel de la reserva. Jones *et al.* (1961) investigaron los deslizamientos de tierra que se produjeron en las inmediaciones del lago Roosevelt, en los Estados Unidos, desde 1941 hasta 1953, y encontraron que aproximadamente el 30% de los deslizamientos son resultado de un descenso rápido del nivel de agua. Un estudio más reciente hecho por la ICOLD (1980) indica que de 33 casos de fallas en presas, un tercio se debe al fenómeno del vaciado rápido. Nakamura (1990) reportó que cerca del 60% de los deslizamientos de tierra alrededor de los embalses en Japón se produjeron bajo esta condición. En Perú, se han observado fallas similares en un gran número de bordos a lo largo del río Mantaro (Duncan, Wright & Wong, 1990).

Estos deslizamientos de tierra también han resultado en muertes y grandes pérdidas económicas. Por ejemplo, en China, ocurrió un deslizamiento masivo a lo largo del río Yangtze, cerca de la reserva “Tres Gargantas” ubicada en Qianjiangping, que implicó un movimiento de masas de $2.4 \times 10^7 \text{m}^3$ (Liao *et al.*, 2005). En México, los daños y deslizamientos observados en las márgenes del río Grijalva y Carrizal localizadas en la ciudad de Villahermosa, Tabasco, durante las inundaciones de 1999, 2007 y 2008 son en gran parte atribuidas a dicho fenómeno (Auvinet *et al.*, 2008).

El fenómeno del vaciado rápido es un problema complejo que depende de la geometría del talud, las propiedades de los materiales que lo constituyen (conductividad hidráulica, rigidez y capacidad de almacenamiento, etc.) y de la tasa y velocidad de vaciado. Para que esta condición tenga lugar, no es preciso que ocurra un descenso total del nivel de embalse en un lapso de minutos, ni aún de horas o días; en realidad basta que el agua descienda más aprisa que lo que se disipan los excesos de presión neutral en el cuerpo del terraplén originados precisamente por dicho abatimiento (De la Fuente *et al.*, 2012). Sherard *et al.* (1963) reportaron que en la mayoría de las fallas en presas, el agua únicamente llegó a la mitad de la altura total. Por ejemplo, la Presa Pilarcitos, donde el nivel de agua bajo 10m en más de un mes (Oct. 7 a Nov. 19, 1962) y la presa Walter Bouldin, la cual falló por un vaciado de 27m en 5.5 horas, en febrero de 1975 (Duncan, 1990). Uno de los casos más recientes de falla en presas presentada a causa de un descenso repentino del nivel de agua es el caso de la presa San Luis, en California, la cual estuvo en operación durante 14 años y en 1981 falló

debido al vaciado rápido, donde el nivel del agua bajo de 100 a 50m con una velocidad de vaciado de 0.3m/día (Lawrence Von Thun, 1985).

Con el tiempo, el comportamiento de los taludes sometidos a fluctuaciones del nivel del agua se convirtió en un tema de la atención científica y la investigación. La presa Glen Shira Lower Dam (1961), en el norte de Escocia, es probablemente uno de los casos de mayor controversia y mejor documentado en la historia. La presa fue sometida a un vaciado rápido controlado durante el cual se tomaron medidas de presión de poro (Paton & Semple, 1961). Desai (1971, 1972 y 1977) publicó artículos donde describe experimental y teóricamente estudios realizados en el Waterways Experiment Station para investigar la inestabilidad de los bordos de protección del río Mississippi bajo el fenómeno de vaciado rápido. Jia *et al.* (2009), presentaron un modelo de prueba a grande escala que simuló el comportamiento de un talud arcilloso cimentado sobre un suelo arenoso sometido al aumento y descenso del nivel de agua. Los datos obtenidos bajo condiciones controladas de laboratorio fueron útiles para verificar los métodos de modelización analítica y numérica.

Lo anterior demuestra la importancia de estudiar y entender la estabilidad de aquellos taludes expuestos a cambios bruscos en el nivel de agua exterior, con el fin de asegurar el bienestar de las personas e infraestructuras cercanas a ellos. En este capítulo se presentan algunos conceptos fundamentales del fenómeno del vaciado rápido, así como los métodos de análisis existentes.

3.2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

3.2.1. Condición del vaciado rápido

El vaciado rápido consiste en asumir que inicialmente, el agua se encuentra a cierto nivel de elevación y que ha permanecido a dicho nivel por un tiempo tan largo que se han generado condiciones de flujo establecidas dentro del terraplén. Si de repente, por alguna causa natural o artificial, el nivel de la reserva inicial desciende a un nivel menor más rápido de lo que el agua dentro del cuerpo del bordo puede fluir, se genera una condición de vaciado rápido.

Un descenso en el nivel de agua tiene cuatro efectos: i) una reducción en la presión hidrostática exterior, ii) una variación en la presión de poro en el interior del talud, iii) aumento en la fuerza del peso y iv) concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos en el extremo de aguas arriba del talud.

Para ayudar a entender mejor estos efectos se considera al fenómeno de vaciado en una geometría sencilla (Figura 3.1). La posición del nivel del agua MO (altura H) define las condiciones de contorno iniciales (hidráulicas y de esfuerzo) en el talud CBO (Figura 3.1a). La presión de poro (p_w) es positiva por debajo de la línea de corriente superior (LCS). Por encima de ésta línea, las presiones de poro es negativa y la succión es definida como $s=-p_w$. Un vaciado de intensidad L implicará un nuevo nivel de agua $M'N'O'$ en un tiempo t_{DD} . Esta variación de las condición de contorno implicará: a) un cambio en las condiciones de contorno hidráulicas y b) un cambio en los esfuerzos totales.

Cambio en las condiciones de contorno hidráulicas (Figura 3.1a). El descenso del nivel de agua define una nueva presión hidroestática en el contorno del talud; las presiones del agua sobre el paramento del talud OAB , cambian a una distribución hidroestática $O'A'B$ en la parte inclinada del bordo y a una presión del agua uniforme $p_w=(H-L)\gamma_w$ en la parte horizontal al pie del talud ($M'N'$). Dentro del cuerpo del terraplén se establecerá una nueva línea $p_w=0$ (superficie freática) cuya posición dependerá de las propiedades mecánicas del material (permeabilidad, porosidad, capacidad de almacenamiento y rigidez) y de la velocidad y tasa de vaciado.

En efecto, bajo determinadas condiciones las presiones de poro en la zona afectada pueden mantenerse elevadas después del vaciado (total o parcial) a la vez que desaparece el efecto del peso del agua sobre el paramento del talud. Al mantenerse elevadas las presiones de poro, el aumento de resistencia por aumento de presiones efectivas ocurre más lento. Adicionalmente, al descender el agua una masa del suelo que por lo menos en gran parte estaba en condición sumergida, pasa a estar en condición saturada o cercana, con lo que el peso específico toscamente se duplica, lo que se refleja correspondientemente en el momento motor asociado a cualquier círculo de falla que se estudie.

Cambio en los esfuerzos totales (Figura 3.1b). El cambio de las presiones hidroestáticas en contra de la superficie del talud inducirá un cambio en los esfuerzos totales dentro del terraplén, el talud OB experimentará un alivio de esfuerzo de intensidad $\Delta\sigma=L\gamma_w$ en la parte inferior (BO') y una reducción lineal en la parte superior ($O'O$). La base horizontal CB experimentará una reducción de esfuerzos de valor $L\gamma_w$. La distribución de esfuerzos totales en el interior del talud variará según la condición de contorno. Este cambio inducirá excesos en la presión de poro, y por tanto cambios en las presiones efectivas del suelo. El signo y la intensidad del exceso de presión de poro dependerá del comportamiento constitutivo (esfuerzo-deformación) del esqueleto sólido.

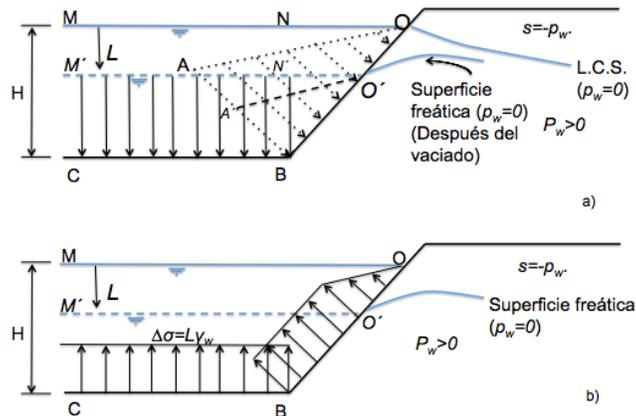


Figura 3.1 Vaciado de altura L . a) Variación de los esfuerzos hidroestáticos actuando sobre el talud; b) variación de los esfuerzos totales aplicados (De la Fuente *et al.*, 2012).

Las presiones de poro resultantes no estarán en equilibrio con las nuevas condiciones de frontera por lo que se desarrollará un régimen transitorio. La velocidad de disipación de las presiones dependerá principalmente de la permeabilidad del material o materiales que constituyan al talud y de la velocidad de vaciado. Si el suelo es altamente permeable y la velocidad de vaciado es relativamente lenta, las presiones de poro se disiparán rápidamente, inclusive, al mismo tiempo que ocurren los cambios en las condiciones de contorno. Esta situación provocaría una condición drenada del talud. En la práctica la velocidad de vaciado varía aleatoriamente por lo que la permeabilidad se convierte en el parámetro dominante para definir el comportamiento del material y las condiciones de análisis (drenado o no-drenado).

En cuanto al cuarto efecto, desde el inicio del vaciado se establecerá un flujo descendente de agua hacia el exterior del terraplén con el fin de alcanzar las condiciones estacionarias, lo que provocará un cambio de dirección en las velocidades de flujo cuya magnitud dependerá de la permeabilidad del material. Al avanzar el proceso del vaciado, se generaran concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba (las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración) lo que facilitará la erosión interna del material del talud y al llegar a las proximidades del embalse, se creará una vía continua para el agua (tubificación).

3.2.2. Modos de vaciado

El fenómeno del vaciado está dividido en tres modos (Desai, 1972, 1977; Griffiths & Lane, 1999; Duncan *et al.* 1990; Lane & Griffiths, 2000; Berilgen, 2007; Huang & Jia, 2009; Luan *et al.* 2010, De la Fuente *et al.*, 2012): i) vaciado *completamente lento*, ii) vaciado *completamente rápido* y iii) vaciado *transitorio*.

En la condición de vaciado completamente lento (Figura 3.2a) el suelo se considera completamente drenado; el nivel de agua en el interior del bordo (superficie freática) iguala al nivel de agua en el exterior (nivel de la reserva o embalse) en cada instante del vaciado, generando condiciones de flujo establecido, por lo que las presiones de poro dentro del cuerpo son hidroestáticas. Asimismo las fuerzas actuantes aumentan al cambiar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a seco

En el modo de vaciado completamente rápido (Figura 3.2c), el suelo se considera completamente no drenado, la superficie freática se mantiene en el nivel inicial de la reserva durante cada instante del abatimiento por lo que de igual manera, las presiones de poro en el interior del cuerpo son consideradas hidroestáticas. Ello corresponde a un análisis no drenado en el que el flujo de agua es despreciable debida a la rápida velocidad de vaciado respecto a la permeabilidad del material. Para estos casos extremos (vaciado completamente lento y rápido) la superficie freática se asume que es horizontal.

En el modo de vaciado transitorio (Figura 3.2b), se genera una superficie freática curvilínea dentro de la estructura de tierra cuya posición depende de la velocidad de vaciado y de las propiedades del material (conductividad hidráulica, porosidad, capacidad de almacenamiento), por lo que las presiones de poro remanentes en el interior del cuerpo son transitorias, es decir, varían en función del tiempo y de la capacidad del suelo para retener agua. Adicionalmente se establece un flujo descendente cuyas fuerzas de filtración se suman a las fuerzas gravitacionales actuantes; además, estas últimas también aumentan al pasar al pasar el peso volumétrico del terraplén de sumergido a saturado.

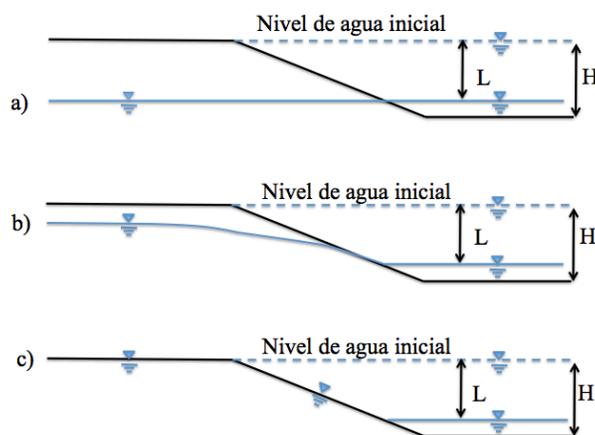


Figura 3.2 Modos de vaciado: a) Vaciado completamente lento, b) Vaciado transitorio y c) Vaciado completamente rápido (Modificado de Berilgen, 2007).

En el capítulo 4 se demostrará que en la mayoría de los casos, analizar la estabilidad de los taludes sumergidos con los modos de vaciado completamente rápido o completamente lento, se subestiman o sobrestiman, respectivamente, los factores de seguridad conforme el nivel de la reserva desciende, por lo tanto, para analizar la estabilidad de los bordos de protección bajo el efecto de dicho fenómeno es necesario realizar un análisis de flujo transitorio.

3.3. MÉTODOS CLÁSICOS DE ANÁLISIS

Terzaghi & Peck (1967) resumieron de problema en estimar las presiones de poro durante el vaciado rápido con las siguientes palabras:

“Para poder determinar las presiones de poro después del vaciado rápido, es necesario conocer los siguientes factores: las fronteras entre los materiales con diferentes propiedades; la permeabilidad y los coeficientes de consolidación de cada uno de esos materiales y anticipar la tasa máxima de vaciado. Adicionalmente, las presiones de poro inducidas por los cambios en los esfuerzos totales....se necesitan tomar en consideración”

La condición de vaciado ha sido analizada desde diferentes enfoques en función de los avances en el campo de la ingeniería geotécnica. Los métodos clásicos de cálculo para determinar la distribución de presiones de poro posterior a dicho fenómeno pueden clasificarse en dos grupos (Duncan & Wright, 2005; Alonso & Pinyol, 2008): i) *métodos de flujo*, adecuados para materiales muy permeables y ii) *métodos de análisis no drenado*, aplicable a materiales de muy baja permeabilidad.

Los métodos incluidos en el primer grupo resuelven el *problema de flujo* de un talud sometido a un cambio en las condiciones de contorno hidráulicas. Con esta metodología se acepta implícitamente que el esqueleto sólido de los materiales involucrados en el vaciado es rígido y los cambios en los esfuerzos totales no tienen ningún efecto. Los trabajos presentados por Reinius (1954) y Cedergren (1967), basados en el análisis de flujo (redes de flujo transitorias), Brownsin (1961) Brahma & Harr (1962), Newlin & Rossier (1967) y Sthepenson (1978), basados en hipótesis ad-hoc, Desai (1972, 1977), Desai & Sherman (1971), Cividini & Gioda (1984), Fredlund *et al.* (2011), mediante análisis de elementos finitos en medio saturado, Neumann (1973), Hromadka & Guymon (1980), Pauls *et al.* (1999) y Auvinet *et al.* (2010), mediante elementos finitos en medio saturado/no saturado y finalmente, Alberro *et al.* (2001) basados en métodos analíticos, pertenecen a este primer grupo. Habitualmente las recomendaciones para materiales relativamente permeables parten de procedimientos numéricos, analíticos o gráficos basados en análisis de flujo. Sin embargo, un análisis de flujo no considera la deformabilidad del suelo que en el caso de materiales blandos juega un importante papel en la velocidad de disipación de las presiones de poro. La rigidez del suelo controla la capacidad de retención del agua del medio poroso. Al igual que la permeabilidad, una mayor rigidez permite mayor velocidad de disipación, por lo tanto, un análisis de puro flujo (*desacoplado*) resulta demasiado conservador.

El segundo enfoque considera únicamente el cambio de presión de poro debido a la descarga de esfuerzos (*problemas mecánicos*) asociada al descenso del nivel del agua. Ello corresponde a un análisis no drenado en el que el flujo de agua es despreciable debida a la rápida velocidad de vaciado respecto a la permeabilidad del material. Se incluyen en este tipo de análisis los trabajos de Skempton (1954), Morgenstern (1963), Corps of Engineers (1970, 2003), Lowe & Karafiht (1960), Svano & Nordal (1987), Wright & Duncan (1987) y más recientemente, Duncan, Wright & Wong (1990), Baker *et al.* (1993) y Lane & Griffiths (2000).

3.3.1. Métodos de flujo

Los métodos de flujo probablemente comenzaron con la contribución de Casagrande (1937), quien desarrolló un procedimiento para encontrar el tiempo requerido para alcanzar una cierta “proporción de drenaje” del talud aguas arriba en presas que tienen un corazón impermeable; asumiendo una línea recta de saturación, logró desarrollar expresiones analíticas.

Posteriormente, Cedergren (1941), desarrolló el método de *redes de flujo transitorias*. El método considera que el vaciado rápido genera en el medio una red de flujo transitoria con una línea superior llamada de abatimiento, de desaturación (Auvinet & López-Acosta, 2010) ó más comúnmente superficie freática, cuya posición cambia con el tiempo. Cedergren propone un método aproximado para determinar el gradiente hidráulico en diferentes puntos de esta superficie freática móvil en función del tiempo, con el cual, siempre que se conozca la permeabilidad y porosidad de un suelo, será posible conocer en forma aproximada el tiempo requerido para pasar de un estado saturado a uno parcialmente saturado por vaciado rápido.

El método requiere del trazo de una red de flujo para cierto número razonable de posiciones intermedias de la línea móvil. Cada posición sucesiva de la línea superior de abatimiento se obtiene desplazando varios puntos de la misma en distancias que son proporcionales al gradiente hidráulico en cada punto. Las redes de flujo intermedias y las formas desarrolladas de las líneas móviles en varias posiciones proporcionan una imagen visual que ayudan a entender la manera en la que el abatimiento se desarrolla en una masa de suelo. En esencia, el método consiste en que para cada instante del vaciado se puede resolver el problema de manera aproximada, tratando cada etapa como en un caso de flujo establecido.

La validez de la técnica de las redes de flujo transitorias ha sido verificada por varios autores a través de modelos de laboratorio con fluidos viscosos (Casagrande & Shannon, 1952), y modelos tipo *Hele-Shaw* (Cedergren, 1948; Todd, 1959). En general, los resultados de los experimentos han demostrado una aproximación adecuada entre la solución teórica y el comportamiento de los modelos (Figura 3.3d y Figura 3.3e). La primera figura, muestra la comparación de las líneas de abatimiento teóricas con las observadas en el experimento para distintos tiempos; la segunda, ilustra los caminos de flujo típicos obtenidos en el modelo en comparación con los teóricos. En la misma figura también se pueden apreciar redes de flujo transitorias típicas para diferentes etapas del drenaje (Figura 3.3a, b y c).

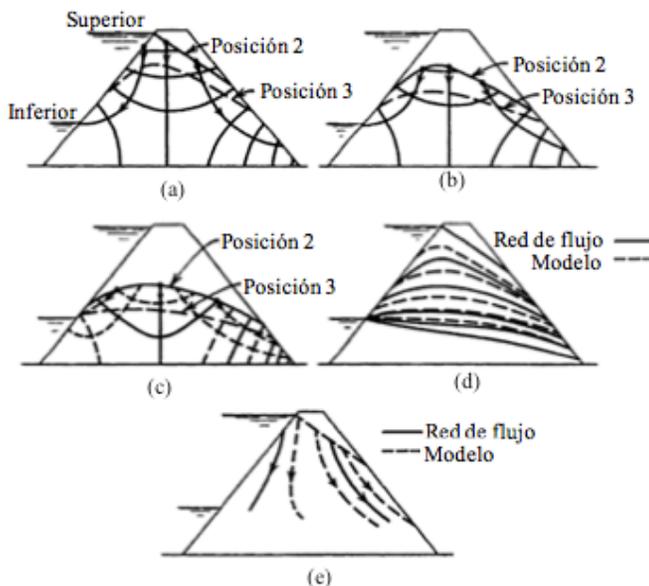


Figura 3.3. Estudio del drenaje en un terraplén o presa homogénea después del vaciado rápido mediante redes de flujo y modelo de fluido viscoso (a) Primera red de flujo; (b) Segunda red de flujo; (c) Tercera red de flujo; (d) Forma de la línea de abatimiento durante el drenaje; (e) Caminos de flujo durante el drenaje (Cedergren, 1989).

Reinus (1954) también demostró el uso de las redes de flujo para resolver problemas de vaciado completamente lento. El autor describe la idea principal del método como sigue:

“La configuración de la red de flujo después de un vaciado completamente lento se determina dividiendo el tiempo en intervalos y asumiendo que el nivel de la reserva es estacionario e igual al valor promedio durante cada intervalo”.

Así mismo, Reinus (1954) calculó factores de seguridad durante el vaciado basados en el método Sueco del círculo de fricción y graficó los resultados en términos de un coeficiente (k/nv), el cual integraba la permeabilidad del suelo (k), la porosidad (n) y la velocidad de vaciado (v). El autor también explicó, en los términos siguientes, la generación de excesos de presión de poros debido al vaciado rápido:

“Cuando el nivel de la reserva desciende a un nivel menor bruscamente los esfuerzos totales disminuyen. Si el suelo no contiene burbujas de aire y el contenido de humedad no cambia, los esfuerzos efectivos en el suelo tampoco cambiarán (siempre que se desprece la compresibilidad del agua), por lo tanto, para que se mantenga el equilibrio, las presiones de poro deben disminuir.”

Un explicación similar se puede encontrar en Terzaghi & Peck (1948). Ejemplos de la construcción de las redes de flujo para condiciones de vaciado se pueden encontrar en el libro de Cedergren (1989).

A partir de los años 60's y 70's se comenzó a analizar el vaciado rápido mediante las técnicas de diferencias finitas y elementos finitos. El mayor problema en ese entonces era predecir la posición de la superficie freática durante el vaciado, por lo que Brahma & Harr (1962) y Sthepenson (1978) se basaron en las hipótesis de Dupuit para su localización y lo implementaron en los análisis. Por su parte, Desai (1972, 1977) resolvió la ecuación de Laplace mediante análisis numéricos de elementos finitos para localizar la superficie freática y analizó la estabilidad de un talud a diferentes velocidades de vaciado considerando las fuerzas de filtración. En sus análisis reportó la existencia de un caso de filtración intermedio (vaciado transitorio), y estimó que la reducción del factor de seguridad después de un abatimiento repentino varía entre el 2 y el 8%. El factor de seguridad se calculó mediante el método de equilibrio límite. Un ejemplo adicional de cómo determinar la superficie freática esta dado por Cividini & Gioda (1984).

En paralelo, la ecuación de flujo de agua en un medio no saturado fue resuelta mediante los métodos de las diferencias finitas y elemento finito (Rubin, 1968; Richards & Chan, 1969; Freeze, 1971; Cooley, 1971; Neumann, 1973; Akai *et al.*, 1979; Hromadka & Guymon, 1980; entre otros). Estas contribuciones hicieron que los métodos numéricos para determinar la superficie freática a través de la ecuación de flujo de agua en un medio saturado se volvieran obsoletas.

Alberro *et al.* (2001) propusieron una solución analítica del problema de flujo transitorio inducido por vaciado rápido. Esta solución admite la existencia de una “superficie libre de escurrimiento” o “línea superior de flujo transitoria” cuya expresión analítica obtuvo por integración de la ecuación diferencial básica no lineal que rige la forma de esta superficie para un flujo transitorio en el plano vertical (x, z) establecida por Polubarinova-Kochina (1962). La ecuación fue resuelta para una superficie libre inicial horizontal y parabólica. La solución proporciona la ordenada de la “superficie libre de escurrimiento” para diferentes tiempos t aplicables al caso de un vaciado rápido. La investigación de Alberro *et al.* (2001) se extiende al estudio del factor de seguridad contra deslizamiento de un talud mojado durante un vaciado rápido mediante análisis límite.

La USACE (2003), en su norma EM 110-2-2300, recomienda un análisis de diseño para suelos de alta permeabilidad basado en términos de esfuerzos efectivos, donde el nivel de agua inicial y final, y sus consecuentes presiones de poro, respectivamente, son determinados con dos análisis separados de flujo estacionario.

Auvinet & López Acosta (2010) demostraron que las redes de flujo transitorias y la solución analítica de Alberro son aplicables solamente al caso de suelos homogéneos e isotrópos. Los autores propusieron una metodología basada en análisis de elementos finitos para calcular las presiones de poro debidas al vaciado rápido y análisis de equilibrio límite para encontrar el factor de seguridad del talud sumergido, ya sea en términos de esfuerzos efectivos o totales (Marsal & Reséndiz, 1975; Noriega, 2005).

En general, los métodos incluidos en este grupo resuelven el *problema de flujo* de un talud sometido a un cambio en las condiciones de contorno hidráulicas. Con esta metodología se acepta implícitamente que el esqueleto sólido de los materiales involucrados en el vaciado es rígido y los cambios en los esfuerzos totales no tienen ningún efecto, lo cual nos lleva a resultados alejados de la realidad ya que la deformabilidad del suelo en el caso de materiales blandos juega un importante papel en la velocidad de disipación de las presiones de poro.

3.3.2. Métodos no drenados

El objetivo principal de los métodos no drenados es determinar las presiones de poro en los materiales impermeables inmediatamente después del vaciado.

Skempton (1954) derivó una expresión para predecir las presiones de poro desarrolladas bajo condiciones no-drenadas antes de que existieran las ecuaciones modernas constitutivas, conocida como la teoría de los coeficientes A y B de presión neutral. Esta teoría tiene por finalidad la determinación de la presión neutral desarrollada en una muestra de arcilla cuando varían los esfuerzos principales totales σ_1 y σ_3 y es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en pruebas no consolidadas-no drenadas. Skempton propuso la siguiente fórmula como medio para la evaluación de la presión de poro:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad \text{Ec. 3.1}$$

En las palabras de Skempton: “*el coeficiente B es un parámetro útil, especialmente en los cálculos de estabilidad que involucran vaciado rápido, y puede ser medido directamente del laboratorio, ya que se requiere únicamente el cambio en el esfuerzo principal mayor.*”

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1+n\frac{c_f}{c_e}} \quad \text{Ec. 3.2}$$

c_e representa la compresibilidad de la estructura del suelo, es decir, la deformación volumétrica unitaria por unidad de presión actuante, c_f es la compresibilidad del conjunto fluido (agua+aire), que ocupa los vacíos del suelo y n es la porosidad de éste. En suelos totalmente saturados c_f es mucho menor que c_e , pues el agua es prácticamente incompresible, por lo que B debe resultar igual a 1. De hecho, la compresibilidad de los minerales que constituyen las partículas de suelo es aproximadamente unas 30 veces inferior a la compresibilidad del agua, por lo cual esta hipótesis está justificada (Lambe & Whitman, 2010). En un suelo totalmente seco c_f es mucho mayor que c_e , pues el aire es mucho más compresible que la estructura del suelo, por lo que B debe resultar muy cercano a cero. En suelos parcialmente saturados, B varía entre cero y uno, dependiendo del grado de saturación.

Bishop (1954, citado por Baker *et al.*, 1993) siguió las recomendaciones de Skempton y asumió que el esfuerzo principal mayor en cualquier punto del talud es el esfuerzo vertical y sugirió $B = 1$ como un valor apropiado en la práctica. Sin embargo, éstas aproximaciones han sido criticadas porque pueden llevar a valores inaceptables de la presión de poro negativa bajo el terraplén (Baker *et al.*, 1993)

Henkel (1960) propone otra expresión para estimar la presión de poro desarrollada en una masa de arcilla al variar el estado de esfuerzos a que se encuentra sometida. Esta expresión tiene la ventaja sobre la de Skempton de que toma en cuenta el valor del esfuerzo principal intermedio (Juárez & Rico, 1963).

Por su parte, Juárez Badillo propuso una teoría que también permite estimar la presión de poro desarrollada dentro de un espécimen en una cámara triaxial (Juárez & Rico, 1963). Esta teoría hace uso de sus dos parámetros que él denomina α y β . La teoría ha sido desarrollada en función de los esfuerzos normal y octaédricos y de un parámetro adicional v , denominado factor de distribución de esfuerzos cortantes, que permite definir el estado de esfuerzos en un punto de la masa del suelo.

Morgenstern (1963) publicó cartas de estabilidad para después de un vaciado rápido en función de relaciones de vaciado (H/L) para diferentes valores de cohesión efectiva (c'), peso volumétrico (γ) y altura del talud (H). Las cartas proveen factores de seguridad basados en mediciones reales de presión de poro en dos presas sujetas a una condición de vaciado (Alcova & Glen Shira) y siguiendo las recomendaciones de Bishop (1954 citado por Baker *et al.*, 1993). También asume que inicialmente, el talud se encuentra completamente sumergido, sin embargo, un talud parcialmente sumergido puede tener un factor de seguridad inicial menor, por lo que puede haber mayor riesgo de falla conforme al vaciado (las cartas de Morgenstern no proporcionan un método directo para analizar estos casos). Otra limitante es que la geometría de la estructura de tierra es sencilla: una presa triangular sobre un suelo de cimentación impermeable.

Lowe & Karafiath (1959) realizaron análisis no-drenados para calcular los factores de seguridad de un talud en condiciones de vaciado rápido. Los análisis son aplicables a materiales relativamente impermeables por lo que no se necesita determinar las presiones de poro después del abatimiento (lo cual es requerimiento para un análisis drenado del tipo realizado por Morgenstern). La idea principal de estos análisis es determinar las resistencias consolidadas no-drenadas (tipo CU) para un estado de esfuerzos en particular justo antes del vaciado. El método desarrollado por los autores sirvió como base de diseño de presas y terraplenes durante muchos años (Marsal & Reséndiz, 1975; USACE, 2003).

Marsal & Reséndiz (1975), establecieron un procedimiento para tomar en cuenta las condiciones de flujo transitorio originadas por el vaciado rápido, basados en los análisis propuestos por Lowe & Karafiath (1959). Los autores hacen distinción entre dos tipos de materiales para el análisis: a) materiales finos (limos o arcillosos), en que los cambios de esfuerzos cortantes producidos por el vaciado inducen presiones de poro (positivos o negativos) y b) materiales granulares gruesos (arenas, gravas o enrocamientos), cuya permeabilidad relativamente alta impide que los cambios de esfuerzo cortante induzcan presiones de poro transitorias. A su vez, discuten por separado casos correspondientes a tres grados de permeabilidad de la cubierta granular exterior: i) material granular limpio de permeabilidad relativamente baja ($k < 10^{-3}$ cm/s), ii) cubierta de material relativamente permeable ($10^{-1} < k < 10^{-3}$ cm/s) y cubierta de material muy permeable ($k > 10^{-1}$ cm/s). Cada caso particular puede ser resuelto en términos de esfuerzos totales o efectivos (Marsal & Reséndiz, 1975, Noriega, 2005).

En caso de que el análisis de estabilidad ante vaciado rápido se hiciera en términos de esfuerzos efectivos, la presión de poro en la base de una dovela contenida en un suelo fino, en cualquiera de los tres grados de permeabilidad anteriormente mencionados, se determinará mediante la expresión:

$$u = u_0 + B(\Delta\sigma) \quad \text{Ec. 3.3}$$

en que u_0 es la presión de poro en la base de la dovela antes del vaciado rápido, B es el coeficiente de presión de poro de Skempton, y $\Delta\sigma$ es el incremento de esfuerzo vertical total en la base de la dovela.

Lane & Griffiths (2000) resolvieron un caso similar al de Morgenstern (1963), en términos de geometría, pero el análisis de estabilidad fue calculado por el método de reducción de resistencia (*phi-c*) construido en un programa de elemento finito. Los autores no resuelven ninguna ecuación de flujo de agua en su programa y tampoco es claro como determinan las presiones de poro inducidas por la descarga en los esfuerzos totales. Sin embargo, los resultados obtenidos prácticamente coinciden con los que se presentan en las cartas de estabilidad de Morgenstern.

En el manual de diseño de la USACE (2003), en su norma EM 110-2-1902, se presentan dos métodos diferentes para calcular la estabilidad de un talud poco permeable bajo condiciones de vaciado rápido:

El primer método fue presentado en una versión antigua del manual (USACE, 1970), referido como el “Corps of Engineer’s 1970 procedure.” Este procedimiento involucra dos etapas de cálculo de estabilidad para cada superficie de falla supuesta:

- i. La primera etapa se realiza antes del vaciado rápido con el propósito de obtener los esfuerzos efectivos actuantes en la base de cada dovela a lo largo de la superficie de falla crítica, para que en base a estos esfuerzos de consolidación se obtengan los parámetros de resistencia consolidados no-drenados (tipo CU) que existirán durante el vaciado.
- ii. Con estos parámetros de resistencia (tipo CU) se realizará la segunda etapa de cálculos. Los factores de seguridad obtenidos de esta última es el factor de seguridad para la condición de vaciado rápido.

El segundo método fue desarrollado por Lowe & Karafiath (1959), modificado por Wright & Duncan (1987) y Duncan, Wright & Wong (1990) y es comúnmente referido como “3-stage Duncan total stress analysis”. Este procedimiento utiliza una combinación de resultados con resistencias drenadas (CD) y consolidadas no-drenadas (CU) para estimar el peor escenario que el fenómeno pueda representar, con el fin de obtener un diseño conservador. Involucra de 2 a 3 cálculos separados de estabilidad para cada superficie de falla supuesta:

- i. La primera etapa de cálculo es la misma que en el “Corps of Engineer ‘1970 procedure.”
- ii. En la segunda etapa también se obtienen las resistencias no-drenadas en base a los esfuerzos efectivos calculados de la primera etapa, pero con un procedimiento diferente al primer método.
- iii. Posteriormente se evalúa la resistencia drenada para cada dovela dentro de la superficie de falla crítica. Si esta es menor a la resistencia no-drenada en alguna de las dovelas, se realiza la tercera etapa de cálculo, utilizando la resistencia más desfavorable correspondiente a cada dovela.

El “Corps of Engineer ‘1970 procedure” es inherentemente conservador, ya que subestima las resistencias no-drenadas. El procedimiento renovado por Duncan, Wright & Wong (1990) proporciona factores de seguridad del orden del 8 al 10% mayores (USACE, 2003), sin embargo está sujeta a las siguientes limitaciones (Kerkes *et al.*, 2003; Fredlund *et al.*, 2011):

- No se toma en cuenta en el procedimiento el tiempo durante el cual se produce el vaciado rápido.
- El método supone que una prueba de laboratorio consolidada no-drenada representa la condición limitante a lo largo de la toda superficie de deslizamiento crítica. Sin embargo, Kerkes *et al.*, (2003) encontraron que un valor único de resistencia al corte no-drenada es inadecuado para evaluar dicha superficie de deslizamiento.
- La determinación de un valor apropiado para la resistencia al esfuerzo cortante no-drenada puede ser complicado.
- La localización de la superficie de deslizamiento crítica se supone profunda y que no cambia durante el proceso del vaciado rápido

Finalmente, Fredlund *et al.*, (2011) hicieron una comparación entre la metodología de los esfuerzos totales de Duncan, Wright & Wong (1990) con un análisis de esfuerzos efectivos acoplado de flujo transitorio en medio saturado/no saturado y de estabilidad utilizando métodos tradicionales de equilibrio límite. El objetivo principal de su investigación fue comparar la solución de los problemas en términos de esfuerzos efectivos y totales. Los autores llegaron a las siguientes conclusiones:

- La principal diferencia entre ambos métodos es la consideración de las presiones transitorias en los análisis de estabilidad del talud.
- En el caso de un terraplén con diferentes capas de permeabilidad el impacto de un vaciado rápido puede variar significativamente en base a la conductividad hidráulica de cada material. Un análisis de esfuerzos efectivos acoplado puede brindar más información sobre el comportamiento y rendimiento de esta estructura de tierra.
- El método de Duncan, Wright & Wong (1990) es conservador en comparación a los análisis acoplados en términos de esfuerzos efectivos

1.3.2.1. Discusión sobre el método de esfuerzos totales y efectivos en los análisis de estabilidad de taludes bajo condiciones de vaciado rápido

Existe una idea errónea de que el análisis en términos de esfuerzos efectivos es únicamente apropiado para condiciones a largo plazo, y dado que la condición del vaciado rápido es a corto plazo, debe ser analizada con parámetros de resistencia no-drenados. De hecho, el método de esfuerzos efectivos se puede aplicar en ambas condiciones. La dificultad está en determinar las presiones de poro que toman lugar durante el abatimiento. A menudo se asume que esta dificultad puede evitarse mediante el uso de los parámetros de resistencia al corte no-drenados y aplicando el método de los esfuerzos totales, sin embargo, este enfoque no es tan sencillo como se plantea.

Con el fin de obtener el parámetro de resistencia no-drenada para la condición del vaciado rápido, primero se debe dejar que la muestra de suelo alcance el estado de equilibrio que existe en el talud antes del abatimiento (esfuerzos de consolidación). Durante el vaciado, el estado de esfuerzos del

suelo va a cambiar a lo largo del talud en respuesta a la descarga que se producirá como resultado del descenso del nivel del agua, por lo que la prueba de laboratorio debe reproducir en la muestra el mismo cambio en los esfuerzos. Si estas condiciones de carga se aplican correctamente en el laboratorio, de acuerdo con el principio de la resistencia no-drenada (Bishop & Edin, 1950; Whitman, 1960), se producirá el mismo cambio en las presiones de poro que se obtendrían en el campo y todo esto se verá reflejado en la resistencia al esfuerzo cortante no-drenado. Por desgracia, un factor que complica el análisis es que en el campo, antes y durante el vaciado rápido, tanto el estado de esfuerzos inicial como la presión de poro, varían a lo largo del talud. En consecuencia, no es apropiado obtener un único valor de la resistencia al esfuerzo cortante no-drenado para todo el talud (Kerkes, *et al.*, 2003)

Otro error muy frecuente en este tipo de análisis es utilizar un valor incorrecto de la resistencia no-drenada. Por ejemplo, las arcillas sobreconsolidadas o las arenas muy compactas a menudo presentan valores muy altos de resistencia al corte no-drenada en comparación con la resistencia drenada del material, debido a que tienden a aumentar su volumen como resultado de la fuerza cortante aplicada durante la carga y en consecuencia habrá una reducción en las presiones de poro que resultan en un aumento de los esfuerzos efectivos. Estos parámetros dan una falsa sensación de confianza en la fortaleza de la estructura a largo plazo que a menudo terminan en fallas catastróficas (Kerkes *et al.*, 2003).

Es claro así que la determinación de un valor apropiado de la resistencia al corte no-drenada requerido en un análisis en términos de esfuerzos totales para condiciones de vaciado rápido no es una tarea fácil, inclusive puede llegar a ser más complicado que realizar un análisis con el método de los esfuerzos efectivos.

Una de las ventajas del método de los esfuerzos efectivos es que las componentes claves del análisis se pueden considerar individualmente. Sin embargo, al igual que en un análisis con el método de los esfuerzos totales, la selección de los parámetros de resistencia drenados adecuados es fundamental. Por ejemplo, existe evidencia que indican que repetidas ocurrencias del vaciado rápido constituyen una condición de carga cíclica que puede reducir potencialmente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a largo plazo (Kerkes *et al.*, 2003). Similares observaciones fueron hechas por Stark & Duncan (1991) y Lawrence Von Thun (1985), en su revisión de un deslizamiento que se produjo en el talud aguas arriba de la presa de San Luis, en California. Los autores llegaron a la conclusión que la falla se debió a la reducción de la resistencia al corte que se produjo cuando primero, el terraplén arcilloso de alta plasticidad se suavizó al mojarse, después, se sometió a cargas cíclicas asociadas a fluctuaciones del nivel de la reserva durante un periodo de 14 años. En consecuencia, se desarrolló una condición residual sobre el talud aguas arriba que ocasionó la falla total de la presa.

La principal razón por la cual el método de los esfuerzos totales es atractivo para la mayoría de los diseñadores es la idea de evitar el tema de la distribución de la presión de poros asociados con el vaciado rápido, independientemente de los excesos de presión de poros que pudieran surgir como consecuencia de los cambios en los esfuerzos totales. Sin embargo, con la llegada de los métodos numéricos computarizados, este problema no necesita ser tan intimidante como solía ser.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA PROPUESTA: ANÁLISIS ACOPLADOS DE FLUJO TRANSITORIO-DEFORMACIÓN Y ESTABILIDAD

4.1 ANTECEDENTES

En la práctica, las hipótesis de partida de los métodos clásicos de análisis para determinar las presiones de poro después de un vaciado rápido (método *de flujo y no drenado*) se alejan de la realidad y pueden llevar a soluciones erróneas que afecten significativamente los cálculos de estabilidad. El abatimiento del nivel del agua implica que el suelo evolucione progresivamente de un estado sumergido a saturado y posteriormente a un estado parcialmente saturado. La distribución de las presiones de poro en el interior del bordo dependerá de las propiedades de los suelos parcialmente saturados, y en particular de la capacidad de retener agua del suelo, por lo que al realizar un *análisis de esfuerzos efectivos* acoplando los *análisis de flujo transitorio-deformación (incluyendo consolidación)* en medio saturado/no saturado es posible conocer la variación de las presiones de poro transitorias durante el vaciado y los cambios en los excesos de presión de poro debido al cambio en los esfuerzos totales que toman lugar con la deformación y las condiciones de contorno. Se incluyen en este tipo de análisis los trabajos hechos por Berilgen (2007), Alonso *et al.* (2008), Bergholz *et al.*, (2009), Luan *et al.* (2010) y Galavi (2010). En la Tabla 4.1 se presenta una comparación entre los métodos de análisis clásicos y acoplados.

Tabla 4.1 Comparación entre los métodos de análisis (Modificado de De la Fuente *et al.*, 2012)

Método	Comportamiento	Tipo de análisis	Presiones de poro consideradas en los cálculos	1	2	3	4
De flujo	Drenado	Esfuerzos efectivos	$p_{filtraciones}$	X	---	---	X
No drenados	No drenado	Esfuerzos efectivos y totales	p_{exceso}	---	X	---	---
Acoplados	Drenado/No drenado	Esfuerzos efectivos	$p_{filtraciones} + p_{exceso}$	X	X	X	X

1. Problemas de flujo
2. Problemas de deformación (mecánicos)
3. Disipación de la presión de poro generada paralela a su generación (análisis de consolidación)
4. Interacción suelo saturado/no saturado (no todos los métodos de flujo consideran este caso).

4.2 DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PROPUESTA

El análisis de estabilidad de un bordo de protección sujeto a una condición de vaciado rápido requiere la consideración de dos efectos:

- 1) Cambios en los esfuerzos totales debido a cargas externas, como la presión hidrostática o las sobrecargas (p. ej. protecciones marginales, costales de arena, sobre-elevación del bordo, etc.)
- 2) Fuerzas de filtración debidas al flujo transitorio de agua.

De acuerdo con el principio de Terzaghi (1943), el incremento de esfuerzos totales en un suelo saturado es igual a la suma del esfuerzo efectivo más la presión de poro:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta p_w \quad \text{Ec. 4.1}$$

, donde $\Delta\sigma$ es el cambio en los esfuerzos totales, $\Delta\sigma'$ es el cambio en los esfuerzos efectivos y Δp_w es el cambio en las presiones de poro activas, el cual a su vez está compuesto por las presiones hidroestáticas, presiones de filtración debido al flujo del agua y los excesos de presión de poro debidos a los cambios en los esfuerzos totales. Por ejemplo, el cambio en la presión de poro debido a un vaciado rápido en el punto A de la Figura 4.1 es:

$$\Delta p_w = \Delta p_{filtraciones} + \Delta p_{exceso} \quad \text{Ec. 4.2}$$

, donde $\Delta p_{filtraciones}$, que son los cambios de presión debidos a las filtraciones en el dominio del flujo y Δp_{exceso} , que son los excesos de presión de poro debido a los cambios en los esfuerzos totales.

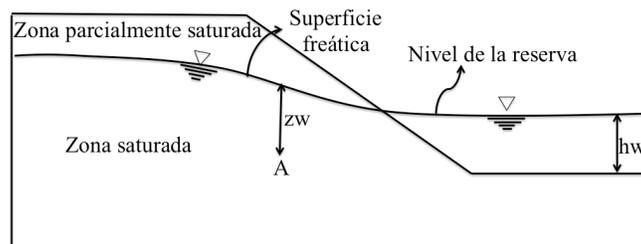


Figura 4.1 Dominio de flujo y superficie freática en un talud (Modificado de Berilgen, 2007)

La presión de poro debida a las filtraciones se determina con un análisis de filtración o flujo de agua. Si el dominio de flujo contiene una superficie freática que cambia en función del tiempo, el problema se convierte en uno de *flujo transitorio*. El exceso de la presión de poro debido a los cambios en los esfuerzos totales se calcula con un análisis de *esfuerzo-deformación*. Dicha presión no es estacionaria y también cambia con el tiempo (disminuye o se incrementa); por lo tanto, igualmente es un problema que requiere evaluarse en función del tiempo. Adicionalmente, durante el vaciado la disipación de la presión de poro remanente (*consolidación*) puede ocurrir dependiendo de las propiedades del material, de la velocidad y tasa de vaciado. Consecuentemente, para evaluar la estabilidad de cualquier estructura de tierra sometida al fenómeno de vaciado rápido se requiere el acoplamiento de los siguientes análisis:

- i) Análisis transitorio de filtración.
- ii) Análisis de deformación.
- iii) Análisis de consolidación.
- iv) Análisis de estabilidad.

En la actualidad, los métodos de solución mayormente empleados son los métodos numéricos, especialmente el método de elementos finitos (MEF), ya que permiten acoplar los análisis previos mediante un proceso iterativo y calcular la seguridad del talud para cada instante deseado del abatimiento ($\Delta t=0 \rightarrow \infty$). La metodología anterior, es la que se aplica en los análisis efectuados en este estudio, con un modelo de deformación 2D y utilizando los programas de elementos finitos PLAXFLOW (Delft University of Technology, 2008) para los análisis de infiltración y PLAXIS (Delft University of Technology, 2008) para los análisis de deformación, consolidación y estabilidad, como se explica a continuación.

4.2.1 Análisis de filtración

El estado estacionario se define como un análisis en el que la carga hidráulica y el coeficiente de permeabilidad en cualquier punto de la masa del suelo permanecen constantes con respecto al tiempo (situación de flujo de agua cuando el tiempo tiende a infinito). En contraste, en los análisis transitorios la carga hidráulica (y posiblemente el coeficiente de permeabilidad) sí cambia con respecto al tiempo. Dichos cambios son, por lo general, con respecto a un cambio en las condiciones de contorno. Por tanto, el primer paso para simular el comportamiento del talud de un bordo de protección sujeto a condiciones de vaciado rápido, es realizar un análisis transitorio de flujo de agua que permita conocer la variación con el tiempo de la superficie freática dentro del terraplén y por tanto la presión de poro inducida por la filtración durante el vaciado.

La ecuación diferencial que gobierna el flujo transitorio de agua está dada por la siguiente expresión:

$$k_x \frac{\partial q_x}{\partial x} + k_y \frac{\partial q_y}{\partial y} + c \frac{\partial \phi}{\partial t} = Q \quad \text{Ec. 4.3}$$

, donde

Q es el gasto proporcionado por una eventual fuente, c es la capacidad específica (también conocida como capacidad de almacenamiento o de retención de agua) y ϕ es la carga hidráulica.

La parte transitoria de la Ec. 4.3 relaciona el cambio en la carga de presión con el cambio en el contenido de agua volumétrico mediante la capacidad específica. Contrario a un flujo saturado, la capacidad y la permeabilidad específica del suelo dependen del contenido de agua y de la presión matricial (kPa) o carga de presión (m), cuya relación se conoce como *curva característica* (también llamada *curva de retención de agua*).

La capacidad específica está en función de la capacidad específica saturada c_{sat} , la porosidad del suelo n , y la carga de presión efectiva $S(\phi_p)$:

$$c = c_{sat} + n \frac{\partial S(\phi_p)}{\partial \phi_p} \quad \text{Ec. 4.4}$$

La permeabilidad específica es función de la permeabilidad relativa y la permeabilidad saturada:

$$k = k_{rel}(S)k_{sat} \quad \text{Ec. 4.5}$$

La carga de presión efectiva $S(\phi_p)$ se obtiene con el modelo matemático de Van Genuchten (1980):

$$S(\phi_p) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res}) \left(1 + (g_a |\phi_p|)^{g_n} \right)^{\frac{1-g_n}{g_n}} \quad \text{Ec. 4.6}$$

, donde

S_{res} es el grado de saturación residual, el cual describe la parte del fluido remanente en los poros del suelo aún a valores de succión altos

S_{sat} es el grado de saturación inicial del suelo

g_a y g_n son parámetros de ajuste de la curva característica

Como alternativa al modelo de Van Genuchten (1980), PLAXFLOW presenta la opción de un *modelo aproximado*. De acuerdo con este modelo, la saturación se relaciona con la carga de presión de la siguiente manera:

$$S(\phi_p) = \begin{cases} 1 & \text{si } \phi_p \geq 0 \\ 1 + \frac{\phi_p}{|\phi_{ps}|} & \text{si } \phi_{ps} < \phi_p < 0 \\ 0 & \text{si } \phi_p \leq \phi_{ps} \end{cases} \quad \text{Ec. 4.7}$$

, donde ϕ_{ps} es la carga de presión que especifica la extensión de la zona no saturada bajo condiciones hidrostáticas. Debajo de este valor, la carga de presión específica se asume igual a cero.

4.2.1.1 Formulación del elemento finito

Las ecuaciones utilizadas en el MEF para realizar un análisis transitorio de filtración se obtienen a partir de un análisis variacional de la Ec. 4.3. A nivel global, las contribuciones de todos los elementos se suman y las condiciones de frontera se establecen. El resultado es un sistema de n ecuaciones con n incógnitas:

$$\{Q\} = [K]\{\phi\} + [C] \frac{\partial\{\phi\}}{\partial t} \quad \text{Ec. 4.8}$$

, donde

$[K]$ es la matriz global de flujo establecido, $\{\phi\}$ es el vector de la carga hidráulica para cada elemento y $[C]$ es la matriz global del flujo transitorio y $\{Q\}$ es el vector de las descargas prescritas dadas por las condiciones de frontera.

Los componentes de la matrices globales se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$[K] = \int k_{rel} [B]^T [R] [B] dV \quad \text{y} \quad [C] = \int [N]^T c [N] dV \quad \text{Ec. 4.9}$$

, donde

$\{N\}$ es el vector de funciones de interpolación; $[B]$ es la matriz que contiene las derivadas espaciales de las funciones de interpolación y representa al gradiente hidráulico; $[R]$ es el vector de las permeabilidades.

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial\{N\}}{\partial x} \\ \frac{\partial\{N\}}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad [R] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 4.10}$$

4.2.2 Análisis de deformación

La versión del PLAXIS (2008) hace distinción entre la presión de poro debida a las filtraciones y el exceso de presión de poro generado por las deformaciones (Ec. 4.2). Las presiones de poro debida a las filtraciones se consideran como datos de entrada, es decir, generados a partir de los niveles freáticos calculados en el análisis de filtración, mientras que el exceso de presión de poro se genera debido a la deformación volumétrica que ocurren durante los cálculos de esfuerzo-deformación o durante un análisis de consolidación. Esto permite la determinación de esfuerzos efectivos en condiciones no-drenadas con parámetros de entrada efectivos (Ver Anexo 2).

Las ecuaciones básicas que gobiernan la deformación estática de un cuerpo de suelo se formulan en el marco de la mecánica de medios continuos. Las ecuaciones de equilibrio para un medio poroso saturado son:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial p_w}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial p_w}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial p_w}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + Z &= 0 \end{aligned} \quad \text{Ec. 4.11}$$

, donde

$\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ son los esfuerzos efectivos normales, p_w es la presión de poro activa, $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ son los esfuerzos cortantes, X, Y, Z son las fuerzas externas por unidad de volumen y x, y, z son las direcciones de los ejes.

Por otro lado, las ecuaciones que gobiernan la relación cinemática (deformación-desplazamiento) son:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \quad \text{Ec. 4.12}$$

La ecuación 4.12 puede ser reescrita en su forma más simple, como:

$$\{\varepsilon\} = [L]\{u\} \quad \text{Ec. 4.13}$$

, donde $[L]$ es la matriz del operador diferencial $\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z}$

Para relacionar los esfuerzos efectivos elásticos con las deformaciones elásticas, se utiliza la ley de Hooke en su forma simplificada:

$$[\sigma'] = [M][\varepsilon] \quad \text{Ec. 4.14}$$

, donde $[M]$ es la matriz del módulo de rigidez. La ley de Hooke se puede reescribir de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 4.15}$$

, donde E es el módulo de Young y ν' es la relación de Poisson.

Si se considera que el agua no es incompresible y, por tanto, se acepta cierto cambio de volumen, entonces el incremento de la deformación volumétrica del suelo $\Delta\varepsilon_v$ puede estimarse a partir de la porosidad del mismo n y del módulo de rigidez volumétrica del agua K_w , como:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{n}{K_w} \Delta p_{exceso} \quad \text{Ec. 4.16}$$

Por tanto, el exceso de presión de poro Δp_{exceso} puede estimarse en función de las deformaciones elásticas, como:

$$\Delta p_{exceso} = \frac{K_w}{n} (\varepsilon_{xx}^e + \varepsilon_{yy}^e + \varepsilon_{zz}^e) = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v \quad \text{Ec. 4.17}$$

, donde

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(\nu_u - \nu')}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} K' = 300 \frac{(0.495 - \nu')}{(1 + \nu')} K' > 30K' \quad \text{Ec. 4.18}$$

, donde K' es el módulo de rigidez del suelo y está dado por la siguiente ecuación:

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad \text{Ec. 4.19}$$

Para calcular la presión de poro inducida por los esfuerzos y deformaciones lo más realista posible, se recomienda utilizar un modelo avanzado elasto-plástico no lineal ya que dividen a las deformaciones totales en deformaciones elásticas y plásticas (Ver Anexo 1), por lo que la Ec. 4.14 se puede reformular de la siguiente manera:

$$\{\sigma'\} = [M]\{\varepsilon - \varepsilon^p\} \quad \text{Ec. 4.20}$$

La combinación de las Ecs. 4.11, 4.13 y 4.14 da una ecuación diferencial parcial de 2° orden en términos de los desplazamientos. PLAXIS (2008) reformula dicha ecuación con el teorema de Garlekin y aplica el teorema de Green para la integración parcial de la misma, obteniendo como resultado:

$$\int \delta[\varepsilon]^T [\sigma']_i dV = \int \delta[u]^T \{p\}_i dV + \int \delta[u]^T t_i dS - \int \delta[\varepsilon]^T [\sigma']_{i-1} dV \quad \text{Ec. 4.21}$$

, donde

$\{\varepsilon\}^T$ es la matriz transpuesta de las componentes de la deformación
 $\{\sigma'\}_i$ es la matriz del estado actual, desconocido, de los esfuerzos efectivos
 $\{u\}^T$ es la matriz transpuesta de la variación cinematicamente admisible de los desplazamientos
 $\{p\}_i$, es el vector de los tres componentes de las fuerzas externas
 t_i es el vector de los tres componentes de la tracción límite
 $\{\sigma'\}_{i-1}$ es la matriz del estado previo, conocido, de los esfuerzos efectivos
 dV y dS es la integración con respecto al volumen y superficie del elemento, respectivamente.

4.2.2.1 Formulación del elemento finito

De acuerdo con el método de elementos finitos (MEF) un medio continuo se discretiza en una malla con cierto número de elementos triangulares. Cada elemento se compone de un número de nodos (Figura 4.2a) y es en ellos donde se calculan los desplazamientos. Asimismo dentro del elemento existen puntos de esfuerzos (puntos de Gauss) que son independientes de los nodos y es donde se calculan los esfuerzos (Figura 4.1b).

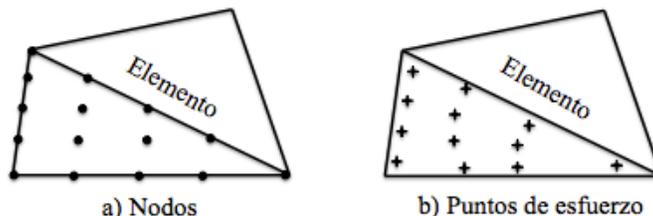


Figura 4.2 Elemento de suelo con 15 nodos: a) posición de los nodos y b) posición de los puntos de esfuerzo (Modificado de PLAXIS, 2008).

Cada nodo tiene un número de grados de libertad que corresponden a los valores discretos de las incógnitas en el problema de contorno que hay que resolver. En cada elemento el vector de desplazamientos $\{u\}$ se obtiene de los valores de la discretización nodal en un vector $\{v\}$ utilizando funciones de interpolación ensambladas en la matriz $[N]$.

$$\{u\} = [N]\{v\} \quad \text{Ec. 4.22}$$

Sustituyendo la Ec. 4.22 en la Ec. 4.13 obtenemos:

$$\{\varepsilon\} = [L][N]\{v\} = [B]\{v\} \quad \text{Ec. 4.23}$$

, donde $[B]$ es la matriz de interpolación de deformaciones.

En base a lo anterior, la Ec. 4.21 puede ser ahora reformulada en forma discretizada como sigue:

$$\int [B]^T \Delta\{\sigma\}_i dV = \int [N]^T \Delta\{f\}_i dV + \int [N]^T \Delta\{t\}_i dS + \{r_0\} \quad \text{Ec. 4.24}$$

, donde $\Delta\{\sigma\}_i$ es el incremento de los esfuerzos totales con respecto al tiempo $\Delta\{\sigma\}_i = \int \sigma dt$

La Ec. 4.24 es la condición de equilibrio en forma discretizada. Los dos primeros términos de la derecha representan a el vector de fuerzas externas, y el último término representa la reacción interna (vector) del paso anterior.

Al sustituir la Ec. 4.21 en la Ec. 4.24 se obtiene la matriz de rigidez de cada elemento en su forma más simple (respuesta elástico-lineal):

$$[K] = \int [B]^T [M] [B] dV \quad \text{Ec. 4.25}$$

La matriz de rigideces, de todo el arreglo, se obtiene con la simple superposición de los coeficientes de rigidez de los elementos individuales.

4.2.3 Análisis de consolidación

Durante el vaciado, la disipación de la presión de poro inducida por el cambio en los esfuerzos (consolidación) ocurrirá simultáneamente a su generación. Para tomar en cuenta la deformación del suelo con respecto al tiempo, es necesario acoplar las ecuaciones que gobiernan la deformación del suelo (ecuaciones de equilibrio) con las ecuaciones que gobiernan el flujo de agua a través de un medio poroso debido a una carga (ecuación de la continuidad). Para ello, se requiere la solución de la ecuación de consolidación acoplada de la teoría de Biot (1956), la cual parte del siguiente planteamiento:

La cantidad de agua dentro de un volumen de suelo es igual a $\gamma_w n S_r$. De acuerdo con el principio de conservación de masa, la cantidad de agua que fluye fuera del volumen del suelo es igual al cambio en la concentración de la masa del suelo (deformación volumétrica). Dicho flujo a través de un medio poroso puede ser descrito por la ley de Darcy, por tanto, la expresión de continuidad para un suelo saturado que toma en cuenta la deformación del suelo está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{\partial(n)}{\partial t} + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \quad \text{Ec. 4.26}$$

De la expresión anterior se puede concluir lo siguiente: el cambio en la deformación volumétrica depende de los cambios en los esfuerzos efectivos, que a su vez, dependen de los cambios en la presión de poro. Por lo tanto, los problemas de flujo y mecánicos interactúan y tienen que ser resueltos simultáneamente.

4.2.3.1 Formulación del elemento finito.

Para aplicar la aproximación del elemento finito se utiliza la siguiente notación estándar:

$$\{u\} = [N]\{v\} \quad \{p\} = [N]\{p_n\} \quad \{\varepsilon\} = [B]\{v\} \quad \text{Ec. 4.27}$$

, donde

$\{v\}$ es el vector nodal de desplazamientos

$\{p_n\}$ el vector de las presiones de poro en exceso

$\{u\}$ es el vector de desplazamiento continuo dentro de un elemento

$\{p\}$ es el exceso de presión de poro

La matriz $[N]$ contiene las funciones de interpolación y $[B]$ es la matriz de interpolación de las deformaciones.

Aplicando las aproximaciones del elemento finito antes mencionadas a la ecuación de equilibrio obtenemos nuevamente:

$$\int [B]^T \Delta\{\sigma\}_i dV = \int [N]^T \Delta\{f\}_i dV + \int [N]^T \Delta\{t\}_i dS + \{r_0\} \quad \text{Ec. 4.28}$$

, donde

$\{f\}$ representa a las cargas externas debidas al peso propio del suelo y a las sobrecargas,

$\{t\}$ representa las superficies de tracción

$\{r_0\}$ es un vector de fuerzas residual.

Al dividir los esfuerzos totales en presiones de poro y esfuerzos efectivos e introduciendo la relación constitutiva se obtiene la ecuación de equilibrio nodal:

$$[K]\Delta\{v\} + [Q]\Delta\{p_n\} = \Delta\{f\}_n \quad \text{Ec. 4.29}$$

, donde

$[K]$ es la matriz de rigidez,

$[Q]$ es la matriz de acoplamiento

$\Delta\{f\}_n$ es el vector de incrementos de carga

Por otro lado, para formular el flujo del agua, la ecuación de la continuidad adopta la siguiente forma:

$$\frac{\nabla^T [R] \nabla p}{\gamma_w} + \{m\}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{k_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec. 4.30}$$

, donde $\nabla^T = \left(\frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial}{\partial z} \right)$, $[R]$ es la matriz de las conductividades hidráulicas, p es el exceso de presión de poro y $\{m\}^T = \{111000\}$. Esta ecuación considera que las presiones de poro son positivas para tensión.

La discretización del elemento finito para la Ec. 4.30 se realiza en base al procedimiento de Garlekin (PLAXIS, 2008) e incorporando las condiciones de frontera correspondientes, de manera que:

$$-[H]\{p_n\} + [Q]^T \frac{\Delta\{v\}}{\Delta t} - [S] \frac{\Delta\{p_n\}}{\Delta t} = \{q\} \quad \text{Ec. 4.31}$$

, donde

$[H]$ es la matriz de flujo,

$[Q]$ es la matriz de acoplamiento,

$[S]$ es la matriz de la compresibilidad del agua y

$\{q\}$ es el vector debido al flujo prescrito.

Finalmente, las ecuaciones de equilibrio y las ecuaciones de continuidad se comprimen en un bloque de matriz, obteniendo un sistema global de ecuaciones de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} [K] & [Q] \\ [Q]^T & -[S] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\Delta\{v\}}{\Delta t} \\ \frac{\Delta\{p_n\}}{\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & [H] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{v\} \\ \{p_n\} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\Delta\{f\}_n}{\Delta t} \\ \{q\} \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 4.32}$$

Las matrices de acoplamiento describen la interacción entre el flujo y las deformaciones dentro de los elementos del suelo. La matriz Q en la ecuación de la deformación es multiplicada por las presiones de poro para incorporar estas presiones en los cálculos de deformación. Por otro lado, la matriz Q^T en la ecuación de flujo es multiplicada por las deformaciones, por tanto incorporan los desplazamientos en los elementos del suelo.

4.2.4 Análisis de estabilidad

En el análisis de estabilidad se utilizan los esfuerzos calculados como resultado del análisis de deformación y consolidación, mediante el método de reducción de resistencia al corte (reducción *Phi-c*), el cual, es un análisis de deformación no lineal fundamentado en el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, en el que se suponen esfuerzos cortantes elasto-plásticos para los materiales del talud. Dichos esfuerzos cortantes se reducen gradualmente por un factor de reducción *F*, hasta que se presenta la falla:

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi_{inicial}}{\tan \phi_{reducido}} = \frac{c_{inicial}}{c_{reducido}} \quad \text{Ec. 4.33}$$

, donde

$\sum Msf$ es el máximo valor para llegar a un equilibrio y es el equivalente al factor de seguridad mínimo calculado.

$\phi_{inicial}$ y $c_{inicial}$ son los parámetros de resistencia al cortante iniciales

$\phi_{reducido}$ y $c_{reducido}$ son los parámetros de resistencia reducidos.

Al momento de la falla el factor de seguridad es igual al factor de reducción, y se define como el factor por el cual la fuerza cortante del suelo debe reducirse para llevar el talud al borde de la falla (Duncan, 1996). Conforme al vaciado, se van presentando condiciones no saturadas por encima del nivel de la superficie freática. Las propiedades de resistencia al cortante de este estado del suelo tendrán el efecto de aumentar el factor de seguridad calculado (Galavin, 2010), sin embargo, no serán consideradas en estos análisis.

4.2.5 Tipos de cálculos utilizados en el PLAXIS

La versión del PLAXIS 2D (2008) utiliza el modo clásico de análisis el cual está basado en el principio de los esfuerzos efectivos de Terzagui. En este modo, las presiones de poro se dividen en i) las presiones de poro debido al estado estacionario o a las filtraciones y ii) el exceso de presión de poro. El peso del suelo se calcula de acuerdo con su posición en comparación con el nivel freático: el peso saturado del suelo γ_{sat} se utiliza en caso de que el suelo esté por debajo de la superficie freática y el peso no saturado γ_{unsat} se utiliza en caso de que el suelo esté por encima de dicho nivel.

Adicionalmente, PLAXIS permite un cálculo dependiente del tiempo de presión de poros en condiciones saturadas y no saturadas debido al cambio en las condiciones de contorno hidráulicas. Esta opción requiere la presencia del módulo PLAXFLOW que está disponible como una extensión de PLAXIS 2D.

Luego entonces, algunos de los tipos de cálculos que se pueden realizar en la versión del PLAXIS 2D (2008) y que sirven para la evaluación de bordos de protección son:

- Cálculo de los esfuerzos iniciales
- Cálculos plásticos (equivalente a los análisis de deformación)
- Cálculos de consolidación (basada en la presión de poro en exceso EPP)
- Cálculo de seguridad (equivalente al análisis de estabilidad)
- Cálculo de flujo estacionario
- Cálculo de flujo transitorio.

4.2.5.1. Cálculo de los esfuerzos iniciales

En PLAXIS, los esfuerzos iniciales se pueden generar mediante el *procedimiento* K_0 o mediante el uso de la *carga de gravedad* (*Gravity Loading*).

El *procedimiento* K_0 es un método de cálculo especial que sirve para definir los esfuerzos iniciales para el modelo considerado, tomando en cuenta la historia de carga del suelo. En la práctica, el valor de K_0 se asume estar relacionado con el ángulo de fricción del suelo mediante la expresión empírica de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{Ec. 4.34}$$

En un suelo sobreconsolidado K_0 se espera que sea mayor que el valor dado por la expresión anterior. Para el modelo Mohr-Coulomb, el valor predeterminado K_0 se basa en la fórmula de Jaky. Para modelos avanzados, el valor predeterminado se basa en el parámetro K_0^{nc} el cual se ve influenciado por la relación de preconsolidación (OCR) y la presión de sobrecarga (POP).

En la *carga por gravedad*, los esfuerzos iniciales son cero y se obtienen aplicando el peso propio del suelo en la primera fase del cálculo (Initial phase). En este caso, cuando se utiliza un modelo de suelo elástico perfectamente plástico, tal como el modelo MC, el valor final de K_0 depende en gran medida de los valores supuestos de la relación de Poisson, tal y como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} \quad \text{Ec. 4.35}$$

Si se requiere un valor de $K_0 = 0.5$, por ejemplo, entonces se debe especificar una relación de Poisson igual a 0.333.

Por regla general, sólo se debe utilizar el procedimiento K_0 en los casos en el que modelo geométrico del subsuelo en estudio tenga una superficie horizontal y con las capas de suelo y líneas freáticas paralelas a la superficie. En los demás casos, se debe usar la carga por gravedad (*Gravity Loading*).

4.2.5.2. Cálculos plásticos

Es utilizado para llevar a cabo un análisis de deformación elasto-plástica de acuerdo con la teoría de las pequeñas deformaciones. La matriz de rigidez en un cálculo plástico se basa en la geometría original no deformada, sin embargo, también es posible cambiar la configuración de la geometría (para cada fase del cálculo), con el fin de redefinir las condiciones de contorno de agua y volver a calcular las presiones de poro, es decir, en este análisis se permite emigrar al PLAXFLOW para hacer cálculos de flujo transitorio, para su posterior análisis de deformación.

4.2.5.3. Cálculos de consolidación

Se lleva a cabo cuando es necesario analizar la disipación del exceso de presiones de poro en función del tiempo. En general, el análisis de consolidación sin carga adicional se realiza después de un cálculo plástico, sin embargo, también es posible aplicar o modificar las cargas durante un análisis de consolidación, es decir, al igual que en los cálculos plásticos, en este análisis se permite emigrar al PLAXFLOW para hacer cálculos de flujo transitorio, para su posterior análisis del desarrollo y la disipación de los excesos de presión de poro generados por los cambios en las condiciones de frontera.

4.2.5.4. Cálculos de seguridad

Es la opción disponible de PLAXIS para calcular los factores globales de seguridad. En este enfoque, tanto los parámetros de resistencia al cortante como las fuerzas entre las interfases se reducen sucesivamente hasta que se produce el fallo de la estructura. El ángulo de dilatancia ψ no se ve afectado por el método de reducción $phi-c$. Sin embargo, debido a que este nunca puede ser mayor que el ángulo de fricción, cuando phi se reduce tanto que iguala el valor de ψ , cualquier reducción adicional da lugar a una reducción del ángulo de dilatancia.

4.2.5.5. Cálculos de flujo establecido

Es un análisis en el que la presión de poros en cualquier punto de la geometría permanece constante con el tiempo. Se puede utilizar para evaluar las condiciones de equilibrio para la situación donde el tiempo tiende a ir a infinito.

La generación de las presiones de poro mediante un cálculo de flujo estacionario se llevan a cabo en el programa de cálculo (PLAXIS), antes del análisis de deformación.

4.2.5.6. Cálculos de flujo transitorio

Esta opción se habilita al introducir un valor para el intervalo de tiempo en el programa de cálculo. Los resultados del flujo transitorio, es decir, la distribución dependiente del tiempo de las presiones de poro, se pueden utilizar como datos de entrada para un análisis de deformación. Esta opción requiere la presencia del módulo de PLAXFLOW, el cual está disponible como una extensión de PLAXIS 2D. La definición de una distribución dependiente del tiempo de las presiones de poro sólo se pueden hacer durante la definición de etapas del cálculo. No está disponible durante la definición de las condiciones iniciales.

La generación de las presiones de poro por flujo de agua se lleva a cabo en el programa de cálculo. Según el tipo de este y las cargas activas, el análisis de flujo de agua se realiza paralelo a, o antes de que el análisis de la deformación. Si la fuerza de equilibrio de la fase actual es sólo debido al cambio en la presión de poro y el tipo de flujo de agua es transitorio, entonces el cálculo de flujo de agua y de deformación se puede hacer en paralelo, de lo contrario, el análisis de flujo de agua se hace antes de la deformación.

4.2.6 Tipos de análisis mediante el MEF utilizados en el PLAXIS

Dependiendo del problema que se analice y del modelo constitutivo que se emplee, los análisis empleados en la versión del PLAXIS (2008) pueden ser de los siguientes tipos:

- a) Análisis en términos de los esfuerzos totales con parámetros no-drenados
- b) Análisis en términos de los esfuerzos efectivos con parámetros drenados
- c) Análisis en términos de los esfuerzos efectivos con parámetros drenados y condiciones iniciales no-drenadas

En la Tabla 4.2 se presenta un resumen de los tipos de análisis que pueden efectuarse mediante el MEF en función de: los parámetros que intervienen, de la condición inicial considerada, del modelo constitutivo que debe emplearse y de su aplicación. En el Anexo 2 de este trabajo se describen de manera detallada los distintos tipos de análisis mencionados.

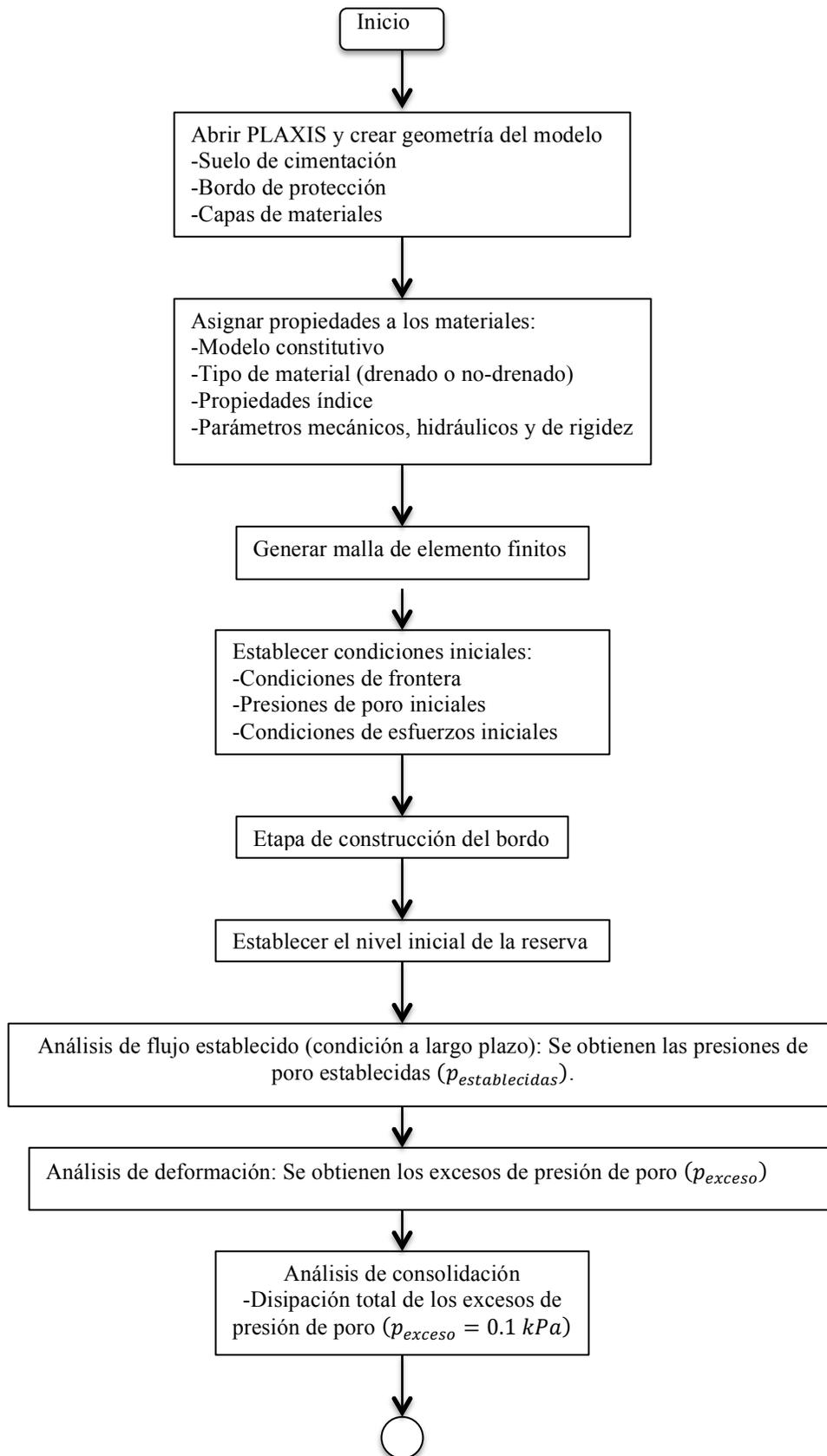
Tabla 4.2 Resumen de los tipos de análisis (Modificado de Rodriguez, 2010)

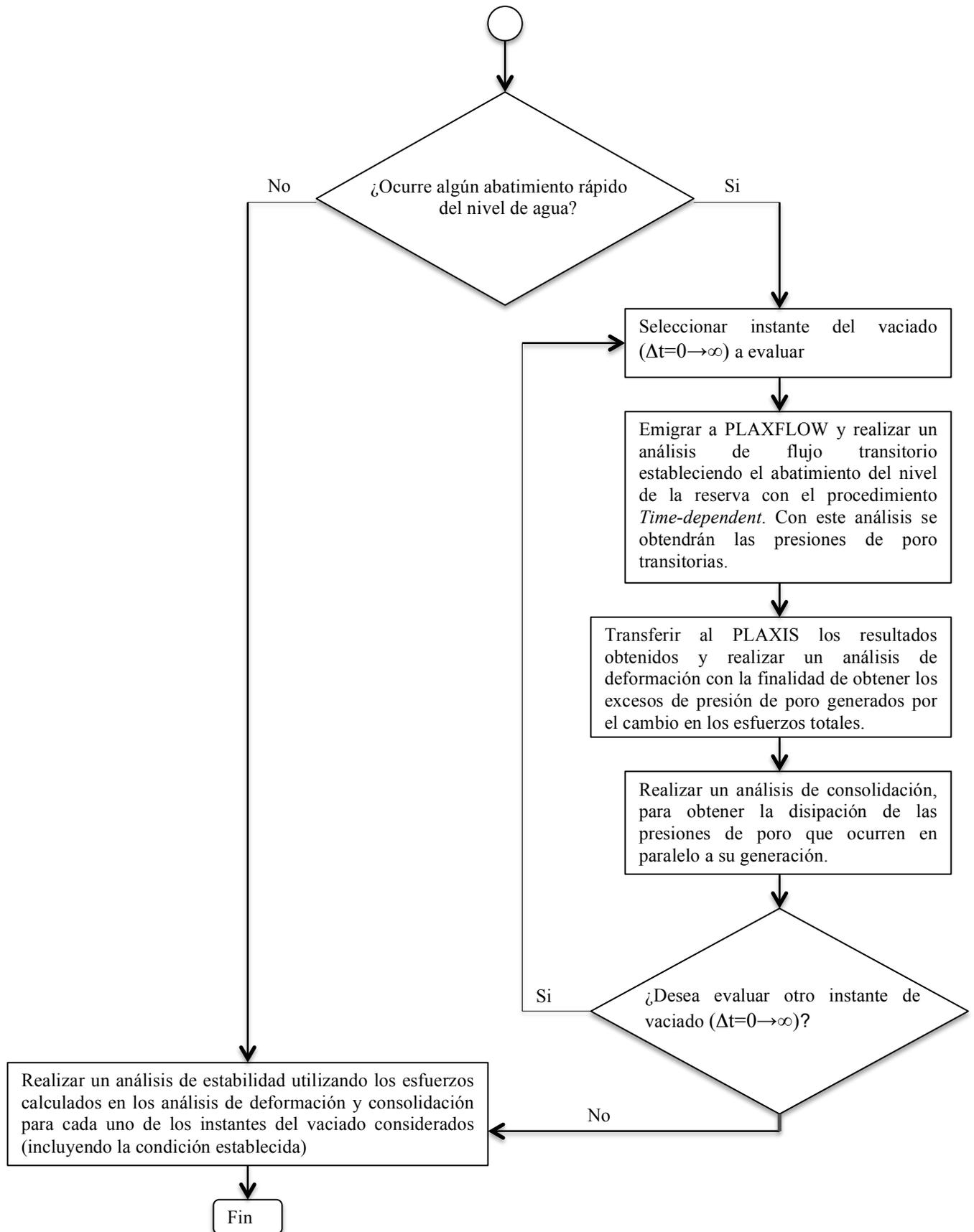
Tipo de análisis	Parámetros	Condición inicial	Modelo constitutivo	Aplicación
Esfuerzos totales	No-drenados (E_u, ν_u y c_u)	-----	MC	Capacidad de carga y desplazamientos inmediatos
Esfuerzos efectivos	Drenados	Drenada, sin generación de incremento de presión de poro inicial	MC y modelos avanzados	Desplazamientos diferidos
		No-drenada, con generación de incremento de presión de poro inicial (parámetros estimados a partir de los drenados)	MC y modelos avanzados	Problemas relacionados con el proceso de consolidación y vaciado rápido
	Drenados (E' y ν') No-drenados (c_u)		MC	

El tipo de análisis a utilizar en el caso particular de la evaluación de bordos de protección bajo condiciones de vaciado rápido dependerá de los resultados internos que se requieren conocer para una mejor evaluación e interpretación del problema y principalmente de las características del material o materiales constitutivos del cuerpo del terraplén. Por ejemplo cuando es requisito conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso de consolidación y de vaciado que actúa en contra de un material arcilloso, se recomienda realizar un análisis en términos de esfuerzos efectivos, con parámetros drenados, considerando condiciones iniciales no-drenadas y evaluando el exceso de presión de poro durante dicho proceso para el cálculo de la seguridad de estas estructuras de tierra.

4.2.7 Diagrama de flujo

A continuación se presenta un diagrama de flujo donde se muestra la secuencia de la metodología de análisis propuesta para evaluar de la seguridad de los bordos de protección bajo condiciones de vaciado rápido, mediante el acoplamiento de los análisis previamente descritos.





4.3 ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL VACIADO RÁPIDO

4.3.1 Planteamiento del problema

El objetivo de los análisis paramétricos que a continuación se realizan, es estudiar la variación con el tiempo de los factores de seguridad obtenidos al evaluar la estabilidad de bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido, así como comparar los diferentes modos de vaciado y tipos de análisis para predecir las presiones de poro después de un abatimiento repentino del nivel del agua. Para ello, se realizan análisis para los tres diferentes modos de vaciado considerados en la Figura 3.2 del capítulo 3. Para el modo de vaciado *completamente lento* se considera al suelo drenado y únicamente se realizan análisis de flujo de agua (desacoplado). Para el modo de vaciado *completamente rápido* se considera al suelo no drenado, y únicamente se realizan análisis no drenados (desacoplado). Para el tercer caso (vaciado *transitorio*), se realiza un *análisis acoplado* de flujo transitorio-deformación y estabilidad.

Asimismo se evalúan los efectos de múltiples parámetros, tales como la localización de la superficie freática, la tasa y velocidad de vaciado y la conductividad hidráulica. Durante la modelación numérica se proporcionan recomendaciones para establecer las dimensiones del dominio en estudio, el tipo de análisis requerido, las condiciones de frontera y el tipo de modelo constitutivo. Particularmente se realizarán análisis comparativos entre los modelos Hardening Soil (HS) y Mohr Coulomb (MC). Finalmente, se presentarán comentarios concluyentes sobre los resultados de los análisis.

4.3.2 Creación del modelo geométrico

Para investigar la influencia del vaciado rápido se considera un bordo homogéneo e isótropo de altura $H=6\text{ m}$ y un talud $2:1$ (Figura 4.3). Asimismo, se asume que inicialmente el nivel de la reserva se localiza a la cota máxima de 21 m . Para asegurar que las dimensiones del subsuelo del modelo son suficientemente amplias como para que las condiciones de frontera no tengan influencia sobre el proceso de consolidación, deformación y estabilidad, se recomienda que tanto la longitud como la profundidad del dominio tengan por lo menos de 1.5 a 2 veces el ancho del terraplén a partir del pie del talud (Gens, 2012).

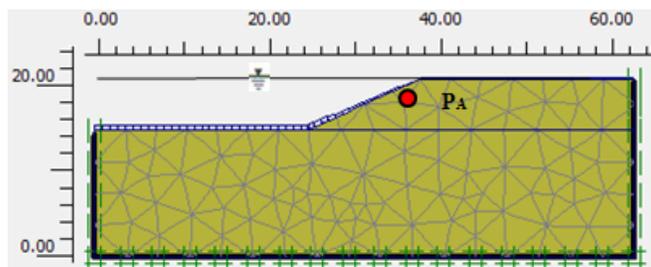


Figura 4.3. Geometría del bordo de protección

Las propiedades mecánicas, hidráulicas y de rigidez, tanto del bordo como del suelo de cimentación asumidas en los cálculos se proporcionan en la Tabla 4.3. Debido a que tanto el bordo de protección como el suelo de cimentación están conformados por un material arcilloso, y se requiere conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso del vaciado, el análisis se realiza en términos de esfuerzos efectivos, considerando condiciones iniciales no-drenadas y evaluando el exceso de presión de poro durante dicho proceso.

Capítulo 4. Metodología Propuesta: Análisis Acoplados de Flujo Transitorio- Deformación y Estabilidad

Para calcular la presión de poro inducida por los esfuerzos y deformaciones de una forma lo más realista posible, se utilizó el modelo Hardening Soil (HS) para los análisis de deformación y consolidación, el cual es un modelo elastoplástico con endurecimiento. Las características particulares del modelo se presentan en el Anexo 1 de este trabajo.

En los análisis se consideraron dos diferentes conductividades hidráulicas ($k=1 \times 10^{-4}$ y 1×10^{-6} cm/s) y dos velocidades de vaciado distintas ($R=0.1$ m/d y 1.0 m/d). La capacidad del suelo para retener agua se definió mediante el *modelo aproximado* de Van Genuchten (1980).

Para discretizar el medio se generó una malla medianamente refinada, utilizando elementos triangulares con 15 nodos. Se aplicaron condiciones de frontera estándar (*fixed bottom*: patines a los lados). El estado de esfuerzos iniciales se generó usando el procedimiento K_0 . Todas las fronteras del modelo se consideraron impermeables, exceptuando la superficie del suelo de cimentación, el talud y la corona del bordo.

Tabla 4.3 Propiedades de los materiales del bordo y el suelo de cimentación

Parámetro	Símbolo	Parámetro	Unidades
Modelo del material	Modelo	HS	-
Comportamiento	Tipo	No drenado	-
Peso no saturado	γ_{unsat}	20.0	kN/m ³
Peso saturado	γ_{sat}	20.0	kN/m ³
Permeabilidad	k_x, k_y	1×10^{-4} y 1×10^{-6}	cm/s
Módulo de rigidez al cortante	E_{50}^{ref}	1000	kN/m ²
Módulo de rigidez edométrico	E_{oed}^{ref}	1000	kN/m ²
Módulo de rigidez en la rama de carga-descarga	E_{ur}^{ref}	3000	kN/m ²
Esfuerzo de referencia	p^{ref}	100	kN/m ²
Módulo exponencial dependiente de los esfuerzos	m	0.7	-
Relación de Poisson	ν'	0.2	-
Cohesión	c'	10	kN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ'	20	°
Ángulo de dilatación	ψ	0	°
Relación de vacíos	$e_{inicial}$	0.5	-
Datos en el programa de flujo		Standard (very fine)	-
Presión lateral	k_0	Automático	-

4.3.3 Etapas del modelado numérico

Para el modelado numérico se asume en primer lugar, que las condiciones de flujo dentro del terraplén corresponden a una situación estacionaria ($L/H=0$; $\Delta t=0$), por lo que se efectúa un análisis de flujo establecido, seguido de un análisis de deformación y de consolidación. Este último se realiza hasta alcanzar la mínima presión de poro dentro del terraplén ($p_{exceso} = 0.1 \text{ kPa}$), ya que se parte de la suposición de que ha transcurrido un tiempo suficientemente largo para que los excesos de presión de poro generados por el llenado del embalse se disipen.

A la relación L/H se le denomina tasa de vaciado, donde L representa la posición final del nivel de la reserva con respecto a la cresta del bordo (intensidad del vaciado), y H es la altura del bordo.

Posteriormente, se simula el vaciado en 5 etapas ($L/H=0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ y 1), iniciando desde la cota $L=1.2$ hasta la cota $L=6$ (vaciado total). Cada etapa representa un instante de abatimiento ($\Delta t=1.2, 2.4, 3.6, 4.8$ y 6 días para $R=1.0 \text{ m/d}$ y $\Delta t=12, 24, 36, 48$ y 60 días para $R=0.1 \text{ m/d}$), para los cuales se realiza un análisis iterativo en el que se modela:

- Primero, la variación del nivel de agua con un análisis transitorio y se calculan las presiones de poro inducidas por las filtraciones utilizando el programa PLAXFLOW. Para ello, es necesario especificar como condición de frontera una variación lineal de la carga hidráulica respecto al tiempo.
- Después, los resultados obtenidos en el análisis de filtración se llevan al PLAXIS y se realiza un análisis de deformación para calcular los excesos de presión de poro inducidos por los cambios en los esfuerzos totales (análisis de deformación).
- Posteriormente, se calcula la disipación de los excesos de presión de poro ocurrida durante el vaciado (análisis de consolidación).
- Una vez completadas las etapas del vaciado, se realiza un análisis de estabilidad para cada una de ellas (incluyendo la condición establecida), utilizando los resultados obtenidos de los análisis anteriores.

4.3.4 Resultados del estudio paramétrico

Para comprender mejor el fenómeno de vaciado se analiza primero el efecto que éste tiene sobre la presión de poro remanente en el interior del bordo. Para tales fines, se considera al material del bordo y del subsuelo con una conductividad hidráulica de $k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ y una velocidad de vaciado de $R=0.1 \text{ m/d}$.

La Figura 4.4 muestra la evolución con el tiempo de la presión de poro calculada en el punto P_A de la Figura 4.3 considerando los tres modos de vaciado. De la figura anterior se obtienen las siguientes conclusiones:

En los análisis se observa que en el modo de *vaciado completamente lento*, las presiones de poro disminuyen a medida que se va produciendo el abatimiento del nivel del agua de la reserva (Figura 4.5a).

En el modo de *vaciado completamente rápido* las presiones de poro se mantienen constantes e iguales a las presiones de poro iniciales (establecidas), debido a que se hace la hipótesis de que la superficie freática se mantiene en el nivel inicial de la reserva durante cada instante del abatimiento (Figura 4.5c).

En el *vaciado transitorio*, las presiones de poro no disminuyen a la misma velocidad del vaciado, pero tampoco se mantienen tan elevadas como en el caso extremo del vaciado completamente rápido (Figura 4.5b). En esta situación, las presiones de poro resultantes no están en equilibrio con las nuevas condiciones de frontera, por lo que se desarrolla un régimen transitorio. Esto se debe a que el flujo remanente en el cuerpo del terraplén evita momentáneamente la disipación de las presiones de poro conforme al vaciado (De la Fuente *et al.*, 2012).

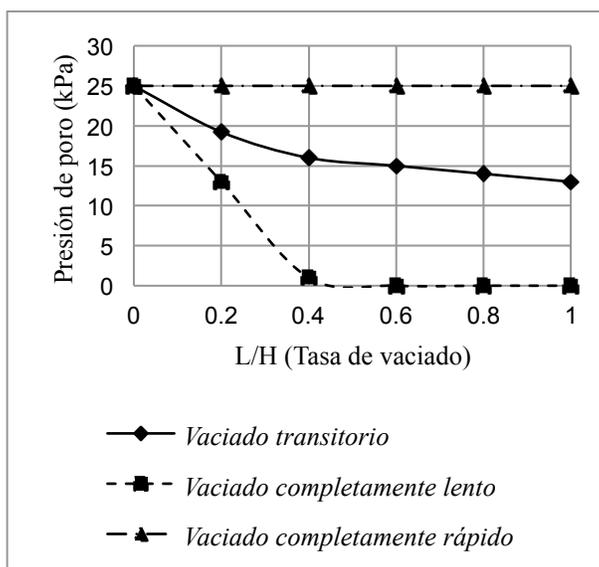


Figura 4.4 Variación con el tiempo de la presión de poro considerando los tres modos de vaciado en un bordo de altura $H=6\text{m}$, $k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ y velocidad de vaciado de $R=0.1 \text{ m/d}$.

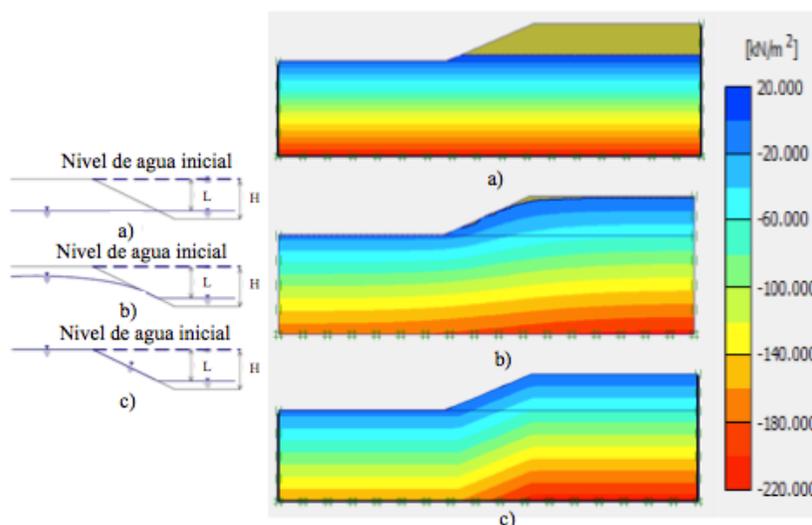


Figura 4.5 Comparación de los modos de vaciado (Berilgen 2007) con la distribución de presiones obtenidas en los análisis numéricos (PLAXIS D) para el instante del vaciado $\Delta t=6$ días: a) vaciado completamente lento, b) vaciado transitorio y c) vaciado completamente rápido

Posteriormente, se analiza el efecto de variar la conductividad hidráulica y la velocidad de vaciado sobre la estabilidad del talud. En la Figura 4.6 se muestra la variación del factor de seguridad (FoS) para cada tasa de vaciado (H/L) y para las diferentes combinaciones de k y R consideradas en los análisis.

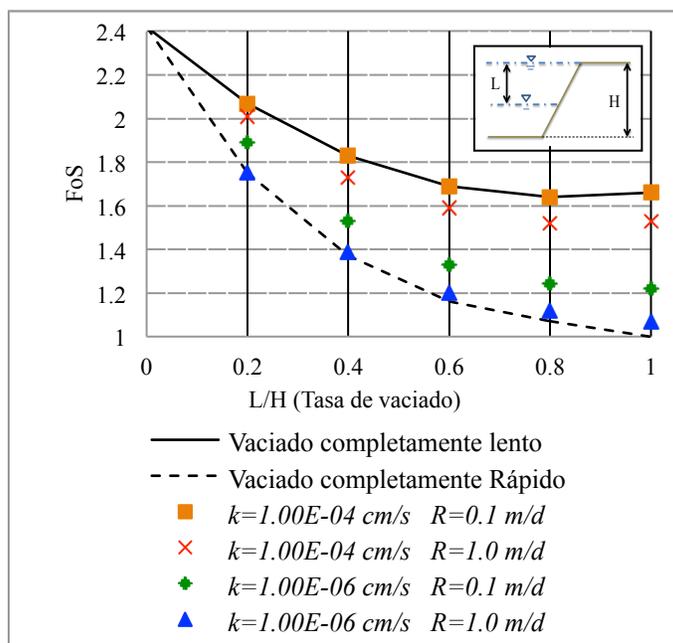


Figura 4.6 Variación del factor de seguridad para un bordo de altura $H=6\text{m}$ a diferentes conductividades hidráulicas y velocidades de vaciado

De la figura anterior se obtienen las siguientes conclusiones:

En los suelos con bajas permeabilidades ($k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$) sometidos a una velocidad de vaciado relativamente rápida ($R=1.0 \text{ m/d}$), el agua dentro de la estructura térrea no fluye al exterior del mismo rápidamente, por lo que la superficie freática prácticamente permanece cerca de la cresta del talud (Figura 4.7), por tanto, en esta situación se puede asumir una condición de *vaciado completamente rápido* y se puede aplicar un método de cálculo *no drenado*, es decir, los análisis de filtración pueden ser omitidos.

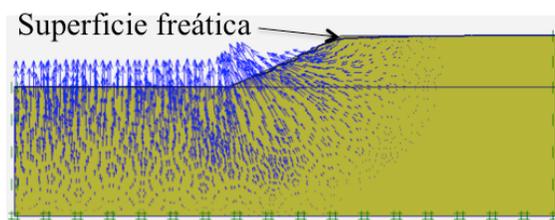


Figura 4.7 Velocidades de flujo y ubicación de la superficie freática al instante del vaciado $\Delta t=6$ días, para un bordo de permeabilidad $k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ sometido a un vaciado de velocidad $R=1.0\text{m/d}$.

Para suelos con altas permeabilidades ($k=1 \times 10^{-4}$ cm/s) y a una velocidad de vaciado relativamente lenta ($R=0.1$ m/d), el agua fluye rápidamente a través del terraplén, por lo que la superficie freática prácticamente desciende al mismo tiempo que el nivel de la reserva (Figura 4.8), por tanto, en esta situación se puede asumir una condición de *vaciado completamente lento*, y realizar únicamente *análisis de flujo* (desacoplado), ya que los excesos de presión de poro generados por los cambios en los esfuerzos totales se disipan a la misma velocidad que disminuye el nivel de agua de la reserva.

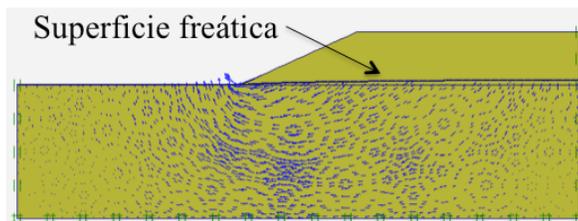


Figura 4.8 Velocidades de flujo y ubicación de la superficie freática al instante del vaciado $\Delta t=6$ días, para un bordo de permeabilidad para un bordo de permeabilidad $k=1 \times 10^{-4}$ cm/s sometido a un vaciado de velocidad $R=0.1$ m/d

Para condiciones intermedias en cuanto a permeabilidad y velocidad de vaciado (Figura 4.9), los cálculos no pueden ser aproximados a estos dos casos extremos, ya que los factores de seguridad obtenidos difieren de la realidad. Para tales casos es necesario aplicar *análisis acoplados de flujo transitorio-deformación*.

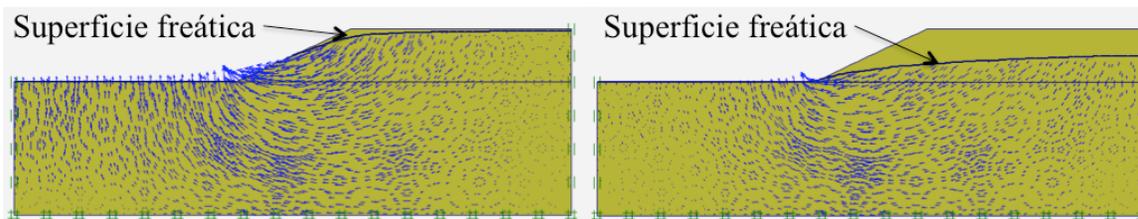


Figura 4.9 Velocidades de flujo y ubicación de la superficie freática al instante del vaciado $\Delta t=6$ días para a) un bordo de permeabilidad $k=1 \times 10^{-6}$ cm/s sometido a un vaciado de velocidad $R=0.1$ m/d y b) un bordo de permeabilidad $k=1 \times 10^{-4}$ cm/s sometido a un vaciado de velocidad $R=1.0$ m/d

De la Figura 4.7 también se observa que la combinación entre permeabilidad y velocidad de vaciado indica el tipo de análisis requerido para evaluar la seguridad del bordo de protección, sin embargo la velocidad de vaciado es un parámetro variable difícil de predecir, por lo que realizar un análisis tomando en cuenta la distribución de las presiones de poro remanentes obtenidas con los modos de vaciado completamente rápido o completamente lento, normalmente se puede llegar a subestimar o sobrestimar, respectivamente, los factores de seguridad del talud conforme el nivel de agua exterior cambie; por lo tanto, para analizar la estabilidad de los bordos de protección bajo el efecto de dicho fenómeno es necesario aplicar un análisis de flujo transitorio (De la Fuente *et al.*, 2012).

Finalmente, se estudia la influencia de variar el modelo constitutivo y sus parámetros en la predicción de los desplazamientos horizontales (Figura 4.10) y los factores de seguridad (Figura 4.11). Para tales fines, se consideraron dos modelos constitutivos: Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS). Ver Anexo 1.

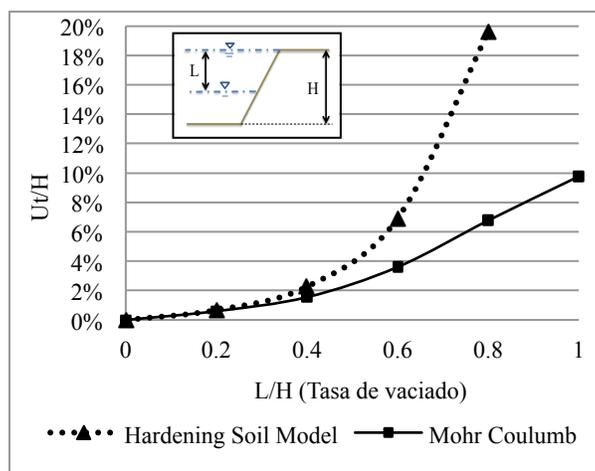


Figura 4.10 Desplazamientos horizontales máximos al pie del talud obtenidos con los modelos constitutivos MC y HS ($k=1 \times 10^{-6}$ cm/s y $R=1.0$ m/d).

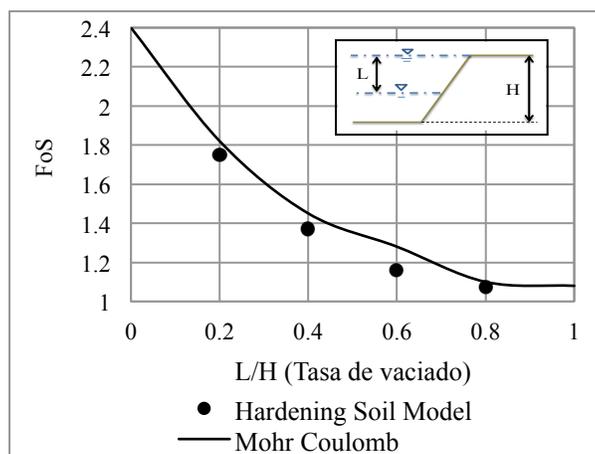


Figura 4.11 Factores de seguridad obtenidos con los modelos constitutivos MC y HS ($k=1 \times 10^{-6}$ cm/s y $R=1.0$ m/d).

De las figuras anteriores se puede concluir lo siguiente:

Durante la etapa de consolidación, el modelo MC presenta deformaciones horizontales poco realistas y mucho menores a las que presenta el modelo HS, debido a que i) este último se comporta plásticamente a niveles de esfuerzos menores que el MC (Gens, 2012), ii) a que los esfuerzos horizontales en el HS son más grandes en el proceso de carga y descarga que en el modelo MC, y iii) a que el modelo HS presenta valores picos mayores en los excesos de presión de poro generados durante las cargas o descargas.

Sin embargo, cuando se utiliza el método de reducción ϕ - c en combinación con modelos avanzados, estos modelos se comportan como el modelo Mohr-Coulomb, ya que los esfuerzos dependientes de la rigidez y el comportamiento obtenido debido a los efectos de endurecimiento están excluidos del análisis. En este caso, la rigidez se calcula en el comienzo de la fase de cálculo y se mantiene constante hasta que la fase de cálculo se ha completado. La pequeña discrepancia entre

los factores de seguridad obtenidos se debe a los valores picos mayores en los excesos de presión de poro generados durante las cargas o descargas en el modelo HS.

4.3.5 Conclusiones

Al realizar un análisis tomando en cuenta la distribución de las presiones de poro remanentes obtenidas con los modos de vaciado *completamente rápido* o *completamente lento*, normalmente se puede llegar a subestimar o sobrestimar, respectivamente, los factores de seguridad del talud conforme el nivel de agua exterior cambie; por lo tanto, para analizar la estabilidad de los bordos de protección bajo el efecto de dicho fenómeno es necesario aplicar un análisis de *flujo transitorio* (Berilgen 2007; De la Fuente et al., 2012).

A pesar de que los modos de vaciado y métodos de cálculo comunes en la práctica (de *flujo* y *no drenados*) proveen soluciones para dos situaciones extremas (vaciado *completamente lento* y vaciado *completamente rápido*), en la mayoría de los casos no reflejan las condiciones reales del suelo, donde las diferentes combinaciones entre las conductividades hidráulicas y la velocidad de vaciado manifiestan condiciones intermedias (vaciado *transitorio*). Los métodos numéricos modernos en conjunción con los modelos constitutivos avanzados permiten acoplar análisis de flujo transitorio, deformación, consolidación y estabilidad, los cuales proveen herramientas para un diseño más realista y económico.

Mediante un *análisis de filtración* es posible determinar la superficie freática dentro de un bordo de protección en cualquier instante Δt de un vaciado de agua, y con ello las presiones de poro debidas a las filtraciones. Con los *análisis de deformación* se obtienen los excesos de presión de poro generados por los cambios en los esfuerzos totales. Con los *análisis de consolidación* se estima la disipación de la presión de poro que pudiera llegar a ocurrir durante el vaciado. Por tanto, al acoplar los resultados de los análisis anteriores es posible evaluar de una forma razonable la estabilidad de un talud durante cada instante de un vaciado.

Como se demostró en este capítulo, la estabilidad de un talud sumergido bajo condiciones de vaciado rápido (parcial o total) se ve influenciada por las propiedades de los materiales que lo constituyen y la velocidad y tasa de vaciado. Por ejemplo, la combinación entre permeabilidad y velocidad de vaciado constituyen un papel importante en la estabilidad del talud, sin embargo la velocidad de vaciado es un parámetro variable por lo que el factor dominante para el diseño de bordos es, entre otras, la permeabilidad del material que lo constituye. Por otro lado, el factor de seguridad tiende a disminuir conforme aumenta la relación L/H (tasa de vaciado).

De los resultados de los análisis paramétricos se observó también que, para que la condición de vaciado rápido tenga lugar, no es preciso que ocurra un descenso total del nivel del agua en un lapso determinado de tiempo (minutos, horas o días); en realidad basta con que el agua descienda más a prisa de lo que se disipan las presiones de poro remanentes en el cuerpo del talud originadas precisamente por dicho abatimiento.

Finalmente para calcular deformaciones y excesos de presión de poro lo más realistas posible, se recomienda utilizar modelos constitutivos elasto-plásticos avanzados, aun cuando en los análisis se observó que al utilizar el método de reducción *phi-c* en combinación con modelos avanzados, estos modelos se comportan como el modelo Mohr-Coulomb. Esto último se debe a que los esfuerzos dependientes de la rigidez y el comportamiento obtenido debido a los efectos de endurecimiento están excluidos del análisis.

CAPÍTULO 5

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE FILTROS HORIZONTALES-GEOTEXTIL COMO MEDIDA PARA INCREMENTAR LA SEGURIDAD DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN

5.1 INTRODUCCIÓN

5.1.1 Antecedentes

Mallet & Pacquant (1951) realizaron investigaciones sobre las causas de fallas en 82 estructuras de tierra en todo el mundo y establecieron que los principales factores que alteran la seguridad de un terraplén se relacionan casi siempre a problemas hidráulicos, o en otras palabras, que las cargas debidas al agua son preponderantes para la verificación de la estructura de contención. Por su parte, la ICOLD (1994) y Wan *et al.* (2002) reportaron que después del desbordamiento del vaso, la causa más frecuente de las fallas observadas en las presas de tierra y enrocamiento de México y del mundo es la erosión interna. Para la USACE, la tubificación y la fuga de agua constituyen el 84% de los problemas que tienen que atender anualmente (Schaefer y Schaaf, 2006). Por otro lado, Nuth (2009) reporta que gran parte de las fallas en los taludes de terraplenes de tierra se debe a una reducción en la resistencia al cortante generado por el incremento en las presiones de poro (P. ej. Presa San Salvador y Mirgenbach).

Es claro así que las causas principales de las fallas en estructuras de tierra reportadas en la literatura son: i) la erosión interna y ii) la inestabilidad del talud (resistencia al cortante).

- i) El proceso de la erosión interna, descrito por Charles *et al.* (1995), es una consecuencia del flujo de agua a través de un medio poroso. Esta eliminación de las partículas del suelo se crean en puntos débiles en la estructura, y puede conllevar fracturas y deformación de la masa. La erosión es más probable que empiece en los puntos de salida de la filtración, a partir de la cual se desarrolla una alteración hacia atrás en el suelo. Este fenómeno, llamado tubificación retrógrada, puede llegar a permitir un avance repentino de agua dentro del conducto generado, acelerando la erosión interna y con ello la falla total del talud.
- ii) Los deslizamientos de tierra en los taludes de un terraplén ocurren súbitamente debido a una reducción de la resistencia al cortante del suelo, un aumento en los esfuerzos actuantes sobre la estructura de tierra o ambos.

La combinación de estas dos causas de falla puede llegar a ocurrir cuando un talud sumergido es sometido al fenómeno del vaciado rápido. Para mitigar estos efectos en la medida de lo posible, se recomienda el uso de filtros horizontales en el talud aguas arriba de los bordos de protección (Fell *et al.*, 2005; Lezama, 2010; Zomorodian & Abodollahzadeh, 2010), envueltos con un geotextil de alta resistencia (De la Fuente *et al.*, 2012).

Particularmente, el sistema filtro-geotextil presenta los siguientes efectos (De la Fuente *et al.*, 2012):

- Disminuye las fuerzas de filtración.
- Canalizan el flujo interno.
- Reducen los gradientes hidráulicos, y con ello, la posibilidad de tubificación.
- Influyen de manera importante en la estabilidad del talud aguas arriba durante una condición de vaciado rápido.
- Ayudan a disipar el exceso de presión de poro generados durante la construcción del bordo o terraplén (Marsal & Reséndiz, 1975).

5.1.2 Planteamiento

El objetivo del estudio paramétrico que a continuación se realiza, es demostrar la efectividad de los filtros horizontales colocados en el talud aguas arriba de un bordo de protección, como medida de mitigación contra los problemas hidráulicos y mecánicos (erosión interna y vaciado rápido), mediante análisis acoplados de flujo transitorio-deformación y análisis de estabilidad. Particularmente se analiza los problemas relacionados con el abatimiento repentino del nivel del agua, por lo que se realizan análisis paramétricos en los que se hacen variar la posición, la longitud, el espesor y el número de filtros horizontales colocados con el fin de establecer un criterio de diseño contra el vaciado rápido. Los resultados se presentan como gráficas de factores de seguridad en función de la tasa de vaciado para cada uno de los parámetros anteriores.

Así mismo, se mencionarán algunos de los criterios de diseño de filtros contra el fenómeno de la erosión interna y tubificación que se encuentran en la literatura de la mecánica de suelos, sin embargo, la comparación entre los diferentes criterios escapa del alcance de la presente tesis por lo que no serán estudiados. Finalmente, se presentan conclusiones de los análisis efectuados y se dan recomendaciones generales para el empleo de filtros en bordos de protección.

5.2 ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LOS EFECTOS DE LOS FILTROS HORIZONTALES

5.2.1 Creación del modelo geométrico

Los análisis se llevan a cabo en el dominio geométrico simplificado que se ilustra en la Figura 5.1. El dominio de estudio incluye además del cuerpo del bordo, el suelo de cimentación, mismos que se asumen como un material homogéneo e isótropo, cuyas propiedades mecánicas e hidráulicas se proporcionan en la Tabla 5.1.

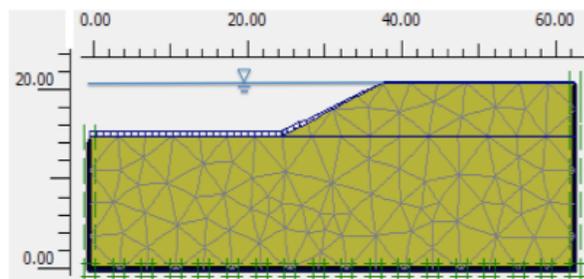


Figura 5.1 Geometría simplificada del bordo analizado

En la figura anterior se aprecia que el bordo tiene una altura $H=6$ m y un talud 2:1. Asimismo, se asume que inicialmente el nivel del almacenamiento se localiza a una cota máxima de 21 m y que posteriormente comienza a descender a una velocidad de vaciado de 1.0 m/d.

Para calcular la presión de poro inducida por los esfuerzos y deformaciones de una forma lo más realista posible, se utilizó el modelo Hardening Soil (HS) para los análisis de deformación y consolidación, el cual es un modelo elastoplástico con endurecimiento (Anexo 1).

Debido a que tanto el bordo de protección como el suelo de cimentación están conformados por un material arcilloso, y se requiere conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso del vaciado, el análisis se realiza en términos de esfuerzos efectivos, considerando condiciones iniciales no-drenadas y evaluando el exceso de presión de poro durante dicho proceso. Para el caso del filtro se consideraron condiciones iniciales drenadas por tratarse de un material relativamente permeable donde no se generan excesos de presión de poro.

Para discretizar el medio se generó una malla medianamente refinada, utilizando elementos triangulares con 15 nodos. El estado de esfuerzos iniciales se generó usando el procedimiento K_0 . Todas las fronteras del modelo se consideraron impermeables, exceptuando la superficie del suelo de cimentación, el talud y la corona del bordo.

Tabla 5.1 Propiedades del cuerpo del bordo, suelo de cimentación y filtro de arena

Parámetro	Símbolo	Bordo y subsuelo	Filtro	Unidades
Modelo del material	Modelo	HS	HS	-
Comportamiento	Tipo	No drenado	Drenado	-
Peso no saturado	γ_{unsat}	16.0	20.0	kN/m ³
Peso saturado	γ_{sat}	16.0	20.0	kN/m ³
Permeabilidad	k_x, k_y	1×10^{-6}	1×10^{-4}	cm/s
Módulo de rigidez al cortante	E_{50}^{ref}	1000	1000	kN/m ²
Módulo de rigidez edométrico	E_{oed}^{ref}	1000	1000	kN/m ²
Módulo de rigidez en la rama de carga-descarga	E_{ur}^{ref}	3000	3000	kN/m ²
Esfuerzo de referencia	p^{ref}	100	100	kN/m ²
Módulo exponencial dependiente de los esfuerzos	m	0.7	0.7	-
Relación de Poisson	ν'	0.2	0.35	-
Cohesión	c'	10	0.2	kN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ'	20	35	°
Ángulo de dilatación	ψ	0	0	°
Relación de vacíos	$e_{inicial}$	0.5	0.5	-
Datos en el programa de flujo		Standard (very fine)	Standard (Medium)	-
Presión lateral	k_0	Automático	Automático	-

Para evitar proporcionar mayor estabilidad al talud y evitar la remoción del material filtrante con la fluctuación del nivel del agua en el almacenamiento, se consideró un geotextil en el perímetro del mismo, cuyas propiedades se proporcionan en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Propiedades del geotextil (Geomembrana tipo Typar)

Propiedad	Valor	Unidad
Peso (masa específica)	134	g/m ²
Espesor (b)	0.40	mm
Resistencia a la tensión	6.3	kN/m
Abertura equivalente	70 a 100	Malla
Conductividad hidráulica	2.0×10^{-2}	cm/s

5.2.2 Etapas de la modelación numérica

Para el modelado numérico se asume en primer lugar, que las condiciones de flujo dentro del terraplén corresponden a una situación estacionaria ($L/H=0$; $\Delta t=0$), por lo que se efectúa un análisis de flujo establecido, seguido de un análisis de deformación y de consolidación. Este último se realiza hasta alcanzar la mínima presión de poro dentro del terraplén ($p_{exceso} = 0.1 \text{ kPa}$), ya que se parte de la suposición de que ha transcurrido un tiempo suficientemente largo para que los excesos de presión de poro generados por el llenado del embalse se disipen. A la relación L/H se le denomina tasa de vaciado, donde L representa la posición final del nivel de la reserva con respecto a la cresta del bordo (intensidad del vaciado), y H es la altura del bordo.

Posteriormente, se simula el vaciado en 5 etapas ($L/H=0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ y 1), iniciando desde la cota $L=1.2$ hasta la cota $L=6$ (vaciado total). Cada etapa representa un instante de abatimiento ($\Delta t=1.2, 2.4, 3.6, 4.8$ y 6 días) para los cuales se realiza un análisis iterativo en el que se modela:

- Primero, la variación del nivel de agua con un análisis transitorio y se calculan las presiones de poro inducidas por las filtraciones utilizando el programa PLAXFLOW. Para ello, es necesario especificar como condición de frontera una variación lineal de la carga hidráulica respecto al tiempo.
- Después, los resultados obtenidos en el análisis de filtración se llevan al PLAXIS y se realiza un análisis de deformación para calcular los excesos de presión de poro inducidos por los cambios en los esfuerzos totales (análisis de deformación).
- Posteriormente, se calcula la disipación de los excesos de presión de poro ocurrida durante el vaciado (análisis de consolidación).
- Una vez completadas las etapas del vaciado, se realiza un análisis de estabilidad para cada una de ellas (incluyendo la condición establecida), utilizando los resultados obtenidos de los análisis anteriores.

Esta secuencia de análisis se repite para todas las siguientes condiciones:

- Bordo de protección sin filtro horizontal.
- Bordo de protección con dos diferentes longitudes del filtro horizontal (menor y mayor a la superficie de falla crítica de un bordo sin filtro), colocado al cercano pie del talud.
- Bordo de protección con dos diferentes espesores del filtro horizontal (1 y 1.5m), colocado cercano al pie del talud.
- Bordo de protección con tres filtros horizontales (cercano al pie del talud, en el centro y cercano a la corona).

5.2.3 Resultados del estudio paramétrico

De los análisis efectuados se observa que, desde el inicio del vaciado se establece un flujo transitorio de agua hacia el exterior (Figura 5.2a), con el fin de alcanzar las condición estacionarias impuestas por el nuevo nivel del embalse. El flujo remanente en el cuerpo del terraplén evita momentáneamente la disipación de las presiones de poro conforme ocurre el vaciado, mientras que el alivio de esfuerzos induce un exceso en la presión de poro. La colocación de un filtro horizontal en el talud de aguas arriba del terraplén ayuda a canalizar el flujo interno y a drenar el agua rápidamente, como se aprecia en la Figura 5.1b.

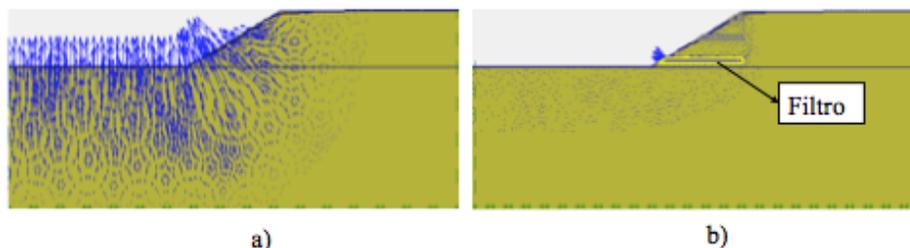


Figura 5.2 Velocidades de flujo presentadas en el instante de vaciado $\Delta t=6$ días ($H/L=1$). a) Bordo sin filtro (velocidad máxima $935.10E^{-6}$ m/d) y b) Bordo con filtro (velocidad máxima $29.95E^{-3}$ m/d)

Este aumento en las velocidades de flujo tendrá por consecuencia dos beneficios: i) una reducción de las fuerzas de filtración; lo cual tendrá un efecto significativo en la estabilidad del talud (Figura 5.3) y ii) una disminución en los gradientes hidráulicos de salida (Figura 5.4), además de la ventaja de poder anticipar por donde se puede presentar la posible tubificación del material.

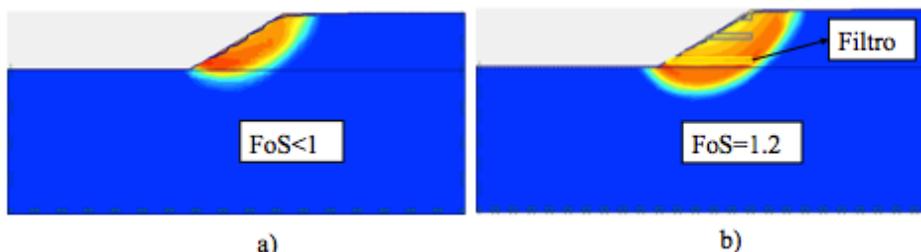


Figura 5.3 Factor de seguridad obtenido en el instante de vaciado $\Delta t=6$ días ($H/L=1$). a) Bordo sin filtro) y b) Bordo con filtro



Figura 5.4 Gradiente hidráulico máximo obtenido en el instante de vaciado $\Delta t=6$ días ($H/L=1$). a) Bordo sin filtro) y b) Bordo con filtro

5.3 PROPUESTAS DE DISEÑO DEL FILTRO HORIZONTAL CONTRA EL VACIADO RÁPIDO

5.3.1 Ubicación óptima del filtro

Partiendo de la premisa de que el objetivo principal de los filtros es drenar rápidamente el agua remanente en el cuerpo del bordo durante cada instante del vaciado, se acepta como criterio de diseño que la posición óptima del filtro es aquella donde éste sea capaz de captar y filtrar toda el agua dentro de la estructura en cada etapa del abatimiento (De la Fuente *et al.*, 2012). En la Figura 5.5 se presentan los resultados de variar la posición del filtro dentro del bordo, y se observa que se obtiene un mayor incremento en el factor de seguridad al colocar el filtro cerca del pie del talud; mientras que, entre más cercano se encuentre de la corona, el filtro va perdiendo eficiencia, ya que únicamente alcanza a captar el agua durante los primeros instantes del vaciado, donde el efecto estabilizador del peso del agua en el paramento exterior aún es importante y el fenómeno no representa ningún peligro de inestabilidad.

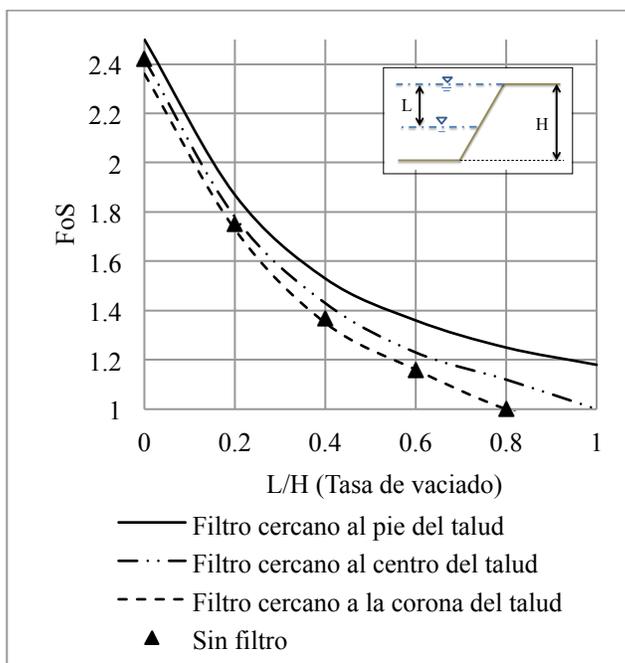


Figura 5.5 Variación del factor de seguridad con la posición del filtro horizontal dentro del bordo de protección

5.3.2 Dimensiones óptimas del filtro

El segundo criterio de diseño a definir es la longitud mínima del filtro; así de los resultados obtenidos en la Figura 5.3, se puede observar que al utilizar un material de filtro envuelto en un geotextil con una alta resistencia a la tensión, se aumenta la superficie de falla y con ello el factor de seguridad del talud; esto es, el filtro envuelto en un geotextil funciona como una estructura de anclaje, por lo que al igual que éstas, se acepta que la longitud mínima del filtro debe ser mayor que la superficie de falla. En la Figura 5.6 se presentan los resultados de variar dicha longitud, y se observa que al colocar un filtro con longitud menor que la superficie de falla inicial, el bordo se comporta similar al caso de un bordo sin filtro.

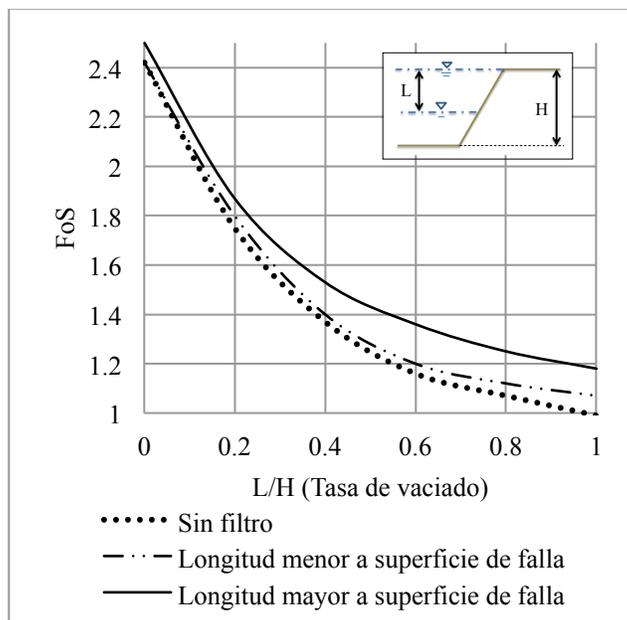


Figura 5.6 Variación del factor de seguridad con longitud del filtro horizontal dentro del borde de protección

Para establecer el criterio de diseño en cuanto al espesor del filtro, se tomaron en cuenta las recomendaciones dadas por Marsal y Reséndiz (1975), las cuales señalan que el espesor mínimo del filtro debe ser 1m, a fin de que su construcción se facilite y se reduzcan los efectos de contaminación; sin embargo, éste debe calcularse para que tenga la capacidad de desalojo del gasto máximo esperado que pueda salir a través de él. Para esto, los autores proporcionan unas ecuaciones de diseño basadas en el gasto y la conductividad hidráulica del material filtrante (Ec 5.1). En la Figura 5.7 se presentan los resultados de variar los espesores del filtro, y se observa que el incremento en la estabilidad al aumentar el espesor del filtro es mínimo en comparación con el costo que implicaría su construcción.

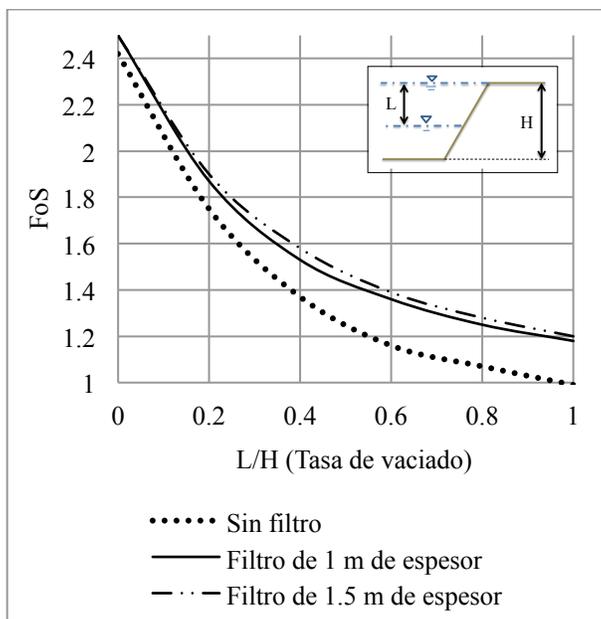


Figura 5.7 Variación del factor de seguridad con el espesor del filtro horizontal dentro del borde de protección

Como se mencionó anteriormente, la capacidad hidráulica es otro aspecto que debe analizarse al dimensionar los filtros de una estructura de tierra, por tanto, el espesor mínimo que debe tener un filtro horizontal está dado por la siguiente expresión (Marsal & Reséndiz, 1975):

$$d = \sqrt{\frac{4qL}{k}} \quad \text{Ec. 5.1}$$

donde d es el espesor del filtro, q el gasto por unidad de longitud de bordo o presa que puede pasar a través del filtro horizontal y k es la conductividad hidráulica del mismo.

5.3.3 Número de filtros óptimos

En la Figura 5.8 se presentan los resultados de colocar un mayor número de filtros; en la misma, se observa que al igual que en el criterio del espesor del filtro, un incremento en el número no representa un aumento significativo para mejorar la estabilidad del bordo ante condiciones de vaciado rápido. Sin embargo, desde el punto de vista de erosión y tubificación, Lezama (2010) encontró que el uso de dos filtros horizontales (uno al pie y otro al centro del talud), presenta la mejor solución para disminuir los gradientes hidráulicos y evitar el arrastre del material.

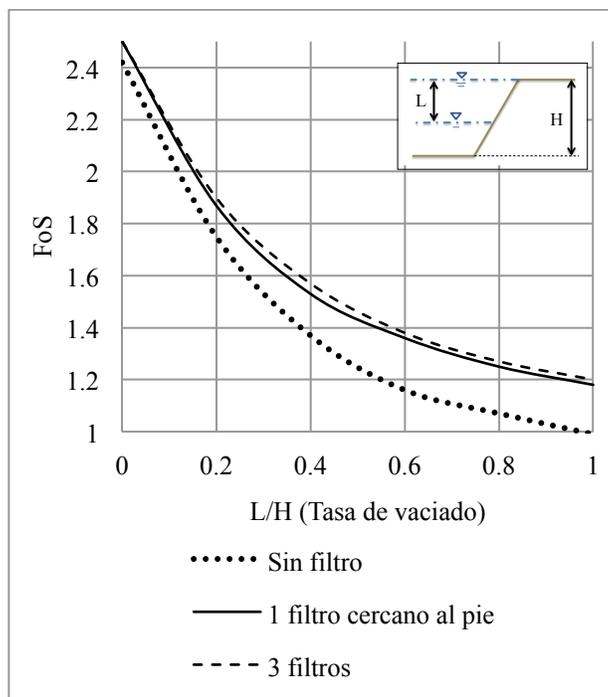


Figura 5.8 Variación del factor de seguridad con el número de filtros horizontal dentro del bordo de protección

5.4 REVISIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO ACTUALES DEL FILTRO HORIZONTAL CONTRA LA EROSIÓN INTERNA Y TUBIFICACIÓN

5.4.1 Antecedentes

La historia de investigación del diseño de filtros se remonta 100 años atrás. Los primeros parámetros de diseño de filtros fueron publicados en 1910 (Hsu, 1981). Sin embargo, la base de todos los criterios se le atribuyen al trabajo hecho por Terzagui (1922) y Casagrande en los años de 1930 (Aralanandan & Perry, 1983; Hsu, 1981), los cuales establecieron el criterio del tamaño de las partículas para materiales granulares utilizados como filtros.

En particular, los sistemas de filtros naturales deben guardar una adecuada correlación con el material base al cual deben proteger. Los criterios aceptados en la actualidad para el diseño de filtros se basan en las dimensiones de los granos del material filtrante:

- Los granos deben ser suficientemente grandes para que su permeabilidad permita una canalización y evacuación rápida del flujo, y disipe los excesos de presión de poro generados; es decir, debe *servir como dren* (condición hidráulica). Es aceptable un filtro con permeabilidad mínima 50 veces mayor que la del suelo base (Marsal, 1975)
- Los granos deben ser suficientemente pequeños para *retener el suelo base* que se pretende proteger. Esta condición se conoce también como condición geométrica.
- Las partículas del filtro mismo no deben emigrar y, por tanto, su estructura debe mantenerse siempre estable. Esta condición se puede cumplir haciendo que el material del filtro sea relativamente uniforme, por ejemplo, estableciendo límites al coeficiente de uniformidad $1.5 < C_u < 10$ (Bear, 1972; citado por Flores Berrones, 2000)
- Por lo menos 2.5% del material del filtro debe pasar la malla No. 200 para lograr una buena retención de partículas más pequeñas (Sherard *et al.*, 1984b).
- Un filtro no debe sufrir agrietamiento: para esto, el criterio más utilizado indica que no más del 5% del material debe ser menor a la malla #200, y que los finos remanentes no deben ser plásticos. Sin embargo, no está claro que este criterio sea suficiente (Park, 2003).
- Arenas uniformes finas a medias son efectivas para diseñar filtros, no así arenas uniformes gruesas debido a su permeabilidad y porosidad. Tanto las partículas angulares como las sub-redondeadas sirven como material de filtro (Sherard *et al.*, 1984b)

La USACE (1993) utiliza la siguiente notación:

- d_{85} donde la letra minúscula representa al tamaño de la partícula del suelo base y 85 indica el porcentaje que pasa
- D_{15} donde la letra mayúscula representa al tamaño de la partícula del filtro y 15 indica el porcentaje que pasa

La USBR (1994) utiliza la siguiente notación:

- $D_{15}F$ Donde 15 es el porcentaje que pasa y F indica filtro
- $D_{15}B$ La letra B indica base

Para evitar confusión, en el presente trabajo se utilizará la siguiente notación:

- D_{15F} Diámetro característico del filtro, correspondiente al 15% de la curva granulométrica
- D_{85B} Diámetro característico del material base correspondiente al 85% de la curva granulométrica

5.4.2 Criterio de Terzagui (1920)

Las reglas de diseño más aceptadas son las de Terzagui (1922) que consisten esencialmente en dos condiciones:

- Condición de retención ó condición geométrica (relación de tubificación): $D_{15F} \leq 4D_{85B}$
- Condición de permeabilidad (condición hidráulica): $D_{15F} \geq 4D_{15B}$

La aplicación del criterio de selección del material de un filtro de Terzagui puede ser explicado usando la Figura 5.9, en la cual la curva *a* es la curva de distribución del tamaño de partículas del material base. Para la condición geométrica ó de retención, $D_{15F} \leq 4D_{85B}$, la abscisa del punto *A* es D_{85B} , entonces la magnitud de $4D_{85B}$ puede ser calculada; y el punto *B*, cuya abscisa es $4D_{85B}$, puede ser trazado. Similarmente para la condición hidráulica, $D_{15F} \geq 4D_{15B}$ de los puntos *C* y *D* son D_{15F} y $4D_{15B}$, respectivamente. Las curvas *b* y *c* son trazadas, las cuales son geoméricamente similares a la curva *a* (material base) y están limitadas con los puntos *B* y *D*. En general, un suelo cuya curva de distribución de tamaño de partículas caiga dentro de las curvas *b* y *c* es un buen material para filtros.

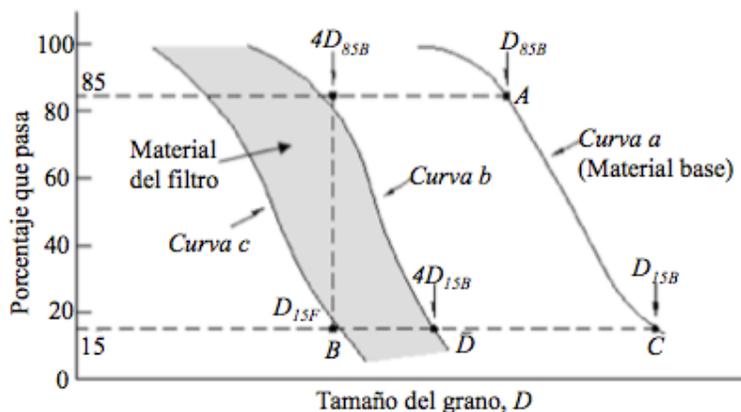


Figura 5.9 Banda de las curvas granulométricas donde debe ubicarse el filtro protector, según el criterio original de Terzagui

5.4.3 Criterio de Bertram (1940)

Bertram (1940) efectuó numerosas investigaciones, bajo la dirección de Terzagui y Casagrande, con lo que encontró que las recomendaciones de Terzagui eran muy conservadoras, estableciendo así la siguiente expresión para fines de diseño:

$$\frac{D_{15F}}{D_{85B}} \leq 5 \leq \frac{D_{15F}}{D_{15B}} \quad \text{Ec. 5.2}$$

Una variante de la expresión de Bertram (1940) es citada por Hsu (1981):

$$\frac{D_{15F}}{D_{85B}} \leq 6 ; \frac{D_{15F}}{D_{15B}} \leq 9 \quad \text{Ec. 5.3}$$

En realidad, la interpenetración del material base y del filtro se presentan cuando $D_{15F} \cong 10D_{85B}$, por tanto, la ecuación de Bertram incluye un factor de seguridad del orden de 2 (Auvinet, 1986).

5.4.4 Criterio de Sherard & Dunnigan (1989)

Durante la década de los años ochenta, Sherard & Dunnigan (1989) llevaron a cabo pruebas de laboratorio denominadas “filtro sin erosión” (NEF, *no erosion filter*), en suelos de diversas características granulométricas comúnmente utilizados como material base para la construcción de corazones impermeables. En base a estas, los investigadores determinaron el tamaño de partículas del filtro frontera D_{15F} para cada grupo de suelo, a partir del cual, el material base que se analiza no experimentará erosión alguna debido al flujo de agua (Tabla 5.3). El equipo utilizado por Sherard y Dunnigan se muestra en la Figura 5.10.

Las conclusiones principales del trabajo de estos autores son las siguientes:

- La prueba NEF da resultados realistas y se puede llevar a cabo para todo el rango de materiales impermeables que se utilizan en la construcción de terraplenes
- El filtro frontera que separa los filtros que cumplen de los que no cumplen la prueba NEF, es único para un material impermeable dado, dicho filtro es independiente de las dimensiones del aparato de prueba usado en el laboratorio.

Tabla 5.3 Determinación de los límites de filtros para diferentes contenidos de finos, según los cuatro grupos de suelo base, acorde con la prueba NEF de Sherard & Dunnigan (1989)

Grupo	Contenido de finos (%) en la malla #200	Límite del filtro (D_{15F}) determinado por la prueba NEF
1	85-100	$D_{15F} = 7D_{85B} - 12D_{85B}$ ($Pr_{om} = 9 D_{85B}$)
2	40-85	$D_{15F} = 0.7$ a 1.5 mm
3	0-15	$D_{15F} = 7D_{85B} - 10D_{85B}$
4	15-40	Intermedio entre los grupos 2 y 3, dependiendo del contenido de finos

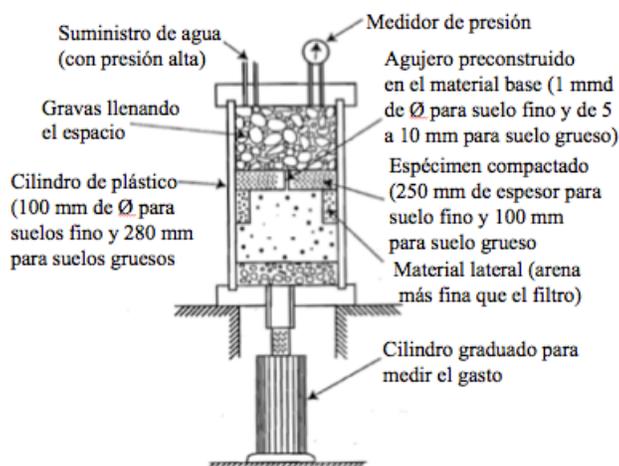


Figura 5.10 Figura del aparato para realizar la prueba no erosionable (NEF) (Modificado de Sherard y Dunnigan (1989).

5.4.5 Criterio del USBR (1994)

El Bureau of Reclamation de los Estados Unidos (USBR, 1994), establece los siguientes requisitos que deben satisfacer los filtros de las presas reguladas por esta institución (Tabla 5.4)

Tabla 5.4 Criterios para diseño de filtros (USBR, 1994)

Categoría del suelo	Descripción del suelo base y porcentaje más fino que la malla #200 ⁽¹⁾	Criterio del filtro ⁽²⁾
1	Arcillas y limos finos, con más del 85% más finos que la malla 200	$D_{15F} \leq 9D_{85B}$ ⁽³⁾
2	Arenas, limos, arcillas y arenas arcillosas y/o limosas; 40 al 85% más finos que la malla 200	$D_{15F} \leq 0.7mm$
3	Arenas limosas y arcillosas, y gravas: 15 al 39% más finos que la malla 200	$D_{15F} \leq 0.7mm + \frac{(40-A)(4D_{85B}-0.7mm)}{25}$ ⁽⁴⁾⁽⁵⁾
4	Arenas y gravas: menos del 15 más finos que la malla 200	$D_{15F} \leq 4D_{85B}$ ⁽⁶⁾

Notas:

- (1) La designación de la categoría en suelos con partículas mayores de 4.75mm, se hace a partir de la curva granulométrica del suelo base donde se considera 100% el material que pasa la malla No. 4 (4.75mm).
- (2) Los filtros deberán tener tamaños de partículas no mayores de 2" (50mm) y un máximo de 5% pasando la malla No. 200 (0.075mm), con índices de plasticidad de los finos iguales a cero. El IP se determina en el material que pasa por la malla No. 40 (0.425mm), de acuerdo con la especificación ASTM-D-4318 ó el Earth Manual, USBR 5360. Para asegurar suficiente permeabilidad, los filtros deberán tener un D_{15F} igual o mayor a $5D_{15B}$ pero no menor a 0.1 mm
- (3) Cuando $9D_{15B}$ es menor a 0.2 mm, usar 0.2 mm
- (4) A = porcentaje que pasa la malla No. 200, después de cualquier regraduación
- (5) Cuando $4D_{45B} < 0.7mm$, usar 0.7mm
- (6) En la categoría 4, el D_{85B} puede determinarse a partir de la curva granulométrica original del suelo base, sin haberse hecho ajustes para las partículas mayores a 4.75mm.

5.4.6 Criterio del USSCS (1994)

Uno de los criterios más utilizados actualmente en los Estados Unidos y en otros países desarrollados es el del United States Soil Conservation Service (USSCS, 1994), el cual trata de satisfacer los dos requisitos señalados anteriormente por Terzagui. La determinación del rango en el cual debe estar la graduación de un filtro según este criterio, se hace mediante once pasos, los cuales se detallan a continuación:

Paso 1. Dibujar la curva granulométrica del material base, a fin de poder diseñar el D_{15F} máximo y mínimo del filtro para satisfacer los requisitos de Terzagui.

Paso 2. Ir al paso cuatro si el suelo no contiene material de grava (tamaños de partículas mayores a la malla #4)

Paso 3. Ajustar las curvas granulométricas de los suelos que tienen tamaños mayores de la malla #4, de manera que el porcentaje que se determine pasando la malla #200 se haga tomando en cuenta dicho ajuste. Este ajuste se hace multiplicando los porcentajes pasando cada malla, por un factor igual a 100 dividido entre el porcentaje que pasa por la malla #4; dicho factor es siempre mayor o

igual a la unidad. El ajuste que se hace en este paso proporciona una mayor seguridad del diseño y es necesario cuando los materiales base son suelos bien graduados, que contienen una amplia gama de tamaños de partículas.

Paso 4. Clasificar el suelo base en función del porcentaje que pasa la malla #200, a partir de la curva granulométrica (Tabla 5.5).

Tabla 5.5 Clasificación del suelo base (USSCS, 1994)

Categoría del suelo base	% finos en el suelo base	Descripción del suelo base
1	>85	Arcillas y limos
2	40-85	Arenas, limos, arcillas y arenas arcillosas y limosas
3	15-30	Arenas arcillosas y limosas, y gravas
4	<15	Arenas y gravas

Paso 5. Para satisfacer el requisito de filtración, determinar el valor máximo permisible D_{15F} del filtro, de acuerdo con la Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Criterios de filtración $D_{15Fmáx}$ (USSCS, 1994)

Categoría del suelo base	Criterios de filtración
1	$\leq 9D_{85B}$ pero no menor que 0.2 mm
2	$\leq 0.7\text{mm}$
3	$\leq \left(\frac{40 - A}{40 - 15}\right) [4D_{85B} - 0.7\text{mm}] + 0.7\text{ mm}$ A= % que pasa la malla #200 (si $4D_{85B} < 0.7\text{mm}$, usar 0.7 mm)
4	$\leq 4D_{85B}$ del suelo base, después de revisar la graduación

Paso 6. Cuando se requiera satisfacer el requisito de la permeabilidad, determinar el D_{15F} mínimo permisible de acuerdo con la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Criterio de permeabilidad (USSCS, 1994)

Categoría del suelo base	Mínimo D_{15F}
Todas las categorías	$\geq 44D_{15B}$ del suelo base, pero no menor que 0.1mm

Paso 7. El ancho de la banda del filtro debe ser lo suficientemente estrecho como para prevenir el uso de filtros con distribución granulométrica discontinua, la cual indica ausencia de algunos tamaños de partículas ajustar los valores máximos y mínimo de D_{15F} determinados en los pasos 5 y 6, de manera que su relación $D_{15Fmáx}/D_{15Fmin} \leq 5$ en cualquier porcentaje que pasa de 70 ó menor. Este criterio se resume en la Tabla 5.8

Paso 8. A fin de evitar filtros con discontinuidades en su graduación, la banda de graduación del filtro que se diseña no debe tener tamaños de granos con valores extremos altos. Ajustar los límites de dicha banda de manera que los lados gruesos y finos de la misma tengan un coeficiente de uniformidad $c_u \leq 6$. Este criterio se resume en la Tabla 5.8

Tabla 5.8 Otros criterios para el diseño de filtros (USSCS, 1994)

Elementos de diseño	Criterios
Para evitar filtros con discontinuidades en la curva granulométrica	El ancho de la banda del filtro debe ser tal que la proporción entre el máximo y el mínimo diámetro de cualquier porcentaje $\leq 60\%$ es ≤ 5
Límite de la banda del filtro	Los límites finos y gruesos de la banda del filtro deben tener un coeficiente de uniformidad ≤ 6

Paso 9. Determinar el valor mínimo de D_{15F} y el máximo de D_{100F} acorde a la Tabla 5.9.

Tabla 5.9 Máximo y mínimo diámetro de las partículas (USSCS, 1994)

Categoría del suelo base	Máximo de D_{100F}	Mínimo de D_{15}
Todas las categorías	≤ 75 mm	0.075 mm (malla #200)

Paso 10. Para determinar la segregación durante la construcción debe calcularse la relación del D_{90F} máximo y el D_{10F} mínimo del filtro. El D_{15F} mínimo preliminar se obtiene dividiendo D_{15Fmin} entre 1.2: este factor considera que la línea que conecta D_{15F} y D_{10F} corresponde a un $c_u = 6$. La determinación del D_{90F} máximo se hace utilizando la Tabla 5.10.

Tabla 5.10 Límites para prevenir la segregación (USSCS, 1994)

D_{10F} mínimo (mm)	D_{90F} máximo (mm)	D_{90F}/D_{10F}
<0.5	20	40
0.5-1	25	25
1-2	30	15
2-5	40	8
5-10	50	5
10-50	60	2

Paso 11. Conectar los puntos determinados en los pasos anteriores para definir las fronteras de los lados finos y grueso de la banda preliminar del filtro. Completar el diseño extrapolando las curvas granulométricas del lado fino y grueso de la banda del filtro para obtener el 100% del material que pasa en cada caso. Para elaborar las especificaciones, seleccionar las mallas y los porcentajes más finos que mejor reconstruyan la banda de diseño y tabular estos valores.

5.4.7 Criterio de Foster & Fell (2001)

Foster & Fell (2001) analizaron los resultados experimentales obtenidos de observar el comportamiento que habían tenido los filtros de varias presas existentes, y los compararon con los resultados que ofrecía la aplicación de la prueba NEF de Sherard y Dunningan (1989). Esta comparación mostró que el criterio NEF era conservador y, por tanto, en él se involucraba un factor de seguridad al aplicarlo en el diseño de nuevas presas. Sin embargo, para la evaluación de la seguridad de presas existentes, los investigadores propusieron un nuevo criterio basados en los resultados de varias pruebas de laboratorio que estos autores efectuaron en la UNSW (University of Ney South Wales), y utilizando equipos de filtros de erosión continua (CEF), el cual parte de que en el comportamiento de un filtro, definido a través del D_{15F} , existen las fronteras que a continuación se indican (Figura 5.11):

- *Frontera sin erosión*: 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*: el filtro se llega a sellar después de haber dejado pasar una cierta cantidad de material base (del orden de 100g)
- *Frontera de erosión continua*: a partir de esta frontera, el filtro permite que en forma más o menos continua exista erosión del material base a través de él.

Así mismo, realizaron la siguiente clasificación del comportamiento de filtros:

- *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.
- *Filtro que sella con algo de erosión*: el sellado se produce después de haber producido un cierto daño y donde la fuga del agua se incrementó en forma moderada
- *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.

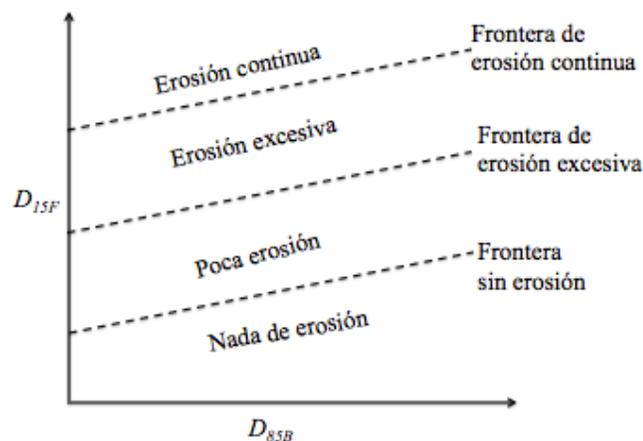


Figura 5.11 Desarrollo conceptual de los límites de erosión para una prueba de filtro (Modificado de Foster y Fell, 2001)

Finalmente, de los resultados de sus investigaciones, Foster & Fell (2001) recomiendan el uso de la Tabla 5.11 para definir los valores que debe tener el D_{15F} en las fronteras de erosión excesiva y erosión continua, en función de las características granulométricas del suelo base.

Tabla 5.11 Criterios para la identificación de erosión excesiva o continua (Foster & Fell, 2001)

Suelo base	Criterio propuesto para frontera de erosión excesiva	Criterio propuesto para frontera de erosión continua
Suelos con $D_{95B} < 0.3mm$	$D_{15F} > 9D_{95B}$	Para todos los suelos: $D_{15F} > 9D_{95B}$
$0.3mm < D_{95B} < 2mm$		
$D_{95B} > 2mm$ y contenido de finos $< 15\%$		
$D_{95B} > 2mm$ y contenido de finos entre el 15%-35%	$D_{15F} > 2.5D_{15FD}$ $D_{15F} = \frac{35 - \%Finos}{35 - 15} (4D_{85B} - 0.7) + 0.7$	
$D_{95B} > 2mm$ y contenido de finos $> 35\%$	Promedio de $D_{15F} > D_{15F}$ para el cual se obtiene una erosión de 0.25 gr/cm ² en el ensayo CEF ó límite grueso con $D_{15F} > D_{15F}$ para el cual la erosión es inferior a 1 gr/cm ² en el ensayo CEF	

5.4.8 Recomendaciones adicionales

Para que se cumplan simultáneamente los dos criterios dados por Terzagui (1922), la ICOLD (1994) establece las siguientes recomendaciones:

- Evitar la segregación del material del filtro durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación del mismo.
- 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.
- No debe haber cohesión real o aparente, o la posibilidad de cementación como consecuencia de acciones fisico-químicas o biológicas. El filtro debe permanecer sin cohesión de manera que no exista la posibilidad del agrietamiento.
- Debe ser internamente estable, es decir, la fracción gruesa del filtro con respecto a la fracción fina debe cumplir con el criterio de tubificación.
- Tener suficiente capacidad de descarga de manera que el agua que entra al sistema del filtro sea desalojada rápidamente y con seguridad, con poca pérdida de carga.

Por su parte, Poucell (1982) establece las siguientes recomendaciones para el diseño de filtros:

- El tamaño máximo del material para filtro debe ser menor a 3" (7.5cm), a fin de que la segregación sea mínima y evitar el arqueado entre partículas grandes durante la colocación.
- El filtro no debe contener más del 5% de material que pasa la malla #200
- Las curvas de distribución granulométricas del material del filtro y del material base deben ser paralelas

- Cuando el material base contiene un porcentaje grande de grava, el filtro debe diseñarse utilizando la porción de la curva de distribución granulométrica que es menor que la malla #1 (2.52cm)
- La compactación del filtro debe ser tal que alcance una densidad relativa no menor al 90%, o bien igual al especificado en la construcción de las zonas vecinas. Dicha compactación debe efectuarse con rodillo vibratorio en capas de espesor no mayor a 30 cm
- Durante la construcción, es indispensable que se lleve un riguroso control de las características y especificaciones de los materiales de filtro, así como de su colocación y grado de compactación o densidad relativa, que deben cumplirse para garantizar el correcto funcionamiento del filtro.

Finalmente, de las recomendaciones dadas por la USACE (1994) y Poucell (1982) se concluye que existen tres problemas relacionados al mal funcionamiento de un filtro:

- i) El diseño es inadecuado
- ii) El material de filtro no cumple con las especificaciones (la granulometría no satisface los requerimientos especificados, hay excesos de finos, etc.)
- iii) La colocación del material de filtro es inadecuada (problemas de segregación, insuficiente compactación, etcétera)

CAPÍTULO 6

CASO PRÁCTICO: EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN DE VILLAHERMOSA, TABASCO.

6.1 INTRODUCCIÓN

Las inundaciones de la cuenca del río Grijalva que se presentaron en 1999 y en 2007 mostraron la vulnerabilidad de las obras que protegen las zonas urbanas contra inundaciones. En el 2008, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) manifestó la prioridad y urgencia de una serie de acciones que se encuentran en proceso de construcción, ejecución o que están inclusive por terminarse. Entre ellas destacan (Auvinet *et al.*, 2008):

- La reparación y rehabilitación de los bordos marginales, principalmente de los ríos Carrizal, Grijalva y de La Sierra, en sitios donde se identificaron 51 caídos, de los cuales 15 tuvieron el carácter de urgente.
- La rehabilitación de los bordos perimetrales de Villahermosa, principalmente los denominados bordo “Gaviotas” y bordo “Aeropuerto”, así como, la conclusión de la construcción de los mismos en los tramos faltantes.
- La construcción de la estructura de control en el río Carrizal.

Como parte del Plan de Acción Urgente (PAU¹), se consideró necesario que los análisis y diseños para las obras geotécnicas de reparación y de protección fueran realizados con la asesoría de la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM; específicamente, el trabajo se realizó bajo la asesoría del Dr. Gabriel Auvinet, la Dra. Norma Patricia López y la M.I. Alma Rosa Pineda. Los investigadores llegaron a la conclusión, de que en muchos casos, los problemas que se presentaron son de tipo geotécnico, y en particular, están relacionados con los fenómenos de erosión interna y del vaciado rápido (Auvinet & López Acosta, 2009; Rascón, 2011).

Con la finalidad de ayudar en la solución de las necesidades urgentes planteadas por la CONAGUA, en el presente capítulo se pretende estudiar el comportamiento y la seguridad de los bordos de protección mediante un análisis acoplado de flujo transitorio-deformación y estabilidad. El análisis estará enfocado particularmente a los bordos marginales localizados en el sitio Puente Grijalva II, colonia Gaviotas Sur.

6.2 PROBLEMÁTICA DEL SITIO EN ESTUDIO

6.2.1 Planteamiento

Villahermosa es una ciudad vulnerable a las crecidas de sus dos principales ríos que la circundan: Grijalva y Carrizal (Figura 6.1c). Si se observa con más detenimiento y se estudia el desarrollo histórico e hidrológico de la ciudad, lograremos comprender que las últimas inundaciones que han vivido los habitantes de Villahermosa no son “tan naturales” como ciertos sectores de la sociedad

¹ Forma parte del Proyecto Hídrico Integral de Tabasco (PHIT) y tiene como objetivo principal la rehabilitación de la infraestructura dañada por las lluvias atípicas del 2007

Capítulo 6. Caso Práctico: Evaluación de la Seguridad de los Bordos de Protección de Villahermosa, Tabasco.

nacional han querido explicar. De que se ha incrementado el peligro a las inundaciones es un hecho evidente, que bien se puede entender a partir de la influencia de determinados sucesos históricos sobre el espacio natural de Tabasco, y de la implementación de políticas de desarrollo mal planeadas y ejecutadas.

Para comprender por qué una ciudad como Villahermosa, empapada en su historia por las crecidas, fue escena de una inundación que rebasó la percepción que se tenía de éstas y que dejó a su población desconcertada en octubre de 2007, se pretende exponer en este capítulo, aquellos elementos históricos, hidrológicos y geográficos que contribuyeron a incrementar el riesgo de inundación en la ciudad y que influyeron de manera importante en el proceso del riesgo-desastre.

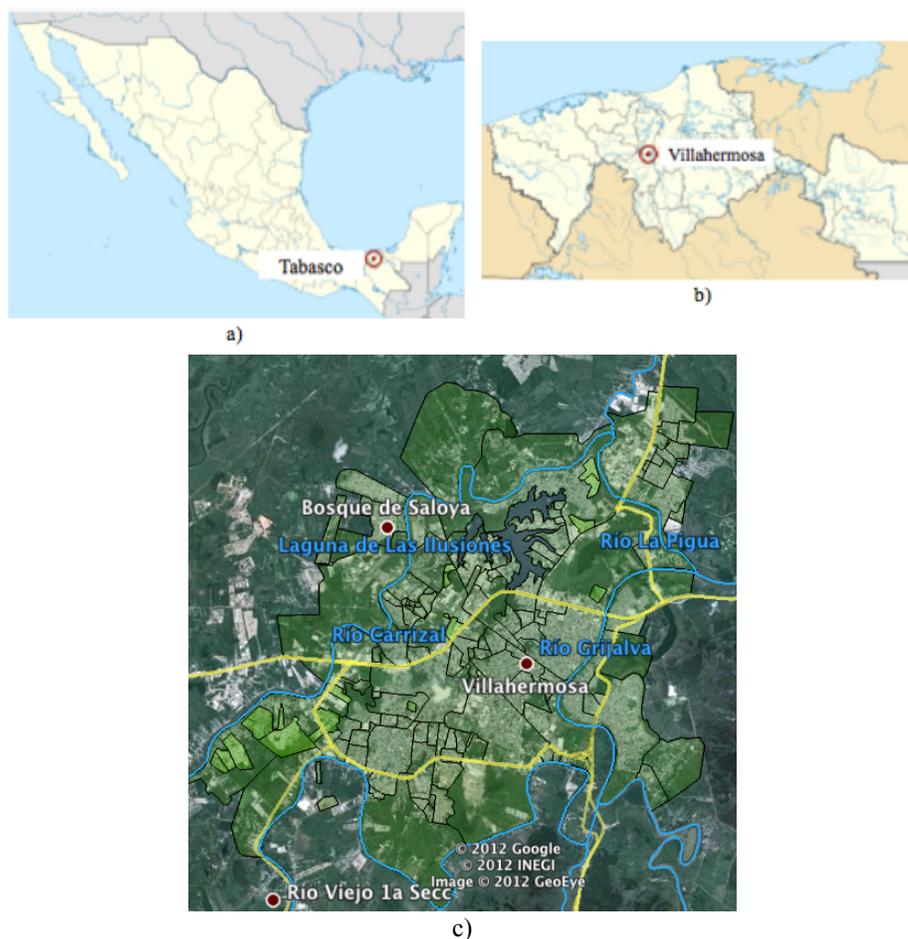


Figura 6.1 Localización de a) Tabasco en México, b) la ciudad de Villahermosa en Tabasco y c) los ríos que atraviesan la ciudad de Villahermosa.

6.2.2 Asentamientos urbanos mal planeados

Desde principios de la década de los setenta comenzaron a aparecer algunos asentamientos, aún dispersos, en las márgenes de la ciudad de Villahermosa, pero fue entre 1983 y 1993, que comienzan a proliferar ya fuera del área del anillo periférico que circunda la ciudad (Tudela, 1992). El periférico, llamado Carlos Pellicer Cámara, es la vía principal y más grande que rodea a Villahermosa. En la actualidad, fuera del polígono que forma esta vía, se ubican los sectores que forman el área conocida como Gaviotas, situada en la margen derecha del río Grijalva y del lado

contrario al casco histórico de la ciudad. Esta zona fue regulada por la Comisión para la Regulación de la Tenencia de la Tierra (CORETT), hacia fines de los ochenta y principios de los noventa y está considerada como suelo apto para el desarrollo urbano aunque dentro de su polígono existen asentamientos considerados irregulares. Esta colonia, junto con otras como Casa Blanca, Tierra Colorada, La Manga, son las que habitualmente suelen inundarse en temporadas de lluvias.

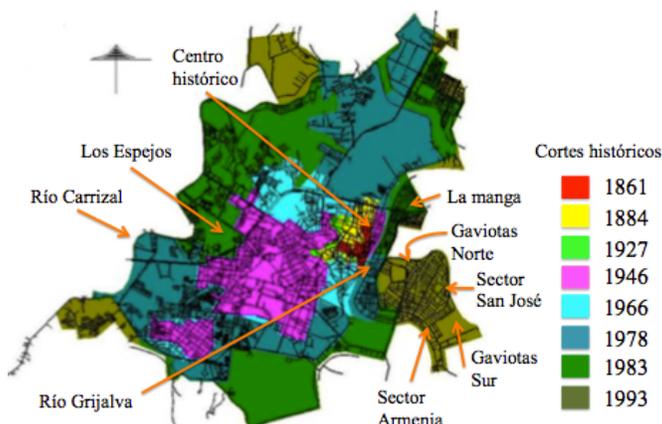


Figura 6.2 Crecimiento de la mancha urbana de la ciudad de Villahermosa, Tabasco, 1861-1993 (INEGI, 2000)

Es de interés comparar el tamaño de la población de Villahermosa en 1974, en la Figura 6.3, (100 mil habitantes) así como la zona inundada en ese entonces, con la imagen del Cenapred del día 8 de noviembre del 2007 (400 mil habitantes). En estas figuras se aprecia la semejanza de las zonas inundadas y se observa cómo creció Villahermosa hacia las zonas inundables en la margen derecha del río La Sierra y hacia el norte. El área de la ciudad (mostrada con el perímetro en naranja) en 1974 cubría unos 16 km² y la de 2007 (con perímetro rojo) de 50 kilómetros cuadrados (IMTA *et al.*, 2008).



Figura 6.3 Imágenes satelitales de la zona de Villahermosa en 1974 y 2007 (CENAPRED, 2007)

De alguna manera, los problemas de planeación urbana de la ciudad de Villahermosa han generado la búsqueda de otros territorios alternativos al crecimiento poblacional de la ciudad, situación que se ha acompañado de otros problemas que también afectan a la población, como lo son la mala calidad de las diversas construcciones hechas alrededor de los ríos Carrizal y Grijalva, el relleno de las áreas de inundación², la deforestación, entre otros, los cuales han incrementado los efectos de las inundaciones en la ciudad (Hernández, 2011).

² De acuerdo con Rodríguez (1999) ejemplo de este problema son las lagunas El Espejo, del las Ilusiones y Loma de Caballo, problema que asegura Rodríguez no ha sido estudiado y por lo tanto se carece de información histórica.

6.2.3 Casos históricos de crecidas e inundaciones

El agua en Tabasco ha sido y es uno de los mayores cinceles que moldean la vida en su territorio. Aseguran algunos autores que si observamos el conjunto de la red fluvial de la región, entendemos el por qué la ciudad de Villahermosa es susceptible a las inundaciones. Para los conquistadores, esta aseveración estaba fuera de su pensar. Ellos, explica Tudela (1992), eran portadores de una cultura agronómica propia de las zonas templadas, en contraste se encontraron con un medio tropical y acuático característico de las tierras bajas de Tabasco. Las inundaciones de estas tierras las concibieron como cataclismos a erradicar a toda costa y no como la renovación y fertilización de suelos. La idea de eliminar las inundaciones repercutiría negativamente en la región. Por un lado, generó un mal manejo del área de la llanura de inundación, con la introducción de la actividad agropecuaria y la deforestación de sus selvas, y, por otro lado, contribuyó a la pérdida paulatina de la cultura acuática que la población local había heredado del mundo prehispánico, ya que se introdujeron técnicas diferentes a la del medio original y se impulsó su desecación.

Es necesario entender que algunos hechos históricos realizados durante la intervención de los conquistadores – y aun posteriormente a esta época – en el área de las tierras bajas de Tabasco afectaron significativamente al medio natural. Cuando tuvieron que desplazarse hacia el interior de la planicie para evitar los saqueos de los corsarios desviaron el curso del río Grijalva hacia el Este; esto es, dirigieron las aguas en dirección de la ciudad capital, que en esos momentos se llamaba Villa de San Juan Bautista. Este hecho provocó constantes inundaciones en las tierras bajas del Este, debido a que los terrenos no tenían mucha pendiente (Arrieta, 1994).

Algunas de las inundaciones más significativas que se sucedieron en la región de Tabasco fueron en los años 1879, 1918, 1926, 1927, 1929, 1932, 1944, 1952, 1955 y 1959 (Figura 6.4); en el Programa de Desarrollo Urbano Municipal de Centro (2000) se mencionan otros años: 1912, 1957, 1963, 1969, 1973 y 1980, ofreciéndonos una idea de la frecuencia con la que la ciudad se inundaba. La inundación de 1999, es el antecedente más cercano e importante que precedió a la que vivieron los tabasqueños en octubre de 2007.



Figura 6.4 a) Inundación de 1927, tomada del ayuntamiento principal del centro; b) Inundación de 1929, calle Madero y Reforma (Bulnes, 1981)

Igualmente se sabe de inundaciones (tal vez mayores que la de 2007, debido a que no existía la infraestructura hidráulica actual en las partes altas de las cuencas) que afectaron a la antigua capital del estado, en tiempos todavía más remotos. Por ejemplo, se cuenta que una especie de diluvio universal, el “Diluvio de Santa Rosa”, inundó la región en 1785 (Campos & González, 1982).

6.2.4 Red hidrográfica de la Cuenca Grijalva-Usumacinta.

6.2.4.1 Antecedentes

La enorme planicie del estado de Tabasco que se ha formado a lo largo de miles de años debido a la aportación de grandes cantidades de sedimentos y volúmenes de agua que dieron lugar a una intrincada red de cauces, lagunas y zonas inundables, han hecho de la cuenca Grijalva-Usumacinta, la más importante y compleja del país.

Al presentarse periódicamente grandes avenidas que cubrían grandes extensiones de esta planicie y al descender los niveles de agua después de cada inundación, dejaban capas de sedimentos ricos en nutrientes que favorecían a la agricultura y levantaban paulatinamente los terrenos. Esto permitió que las antiguas culturas como la olmeca y la maya, lograran desarrollar una estrecha vinculación con su medio ambiente, vinculando la cuenca hidrológica con los sistemas costeros y marinos, lo que les permitió establecer pueblos a las orillas de los ríos y construir importantes poblaciones que se asentaron en la cuenca del Grijalva-Usumacinta, creando verdaderas sociedades hidráulicas como lo atestiguan las numerosas obras hidráulicas que construyeron (IMTA *et al.*, 2008).

A lo largo de la historia de Tabasco, la planicie ha sufrido drásticas transformaciones que han modificado la libre circulación del agua en los cauces de los ríos, presentándose en las condiciones actuales lo que podríamos llamar una red hidrológica de “ríos encadenados”, ya que se ha modificado radicalmente el comportamiento de los ríos de Tabasco.

En el Anexo 3, se describen algunas de estas modificaciones que ha tenido la red fluvial y que es necesario tenerlos en cuenta, en el diseño y control de las obras hidráulicas que se proyecten, ya que los ríos tienen memoria y tienden a reconocer sus antiguos cauces.

6.2.4.2 La cuenca del río Grijalva

La cuenca del río Grijalva se localiza en el sureste de México. Es una cuenca transfronteriza de 60,256 km² (CONAGUA, 2011) que se extiende hasta la Sierra de Cuchumatanes en Guatemala, expandiéndose en México a lo largo de la Depresión Central de Chiapas, una extensa zona semiplana con orientación SE-NW flanqueada por la Sierra Madre, Los Altos y las Montañas del Norte de Chiapas (Figura 6.5).

Aguas abajo, el río Grijalva conduce los escurrimientos de las sierras de Chiapas hacia la parte baja de la cuenca, localizada en la Llanura Costera del Golfo, a su vez formada por grandes cantidades de aluvión acarreado por los ríos más caudalosos de México, entre ellos el Grijalva y Usumacinta, los cuales atraviesan esta provincia fisiográfica para desembocar en la parte sur del Golfo de México. El estado de Tabasco se ubica en la confluencia y delta de estos dos ríos, los cuales juntos, suman aproximadamente el 30% del total del escurrimiento de México y son considerados los dos principales ríos del país (CONAGUA, 2010).

Las condiciones del clima varían radicalmente conforme el Grijalva avanza río abajo. Las cuencas alta (CA) y media (CM) del Grijalva (Figura 6.5) tienen una precipitación media que oscila entre los 1200 y 1700 mm anuales. En la parte alta de la cuenca baja se ubica una de las zonas de mayor precipitación en México, con poco más de 4000 mm anuales. Las lluvias se presentan todo el año por influencia de sistemas tropicales y de invierno. Estos últimos pueden generar cada año precipitaciones de 300 mm en 24 horas, produciendo grandes escurrimientos debido principalmente a la intensidad de las precipitaciones inducidas por efectos de ascenso orográfico. En la planicie de

la cuenca baja (CB) del Grijalva la precipitación anual oscila entre los 1700 y 2300 mm. La influencia de sistemas atmosféricos es similar que en la parte alta de la cuenca baja, pero la precipitación disminuye porque no existen las aportaciones del ascenso orográfico (Rubio & Triana, 2006).

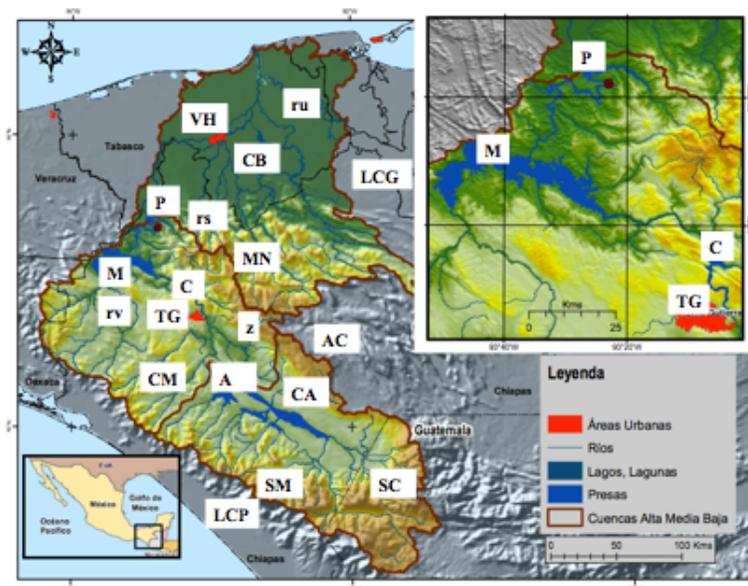


Figura 6.5 Cuenca y subcuencas del río Grijalva, presa natural emplazada entre presas Peñitas y Malpaso. (P = Presa Peñitas, M = Presa Malpaso, A = Presa La Angostura, C = Presa Chicoasén, VH = Villahermosa, TG = Tuxtla Gutiérrez, SM = Sierra Madre de Chiapas, AC = Los Altos de Chiapas, SC = Sierra Cuchumatanes, MN = Montañas Norte de Chiapas, LCP = Llanura Costera del Pacífico, LCG = Llanura Costera del Golfo, rs = ríos de la Sierra, ru = río Usumacinta, rv = río de la Venta, z = río Zinacatán, CA, CM, CB = Cuenclas Alta, Media y Baja, respectivamente. (Modificado de Hinojosa *et al.*, 2011).

El volumen medio anual que escurre hacia la desembocadura del río Grijalva se encuentra alrededor de los 36,500 millones de metros cúbicos (Mm^3) anuales. Si a este volumen añadimos el volumen medio anual del río Usumacinta, la cantidad de agua dulce que desemboca al Golfo de México por el aporte de estas dos cuencas es de alrededor de 100,000 Mm^3 anuales (Rubio & Triana, 2006).

El flujo del río Grijalva está parcialmente controlado. En la parte alta de la cuenca, en la Depresión Central de Chiapas, sus aportaciones son primero retenidas en la presa La Angostura; aguas abajo, el río bordea la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, capital del estado de Chiapas, para continuar hacia la presa Chicoasén, donde confluye el caudal del río Zinacatán (Figura 6.5). Posteriormente el río Grijalva llega a la presa Malpaso, también conocida como Nezahualcóyotl, donde convergen las aportaciones del río La Venta. Después de la cortina de Malpaso, se localiza la presa Peñitas. Aguas abajo de la presa Peñitas, el río Grijalva continúa su cauce hacia la Llanura Costera del Golfo, donde se encuentra la ciudad de Villahermosa, capital del estado de Tabasco, donde convergen otras corrientes importantes como los ríos de la Sierra. Las comunidades en estas zonas planas de la llanura, son las más vulnerables a las inundaciones por el desbordamiento de una compleja red de cauces que drenan hacia el Golfo de México las cuencas de los ríos Grijalva y Usumacinta.

Para generalizar y complementar la descripción introductoria de la cuenca del Grijalva, la subdivisión por presas se puede agrupar. Las subcuencas de las presas Peñitas, Malpaso y Chicoasén las podríamos aglutinar en la cuenca media y a partir de la cortina de la presa Angostura sería la cuenca alta. Esta generalización está plasmada en la Figura 6.5 (Hinojosa *et al.*, 2011).

Capítulo 6. Caso Práctico: Evaluación de la Seguridad de los Bordos de Protección de Villahermosa, Tabasco.

Por su parte, Gracia & Fuentes (2005), en su trabajo *“La Problemática del Agua en Tabasco. Inundaciones su control”* describen la red fluvial de este estado de la siguiente manera (Figura 6.6):

Está formada por el río Grijalva que nace en el estado de Chiapas y fluye en dirección sureste-noroeste hasta la presa Malpaso y continúa en dirección sur-norte hasta el embalse Peñitas, en donde ingresa a la planicie tabasqueña. El río Grijalva continúa en la misma dirección con el nombre de Mezcalapa hasta una bifurcación en donde una de sus ramas, el río Carrizal fluye de oeste a este hasta llegar a Villahermosa, la otra rama es el río Samaria.

En el tramo Peñitas-Samaria recibe la aportación de los ríos Camoapa y Platanar, después de la confluencia del río Carrizal con el de la Sierra se vuelve a tomar el nombre de Grijalva. En el tramo comprendido entre el entronque con el Carrizal y el sitio en donde la dirección cambia para ser suroeste-noroeste, el Grijalva recibe las aportaciones del río de la Sierra que a su vez incorpora a los Pichucalco, Tacotalpa y Teapa; este último recibe las aguas del río Puyacatengo. Antes de la descarga al mar del río Grijalva, recibe al Chilapa y al Usumacinta.

El río Carrizal tiene como afluente al Medellín, que va de sur a norte, al cual se incorpora el Samaria y más adelante desemboca en una zona baja, con pantanos, cerca de la costa del Golfo de México. Como la ciudad de Villahermosa se encuentra en una zona casi horizontal, queda circundada por ríos o planicies de inundación.

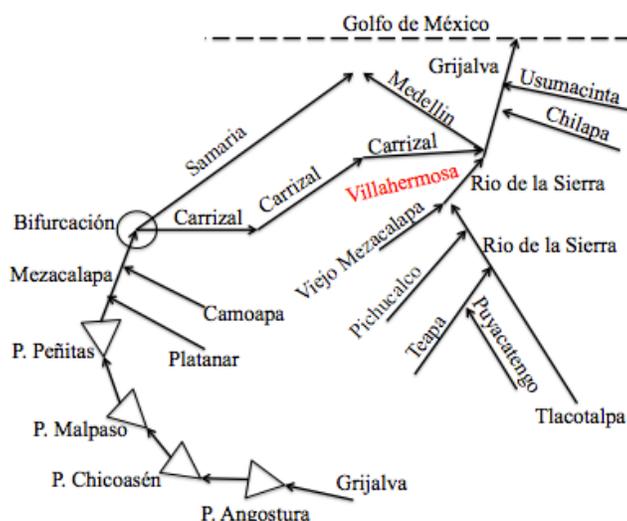


Figura 6.6 Sistema fluvial principal de Chiapas y Tabasco (Modificado de Gracia & Fuentes, 2005)

Así, de acuerdo con la Figura 6.6, si el Usumacinta, que es uno de los ríos más caudalosos del país, al conducir una aportación intensa, puede producir un incremento de los niveles del agua en el tramo final del Grijalva y, en menor escala, en el Chilapa y llega a tener influencia en las descargas de los ríos Carrizal y de la Sierra. En particular, el río de la Sierra puede transportar un escurrimiento importante proveniente de los ríos Tacotalpa y Pichucalco, que son ríos sin control con un área extensa de aportación, lo cual puede contribuir a un mayor remanso en la proximidad de Villahermosa. Así mismo, de la Figura anterior se observa que el río Usumacinta y el sistema de ríos de la Sierra no tienen presas de control de crecientes, por lo que su caudal no se puede regular

El río Mezcalapa tiene un cauce más amplio que el río Samaria, con algunas islas, bancos de arena y zonas con erosión. En algunos puntos, la erosión de las márgenes pone en peligro las carreteras

cercanas a su cauce. La Comisión Nacional del Agua (CNA) ha construido en determinados tramos de este río, diferentes obras de protección de taludes (espigones, recubrimientos, etc.). En algunos tramos del río Carrizal se observa fuerte erosión de sus márgenes, esto se debe, entre otras razones, a las altas velocidades que alcanza en algunos sitios, especialmente en las curvas.

Conviene hacer notar que en la descripción realizada, se ha usado a la ciudad de Villahermosa como el punto principal para explicar los problemas del flujo de agua de la red de drenaje de los ríos, pero debe ser claro que estos problemas no sólo se concentran en esa ciudad. Durante la época de lluvias existen otros sitios en el estado con inundaciones, y por lo tanto con la consecuente pérdida de bienes materiales y en especial de cultivos. Lo anterior conlleva a la ruptura de bordos, los cuales muchas veces son caminos o carreteras. Con esto, además de la pérdidas por la inundación, hay que añadir los costos de reparación de las obras civiles, la interrupción de ciertas actividades económicas y las afectaciones que esto ocasiona durante su etapa de construcción, así como la incomunicación terrestre por varios días.

Un problema particular especialmente importante, se ubica en el funcionamiento de la bifurcación del Mezcalapa. En este sitio se ha observado un problema de depósito de sedimento que ha provocado la disminución de gastos en el río Samaria y el incremento hacia el río Carrizal, con el consecuente aumento del peligro de inundación para la ciudad de Villahermosa.

Por otro lado, la cuenca proveniente del sistema de las presas Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, la que, a pesar de estar controlada con esa infraestructura, genera escurrimientos importantes. El vertedor de excedencias de la presa Peñitas por ejemplo, está diseñado para descargar caudales de tal magnitud que, en las condiciones actuales, no pueden conducirse por los ríos Samaria y Carrizal provocando desbordamientos (IMTA *et al.*, 2008).

6.2.5 Características geológicas y geotécnicas

6.2.5.1 Fisiografía

El Estado de Tabasco está comprendido por dos provincias fisiográficas: *Llanura Costera del Golfo Sur*, que cubre la mayor parte del área norte del estado y la *Sierra de Chiapas y Guatemala*, que se distribuye en la porción sur tocando los municipios de Huimanguillo, Teapa, Tacotalpa, Macuspana y Tenosique (Figura 6.7). El límite entre ambas provincias está claramente marcado por un cambio de relieve local, manifiesto por un grueso paquete de calizas competentes, plegadas y fracturadas intensamente.



Figura 6.7 Fisiografía de Tabasco

La *Llanura Costera del Golfo* bordea la zona norte del estado de Tabasco y bordea la costa sur del Golfo de México de donde toma su nombre. Abarca la mayor proporción de superficie en el estado (70%) y esta salpicada en algunas áreas pequeñas con pequeñas ondulaciones o lomeríos suaves con alturas no mayores a 50 msnm con dirección este-oeste (Galindo, 2006). Es de composición sedimentaria y se ha formado en su mayor parte por los depósitos minerales de las zonas montañosas de Chiapas y Guatemala en combinación con un fenómeno de regresión marina que presenta el océano Atlántico iniciado en el terciario inferior (Galindo, 2006). Los principales lomeríos se han formado por depósitos fluviales que forman cordones a lo largo de las márgenes de los principales ríos como efecto de las inundaciones periódicas.

A su vez, comprende a la Sub-Provincia Llanura y Pantanos (Figura 6.7) que incluye parte de los municipios de Macuspana, Huimanguillo y Tenosique así como la totalidad de los municipios de Balancán, Emiliano Zapata y Jonuta por parte de la cuenca del Usumacinta y los municipios de Huimanguillo, Cárdenas, Comalcalco, Cunducán, Jalpa, Nacajuca y Paraíso por parte del Río Grijalva. Finalmente los municipios de Jalapa y Centro por parte del Río la Sierra. En la llanura costera los ríos presentan cursos inestables y erráticos por la falta de pendiente y la gran acumulación de material aluvial en sus márgenes.

La provincia Sierra de Chiapas y Guatemala transcurre desde la parte norte del estado de Chiapas hacia la porción sur de la República de Guatemala, alcanzando alturas de más de 2000 msnm. Sin embargo en lo que comprende al estado de Tabasco esta se sitúa en la porción sur de los municipios de Huimanguillo, Teapa, Tacotalpa y Tenosique, alcanzando su más alto pico en la región de Huimanguillo con alturas de 800 msnm.

En Tabasco esta constituida por la sub-provincia Sierras del Norte de Chiapas (sur de Huimanguillo, Tacotalpa, Teapa y sur de Macuspana) y la sub-provincia Sierras Bajas del Petén (parte sur de Tenosique) (Figura 6.7):

En la sub-provincia Sierras del Norte se encuentra componentes sedimentarios como calizas y secuencias de lutitas-areniscas, conglomerados y material aluvial. Sin embargo, para Teapa que colinda con Pichucalco, Chiapas, afloran algunas rocas volcánicas de composición intermedia y cuerpos intrusivos asociados al volcán Chichonal (Abril, 1982).

En la sub-provincia Sierras Bajas del Petén, la topografía característica son plegamientos con orientación noroeste-sureste que dan origen a un sistema de topofomas denominado sierra plegada, en el cual se originan algunas dolinas por el material cárstico presente. De la misma forma se encuentran algunos valles intermontanos y lomeríos suaves. Sin embargo, una de las formas que mayor importancia tienen en la región por su belleza escénica son los cañones y en Tenosique se forman algunos con alturas superiores a los 600 m y en algunos tramos y con un ancho de no más de 40m.

Las principales formas en el territorio tabasqueño son las sierras y las llanuras, dando origen a zonas de valles, cañones y laderas para el área montañosa, seguida de una interfase configurada por lomeríos suaves para terminar en la llanura. Esta a su vez asume características propias de su ubicación, siendo gran parte de ella inundable.

6.2.5.2 Geología regional

El proceso de evolución de esta región del país en términos generales es reciente y con pocas variaciones, que se han descubierto por el intenso trabajo de exploración que ha desarrollado Petróleos Mexicanos en la zona. Estas observaciones han permitido correlacionar las estructuras geológicas subterráneas de la gran planicie con la geología superficial de la Sierra de Chiapas y Guatemala. A partir de esto se puede decir que la planicie se encuentra sobre un grupo de calizas plegadas y falladas que descansan sobre un basamento cristalino que aflora en la parte sur en la zona del Soconusco (Galindo, 2006).

A inicios del cretácico se formó un gran banco calcáreo debido a la transgresión marina, dando como resultado la sedimentación y depósito de carbonatos en la península de Yucatán, en el estado de Tabasco y el estado de Chiapas, así como el desarrollo de depósitos de talud en una franja que bordea el bloque calcáreo (Viniegra, 1981, citado por Galindo, 2006). Durante el terciario se inicia en Tabasco la sedimentación terrígena marina producto del levantamiento de la porción occidental de México y el plegamiento de la Sierra Madre Oriental.

En el estado de Tabasco no existe una gran diversidad litológica (Tabla 6.1), en la llanura costera predominan los suelos cuaternarios de tipo aluvial, lacustre, palustre y litoral, así como lomeríos de areniscas y calizas de edad terciaria (Oligoceno), estas últimas correspondientes a la plataforma yucateca. Las rocas mas antiguas son también de origen sedimentario y fueron depositadas en ambientes marinos, lagunares y deltaicos, donde se formaron calizas, evaporíticas y conglomerados respectivamente; de estas las mas antiguas son de la edad Cretácica (Figura 6.8).

Tabla 6.1 Litología de Tabasco

Clave	Era	Periodo		Roca o suelo		% de la superficie
		Clave	Nombre	Clave	Nombre	
c	Cenozoico	Q	Cuaternario	(S)	Sedimentaria	2.71
				(Su)	Suelo	66.86
		T	Terciario	(le)	Ígnea extrusiva	0.29
				(S)	Sedimentaria	28.22
M	Mesozoico	K	Cretácico	(S)	Sedimentaria	1.34
O	Otro					0.58

Fuente: INEGI. Continuo Nacional del Conjunto de Datos Geográficos de la Carta Geológica, 1:250 000, serie I.

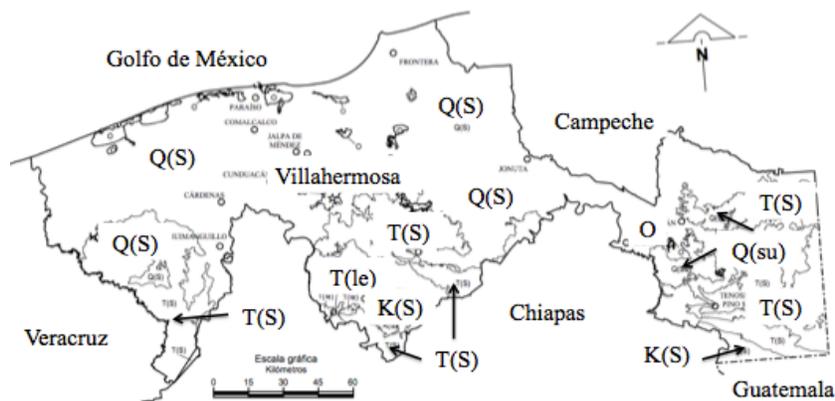


Figura 6.8 Geología de Tabasco

Capítulo 6. Caso Práctico: Evaluación de la Seguridad de los Bordos de Protección de Villahermosa, Tabasco.

Al periodo del Mesozoico corresponden rocas sedimentarias representadas por calizas de grano fino compactas que van en espesores medianos a gruesos en colores gris claro gris oscuro y crema. Presentan diferentes grados de fracturamiento con huellas de disolución y algunos horizontes intercalados de caliza dolomítica y arcillosa que contienen fósiles como: fragmentos de ostrácodos, gasterópodos y pelecípodos, espículas de equinodermos y algunos miliólidos entre otros que indican facies de plataforma de aguas relativamente profundas y lagunares. Su contacto inferior es transicional con caliza del Cretácico Inferior, subyace con caliza del Paleoceno y se correlaciona con la parte superior de la formación Caliza Sierra Madre.

La secuencia predominante de la etapa del Terciario son las rocas sedimentarias e inicia con una depositación de una secuencia terrígena de lutita y arenisca tipo flysch que consta de una alternancia de arenisca calcárea y lutita. La secuencia presenta coloraciones verdosas y gris metálico, además de encontrarse profundamente intemperizada. Sobreyace concordantemente a caliza del Cretácico Superior con las que se correlaciona y subyace discordantemente a sedimentos continentales del Eoceno.

Para la secuencia del Cuaternario se tiene la presencia de depósitos recientes, ampliamente distribuidos en todo el estado. El espesor se incrementa en un gradiente sur-norte desde los pies de montes hacia la zona litoral y deltaica. Los suelos se encuentran ampliamente distribuidos en todo el estado, el espesor y la abundancia se incrementa de sur a norte.

Debido a las constantes inundaciones que se presentan en zonas pertenecientes a la llanura Costera del Golfo Sur se han depositado arcillas, limos y arenas con abundante materia orgánica. Estas están distribuidas al noroeste de la laguna el Rosario, parte de la franja costera, en la zona centro del estado, así como algunas porciones de la zona oriental en el estado.

Sedimentos formados por limos, arcillas y cuerpos lenticulares de arena y grava de origen fluvial, que se interdigitan con suelos de origen lacustre y palustre, se han formado en la planicie de inundación de los ríos Usumacinta, Mezcalapa, Santana, Candelaria y algunas porciones del Grijalva constituyendo las partes mas bajas y planas del estado.

Los suelos litorales se han formado en zonas de playa y barras costeras por acumulaciones de arena retrabajada por el oleaje y se distribuyen en el extremo norte del estado.

Los depósitos eólicos están fuertemente afectados por factores como los vientos del norte y del sur, así como por las corrientes litorales del Golfo de México. Están constituidos por cuarzo y fragmentos de roca que presentan estratificación cruzada y han formado barjanes y dunas transversales a la línea de la costa y sobre el delta del Río Grijalva.

Los más importantes por su extensión son los depósitos lacustres formados por arcillas, limos, arenas y gravas, ricos en materia orgánica y de color oscuro. Generalmente el grueso del material se distribuye en un gradiente que va de las orillas de los cuerpos pluviales a las zonas de depósito, es decir de material grueso a fino, según sea el caso (Galindo, 2006).

6.2.5.3 Zonificación geotécnica

En 1976, Leopoldo Espinoza hizo una zonificación preliminar de la ciudad de Villahermosa en base a exploraciones de 10 sitios cuya ubicación se muestra en la Figura 6.9. Casi todos los sitios estudiados se encuentran en la zona de depósitos clásticos continentales. Los sondeos se realizaron mediante pozos a cielo abierto y pruebas de penetración estándar hasta una profundidad que varía entre 4 y 28 m. La máxima profundidad de exploración es de 35 m y corresponde al estudio 10, ubicado al norte de la ciudad.

Así, en la zonificación propuesta por Espinoza (1976) se encuentran dos formaciones (Figura 6.9):

- Depósitos clásticos del Terciario (*Tc*), formando lomeríos.
- Depósitos fluvio-lacustres del Cuaternario (*Qal*).

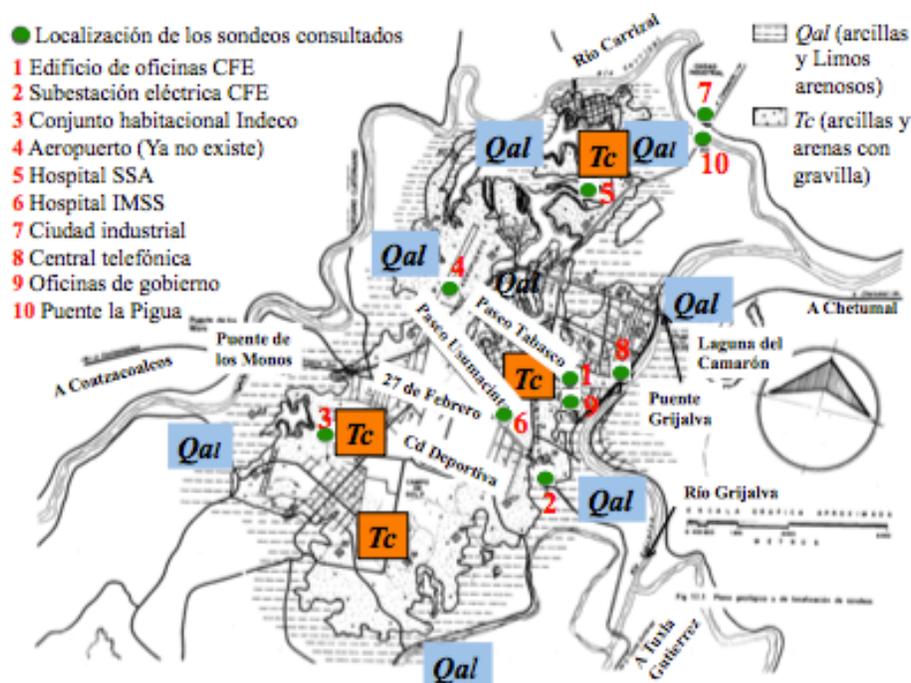


Figura 6.9 Caracterización geológica-geotécnica de la ciudad de Villahermosa (Modificado de Espinoza, 1976)

Los depósitos clásticos del Terciario (*Tc*) son de color café rojizo y café amarillento. Son arcillosos superficialmente y arenosos con gravas redondeadas de 2 a 3 cm de diámetro y ocasionalmente boleas de 10 a 15cm, a mayor profundidad. Sin embargo, dada la gran erraticidad de los depósitos no se puede descartar la posibilidad de la existencia de lentes de turbas y de arcillas muy compresibles dentro de la formación *Tc*. Esta situación es más probable en zonas cercanas a la frontera entre las dos formaciones mencionadas anteriormente. Estos depósitos se utilizan como material de construcción de terraplenes.

Los depósitos fluvio-lacustres (*Qal*) se sedimentaron en el Cuaternario como consecuencia de las inundaciones del río Grijalva. Forman terrenos planos e inundables. En estos depósitos el nivel freático es superficial con variaciones anuales. Estos materiales son de color oscuro, constituidos

por capas alternadas de limos arenosos y arcillas que presentan a menudo un alto contenido de materia orgánica.

En todos los estudios predominan las arcillas areno-limosas de consistencia media a dura y las arenas arcillosas de compacidad muy variable. Ocasionalmente se encuentran bolsas o lentes de turba, como en los sitios de los estudios 7, 9 y 10. En algunos sitios, como los estudios 5, 8 y 9, los sondeos alcanzaron una capa de arcilla de consistencia durísima a más de 13m de profundidad. En el estudio 4 se encontró un estrato de arena muy compacta de 4 a 8 m bajo la superficie del terreno y de más de 15 m de espesor (Figura 6.9).

En los sedimentos observados en la zona no se manifiestan señales de movimientos tectónicos. Estas formaciones cubren las rocas cretáceas profundas que seguramente fueron afectadas por los movimientos orogénicos que se sabe se verificaron en el Terciario. Es posible, por tanto, que existan estructuras profundas.

De la figura anterior también se puede observar que el número de sitios explorados es reducido y la estratigrafía errática, por tanto, se recomienda realizar más sondeos exploratorios a fin de lograr un mejor conocimiento de la estratigrafía del subsuelo de la ciudad de Villahermosa.

6.2.5.4 Topografía

En particular, la ciudad de Villahermosa es altamente susceptible a las inundaciones debido a la altitud media de su zona urbana. En la Figura 6.10 se puede observar un plano de la ciudad con curvas de nivel. Claramente se puede apreciar que si bien existen cotas arriba de los 20 msnm (metros sobre el nivel del mar), gran parte de la ciudad se encuentra por debajo de la cota 10. Esta situación se hace más evidente en la periferia de la zona urbana, cerca de los ríos La Sierra y Carrizal, en donde existen zonas habitadas que se encuentran por debajo de la cota 8 msnm. En los asentamientos establecidos sobre la cota 5 los tirantes de la inundación del 2007 alcanzaron tres metros. La INEGI (citado por IMTA *et al.*, 2008) indica que hay unas 180 localidades ubicadas debajo de la cota 5, de las cuales 83 tienen poblaciones mayores de 100 habitantes.



Figura 6.10 Zona urbana de Villahermosa con curvas de nivel (IMTA *et al.*, 2008) Conclusiones

6.2.6 Conclusiones

A través de todo este subcapítulo pudimos conocer aquellos factores que se fueron conjugando a lo largo del tiempo y que influyen, de alguna manera, en las continuas inundaciones que sufre la ciudad de Villahermosa. Entre los factores más relevantes tenemos:

- Red hidrológica de “ríos encadenados”, donde se encuentran los dos ríos más importantes de México (Grijalva y Usumacinta) que aportan el 30% del total del escurrimiento del país (CONAGUA, 2010).
- La ubicación de la ciudad de Villahermosa en una colina entre dos ríos: Carrizal y Grijalva.
- Altitud media en su zona urbana que varía de 20 a 5 msnm, favoreciendo la acumulación de grandes cantidades de agua y dificultando el drenaje.
- Ubicación geográfica que facilita que la ciudad sea frecuentemente atacada por fenómenos meteorológicos.
- La precipitación anual que ocurre en la región se encuentra entre las más altas del mundo (2,750 mm en la zona costera y hasta 4,000 mm en las estribaciones de las sierras), siendo en consecuencia la más alta en la República Mexicana (IMTA *et al.*, 2008).
- Erraticidad en sus suelos aluviales, lo cual dificulta el diseño y construcción de sus estructuras de contención y facilita el colapso de los bordos de protección.
- Planes de “modernización” del trópico tabasqueño, que introdujeron políticas de “desarrollo” opuestas al medio físico de la región y que se fueron implementando en cada período de gobierno, tanto estatal como federal.
- La conurbación de la ciudad con asentamientos humanos en su periferia
- Construcción de centros comerciales y de servicios en zonas igualmente de riesgo y el relleno paulatino de algunas lagunas.
- La insuficiencia de infraestructura hidráulica para el control de avenidas

6.3 UN CASO EXCEPCIONAL: LA INUNDACIÓN DEL 2007

6.3.1 Antecedentes

Del 28 al 30 de octubre ocurrieron precipitaciones extraordinarias en la cuenca baja del río Grijalva generando escurrimientos en los ríos Grijalva, Mezcalapa, Carrizal, Samaria, de la Sierra y Usumacinta en la planicie tabasqueña, que ocasionaron inundaciones en una superficie del 80% del territorio del estado de Tabasco con tirantes del agua de hasta cuatro metros en algunos sitios (IMTA *et al.*, 2008). Según información divulgada por el gobierno de Tabasco y la Secretaría de Gobernación (SG, 2007), alrededor de 1,200,000 personas fueron afectadas, y se tuvieron daños materiales y económicos (Figura 6.11).



Figura 6.11 Fotografías de las inundaciones de 2007 ocurridas en Villahermosa

En primer término, no existe una causa única determinante de la magnitud de las inundaciones registradas durante 2007. Estas causas pueden identificarse como *inmediatas*, es decir, las que ocasionaron las crecientes en sí mismas, y *mediatas*, originadas en la gestión de largo plazo de la región del delta de los ríos de Tabasco, y que ocasionaron una mayor vulnerabilidad de la zona ante grandes precipitaciones y escurrimientos, favoreciendo que éstos se conviertan en inundaciones destructivas de consideración (IMTA *et al.*, 2008).

6.3.1.1 Causas inmediatas

Durante el evento que dio origen a las referidas inundaciones de octubre-noviembre de 2007 confluyeron diversos efectos desfavorables. Entre los que se han mencionado se encuentran:

Precipitaciones antecedentes debidas a la presencia del frente frío número cuatro, que generaron que los caudales y niveles en los ríos de La Sierra se elevaran considerablemente, además de que mantuvieron muy húmedos los suelos de la cuenca, reduciendo la capacidad de infiltración. Es decir, antes de ocurrir las lluvias extraordinarias del 27, 28 y 29 de octubre, los ríos de La Sierra se encontraban muy cerca o por encima de sus cotas críticas, tal y como se observa en la Figura 6.12.

Dichas precipitaciones, y en particular del día 23 de octubre y subsecuentes, produjeron una sucesión de crecientes, una detrás de otra con muy cortos intervalos de tiempo entre ellas. En este caso, con datos proporcionados por la CFE (IMTA *et al.*, 2008), a la presa Peñitas ingresó una creciente el día 11 y 12 de octubre con un caudal superior a los 5,000 m³/s (semejante al que se presentó nuevamente el día 29 de octubre). Esta creciente, siguiendo los procedimientos convencionales de operación, fue desalojada sin problemas. No obstante, los días 23 a 26 de octubre se presentó una segunda creciente, con un gasto pico de más de 3,500 m³/s, que estaba siendo desalojada por la presa Peñitas, cuando se presentó una creciente aún mayor, el 29 de octubre, de alrededor de 5,000 m³/s. Esta situación obligó a la operación de la obra de excedencias para evitar que, ante otra posible creciente, se alcanzara una situación crítica que pusiera en peligro la integridad de la cortina de la presa.

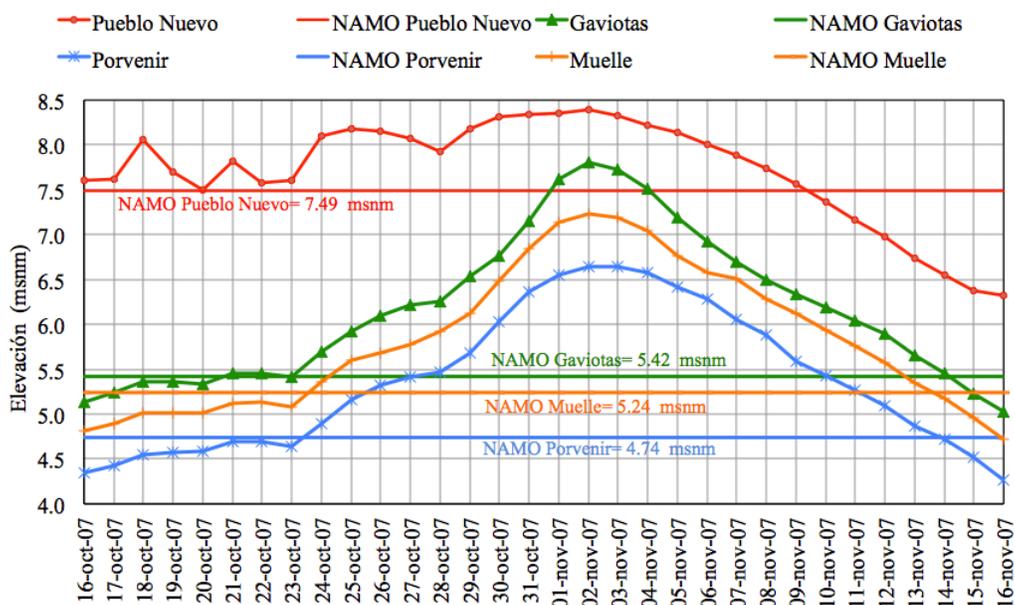


Figura 6.12 Evolución de los niveles en algunos cauces de la planicie tabasqueña. Los datos fueron registrados por las estaciones hidrométricas de la región. (Anexo 5)

Así mismo, influyeron las precipitaciones y escurrimientos elevados y simultáneos en los otros ríos del sistema del delta de los ríos de Tabasco. Las lluvias ocurridas en la región fueron especialmente intensas durante los días 28 de octubre a 1 de noviembre (Tabla 6.2). Como puede verse, los valores puntuales fueron extraordinarios durante varios días en las cuencas de la presa Peñitas, Mezcalapa y los ríos de la Sierra.

Tabla 6.2 Precipitaciones máximas, en mm, registradas en las cuencas de la región durante el fenómeno en estudio. Se reporta el dato registrado en la estación con mayor precipitación de cada cuenca. Se resaltan las máximas por día. (IMTA *et al.*, 2008)

Cuenca	Octubre				Noviembre			
	28	29	30	31	1	2	3	4
Angostura	5.6	9.1	10.8	0.2	0.2	3	0	0
Chicoasén	38.2	3.8	3.5	4	2	0	0	0
Malpaso	153	81.8	118.7	21.4	104.5	3.6	4.5	2.2
Peñitas	403.4	308.9	250.5	100.3	100.6	13.6	12.3	6.2
Ríos de la Sierra	317	249.9	152	32.5	53	11	7.9	3.3
Mezcalapa	263.9	120.4	57.6	105.1	27.1	0.3	10	9.5
Usumacinta	47.1	40.9	59	1.3	10.1	4.9	5.8	0.8

Finalmente, los vientos generados por la presencia del frente frío número cuatro ocasionaron una marea de tormenta, es decir una sobre-elevación del nivel del mar, lo cual contribuyó a disminuir la capacidad de descarga del río Grijalva en su desembocadura. El día 30 de octubre, mientras la mayor creciente transitaba por el río Grijalva, la marea de tormenta sumada a la astronómica alcanzó casi un metro sobre el nivel cero. La presencia de un nivel elevado del mar en la desembocadura tiene un efecto de remanso del flujo aguas arriba, que para vencer la resistencia del mar debe elevar su nivel, hasta tener la suficiente energía para descargar su caudal en el océano. (IMTA *et al.*, 2008).

6.3.1.2 Causas mediatas

Las *causas mediatas* fueron especialmente perniciosas debido a una serie de factores y carencias, entre estas, destacan cinco, a saber (IMTA *et al.*, 2008):

- 1) Presencia de asentamientos humanos en zonas de alto riesgo que además han disminuido la capacidad de los cauces.
- 2) Falta de infraestructura hidráulica de control en los ríos de la Sierra y Usumacinta, incluido el Programa Integral de Control de Inundaciones (PICI) que en el momento de la ocurrencia del evento extraordinario las obras no habían sido completadas, incluida la estructura de control sobre el río Carrizal.
- 3) Deficiencia en las estructuras hidráulicas de control, ya concluidas, en los ríos Grijalva y Carrizal, particularmente en los bordos de protección (Auvinet *et al.*, 2008)
- 4) La carencia de un mejor sistema de pronóstico y de alertamiento temprano para emitir pronósticos precisos sobre la situación esperada las condiciones hidrometeorológicas imperantes en el golfo de México y zona montañosa de Chiapas, a tiempo real.

- 5) La falta de un plan integral de manejo de crecientes, que se manifiesta en particular en la alteración a las condiciones naturales de la cuenca, debido principalmente a la apertura de áreas forestales a la agricultura y pastizales sin incorporar medidas de control de suelos y escurrimientos (prácticas conservacionistas).

En lo que sigue, se hace énfasis en las estructuras que protegen las áreas propensas a inundaciones cercanas a la ciudad de Villahermosa, especialmente los bordos de protección marginales localizados cerca de los ríos y cuerpos de agua que se vieron afectadas por la inundación ocurrida en 2007, como parte de la solución para mitigar los problemas ocasionados por las crecientes.

6.3.2 Localización de algunos sitios de daños

A lo largo de las márgenes de los ríos Carrizal, Grijalva y de La Sierra, se reportaron (al 10 de junio de 2008) por la CONAGUA, 51 sitios de daños ocasionados por las inundaciones de octubre-noviembre de 2007. La mayoría de ellos se presentan a lo largo del río Carrizal (28), algunos a lo largo del río Grijalva (14) y muy pocos en el río de La Sierra (2). Se desconoce la ubicación de los demás (Auvinet *et al.*, 2008). De ellos, 21 están agrupados en 10 sitios correspondientes a diferentes colonias y rancherías del Municipio del Centro en el Estado de Tabasco, mismos que se ilustran en la Figura 6.13

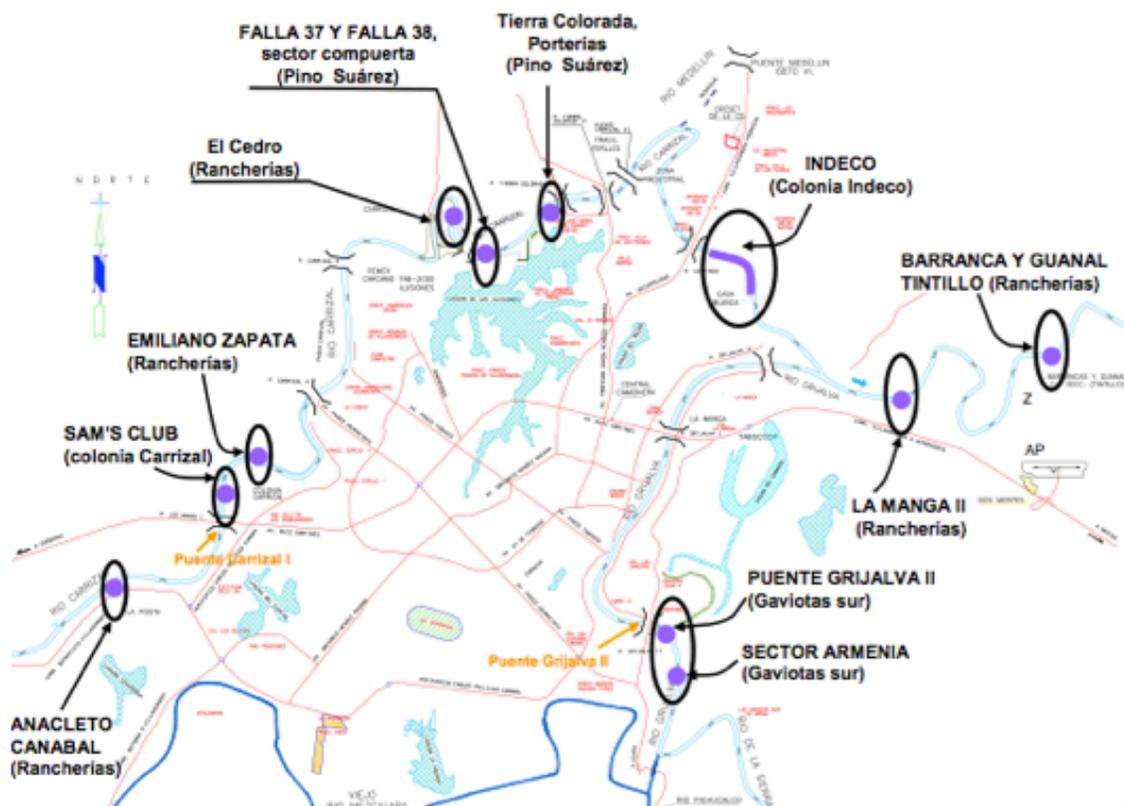


Figura 6.13 Localización en planta de los sitios de deslizamiento en las márgenes de los ríos Grijalva y Carrizal (Auvinet *et al.*, 2008)

6.3.3 Causas de inestabilidad observadas en los sitios de daños

Lo que se ha observado (Auvinet *et al.*, 2008), es que el problema en las márgenes de los ríos comienza comúnmente con la erosión de las mismas, la cual en algunas partes (dependiendo del tipo de suelo) se convierte en “tubificación”, ocasionando a su vez el desprendimiento de bloques de material (Figura 6.14).



Figura 6.14 Evidencias de inestabilidad en las márgenes de los ríos debida a erosión Auvinet & López-Acosta, 2009).

Estos tramos erosionados generalmente se protegen con bordos de material arcilloso, además de elementos más resistentes al ataque erosivo del agua del río como enrocamiento, bolsacreto, tapetes flexibles, espigones, tablestacado, etc. Cuando estas soluciones, debido al peso transmitido, exceden la capacidad de carga del suelo, el borde falla. Generalmente el mecanismo de falla se presenta en los estratos del suelo de cimentación menos resistentes al corte, como son las arcillas muy compresibles y las turbas que se encuentran erráticamente en las márgenes de los ríos de Villahermosa. Aunado a lo anterior, el fenómeno del *vaciado rápido* que se generan cuando las fuertes lluvias de la región elevan drásticamente los niveles de los ríos y lagunas, y posteriormente éstos descienden en cortos períodos de tiempo, influyen enormemente en la falla de los bordos de protección (Figura 6.15).



Figura 6.15 Evidencias de inestabilidad en las márgenes de los ríos debidas a fallas por cortante favorecidas por el fenómeno del vaciado rápido (Auvinet & López-Acosta, 2009).

6.4 MODELADO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS BORDOS DE PROTECCIÓN LOCALIZADOS EN EL SITIO PUENTE GRIJALVA II, COLONIA GAVIOTA SUR.

6.4.1 Condiciones generales del sitio en estudio

6.4.1.1 Localización del sitio

El sitio del proyecto se ubica sobre la margen derecha del río Grijalva, a la altura de la colonia Gaviotas Sur, en el ciudad de Villahermosa, Tabasco. Las coordenadas de referencia son latitud norte $17^{\circ} 58' 17.9''$ y latitud oeste $92^{\circ} 54' 36.5''$, aproximadamente (Figura 6.16).



Figura 6.16 Localización del sitio en estudio

6.4.1.2 Estratigrafía

Con el propósito de poder considerar condiciones estratigráficas de la zona se utilizó la información de estudios de mecánica de suelos (Anexo 4) proveniente de las diversas empresas contratadas por el Área de Infraestructura Hidroagrícola de la CONAGUA (Dirección Local Tabasco).

Una descripción resumida de las características estratigráficas del subsuelo en estudio se proporciona a continuación (Figura 6.17):

- Se presentan a partir de la superficie del terreno y hasta una profundidad que varía entre 2.5m y 3.5m arcillas limosas de consistencia semidura a dura y arena-grava empacada en una matriz arcillosa.
- Debajo de los estratos anteriores y hasta una profundidad variable de 7.7m a 17.5m se encuentran arcillas limosas de alta plasticidad cuya consistencia varía de blanda a semidura.
- Los estratos siguientes están constituidos por arena fina y arena limosa de compacidad suelta a media hasta una profundidad variable entre 17.5m y 22.5m.
- Finalmente, hasta el fin del sondeo (25.2m) se encontró arena limosa de compacidad media a compacta y arcilla arenosa de consistencia semidura a dura.
- En el sondeo SM-9 (ver Anexo 4) de 20.7m a 21.3m de profundidad se detectó un estrato (0.6m de espesor) de limo de alta plasticidad con gran cantidad de materia orgánica y consistencia blanda, asimismo en el sondeo SM-10 (ver Anexo 4) a la profundidad de 7.7m se encontraron vetas de materia orgánica de consistencia blanda.

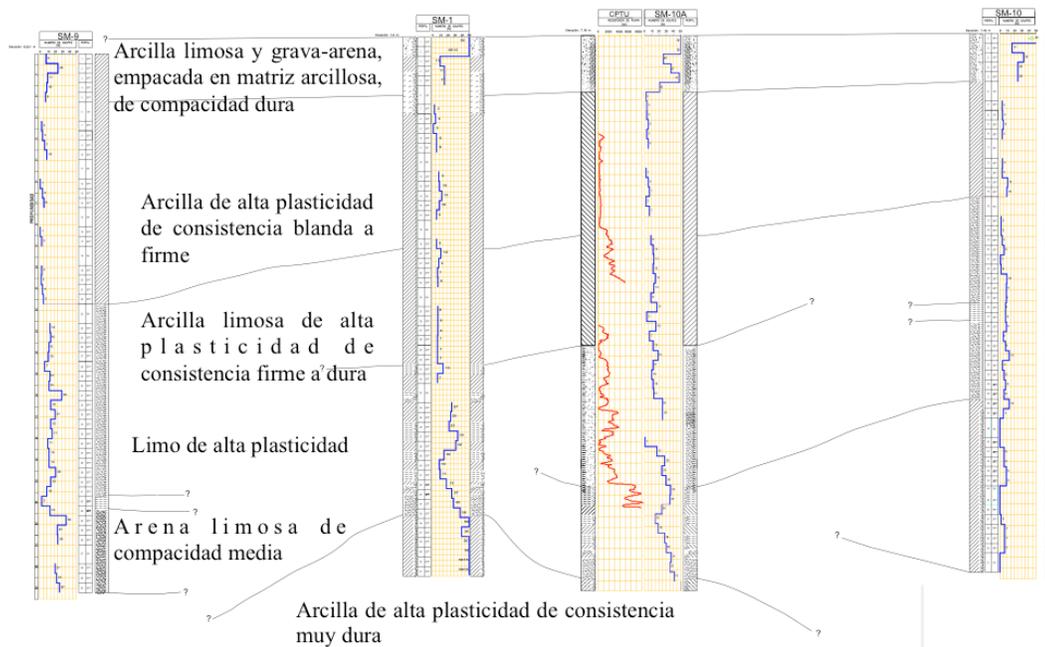


Figura 6.17 Perfil estratigráfico del sitio Puente Grijalva II (Auvinet *et al.*, 2008). Nota: En el informe geotécnico no se proporcional la localización en planta de los sondeos.

6.4.1.3 Propiedades

En la Tabla 6.3 se presenta un resumen de las propiedades índices y mecánicas de los diferentes estratos encontrados en el sitio de estudio (Anexo 4). En ella, se puede observar que el promedio de la cohesión no drenada en las arcillas es de 8.5 kPa, para las arcillas limosas de 22.75 kPa y para las arenas limosas de 35 kPa. El ángulo de fricción no drenado en todas las muestras de suelo varía de 0 a 7°, lo que indica que al momento de hacer la prueba en el laboratorio, el espécimen no se encontraba 100% saturado. Finalmente, en la Figura 6.18, se presenta la carta de plasticidad obtenida con los datos proporcionados en la tabla anterior, donde se observa una discrepancia en la clasificación SUCS hecha por la empresa contratada y los resultados obtenidos de las pruebas de plasticidad. De acuerdo a la figura anterior, todos los suelos finos son arcillosos, predominando las arcillas de alta plasticidad.

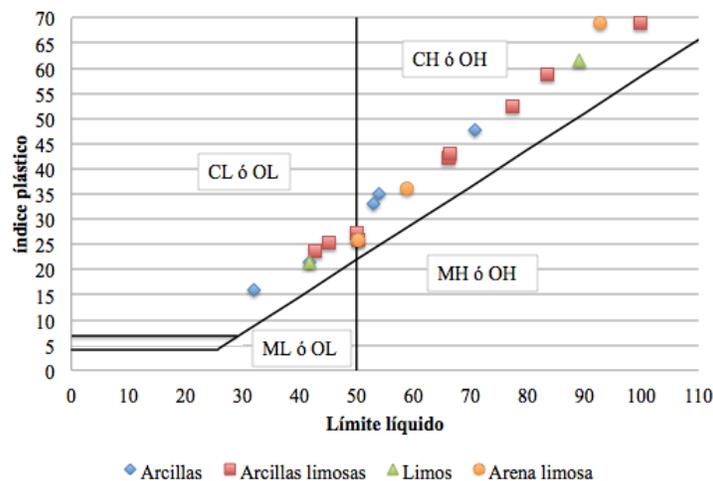


Figura 6.18 Clasificación de los limos y arcillas encontrados en el sitio de estudio.

Tabla 6.3 Resumen de las propiedades índices y mecánicas del sitio en estudio (Anexo 4)

Estrato	W%	LL%	LP%	IP%	C _u (kPa)	φ _u	γ (kn/m ³)
Arcillas	74	--	--	--	8	6°	17.23
	38.5	41.75	20.2	21.55	--	--	--
	71	70.8	23	47.8	9	7°	12.8
	16.58	54	19	35	--	--	18
	55	53	20	33	--	--	--
Arcillas limosas	39	42.8	19.1	23.7	--	--	13.8
	38	77.3	24.8	52.5	--	--	--
	52	50	22.7	27.3	--	--	--
	55	45.2	19.75	25.45	10	0°	13
	63	66.1	24	42.1	27	3°	18
	39	66.5	23.35	43.15	29	3°	17.87
	28.38	83.5	24.8	58.7	22	0°	16.67
	48.92	50.38	24.45	25.93	21.5	2°	18.62
49	99.75	30.84	68.91	27	0°	18.14	
Limos	212	239	54	185	--	--	--
	42.72	41.75	20.2	21.55	--	--	--
	89	89	27.45	61.55	26	5°	11.3
Arena Limosa	49	50.38	24.45	25.93	28.5	--	--
	115	92.85	23.85	69	59	0°	19.36
	43	58.75	22.69	36.06	18	2°	19.22

Nota: los parámetros fueron obtenidos entre octubre de 2003 y septiembre de 2004, por lo que corresponden a las condiciones del terreno antes de que se presentara la falla (Auvinet *et al.*, 2008).

6.4.2 Creación del modelo geométrico

Para la creación de la geometría del bordo y del suelo de cimentación se consideraron los planos topográficos y batimétricos presentados por una de las empresas contratadas por CONAGUA (Figura 6.19). En la figura anterior se observa un bordo de protección de 3.5m de altura, una pendiente aproximada en el talud de 1.4H:1V, 12m en la base y 8m en la corona. El nivel normal de la reserva en el talud aguas arriba del bordo es de 5.14 msnm.

El perfil estratigráfico propuesto para el modelado numérico así como las propiedades del material del bordo y del suelo de cimentación consideradas se presentan en la Tabla 6.4. No se cuenta con información acerca de los materiales que componen al bordo de protección, por lo que se supone un suelo homogéneo arcilloso de baja plasticidad.

Con el fin de conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso de consolidación y de vaciado, se realizará un análisis en términos de esfuerzos efectivos, con parámetros mecánicos no drenados y parámetro de resistencia drenadas. Para ello, es necesario utilizar el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

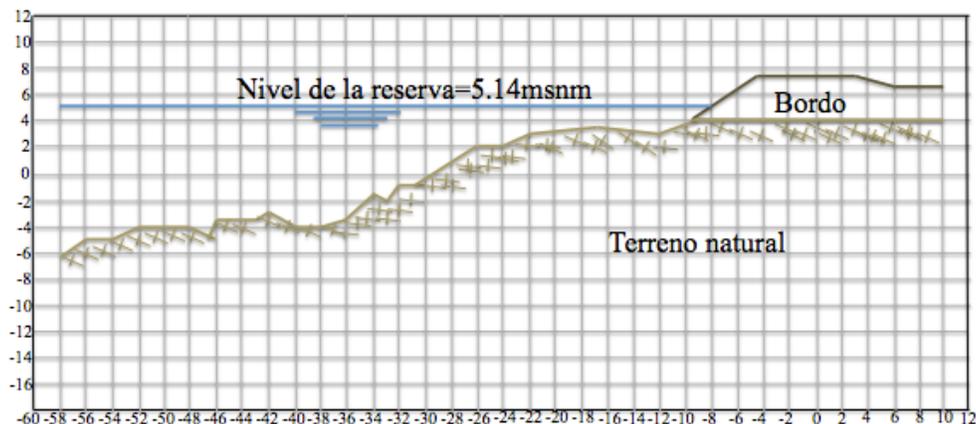


Figura 6.19 Planos topográficos y batimétricos del sitio en estudio (Auvinet *et al.*, 2008)

Tabla 6.4 Perfil estratigráfico del modelo numérico y propiedades del material del bordo y del suelo de cimentación

Parámetro	Símbolo	Bordo de protección	Arcilla limosa de consistencia dura	Arcillas de alta plasticidad	Arcillas limosas de alta plasticidad	Arena limosa	Unidades
Profundidad	-	De 7.5 a 4	De 4 a 0	De 0 a -8	De -8 a -17.5	De -17.5 a -25	m
Modelo del material	Modelo	MC	MC	MC	MC	MC	-
Comportamiento	Tipo	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado	-
Peso no saturado	γ_{unsat} *	14	16.87	12.8	16	19.22	kN/m ³
Peso saturado	γ_{sat}	15.3	17.87	12.8	16	19.22	kN/m ³
Permeabilidad	k_x, k_y *	0.00086	0.00086	.00009	0.00086	0.009	m/d
Módulo de Young	E' *	12000	8000	1600	3600	5600	kN/m ²
Relación de Poisson	ν' *	0.35	0.33	0.3	0.33	0.35	-
Cohesión	c_u	20	29	15	22.75	35	kN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ_u	0	0	0	0	0	°
Ángulo de dilatación	ψ	-	-	-	-	-	°
Datos en el programa de flujo	*	Standard (Very fine)	Standard (Very fine)	Standard (Very fine)	Standard (Very fine)	Standard (Medium)	-
Presión lateral	k_0	0.6**	Gravity loading	Gravity loading	Gravity loading	Gravity loading	-

* Estos parámetros fueron supuestos en base a información teórica y experimental del comportamiento de los distintos tipos de suelos, debido a que no se cuenta con la información precisa al respecto

** Para el cálculo de la presión lateral se consideró un ángulo de fricción drenado de 21°

Para discretizar el medio se generó una malla finamente refinada, utilizando elementos triangulares con 15 nodos. Se aplicaron condiciones de frontera estándar (fixed *bottom*: patines a los lados). Todas las fronteras del modelo se consideraron impermeables, exceptuando la superficie del suelo de cimentación, el talud y la corona del bordo.

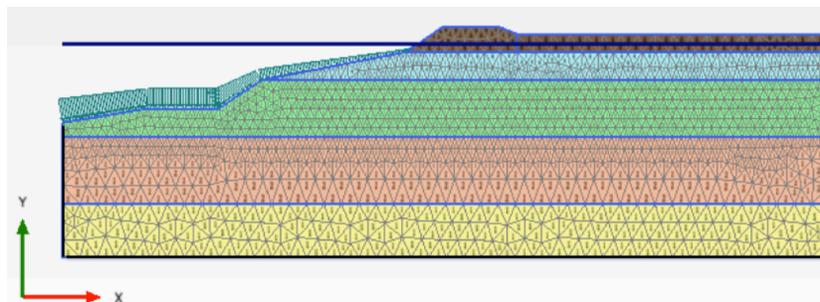


Figura 6.20 Geometría del modelado numérico (2106 elementos y 17137 nodos)

6.4.3 Etapas del modelado numérico

Para el modelado numérico se considera la información de la estación hidrométrica *Gaviotas* (Figura 6.21), correspondiente a un periodo de lluvia intensa del 16 de octubre al 29 de noviembre de 2007, que se muestra en la Figura 6.22 (Datos proporcionados por la Comisión Nacional del Agua, CNA, 2009, Anexo 5).



Figura 6.21 Estaciones hidrométricas cercanas a la ciudad de Villahermosa, Tabasco (Google Earth, 2012)

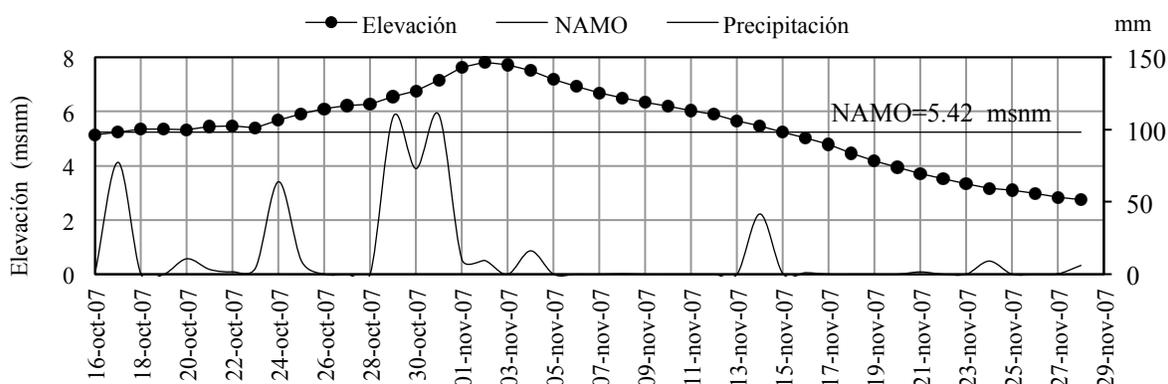


Figura 6.22 Información de la estación hidrométrica *Gaviotas*, correspondiente al periodo del 16 de octubre al 29 de noviembre de 2007 (Fuente: Comisión Nacional del Agua, CNA, 2009).

Con base en estos datos, las etapas consideradas en los análisis son:

- *Para el llenado:* el agua sube de un nivel inicial de 5.14m hasta un nivel máximo de 7.81m, en un periodo de 17 días, es decir, a una velocidad aproximada de llenado de 0.16m/d.
- *Para el vaciado:* el agua desciende del nivel máximo de 7.81m hasta un nivel final de 2.75m, en un periodo de 26 días, es decir, a una velocidad de vaciado de 0.2m/día.

Durante el análisis se evaluará el factor de seguridad con respecto al tiempo, considerando siete instantes de tiempo Δt (Figura 6.23), para las cuales se obtuvo:

- Primero, la variación del nivel de agua con un análisis transitorio y se calculan las presiones de poro inducidas por las filtraciones.
- Después, un análisis de deformación para calcular los excesos de presión de poro inducidos por los cambios en los esfuerzos totales (análisis de deformación).
- Posteriormente, la disipación de los excesos de presión de poro ocurrida durante el vaciado (análisis de consolidación).
- Finalmente, el factor de seguridad utilizando los resultados obtenidos de los análisis anteriores.

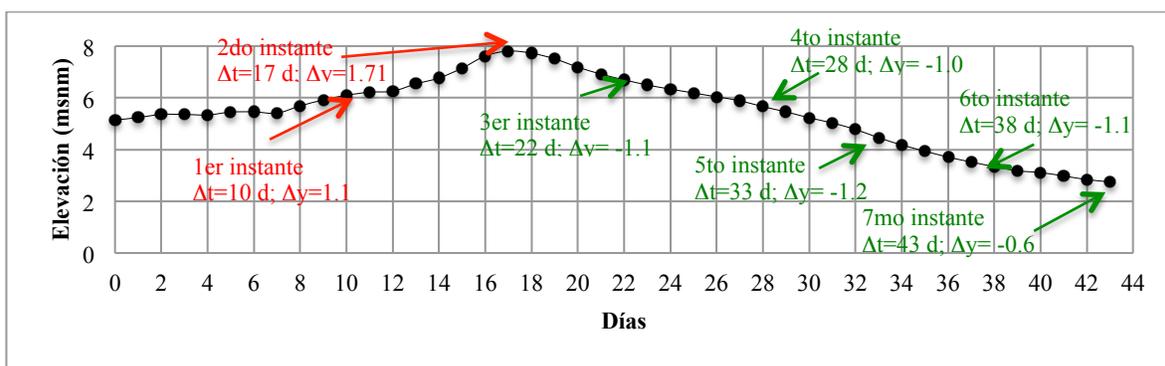


Figura 6.23 Instantes de tiempo considerados en el análisis

6.4.4 Resultados

6.4.4.1 Causas del desbordamiento del río Grijalva

De los resultados obtenidos en el modelado numérico se observa que una de las principales causas del desbordamiento del río Grijalva sobre la colonia Gaviotas Sur fue que el peso transmitido por la construcción del terraplén generó un asentamiento de 25cm (probablemente mayor debido a que el modelo MC subestima las deformaciones), lo que tuvo como consecuencia pérdida del borde libre del mismo (Figura 6.24); así mismo, un segundo factor que influyó en la completa inundación de esta colonia fue que el gasto de diseño presentado durante las inundaciones fue mayor al gasto de diseño considerado en el proyecto, sobrepasando la altura total del borde de protección (Figura 6.22).

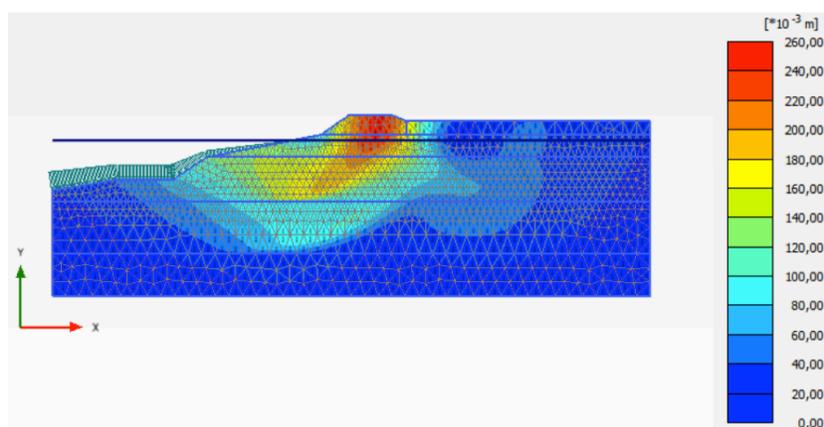


Figura 6.24 Desplazamientos totales debidos a la construcción del terraplén ($u_{\text{máx}}=0.246\text{m}$, elemento 2054)

6.4.4.2 Causas de inestabilidad de los bordos de protección

De los cálculos de estabilidad obtenidos en el modelado numérico se observa que inicialmente, se cuenta con un factor de seguridad (FoS) de 1.43, lo cual es aceptable para la condición a largo plazo según la norma EM 1110-2-1913 (USACE, 2000). Del 16 al 2 de noviembre se tiene un incremento en la estabilidad del bordo hasta alcanzar un máximo de 2.08 (Figura 6.25); esto se debe a que conforme al llenado del nivel de la reserva, el aumento en el tirante del agua ejerce un efecto estabilizador sobre el paramento del talud, mientras que las condiciones internas del bordo (presiones de poro) permanecen prácticamente sin variación (Figura 6.26) ya que el agua no alcanza a filtrarse dentro del mismo, por lo tanto no existe una reducción significativa de la resistencia al cortante del terraplén. A partir del 3 de noviembre el FoS comienza a decrecer conforme el nivel de la reserva disminuye (vaciado rápido), hasta alcanzar un mínimo de 1.09, lo que es inaceptable según la misma norma antes mencionada, la cual establece que el FoS mínimo requerido para la estabilidad del bordo bajo condiciones de vaciado rápido es de 1.2 (USACE, 2000). En base a la Figura 6.25 se predice que el colapso del bordo de protección probablemente se presentó entre el 20 y 23 de noviembre, es decir, a un mes pasadas las inundaciones extraordinarias del 2007.

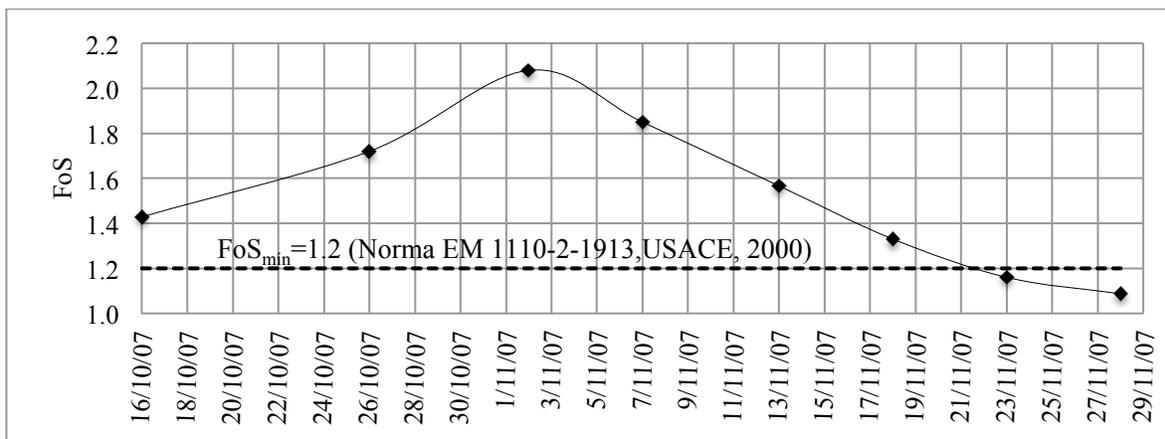


Figura 6.25 Variación del FoS con el tiempo

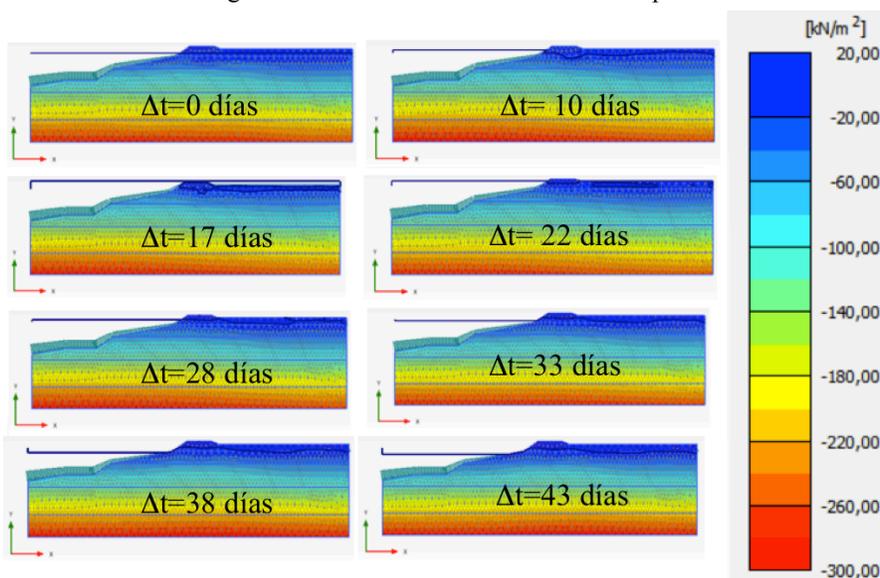


Figura 6.26 Variación de las presiones de poro con el tiempo

En la Figura 6.27 se observa la variación de la superficie freática conforme al llenado y vaciado rápido, así como las superficies de fallas generadas en cada instante de tiempo analizado. De la figura anterior también se observa que el mecanismo de falla se presenta en los estratos del suelo de cimentación menos resistentes al corte como lo son las arcillas compresibles encontradas en las márgenes de los ríos de Villahermosa.

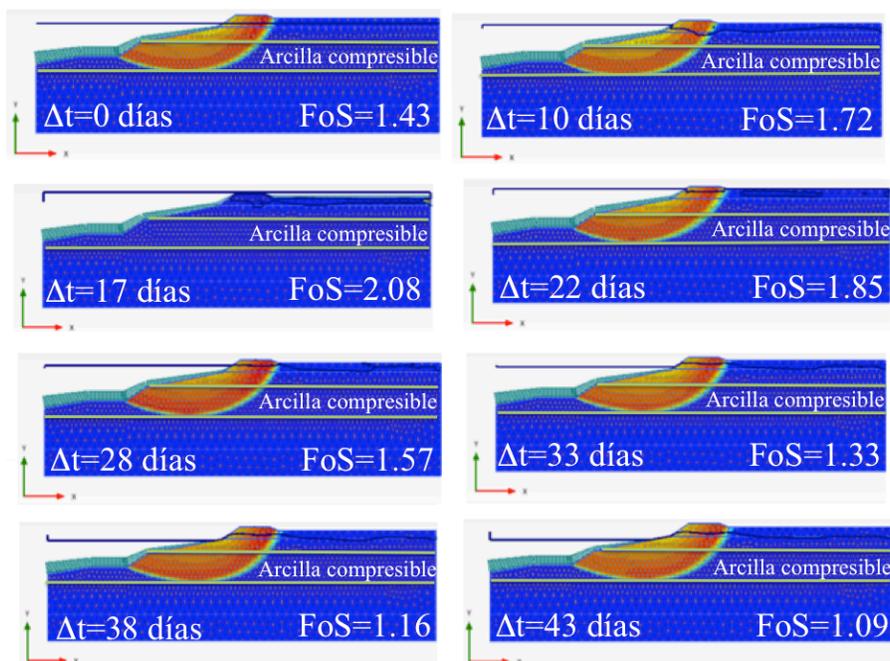
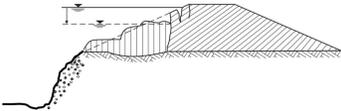
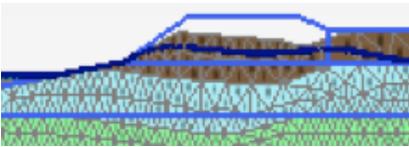


Figura 6.27 Variación de las superficie freática conforme al tiempo y superficies de fallas presentadas en los instantes de tiempo analizados

Finalmente, en la Tabla 6.5 se compara la malla deformada obtenida del modelado numérico con una fotografía que corresponde al estado del bordo después de las inundaciones. En base a esta es posible establecer como diagnóstico de falla que los daños ocasionados en los taludes de los bordos marginales del sitio en estudio fueron favorecidos por la condición de vaciado rápido en suelo blando arcilloso de alta plasticidad y poco resistente al corte.

Tabla 6.5 Diagnóstico final del colapso de los bordos en el sitio de estudio

Representación gráfica	Representación malla deformada	Fotografía del daño
	 Noviembre de 2007	 Marzo de 2008 (Auvinet <i>et al.</i> , 2008)
Diagnóstico de falla:	Falla de talud favorecida por la condición de vaciado rápido en suelo blando arcilloso de alta plasticidad y poco resistente al corte.	

6.4.5 Propuestas de solución

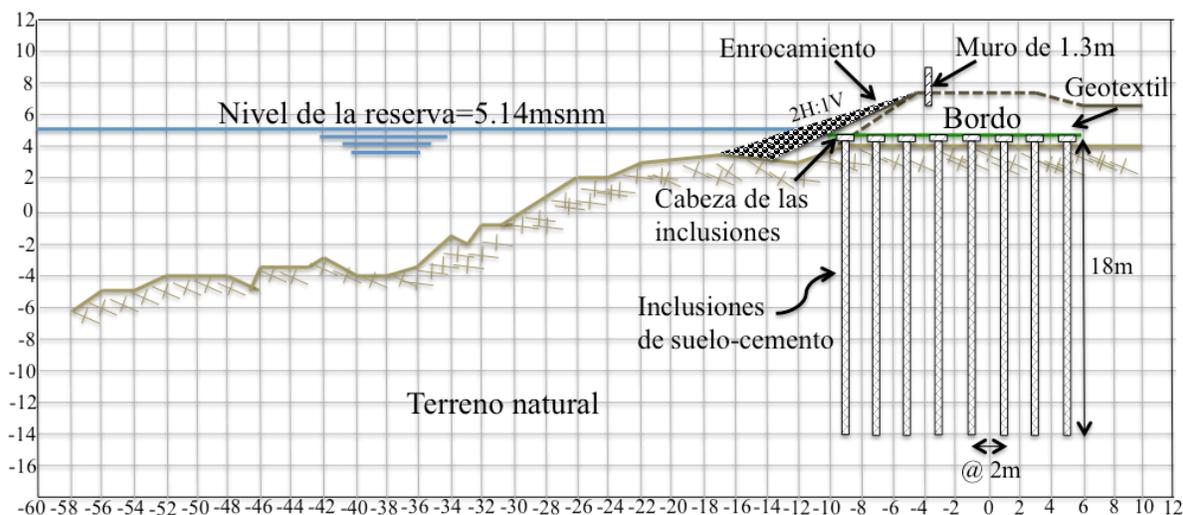
6.4.5.1 Propuesta de solución "A"

Tomando en cuenta que la altura final del bordo debe ser igual a la i) altura del tirante del agua (que corresponde a la avenida de diseño), más ii) un bordo libre, más iii) una altura correspondiente al valor del asentamiento que alcance a sufrir la estructura, según lo determinado por la norma EM 1110-2-1904 (USACE, 1990), se propone la colocación de un muro de concreto sobre la corona del terraplén, con una longitud de 1.3m de altura (Figura 6.28) con el fin de evitar el desbordamiento del río cuando este alcance una avenida de diseño como la obtenida en las inundaciones de octubre-noviembre de 2007. La altura de diseño es propuesta en base a los requisitos de diseño del bordo libre establecidos por la FEMA (2005), el cual especifica que los bordos construidos junto a los ríos deben tener una distancia mínima aproximada de 0.9m por encima del nivel de agua de la inundación base más 30cm adicionales de elevación por una distancia de 30m en zonas adyacentes a estructuras hidráulicas tales como puentes.

Asimismo se recomienda la colocación de inclusiones de suelo-cemento de 50cm de diámetro, una longitud de 18m y una separación de centro a centro de 2m (en este trabajo no se realizó un estudio detallado de las características óptimas de las mismas, por lo que corresponden únicamente a un diseño preliminar). El resto de las propiedades mecánicas de las inclusiones utilizadas en el modelo se presentan en la Tabla 6.6.

Para su colocación, es necesario remover en la medida de lo posible el material producto del deslizamiento (ya que de lo contrario el bordo rehabilitado podría fallar nuevamente) así como colocar un geotextil de alta resistencia a la tensión (6.8 kn/m) y de alta permeabilidad sobre la cabeza de las inclusiones, con el fin de distribuir las cargas a los pilotes de manera uniforme.

Finalmente, para evitar la falla por cortante del bordo se propone un talud 2H:1V y no 1.4H:1V como se tenía anteriormente, así como la colocación de protección marginal para evitar la erosión del mismo (Figura 6.28).



6.4.5.2 Propuesta de solución “B”

En esta propuesta se incluyen las soluciones y recomendaciones dadas anteriormente (propuesta de solución “A”) más la colocación de un filtro de arena de 1m de espesor y 17m de longitud (Figura 6.29), cuyas propiedades se presentan en la Tabla 6.6

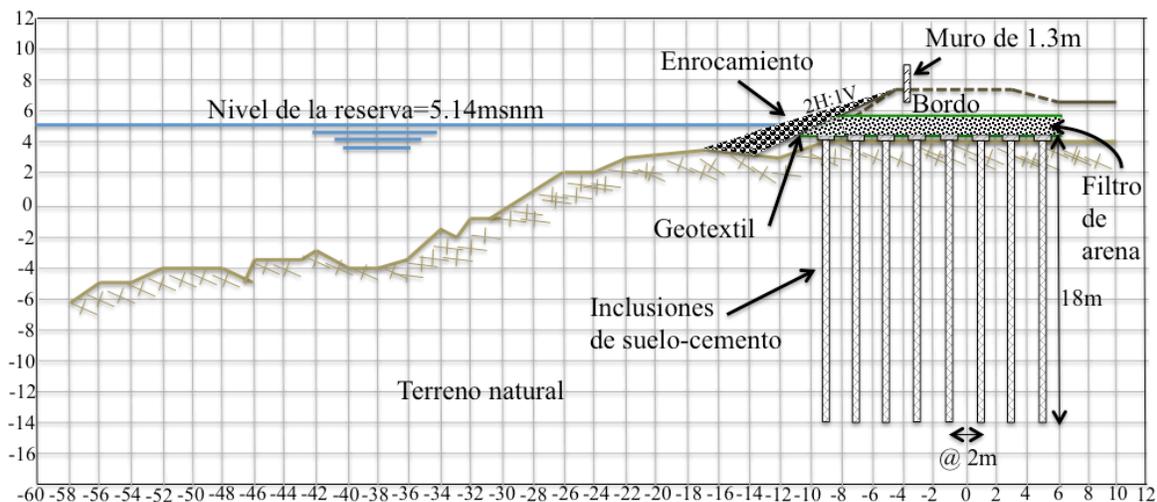


Figura 6.29 Propuesta de solución “B”

Tabla 6.6 Propiedades mecánicas e hidráulicas de las inclusiones y el filtro de arena

Parámetro	Símbolo	Inclusión	Filtro	Unidades
Modelo del material	Modelo	MC	MC	-
Comportamiento	Tipo	No drenado	Drenado	-
Peso no saturado	γ_{unsat}	20.0	18.0	kN/m ³
Peso saturado	γ_{sat}	20.0	19.0	kN/m ³
Permeabilidad	k_x, k_y	0.01 ⁻³	0.009	m/d
Módulo de Young	E'	75000	12000	kN/m ²
Relación de Poisson	ν'	0.33	0.33	-
Cohesión	c'	1200	20	kN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ'	0	30	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0	5	°
Relación de vacíos	$e_{inicial}$	0.5	0.5	-
Datos en el programa de flujo		Standard (very fine)	Standard (Coarse)	-
Presión lateral	k_0	Automático	Automático	-

6.4.5.3 Resultados

De los resultados obtenidos con el modelado numérico podemos observar que el mejoramiento masivo del suelo mediante la colocación de inclusiones de suelo-cemento nos permitirá controlar los hundimientos que se presenten en suelos blandos por efecto de la construcción del bordo (Figura 6.30) y al mismo tiempo mejorar tanto la capacidad de carga del suelo como la estabilidad del talud (Figura 6.31).

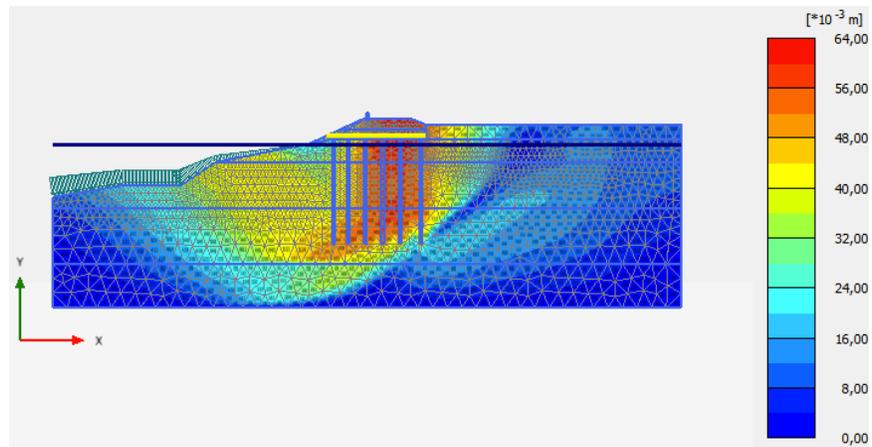


Figura 6.30 Desplazamientos totales debidos a la construcción del terraplén ($u_{\text{máx}}=0.06345\text{m}$, elemento 2087)

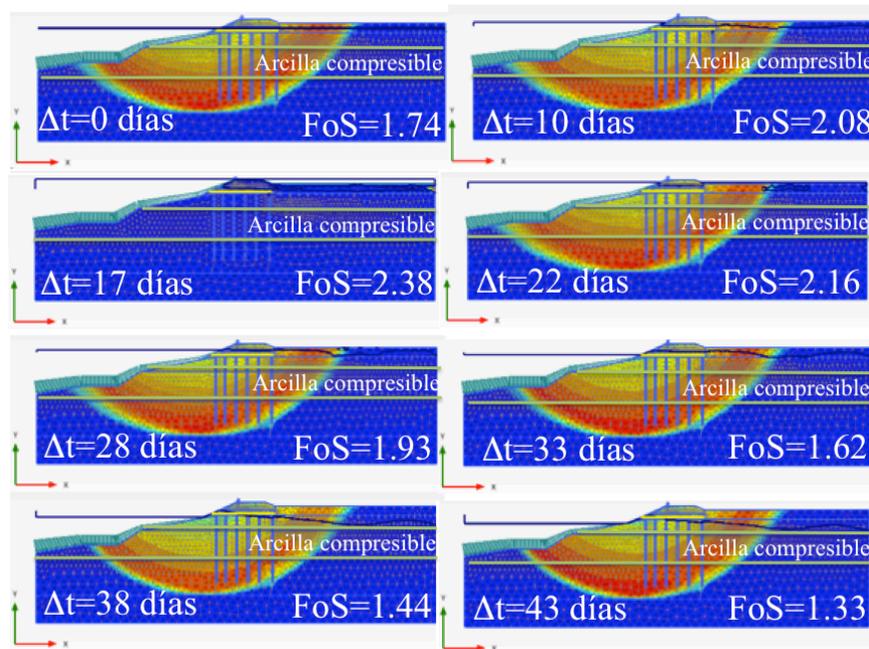


Figura 6.31 Superficie de fallas de fallas presentadas en los instantes de tiempo analizados

La comparación entre las propuestas de solución planteadas se presentan en la Figura 6.32. En ella se observa que ambas soluciones ayudarían a incrementar considerablemente el FoS del bordo de protección bajo condiciones de vaciado rápido, obteniendo como resultado al final del abatimiento un factor de seguridad de 1.3, el cual es aceptable para dichas condiciones según la norma EM 1110-2-1913 (USACE, 2000).

Entre las propuestas de solución “A” y “B” se observa una pequeña discrepancia en los primeros instantes del vaciado, debido a que la colocación de un filtro por encima del NAMO facilita la filtración del agua en el cuerpo del bordo conforme al llenado, incrementando las presiones de poro dentro del terraplén (Figura 6.33) y por tanto disminuyendo la resistencia al cortante del mismo. En estos casos, el filtro de arena no contribuye en la estabilidad del talud y el incremento del mismo se debe únicamente al refuerzo del suelo mediante las inclusiones y el geotextil de alta resistencia. No obstante, hay que tener presente que la colocación de los filtros de arena también ayuda a la reducción de los gradientes hidráulicos y así evitar la erosión y consecuente tubificación del talud (Lezama, 2010; De la Fuente *et al.*, 2012). En la Tabla 6.7 se presentan los gradientes hidráulicos máximos esperados obtenidos con ambas propuestas de solución para cada instante de tiempo analizado.

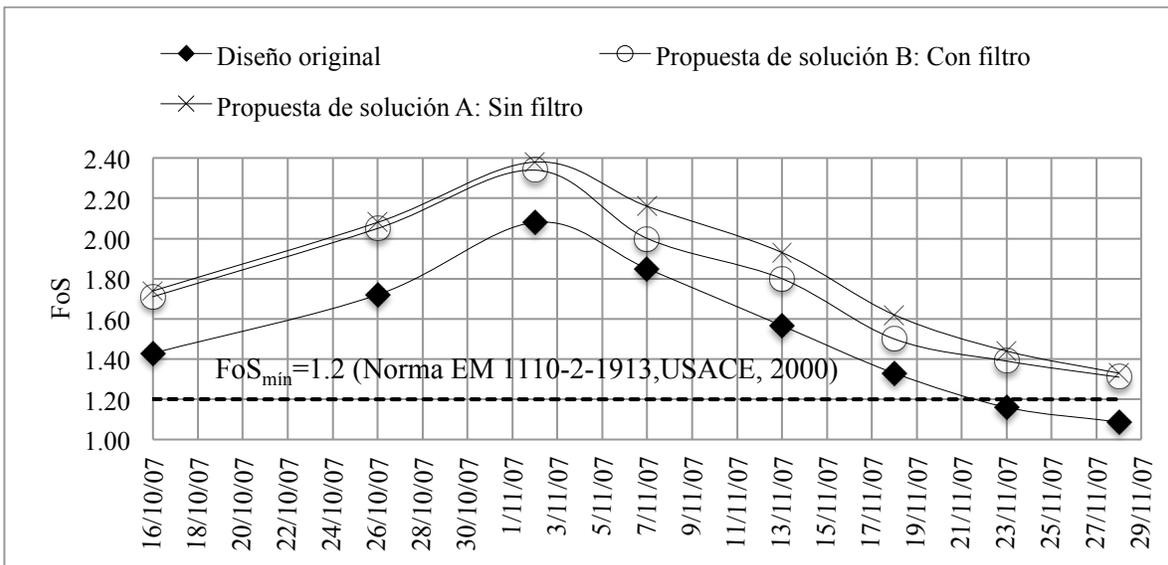


Figura 6.32 Variación del FoS con el tiempo para las distintas propuestas de solución

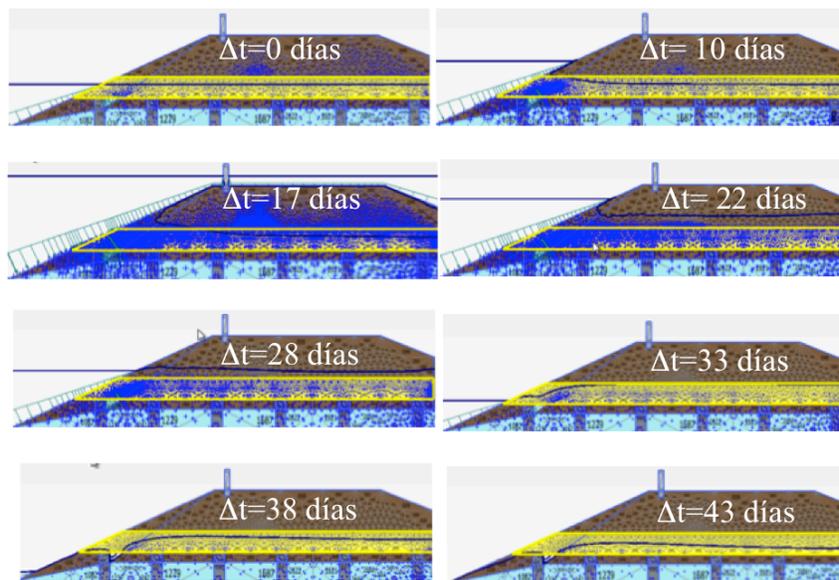
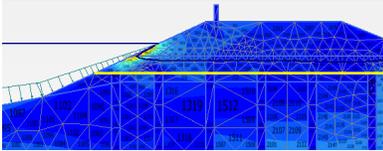
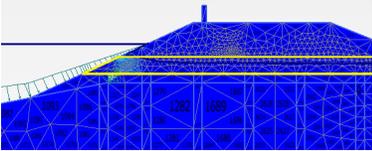
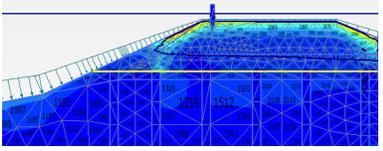
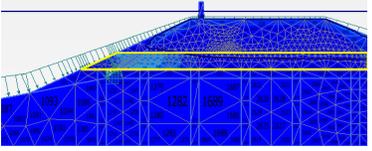
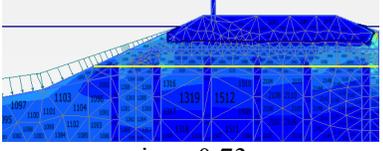
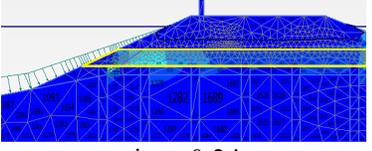
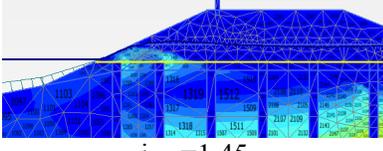
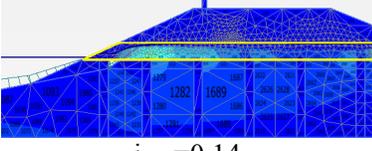
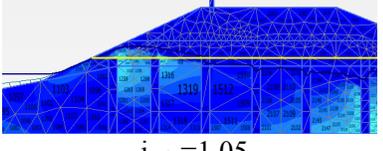
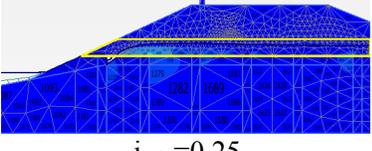
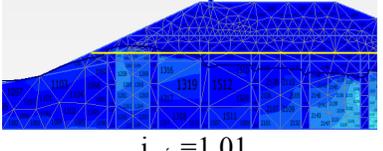
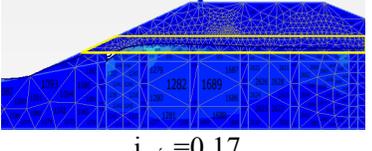


Figura 6.33 Variación de las presiones de poro (en direcciones principales) con el tiempo para la propuesta de solución “B”

Tabla 6.7 Resultante de los gradientes hidráulicos máximos esperados en escala de colores.

Instante de tiempo Δt	Propuesta de solución "A": Sin filtro	Propuesta de solución "B": Con filtro
10 días	 $i_{\text{máx}}=0.40$	 $i_{\text{máx}}=0.20$
17 días	 $i_{\text{máx}}=1.50$	 $i_{\text{máx}}=0.68$
22 días	 $i_{\text{máx}}=0.73$	 $i_{\text{máx}}=0.24$
33 días	 $i_{\text{máx}}=1.45$	 $i_{\text{máx}}=0.14$
38 días	 $i_{\text{máx}}=1.05$	 $i_{\text{máx}}=0.25$
43 días	 $i_{\text{máx}}=1.01$	 $i_{\text{máx}}=0.17$

Nota: Los colores claros representan los gradientes máximos esperados.

Es importante señalar que los gradientes hidráulicos obtenidos no corresponden a los valores reales debido a que el PLAXIS no cuenta con esta opción de cálculo. Estos fueron deducidos con base a la resultante de las velocidades máximas esperadas y la permeabilidad saturada de los materiales, por lo que únicamente sirven para demostrar el efecto de los filtros horizontales en la reducción del valor del gradiente hidráulico máximo esperado, no así, como valores de diseño.

Finalmente, en base a lo presentado en la Figura 6.32 y la Tabla 6.7 se concluye que la mejor propuesta de solución es la "B", ya que no solo evita el colapso de la estructura al final del vaciado, sino que también disminuye los gradientes hidráulicos a la salida y con ello la posibilidad de tubificación.

CONCLUSIONES GENERALES

El *principal objetivo* de este trabajo fue el desarrollo de una metodología para el análisis y diseño de bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido, mediante análisis numéricos acoplados de flujo transitorio-deformación y estabilidad, desarrollando modelos basados en el MEF en dos dimensiones.

En la primera parte se presentan los antecedentes generales de análisis de flujo de agua y estabilidad en condiciones drenadas y no-drenadas. En el segundo capítulo se plantean las características generales de los bordos de protección. Como parte de este estudio se revisaron las actuales normas de diseño de bordos de protección del U.S Army Corps of Engineers (USACE, 2000), U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2005) y el Manual para el control de Inundaciones de CONAGUA (2011), así como las recomendaciones de diseño encontradas en diversas publicaciones (Briaud, 2006, 2011 Briaud *et al.*, 2001, Briaud *et al.*, 2006 y Auvinet *et al.*, 2008)

En la tercera parte se presenta una revisión bibliográfica exhaustiva de los estudios efectuados a nivel mundial relacionados al fenómeno del vaciado rápido. Principalmente se acepta que el fenómeno está dividido en tres modos: (Desai, 1972, 1977; Griffiths & Lane, 1999; Duncan *et al.* 1990; Lane & Griffiths, 2000; Berilgen, 2007; Huang & Jia, 2009; Luan *et al.* 2010, De la Fuente *et al.*, 2012).

- i) Vaciado completamente lento
- ii) Vaciado completamente rápido
- iii) Vaciado transitorio

En cuánto a los efectos que ocasiona un descenso en el nivel de agua sobre el paramento del talud se encuentran cuatro:

- i) Reducción en la presión hidrostática exterior
- ii) Variación en la presión de poro en el interior del talud
- iii) Aumento en la fuerza del peso
- iv) Concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos en el extremo de aguas arriba del talud.

Asimismo se observa que desde 1967 a la fecha, se han propuesto varios enfoques para analizar la condición del vaciado rápido. Estos se clasifican en dos grupos (Duncan & Wright, 2005; Alonso & Pinyol, 2008): i) *métodos de flujo*, adecuados para materiales muy permeables y ii) *métodos de análisis no drenado*, aplicable a materiales de muy baja permeabilidad.

El primer enfoque (análisis de flujo) no considera la deformabilidad del suelo que en el caso de materiales blandos juega un importante papel en la velocidad de disipación de las presiones de poro. La rigidez del suelo controla la capacidad de retención del agua del medio poroso. Al igual que la

permeabilidad, una mayor rigidez permite mayor velocidad de disipación, por lo tanto, un análisis de puro flujo (*desacoplado*) resulta demasiado conservador.

El segundo enfoque considera únicamente el cambio de presión de poro debido a la descarga de esfuerzos (*problemas mecánicos*) asociada al descenso del nivel del agua. Ello corresponde a un análisis no drenado en el que el flujo de agua es despreciable debida a la rápida velocidad de vaciado respecto a la permeabilidad del material.

En el capítulo cuarto se desarrolla la metodología de análisis propuesta y se proporcionan recomendaciones para definir el tipo de material (drenado o no drenado), tipo de modelo constitutivo (Hardening Soil Model y Mohr Coulomb), condiciones de frontera y generación de la malla de elementos finitos. En la parte principal de este capítulo se realizan análisis paramétricos en los que se hace variar la permeabilidad y la velocidad de vaciado. Se da un énfasis especial al estudio de la variación con el tiempo de los factores de seguridad obtenidos al evaluar la estabilidad de estas estructuras térreas. Las conclusiones obtenidas del modelado numérico son de gran utilidad para comprender el fenómeno del vaciado rápido:

- a) Al realizar un análisis tomando en cuenta la distribución de las presiones de poro remanentes obtenidas con los modos de vaciado *completamente rápido* o *completamente lento*, normalmente se puede llegar a subestimar o sobrestimar, respectivamente, los factores de seguridad del talud conforme el nivel de agua exterior cambia.
- b) En los suelos con bajas permeabilidades ($k=1\times 10^{-6}$ cm/s) sometidos a una velocidad de vaciado relativamente rápida ($R=1.0$ m/d), el agua dentro de la estructura térrea no fluye al exterior del mismo rápidamente, por lo que la superficie freática prácticamente permanece cerca de la cresta del talud, por tanto, en esta situación se puede asumir una condición de *vaciado completamente rápido* y se puede aplicar un método de cálculo *no drenado*, es decir, los análisis de filtración pueden ser omitidos.
- c) Para suelos más permeables ($k=1\times 10^{-4}$ cm/s) y a una velocidad de vaciado relativamente lenta ($R=0.1$ m/d), el agua fluye rápidamente a través del terraplén, por lo que la superficie freática prácticamente desciende al mismo tiempo que el nivel de la reserva, por lo que en esta situación se puede asumir una condición de vaciado completamente lento, y realizar únicamente análisis de flujo (*desacoplado*), ya que los excesos de presión de poro generados por los cambios en los esfuerzos totales se disipan a la misma velocidad que disminuye el nivel de agua de la reserva.
- d) Para condiciones intermedias en cuanto a permeabilidad y velocidad de vaciado, los cálculos no pueden ser aproximados a estos dos casos extremos, ya que los factores de seguridad obtenidos difieren de la realidad. Para tales casos es necesario aplicar análisis acoplados de flujo transitorio-deformación.
- e) Para que la condición de vaciado rápido tenga lugar, no es preciso que ocurra un descenso total del nivel del agua en un lapso determinado de tiempo (minutos, horas o días); en realidad basta con que el agua descienda más a prisa de lo que se disipan las presiones de poro remanentes en el cuerpo del talud originadas precisamente por dicho abatimiento.

En la quinta parte de este trabajo, se demuestra la efectividad del sistema filtros horizontales-geotextil colocados en el talud aguas arriba de un bordo de protección, como medida de mitigación contra los problemas hidráulicos y mecánicos ocasionados por el fenómeno del vaciado rápido (erosión y deslizamiento del talud). Particularmente, se demuestra que dicho sistema presenta los siguientes efectos (De la Fuente *et al.*, 2012):

- a) Disminuyen las fuerzas de filtración
- b) Canalizan el flujo interno.
- c) Reducen los gradientes hidráulicos, y con ello, la posibilidad de tubificación.
- d) Influyen de manera importante en la estabilidad del talud aguas arriba durante una condición de vaciado rápido.
- e) Ayudan a disipar el exceso de presión de poro generados durante la construcción del bordo o terraplén (Marsal & Reséndiz, 1975).

De igual forma, con base a los resultados de los análisis paramétricos se establecen criterios de diseño del filtro horizontal contra el vaciado rápido:

- a) La ubicación óptima del filtro es al pie del talud.
- b) La longitud mínima del filtro debe ser mayor que la superficie de falla del bordo.

Por otra parte, medidas como incrementar el *espesor del filtro* así como la colocación de un mayor *número de filtros*, no influyen significativamente en el incremento de la estabilidad de un bordo ante el vaciado rápido.

En cuanto al diseño contra la erosión interna y tubificación, los sistemas de filtros naturales deben guardar una adecuada correlación con el material base al cual deben proteger. Los criterios aceptados en la actualidad para el diseño de filtros se basan en las dimensiones de los granos del material filtrante:

- a) Los granos deben ser suficientemente grandes para que su permeabilidad permita una canalización y evacuación rápida del flujo, y disipe los excesos de presión de poro generados; es decir, debe *servir como dren* (condición hidráulica).
- b) Los granos deben ser suficientemente pequeños para *retener el suelo base* que se pretende proteger. Esta condición se conoce también como condición geométrica.
- c) Las partículas del filtro mismo no deben emigrar y, por tanto, su estructura debe mantenerse siempre estable. Esta condición se puede cumplir haciendo que el material del filtro sea relativamente uniforme, por ejemplo, estableciendo límites al coeficiente de uniformidad $1.5 < C_u < 10$ (Bear, 1972; citado por Flores Berrones, 2000)
- d) Por lo menos 2.5% del material del filtro debe pasar la malla No. 200 para lograr una buena retención de partículas más pequeñas (Sherard *et al.*, 1984b).

- e) Un filtro no debe sufrir agrietamiento: para esto, el criterio más utilizado indica que no más del 5% del material debe ser menor a la malla #200, y que los finos remanentes no deben ser plásticos. Sin embargo, no está claro que este criterio sea suficiente (Park, 2003).
- f) Arenas uniformes finas a medias son efectivas para diseñar filtros, no así arenas uniformes gruesas debido a su permeabilidad y porosidad. Tanto las partículas angulares como las sub-redondeadas sirven como material de filtro (Sherard *et al.*, 1984)

En la sexta y última parte de este trabajo, se estudian las fallas presentadas en los bordos de protección marginales localizados en la ciudad de Villahermosa, Tabasco, durante las inundaciones de octubre-noviembre de 2007. Con base al modelado numérico efectuado se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) Una de las principales causas del desbordamiento del río Grijalva sobre la colonia Gaviotas Sur fue que el peso transmitido por la construcción del terraplén generó un asentamiento de 25cm (probablemente mayor debido a que el modelo MC subestima las deformaciones), lo que tuvo como consecuencia pérdida del bordo libre del mismo.
- b) A partir del 3 de noviembre el FoS comenzó a decrecer conforme el nivel de la reserva disminuyó, hasta alcanzar un mínimo de 1.09, lo que es inaceptable para la estabilidad del bordo bajo condiciones de vaciado rápido según la norma EM 1110-2-1913 (USACE, 2000)
- c) Se predice que el colapso del bordo de protección probablemente se presentó entre el 20 y 23 de noviembre, es decir, a un mes pasadas las inundaciones extraordinarias del 2007.
- d) Se observa que el mecanismo de falla se presenta en los estratos del suelo de cimentación menos resistentes al corte como lo son las arcillas compresibles encontradas en las márgenes de los ríos de Villahermosa.
- e) Se establece como diagnóstico final de falla que los daños ocasionados en los taludes de los bordos marginales del sitio en estudio fueron favorecidos por la condición de vaciado rápido en suelo blando arcilloso de alta plasticidad y poco resistente al corte.

Finalmente, se plantea una propuesta de solución para mejorar la estabilidad de los bordos de protección marginales, mediante el mejoramiento masivo del suelo con inclusiones de suelo-cemento, elevación del bordo libre mediante un muro de concreto y colocación de un filtro de arena. Con base a esto se logran las siguientes mejoras:

- a) Se disminuyen los hundimientos por efecto de la construcción del bordo
- b) Se mejora tanto la capacidad de carga del suelo como la estabilidad del talud.
- c) Se evita el desbordamiento del río sobre el bordo de protección
- d) Se incrementa considerablemente el factor de seguridad al final del vaciado rápido.
- e) Se disminuyen los gradientes hidráulicos y con ello la posibilidad de erosión y tubificación

En conclusión, puede decirse que este trabajo contribuye a mejorar el entendimiento de la compleja interacción que existe entre la velocidad e intensidad de vaciado del nivel de la reserva y las propiedades geométricas, mecánicas e hidráulicas de la estructura de control de inundaciones, así como a mejorar la práctica del análisis y diseño de bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido.

Sin embargo, existe aún una oportunidad para simular de manera más precisa el comportamiento de los bordos con respecto a la condición de vaciado rápido. Durante cada instante del abatimiento, se generan condiciones del suelo parcialmente saturado por encima de la superficie freática. Las propiedades de resistencia al corte de este estado del suelo tendrán el efecto de elevar los factores calculados de seguridad, por lo que es posible optimizar aún más el diseño de los bordos de protección. Por otro lado, la velocidad de disipación de las presiones de poro son controladas por la capacidad de retención de agua del suelo, las cuales se obtienen de las curvas características (Alonso & Pinyol, 2008). Esto indica que durante los análisis de deformación y consolidación es necesario considerar el grado de saturación del suelo así como la capacidad de retención o almacenamiento para obtener un resultado más preciso en los análisis. Por tanto, el presente trabajo queda abierto para futuras investigaciones que consideren las propiedades del suelo parcialmente saturado en el comportamiento de los bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido.

REFERENCIAS

Akai, K., Ohnishi, Y., Murakami T. & Horita, M. (1979). Coupled stress flow analysis in saturated/unsaturated medium by finite element method. Proc. Third Int. Conf. Num. Meth. Geomech. 1: 241-249, Aachen.

Alberro, J., Hernández R. y Levtchouk. V., (2001), “Estabilidad de un talud sometido a un flujo transitorio de agua por vaciado rápido”, Series del Instituto de Ingeniería, 625, Agosto, México.

Alonso E. & Pinyol N. M. (2008). "Unsaturated soil mechanics in earth and rockfill dam engineering." First European Conference on Unsaturated Soils, Durham, Balkema.

American Council of Engineering Companies, American Society of Civil Engineers, ASFE: The Best People on Earth, Association of State Dam Safety Officials, Association of State Floodplain Managers, Dams: Sector Coordinating Council, National Association of Flood and Stormwater Management Agencies, The Infrastructure Security Partnership, United State Society on Dams, U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Department of Homeland Security, U.S. Federal Emergency Management Agency, (2009). “So You Live Behind a Levee”. <http://www.asce.org/files/pdf/SoYouLiveBehindLevee.pdf>

Arreguín C., F. (2009). “Bordos en México”. Ingeniería Civil. Pp. 12-18. Número 483. Colegio de Ingenieros Civiles de México. México, DF.

Arrieta P. (1994): “La integración social del la Chontalpa: un análisis regional en el trópico mexicano”. Ediciones Gernika, Universidad Iberoamericana, México.

Arulanandan, K. & Perry, E.B. (1983). “Erosion in relation to filter design criteria in Earth Dams”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 5, pp-682-698.

Auvinet, G. (1986). “Estructura de los medios granulares”. Tesis Doctoral. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

Auvinet, G & Esquivel, R (1986). “Impermeabilización de Lagunas Artificiales”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. México.

Auvinet, G, Rodríguez, J, Ramírez, A & López, R (2002). “Precarga”. Manual de Construcción Geotécnica: Tomo II, Capítulo 14. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México, D.F.

Auvinet, G., López-Acosta, N.P. y Pineda, A. R., (2008), “Informe final (Parte Geotecnia) del proyecto del Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT)”, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Auvinet, G. y López-Acosta, N.P., (2009), “Condición de vaciado rápido en taludes sumergidos”-Memorias del homenaje al Ing. Jesús Alberro A., Edición de Instituto de Ingeniería UNAM y Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG), México.

Baker, R, Rydman, S & Talesnick, M. (1993). “Slope stability analysis for undrained loading conditions”. Int. Jnl. Num. and Anal. Methods Geomech. 17: 14-43.

Referencias

Berilgen M, (2007) "Investigation of stability of slopes under drawdown condition." *Computers Geotechnics*; Vol.34: 81-91.

Bergholz K., De Gennaro, V. & Herle, I. (2009). "Couplage hydromécanique et effet du temps dans les roches tendres ». Modélisation théorique et numérique du comportement d'une craie de carrière. Projet d'étude ENPC– TU Dresden, Paris et Dresden, 12 janvier 2009.

Biot M.A. (1956). "General theory of three- dimensional consolidation", *J Appl Phys* 1941,12:155–64.

Bishop, A. W. (1955). "The use of slip circle in the stability analysis of slopes." *Geotechnique*, 5(1), 7-17.

Bishop, A. W., & Morgenstern, N. R. (1960). "Stability coefficients for earth slopes." *Geotechnique*, 10, 129-150.

Bishop, A.W. & Edin, G. (1950). "Undrained Triaxial Test on Saturated Sands and their Significance in the General Theory of Shear Strength". *Geotechnique*, Vol 2, pp 13-32

Brahma, S.P. & Harr, M.E. (1962). "Transient development of the free surface in a homogeneous earth dam". *Géotechnique* 12: 283-302.

Briaud, J.-L. (2006). "Erosion tests on New Orleans levee samples." *Internal Rep.*, Civil Engineering, Texas A&M Univ., College Station, Tex.

Briaud, J.-L., and Chen, H. C. (2006). "Levee erosion by overtopping during Hurricane Katrina." *Proc., 3rd Int. Conf. on Scour and Erosion*, Taylor and Francis, London.

Briaud, J.-L., Ting, F., Chen, H. C., Cao, Y., Han, S.-W., and Kwak, K. (2001). "Erosion function apparatus for scour rate predictions." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 105–113.

Briaud, Jean-Louis (2011). "Bridge Scour and Levee Overtopping". ISSMGE 1st Webinar.

Brinkgreve, RBJ. (2002). "Handbook of the finite element code for soil and rock analysis" PLAXIS 2D.V8. Balkema, Rotterdam, 2002.

Browzin, B. S. (1961). "Non-steady flow in homogeneous earth dams after rapid drawdown", *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 2, pp. 551–554.

Bulnes, Pepe (1981). "Tipos tabasqueños". *Industria Grafica Editorial Mexicana*. México.

Casagrande, A. (1937). "Seepage through dams. Contributions to soil mechanics", 1925 1940. Boston Society of Civil Engineers.

Casagrande, A. & Shannon, W. L., (1952), "Base course drainage for airport pavements", *Transactions, ASCE*, Vol. 117, pp.807.

Campos, J. & González, P.E. (1982). "Tabasco: Las voces de la naturaleza". *Monografía estatal, Consejo editorial del gobierno de estado de Tabasco*, México.

Cedergren, H. R., (1941), "Discussion of saturating an earth dam by K. P. Karpoff", Civil Engineering, August 1941, pp. 499.

Cedergren, H. R., (1948), "Discussion of investigation of drainage rates affecting stability of earth dams by F. H. Kellogg", Transactions, ASCE, Vol. 113, pp. 1285- 1293.

Cedergren, H. R., (1989), "Seepage, drainage and Flow nets", third Edition, John Wiley & Sons, New York

Charles J. A., Tedd P., Holton I. R. (1995). "Internal erosion in clay cores of British dams." Research and development in the field of Dams - Swiss National Committee on Large Dams, Crans Montana, pp. 59-70.

Cividini, A. & Gioda, G. (1984). "Approximate F. E. analysis of seepage with a free surface". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 8 (6): 549-566.

Cooley, R. L. (1971). "A finite difference method for unsteady flow in variable saturated porous media: Application to a single pumping well". Water Res. Res. 7 (6): 1607-1625.

COLMEX,(2012). "El México Antiguo". Nueva historia mínima de México. Colegio de México Adaptación gráfica basada en el texto original de Pablo Escalante Gonzálbo.

CONAGUA, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) y Gobierno del Estado de México (2010). "CD: Estadísticas del Agua en México". Comisión Nacional del Agua México D.F.

CONAGUA (2011). "Manual para el control de Inundaciones". Comisión Nacional del Agua Editor: Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales. México.

CONAGUA (2011). "Plan Hídrico Integral de Tabasco". Comisión Nacional del Agua Gobierno Federal de Tabasco. México.

CONABIO (1998). "Diversidad Biológica de México: Estudio de País". Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad. México, D.F.

Cousins, B. F. (1978). "Stability charts for simple earth slopes." J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 104(GT-2), 267-279.

De la Fuente H.A, López-Acosta N.P & Auvinet G. (2012). "Evaluación de la seguridad de bordos de protección mediante análisis numéricos acoplados de flujo transitorio-deformación y análisis de estabilidad". Memorias de la XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. SMIG (14-16 Nov 2012). Cancún, Quintana Roo, México.

De la Fuente H.A, López-Acosta N.P & Auvinet G. (2012). "Uso de filtros horizontales para incrementar la estabilidad de los bordos de protección bajo condiciones de vaciado rápido". Memorias del 2do Coloquio de Jóvenes Geotecnistas y Tesistas de Maestría y Doctorado. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG). México, D.F.

Desai, C.S. & Shernan, W.C. (1971). "Unconfined transient seepage in sloping bank"s. Jnl. of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE, No SM2: 357-373.

Referencias

- Desai, C. S. (1972). "Seepage analysis of earth banks under drawdown" ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(11), 1143–1162.
- Desai C S (1977) "Drawdown analysis of slopes by numerical method", Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103(7), 667-676.
- Dominguez, R (2000). "Las inundaciones en la Ciudad de México. Problemática y Alternativas de Solución". UNAM. Revista Digital Universitaria. Vol. 1 No 2.
- Duncan, J. M. (1996). "State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes." Journal of Geotechnical Engineering Divison, ASCE, 122(7), 577-596.
- Duncan, J. M. (2000). "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering." J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 126, 307-316.
- Duncan, J.M. & Wright, G. (2005). "Soil Strenght and Slope Stability". John Wiley & Sons, Inc.
- Duncan J M, Wrighth S G, Wong K S. (1990) "Slope stability during rapid drawdown", In: Proceedings of the H. Bolton seed memorial symposium, 2, 253-72.
- Echegaray, L (1956). "Los rompidos del Río Mezcalapa". Revista Ingeniería Hidráulica en México, 1956, Vol. X, Núm. 1, pág. 29
- Espinosa, L., (1976), "Villahermosa, Tabasco", VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo II, Cap. 17, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), Guanajuato, México, pp 257-265
- Fell R, McGregor P, Stapledon D, Bell G. (2005) "Geotechnical Engineering of Dams", London (UK): Taylor & Francis Group.
- Fellenius, W. (1936). "Calculation of stability of earth dams." Proc. 2nd Congress on Large Dams, U.S. Government Printing Office, Washington D.C., 4.
- FEMA (2005). "United States Code of Federal Regulations, 44CFR65.10" Federal Emergency Management Agency. Title 44, Volume 1, Part 65 of the Code of Federal Regulations.
- Filsinger, Thomas. (2005). "CD Atlas y Vistas de la Cuenca, Valle, Ciudad y Centro de México a través de los Siglos XIV - XXI." Copyright.
- Flores Berrones, R. (2000). "Flujo de agua a través de los suelos." Cuarta Edición. Avances en Hidráulica 4. Editado por la Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH) y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). México.
- Foster, M.A. & Fell, R. (2001). "Assessing embankment dam filters that dont satisfy design criteria". J. Geotechnical. Geoenvironmental. Eng. Vol. 127, núm. 5, 2001, pp. 398-407.
- Fredlund, M., Lu, H. & Feng, T., (2011). "Combined Seepage and Slope Stability Analysis of Rapid Drawdown Scenarios for Levee Design". ASCE. Geo-Frontiers. 595-1604
- Fredlund, D. G., Morgentern, N. R., and Widger, R. A. (1978). "Shear strength of unsaturated soils." *Can. Geotech. J.*, 15, 313-321.

- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). "Soil mechanics for unsaturated soils", Wiley Publications, New York.
- Galavi, V. (2010). "Groundwater flow, fully coupled flow deformation and undrained analyses in PLAXIS 2D and 3D". Plaxis Internal Report, Research Department Plaxis BV.
- Galindo, A (2006). "Programa de Ordenamiento Ecológico del Estado de Tabasco". Secretaria de Desarrollo Social y Protección al Ambiente. Gobierno del Estado de Tabasco. Diciembre 2006.
- García-Molina, G., (1994), "Structural evolution of SE México (Chiapas-Tabasco-Campeche) offshore and onshore". Rice University, Ph.D.Dissertation.
- Gens A. (2012). "Advanced Course on Computational Geotechnics 2D and 3D (PLAXIS and PLAXFLOW Users)", UAQ, Santiago de Querétaro, Qro., México.
- González. P. (1946). "Los Ríos de Tabasco", Editada por el Gobierno Institucional de Tabasco.
- González de Vallejo L, Ferrer M, Ortuño L, Oteo C, (2004). "Ingeniería Geológica". Editorial Pearson. Prentice Hall. Madrid.
- Gracia, J. & Fuentes, O. (2005). "La Problemática del Agua en Tabasco: Inundación y su Control". El agua en México vista desde la Academia. Academia Mexicana de Ciencias.
- Griffiths, D. V. (1980). "Finite element analysis of walls, footings and slopes," PhD Thesis, Department of Engineering, University of Manchester.
- Griffiths, D. V., & Lane, P. A. (1999). "Slope stability analysis by finite elements." *Geotechnique*, 49(3), 387-403.
- Griffiths, D. V., & Marquez, R. M. (2007). "Three-dimensional slope stability analysis by finite elements." *Geotechnique*, 57(6), 537-546.
- Henkel, D. J. (1960). "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays." Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. ASCE. Colorado.
- Hernández, M. (2011). "Inundación, Reubicación y Cotidianidad. El Caso de Villahermosa, Tabasco, 2007". Tesis para optar por el grado de Maestra en Antropología Social. Centro de Investigación y Estudios Superiores en Antropología Social-Unidad Golfo. Xalapa, Veracruz.
- Hinojosa, A., Rodriguez, V., Munguía, L & Meillón, O., (2011). "El Deslizamiento de Ladera de Noviembre 2007 y Generación de una Presa Natural en el Río Grijalva, Chiapas, México." *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*. Volumen 64, Núm 1, p 15-38.
- Hromadka, T. V. & Guymon, G. L. (1980). "Some Effects of Linearizing the Unsaturated Soil Moisture Transfer Diffusivity Model". *Water Res. Res.* 16 (4), 643-650.
- Hsu, S.J.C. (1981). "Aspect of Piping Resistance to Seepage in Clayey Soils." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, Vol. 10(1), pp 421-428.

Referencias

Huang M S, Jia C Q. (2009) "Strength reduction FEM instability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage", *Computers and Geotechnics*, 36(2), 93-101. Vol. 16 [2011], Bund. A 177

Hunter, J. H., & Schuster, R. L. (1971). "Chart solutions for analysis of earth slopes." *Highway Research Record*, 345, 77-89.

ICOLD (1980). "Deterioration of dams and reservoirs. Examples and their analysis." International Commission on Large Dams, Paris. Balkema, Rotterdam.

ICOLD (1994). "Use of granular filters and drains in embankment dams". International Commission on Large Dams. Bulletin 95. Paris.

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), Instituto de Ingeniería, UNAM, Instituto Politécnico Nacional (IPN), Colegio de Posgraduados de Chapingo, Instituto Mexicano del Petróleo, (2008). "Informe de las Inundaciones de 2007 en el Estado de Tabasco: Diagnóstico Preliminar". Senado de la República. Comisión de Asuntos Hidráulicos. 5 de Marzo de 2008.

INEGI (2000): "Capítulo geográfico del Anuario Estadístico de Tabasco". Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática Versión impresa.

Jaky, (1944) "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," *J. SOC. Hungarian Architects and Eng.*, pp. 355-358, 1944.

Janbu, N. (1968). "Slope stability computations." *Soil Mechanics and Foundation Engineering Report*, The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.

Jia, G.W., Zhan, T., Chen, Y.M. & Fredlund, D.G. (2009). "Performance of a large-scale model subjected to rising and lowering water level". *Engineering Geology* 106. Pp 92-103.

Jones, F.O., Embody, D.R., Peterson, W.L., (1961). "Landslides Along the Columbia River Valley, Northeastern Washington". U. S. Geological Survey Professional Paper, Vol 367.

Juárez-Badillo, E. & Rico, A. (1963). "Fundamentos de la Mecánica de Suelos". *Mecánica de Suelos*. Tomo 1. Editorial Limusa. México. Edición 2010.

Kerkes, D.J., and Fassett, J.B., (2006), "Rapid Drawdown In Drainage Channels With Earthen Side Slopes", *Proceedings of the ASCE Texas Section Spring Meeting*, Beaumont, TX, 19-22.

Kézdi, Á., 1976, "Problems in soil physics", *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, México, D. F.

Lambe, T.W. & Whitman, R. (2010). "Mecánica de Suelos." Editorial Limusa. Mexico.

Lane, K.S., (1967). "Stability of reservoir slopes". In: Fairhurst, Charles (Ed.), *Failure and breakage of rock*". *Proceedings of the 8th Symposium on Rock Mechanics*, September 15–17, 1966, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, pp. 321–336.

Lane PA, Griffiths DV. (2000) "Assessment of stability of slopes under drawdown conditions". *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*; 126(5):443–50.

- Lawrence Von Thun, J. (1985). "San Luis Dam upstream slide", Int. Conf. on Soil Mech. Found.Eng. 11, 2593– 2598.
- Lechman, J. B., & Griffiths, D. V. (2000). "Analysis of the progression of failure in earth slopes by finite elements." Slope Stability 2000, Proc. GeoDenver Symposium, Geotechnical Special Publication No. 101, ASCE, 250-265.
- Leopold, L.B., Wolman, M.G., and Miller, J.P. (1964). "Fluvial Processes in Geomorphology" San Francisco, California: W.H. Freeman.
- Lezama, J. (2010). "Estudios del fenómeno del llenado y vaciado rápido en áreas urbanas expuestas a inundaciones". Tesis para optar por el grado de Ingeniero Geofísico. Facultad de Ingeniería. UNAM. México, D.F.
- Liao, Q.L., Li, X., Dong, Y.H., (2005). "Occurrence, geology and geomorphy characteristics and origin of Qianjiangping landslide in Three Gorges Reservoir area and study on ancient landslide criterion". Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 24 (17), 3146–3153.
- Li, X. (2007). "Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion." Computers and Geotechnics, 34, 188-195.
- Lowe J. and Karafiath L. (1959), "Stability of earth dams upon drawdown", Proceedings of the First PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 2, pp. 537-552
- Luan et al., (2010). "Strength Reduction FE Analysis of the Stability of Bank Slopes Subjected to Transient Unsaturated Seepage", Electronic Journal of Geotechnical Engineering.
- Mallet C. & Pacquant J. (1951). *Les barrages en terre*. Paris, Eyrolles.
- Marsal, R. & Reséndiz, D. (1975). "Presas de Tierra y Enrocamiento." Editorial Limusa. México.
- Martínez, C. (2006): "Breve historia de Tabasco". El Colegio de México, FCE, México.
- Matsui, T., & Sun, K. C. (1992). "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique." Soils and Foundations, 32(1), 59-70.
- Mendoza, M., (1998), "Geotecnia, Capitulo 23 del Manual de Ingeniería de Ríos", Series Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Morgenstern, N.R., (1963). "Stability charts for earth slopes during rapid drawdown." Geotechnique 13 (2), 121–131.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces." Geotechnique, 15(1), 79-93.
- Nagtegaal J.C., Parks D.M. y Rice J.R. (1974). On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range. Comp. Meth. Appl. Mech. Engng. Vol. 4: 153-177.
- Nakamura, K., (1990). "On reservoir landslide". Bulletin of Soil and Water Conservation 10 (1), 53–64 (In Chinese).

Referencias

- Neumann, S.P. (1973). "Saturated-unsaturated seepage by finite elements". *Jnl. Hydraul. Div., ASCE*, 99, HY12: 2233-2250.
- Newlin, C. W., and Rossier, S. C. (1967). "Embankment drainage after instantaneous drawdown", *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(6), 79–96.
- Noriega R., I., (2005), "Deslizamientos de laderas ocasionados por lluvias intensas", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI), UNAM, México.
- Nuth, M. (2009) "Constitutive Modelling of Unsaturated Soils with Hydro-Geomechanical Couplings". Tesis para Optar por el Grado de Doctor en Ciencias. Á la Faculté Environnement Narutel, Architectural et Construit. Ecole Polytechnique Federale de Lausanne. Suisse.
- Palerm, Á. (1973). "Obras hidráulicas prehispánicas en el sistema lacustre del Valle de México". SEP-INAH, México.
- Park, Y., (2003). "Investigation of the Ability of Filters to Stop Erosion through Cracks in Dams". Tesis doctoral del Instituto Politécnico de la Facultad de Virginia.
- Pauls, G.J., Karlsauer, E., Christiansen, E.A. & Wigder, R.A. (1999). "A transient analysis of slope stability following drawdown after flooding of highly plastic clay". *Can. Geotech. Jnl.* 36: 1151-1171
- Paton, J., & Semple, N.G. (1961). "Investigation of the stability of an earth dam subjected to rapid drawdown including details of pore pressure recorded during a controlled drawdown test". *Pore pressure and suction in soils: 85-90.* Butterworths, London
- PLAXFLOW Version 1.6 (2008). "Scientific Manual", Edited by R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology and Plaxis bv; R. Al-Khoury, Plaxis bv and J.M. van Esch, GeoDelft. The Netherlands.
- PLAXIS 2D Version 9.0 (2008). "Scientific Manual", Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, Delft University of Technology and Plaxis bv; The Netherlands.
- PLAXIS 2D Version 9.0 (2008). "Reference Manual", Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, Delft University of Technology and Plaxis bv; The Netherlands.
- PLAXIS 2D Version 9.0 (2008). "Material Models", Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, Delft University of Technology and Plaxis bv; The Netherlands.
- Polubarinova-Kochina, P. Y., (1962), "Theory of groundwater movement", Princeton Ed., Princeton, NJ, pp. 500.
- Poucell, R. (1982). "Uso de filtros en Geotecnia, Simposio Sobre Criterios para el Uso de Medios Filtrantes en Ingeniería Sanitaria y Mecánica de Suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Pp 25-46.
- Potts, D. M., Dounias, G. T., & Vaughan, P. R. (1990). "Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment." *Geotechnique*, 40(1), 79-102.

- Ramírez, J. (1976). "Memoria acerca de las obras e inundaciones en la Ciudad de México" SEP-INAH, México.
- Rascón, A. (2011). "Inestabilidad y Daños en Márgenes y Bordos del Río Carrizal". Conferencia: Medidas de Mitigación del impacto de fenómenos erosivos y de sedimentación. Efectuada el día 23 de agosto en el Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Reinius, E. (1954). "The stability of the slopes of earth dams". *Géotechnique* 5: 181-189.
- Richards, B.G. & Chan, C.Y. (1969). "Prediction of pore pressures in earthdams". Proc. 7th Int. Conf. S.M.F.E., 2: 355- 362. Mexico
- Rodríguez, José (1999). "Villahermosa: El color de la nostalgia". Publicación de José Esteban Espunta Hernández. Tabasco. México.
- Rodríguez, J.F. (2010). "Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidación Regional, en la Zona Lacustre de la Ciudad de México". Tesis para optar por el grado de Doctor en Ingeniería. Facultad de Ingeniería. UNAM. México, D.F.
- Rodríguez, J & Auvinet, G, (2002). "Inclusiones". Manual de Construcción Geotécnica: Tomo II, Capítulo 9. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México, D.F.
- Rodríguez -Rodríguez, E., (2002), "Las lagunas continentales de Tabasco" Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Villahermosa, México.
- Rubio, H. & Triana, C., (2006), "Gestión integrada de crecientes caso de estudio México: río Grijalva." Ginebra, Suiza, Organización Meteorológica Mundial, publicado septiem- bre de 2006, disponible en <www.apfm.info/pdf/case_studies/cs_mexico.pdf>
- Rubin, J. (1968). "Theoretical analysis of two-dimensional transient flow of water in unsaturated and partly saturated soils". *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 32 (5): 607-615.
- Sahagún, F. (1979) "Historia general de las cosas de la Nueva España". Editorial Porrúa, 4a ed., México.
- Sainak, A. N. (2004). "Application of three-dimensional finite-element method in parametric and geometric studies of slope stability." *Advances in geotechnical engineering (Skempton Conf.)*, Thomas Telford, London, 2, 933-942.
- Schaefer, J. & Schaff, D., (2006). "Corps implements risk-based dam safety process". *Geo-Strata. Geo Institute*, Vol. 6, issue 5, pp. 16-18.
- Secretaría de Gobierno (S.G.) (2007). "Comparecencia del Secretario de Gobernación ante la Comisión de Asuntos Hidráulicos de la Cámara de Senadores" el 5 de diciembre de 2007.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos (S.R.H.) (1964). "Presa Nezahualcóyotl". Comisión del Grijalva. México, Noviembre, 1964.
- Sherard, J.L., R.J. Woodward, S. F. Gizienski y W. A. Clevenger (1963), "Earth and earth-rock dams", edited by John Wiley and Sons, New York.

Referencias

- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., and Talbot, J.R. (1984a). "Basic properties of sand and gravel filters." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 6, pp 684-700.
- Sherard J.L., Dunnigan, L.P. and Talbot, J.R. (1984b) "Filters for silt and clays." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 6, 701-718.
- Sherard, J.L. y Dunnigan, L.P (1989). "Critical Filters for Impervious Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115(7), 927-947.
- Skempton, A.W. (1954). "The pore pressure coefficients A and B". *Géotechnique* 4(4), 143-147
- Sloan S.W. (1981). "Numerical analysis of incompressible and plastic solids using finite elements", Ph.D. Thesis, University of Cambridge, U.K.
- Sloan S.W. y Randolph M.F. (1982). "Numerical prediction of collapse loads using finite element methods", *Int. J. Num. Analyt. Meth. in Geomech.*, Vol. 6: 47-76.
- Smith, I. M., & Hobbs, R. (1974). "Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes." *Geotechnique*, 24(4), 531-559.
- Spencer, E. (1967). "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces." *Geotechnique*, 17(1), 11-26.
- Stark, T. D., & Duncan, J. M, (1991). "Mechanisms Of Strength Loss In Stiff Clays," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 1, 139-154
- Stephenson, D. (1978). "Drawdown in embankments". *Géotechnique* 28(3): 273-280.
- Svano G, Nordal S (1987). "Undrained effective stability analysis". In: *Proceedings of the ninth European conference on soil mechanics and foundation*, Dublin.
- Tamayo, J. (1946). "Datos para la Hidrología de la República Mexicana." Editado por el Instituto Panamericano de Geografía e Historia
- Taylor, D. W. (1937). "Stability of earth slopes." *J. Boston. Soc. Civ. Eng.*, 24, 197-246.
- Taylor, D. W. (1948). "Fundamentals of soil mechanics", John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
- Terzaghi, K. (1922) "Failure of dam foundations by piping and means for preventing it (in German), *Die Wasserkraft*, Special Forchheimer Issue," 17, pp. 445-449
- Terzaghi, K. (1943) "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948). "Soil mechanics in engineering practice". Wiley, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice," 2nd ed., Wiley, Hoboken, NJ.
- Todd, D. K., (1959), "Groundwater hydrology", Wiley, New York, pp. 314-316.

Tudela, F. (1992). “La modernización forzada del trópico: El caso de Tabasco”. Proyecto Integrado del Golfo, El Colegio de México (COLMEX), CINVESTAV, IFIAS, UNRISD, México.

US Army Corps of Engineers (USACE) (1970) “Engineering and design manual- Slope stability.” Norma EM 1110-2-1902. Department of the Army, Corps of Engineers, Washington DC.

US Army Corps of Engineers (USACE) (1990) “Engineering and Design-Settlement Analyses.” Norma EM 1110-2-1904. Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, DC.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (1993). “Engineering and Design manual-Drainage and Erosion Control-Subsurface”. Part III, Chapter 2. Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, D.C.

US Army Corps of Engineers (USACE) (2000) “Engineering and Design manual- Design and Construction of Levees.” Norma EM 1110-2-1913. Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, DC.

US Army Corps of Engineers (USACE) (2003) “Engineering and Design manual- Stability of Earth and Rock-Fill Dams.” Norma EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington DC.

US Army Corps of Engineers (USACE) (2003). “Engineering and design manual - General design and considerations for earth and rockfill dams.” Norma EM 110-2-2300, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington (DC).

U.S. Bureau of Reclamation (USBR) (1974). “Earth Manual”. United States Department of the Interior, U.S. 2nd edition.

U.S. Bureau of Reclamation (USBR) (1994). “Protective filters”. Design Standards No 13- Embankment Dams. United States Department of the Interior, U.S. 2nd edition

US Soil Conservation Service (USSCS) (1994). “Gradation design of sand and gravel filters”. Chapter 26, Part 633. National Engineering Handbook. United States Department of Agriculture.

Van Genuchten MTh. (1980). “A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils”, *Soil Sci Am J*, Vol. 44(5): 892-898.

Van, M. (2011). “Full Scale Stability Test” Conference Understanding Dike Safety. May 24-26 2011. DELFT, The Netherlands.

Velázquez, G. (1994): “Los recursos hidráulicos del estado de Tabasco”. Ensayo monográfico. Centro de Investigaciones de la División de Académica de Ingeniería y Tecnología, UJAT, Unidad Chontalpa, Villahermosa, Tabasco.

Von Mises, R. (1928). *Mechanik der Plastischen Formänderung der Kristalen*. *Z. angew. Math. Mech.*, 8: 161- 85

Walton, C. W. (1970), "Groundwater Resource Evaluation", McGraw- Hill book Company.

Wan, C.F., Fell, R., Foster, M.A. (2002) “Experimental investigation of the rate of piping erosion of soils in embankment dams”. ANCOLD Conference on Dams

Referencias

Waterman, D (2012). "Advanced Course on Computational Geotechnics 2D and 3D (PLAXIS and PLAXFLOW Users)", UAQ, Santiago de Querétaro, Qro., México.

Whitman, R. V. (1960). "Some Considerations and Data Regarding the Shear Strength of Clays". *Procs., Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, pp 581-614.

Wright SG, Duncan JM (1987). "An examination of slope stability computation procedures for sudden drawdown". US Army of Corps Engineering. Waterway Experiment station, Vicksburg (MS).

Zheng, H., Tham, L. G., & Liu, D. (2006). "On two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis." *Computers and Geotechnics*, 33, 188-195.

Zienkiewicz, O. C., & Corneau, I. C. (1974). "Viscoplasticity, plasticity and creep in elastic solids. A unified numerical solution approach." *Int. J. Num. Met. Eng.*, 8, 821-845.

Zienkiewicz, O. C. y Pande, G. N. (1977). *Finite element in geomechanics*, Cap. 5, Some useful forms of isotropic yield surfaces for soil and rock mechanics. Wiley, Chichester:171-190

Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., & Lewis, R. W. (1975). "Associated and non- associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics." *Geotechnique*, 25, 671- 689.

Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L. (1985) "El método de los elementos finitos, Mecánica de sólidos y fluidos, dinámica y no linealidad". Mc. Graw Hill, 4ta. Edición, 2

Zomordian & Abodollahzadeh (2010). "Effect of Horizontal Drains on Upstream Slope Stability During Rapid Drawdown Condition", *International Journal of Geology*, Issue 4, Volume 4.

ANEXO 1

BASES TEÓRICAS DEL MODELADO NUMÉRICO

A1-1 MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS EN LOS ANÁLISIS

A1-1.1 Elasto-plasticidad

El comportamiento plástico de los sólidos se caracteriza por la relación no única entre esfuerzos y deformaciones, al contrario del caso de la elasticidad lineal o no-lineal. Una característica de definición de plasticidad podría ser la existencia de deformaciones remanentes una vez que cesan de actuar sobre el cuerpo las fuerzas externas (Zienkiewicz y Taylor, 1985).

Si se considera el comportamiento unidimensional de un material, como el que se muestra en la Figura A1.1, se puede observar que si uno conoce únicamente el proceso de carga es imposible saber si el material se comporta de manera elástica no-lineal o plástica, aun conociendo las relaciones no-lineales. Al descargarlo se aprecia inmediatamente la diferencia entre el material elástico, que sigue la misma curva, y el plástico, que sigue una curva distinta, dependiendo de la historia de carga.

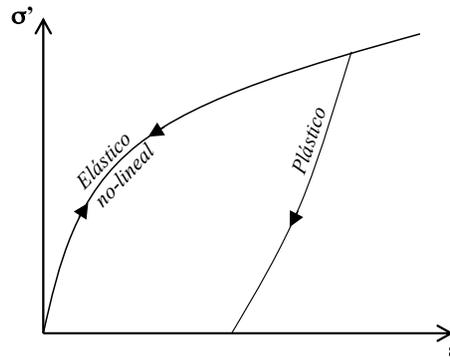


Figura A1.1 Comportamiento elástico no-lineal y plástico (Rodríguez, 2010)

Muchos materiales presentan un comportamiento plástico perfecto (Figura A1.2) y tienen un esfuerzo límite o de fluencia, para el cual las deformaciones están indeterminadas. Para todo esfuerzo debajo del límite se supone una relación elástica lineal. Un refinamiento adicional de este modelo es el material plástico con endurecimiento o ablandamiento (Figura A1.3), en el que el esfuerzo de fluencia depende del parámetro de endurecimiento.

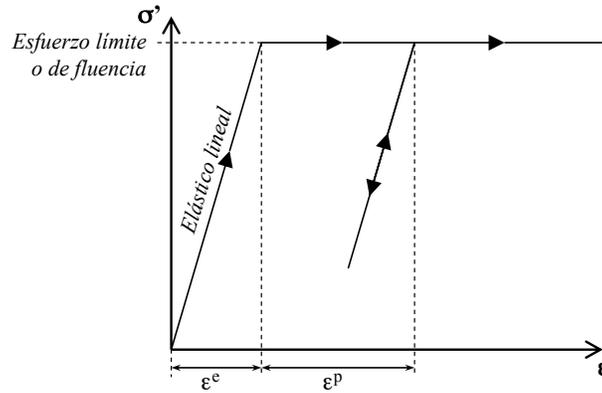


Figura A1.2 Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto (Rodríguez, 2010)

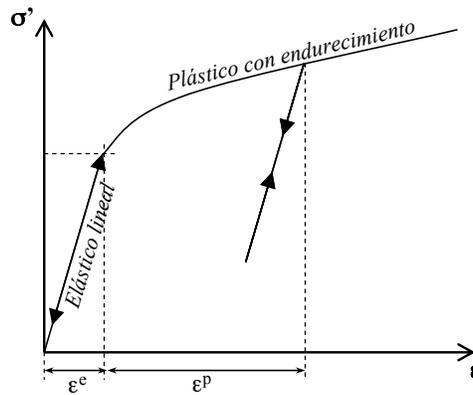


Figura A1.3 Comportamiento elástico lineal y plástico con endurecimiento (Rodríguez, 2010)

De acuerdo con lo anterior, la deformación total puede descomponerse en una parte elástica más otra plástica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (A1.1)$$

, donde:

ε^e = deformación elástica

ε^p = deformación plástica

Para relacionar los esfuerzos efectivos elásticos con las deformaciones elásticas, se utiliza la ley de Hooke:

$$\{\sigma'\} = [C^e] \{\varepsilon\} \quad (A1.2)$$

, donde:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon^e_{xx} \\ \varepsilon^e_{yy} \\ \varepsilon^e_{zz} \\ \varepsilon^e_{xy} \\ \varepsilon^e_{yz} \\ \varepsilon^e_{zx} \end{bmatrix} \quad \text{A2.3}$$

Von Mises (1928) propuso que el comportamiento básico que define los incrementos de deformación plástica está relacionado con la superficie de fluencia. Dicha superficie establece la frontera entre el comportamiento puramente elástico, en donde únicamente existen las deformaciones reversibles, y el comportamiento plástico donde estas son irreversibles. La ecuación de dicha superficie se escribe como:

$$f(\sigma) = 0 \quad \text{(A1.4)}$$

Las condiciones para la función de fluencia son las que se indican en la Tabla A1.1. De acuerdo con lo anterior, se puede decir entonces que:

$$f(\sigma) \leq 0 \quad \text{(A1.5)}$$

Tabla A1.1 Condiciones para la función de fluencia

Condición	Comportamiento
si $f(\sigma) < 0$	Puramente elástico
si $f(\sigma) = 0$ y $df(\sigma) < 0$	Descarga desde un estado plástico (comportamiento elástico)
si $f(\sigma) = 0$ y $df(\sigma) = 0$	Plástico
si $f(\sigma) > 0$	Estado de esfuerzos inaceptable

Esta condición trae como consecuencia que la superficie de falla pueda ser considerada como la superficie de fluencia, como generalmente ocurre. Además, si se requiere considerar el fenómeno de endurecimiento plástico, entonces dicha superficie debe cambiar de tamaño y/o de posición, denominado endurecimiento isótropo y/o cinemático, respectivamente.

Es necesario establecer la relación entre el estado de esfuerzos y la deformación plástica, para lo cual se utiliza el concepto de flujo plástico. Es posible definir un potencial plástico g en cualquier punto de la superficie de fluencia, de tal manera que la dirección del incremento del flujo plástico está dada por la dirección del gradiente máximo del potencial plástico en el punto donde el estado de esfuerzos hace contacto con él. Esto quiere decir que la dirección del incremento de la deformación plástica será la perpendicular del potencial plástico en el punto del estado de esfuerzos, es decir:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \xi \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (\text{A1.6})$$

Sin embargo, dada la dificultad de establecer el valor de la función g , es común asimilarla con la ecuación de la superficie de fluencia ya que esta condición asegura la unicidad y la estabilidad de la respuesta del modelo. En tal caso se dice que la regla de flujo está asociada a la superficie de fluencia ($g = f$) y, por tanto, los incrementos diferenciales de las deformaciones son proporcionales a las normales hacia fuera de la función de fluencia, Figura A1.4. Esta regla también puede expresarse diciendo que el incremento de deformaciones plásticas $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ es proporcional al gradiente de la función de fluencia:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \xi \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (\text{A1.7})$$

, donde:

ξ = factor de proporcionalidad
 $\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ = dirección de las deformaciones

Se dice entonces que el material se encuentra en carga cuando la dirección del incremento de esfuerzos apunta hacia fuera de la superficie de fluencia. Si apunta hacia dentro, se dice que el material se encuentra en descarga. También se considera que entre ambos estados existe una condición intermedia denominada descarga neutra, que establece la condición de continuidad entre la carga y la descarga.

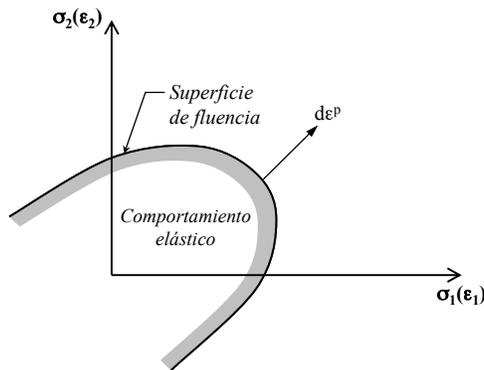


Figura A1.4 Superficie de fluencia asociada para la teoría de la plasticidad (Rodríguez, 2010)

La función de fluencia de Tresca (Figura A1.5) establece que la plasticidad ocurre cuando el esfuerzo cortante máximo es igual a la resistencia al corte τ , es decir:

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right)^2 + \sigma_{xy}^2 - \tau^2 = 0 \quad (\text{A1.8})$$

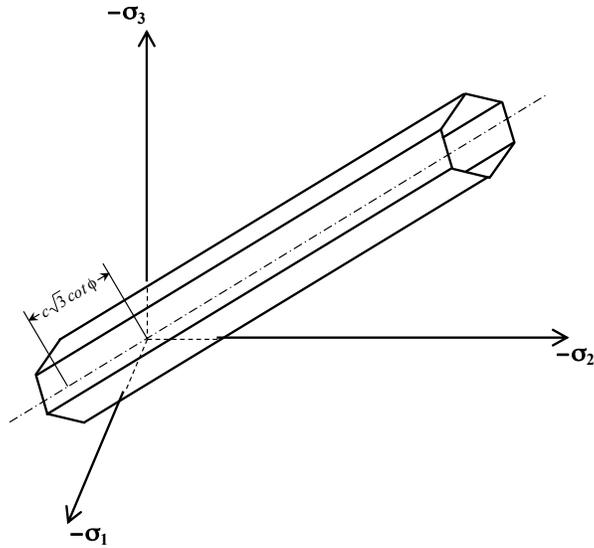


Figura A1.5 Superficie de fluencia de Tresca (Rodriguez, 2010)

A1-1.2 Modelo Mohr Coulomb (MC)

A1-1.2.1 Bases teóricas del MC

El modelo Mohr-Coulomb es elástico con plasticidad perfecta, como el que se describe en la Figura A1.2. La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke, ec. A1.2, y las deformaciones totales se estiman de la sumatoria de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas, ec. A1.1.

La ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb se expresa, como, Figura A1.6:

$$\tau_{\alpha} \leq c' - \sigma_{\alpha} \tan \varphi' \quad (\text{A1.9})$$

, o bien:

$$\tau^* \leq c' \cos \varphi' - s^* \sin \varphi' \quad (\text{A1.10})$$

, donde:

$$\tau^* = \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \sigma'^2_{xy}} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \quad (\text{A1.11})$$

, y

$$s^* = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) = \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \quad (\text{A1.12})$$

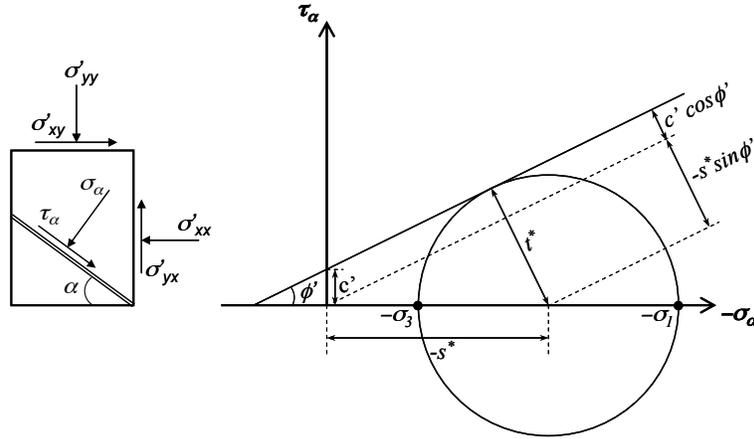


Figura A1.6 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb (Rodríguez, 2010)

, sustituyendo las ecs. A1.11 y A1.12 en A1.10, se tiene:

$$\frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \leq c' \cos \varphi' - \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi' \quad (\text{A1.13})$$

, por tanto, el criterio de fluencia para el modelo MC consta de seis funciones, que en términos de los esfuerzos principales se escriben, como:

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \\ f_4 &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \\ f_5 &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \\ f_6 &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \end{aligned} \quad (\text{A1.14})$$

Graficando estas funciones en el espacio de esfuerzos principales se obtiene una pirámide hexagonal, como la que se muestra en la Figura A1.7.

La existencia de esquinas en las superficies de fluencia ocasiona que los gradientes no tengan una definición única (falta de unicidad de la solución), es decir, que se obtenga una solución físicamente imposible a pesar de tener convergencia numérica. Este problema puede evitarse modificando la forma de la superficie de fluencia para eliminar las esquinas. Una forma sencilla de la superficie de MC (o Tresca), se consigue escribiendo (Zienkiewicz y Pande, 1977):

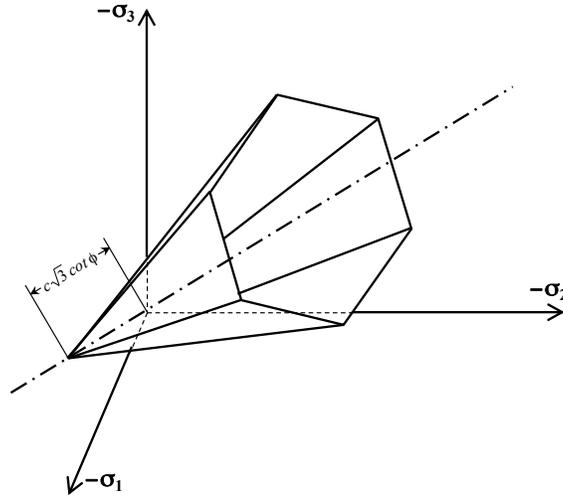


Figura A1.7 Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb (Rodriguez, 2010)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0 \\
 f_2 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0 \\
 f_3 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0 \\
 f_4 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0 \\
 f_5 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0 \\
 f_6 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{A1.15}$$

$$g(\theta) = \frac{2\left(\frac{3 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi}\right)}{\left(1 + \frac{3 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi}\right) - \left(1 - \frac{3 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi}\right)\sin 3\theta}
 \tag{A1.16}$$

La Figura A1.8 muestra como las esquinas de la superficie de MC se transforman en redondeadas.

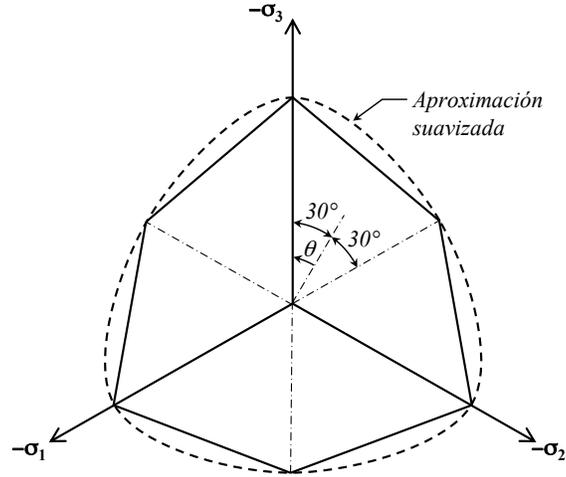


Figura A1.8 Sección de la superficie de fluencia de MC en el espacio de esfuerzos principales con $\phi = 20^\circ$, aproximación suavizada (Rodríguez, 2010)

A1-1.2.2 Parámetros que intervienen en el MC

Para simular el comportamiento de las arcillas tanto a corto como a largo plazo empleando el modelo MC, es indispensable distinguir entre los denominados parámetros drenados y los no drenados. La dificultad radica en la selección del módulo de elasticidad representativo del comportamiento a largo plazo (drenado), ya que este puede variar considerablemente dependiendo del estado de esfuerzos inicial y del incremento de esfuerzos que se desarrolle.

a) Parámetros drenados

Los parámetros que influyen en un análisis de este tipo son E' , ν' , c y ϕ' . Una forma de obtener E' es a través del módulo odométrico E_{odo} . De acuerdo con la teoría de la elasticidad este puede calcularse, como:

$$E' = E_{odo} \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{(1 - \nu')} \quad (A1.17)$$

El E_{odo} puede obtenerse a partir de pruebas de consolidación unidimensional, de dos formas:

1) Módulo secante, Figura A1.9:

$$E_{odo} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_z} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} (1 + e_0) \quad (A1.18)$$

, donde:

$$\begin{aligned} \Delta e &= C_r \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad \text{para } \sigma'_0 < \sigma' \leq \sigma_p \\ \Delta e &= C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad \text{para } \sigma_p = \sigma'_0 < \sigma' \\ \Delta e &= C_r \log \frac{\sigma_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma_p} \quad \text{para } \sigma'_0 < \sigma_p < \sigma' \end{aligned} \quad (A1.19)$$

- C_r = índice de recompresión en el plano $\log \sigma' - e$
 C_c = índice de compresión en el plano $\log \sigma' - e$
 σ'_0 = esfuerzo efectivo inicial
 σ'_p = esfuerzo efectivo de preconsolidación

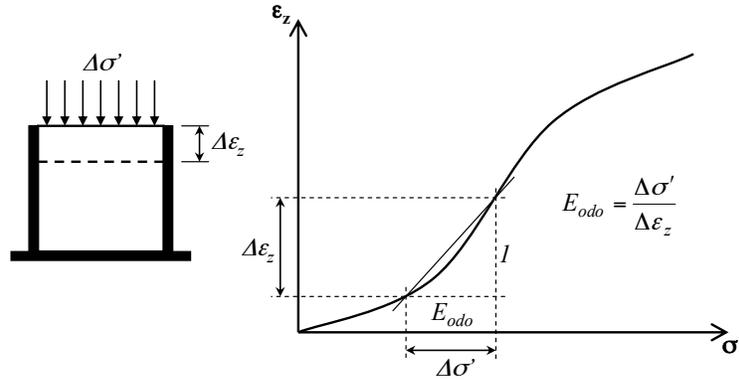


Figura A1.9 Módulo odométrico secante (Rodríguez, 2010)

2) Módulo tangente, Figura A1.10:

$$E_{odo} = E_{odo}^{ref} \left(\frac{\sigma'}{p^{ref}} \right)^m \quad (A1.20)$$

, donde:

m = 1 para arcillas y 0.5 para arenas

p^{ref} = esfuerzo de referencia

$$E_{odo}^{ref} = \text{módulo de referencia} = \frac{2.3(1+e_0)p^{ref}}{C_c}$$

, es decir que, para $p^{ref} = 100kPa$, el E_{odo} para condiciones de carga, es:

$$E_{odo} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_c} \sigma' \quad (A1.21)$$

, y para la descarga y recarga:

$$E_{odo} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_r} \sigma' \quad (A1.22)$$

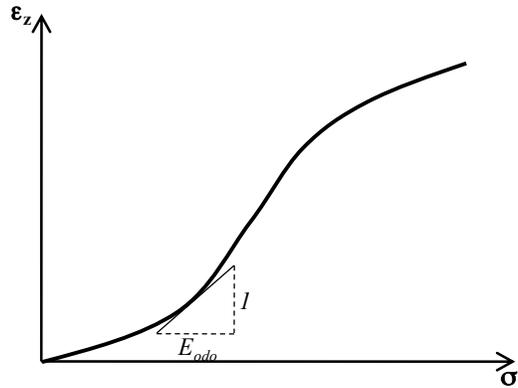


Figura A1.10 Módulo odométrico tangente (Rodríguez, 2010)

Ahora bien, si en la expresión A1.7 se considera que 0.33 es un valor razonable para ν' , entonces:

$$E' = \frac{2}{3} E_{odo} \quad (A1.23)$$

Los parámetros de resistencia c' y ϕ' pueden determinarse a partir de pruebas triaxiales consolidadas-drenadas (Tipo CD) o consolidadas-no drenadas con medición de presión de poro (Tipo CU).

b) Parámetros no-drenados

El módulo no drenado E_u puede obtenerse de pruebas triaxiales no-consolidadas no-drenadas (Tipo UU), sin embargo, de acuerdo con la teoría de la elasticidad este se define, como:

$$E_u = \frac{(1+\nu_u)}{(1+\nu')} E' \quad (A1.24)$$

Para un valor típico de la relación de Poisson no-drenada ν_u de 0.5, E_u tiene un valor de:

$$E_u = 1.13 E' \quad (A1.25)$$

En la práctica, se observa comúnmente que E_u es en realidad mucho mayor respecto a E' debido a efectos viscosos en la estructura del suelo (Rodríguez, 2010).

A1-1.3 Modelo Hardening Soil (HS)

A1-1.3.1 Bases teóricas del HS

El modelo HS es elasto-plástico con endurecimiento, como el que se describe en la Figura A1.3 y la relación esfuerzo-deformación presenta una relación hiperbólica (Figura A1.11) descrita por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{\left(1 - \frac{q}{q_a}\right)} \quad (A1.32)$$

, donde q_a es el valor asintótico de la resistencia al cortante y E_{50} el módulo secante para la carga primaria. En condiciones triaxiales estos parámetros se define como:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = \frac{2 \sin \phi'}{R_f(1 - \sin \phi')} (\sigma'_3 + c' \cot \phi') \quad (A1.33)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{p^{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (A1.34)$$

, donde

σ'_3 es el esfuerzo de confinamiento

R_f la relación entre el esfuerzo desviador máximo, q_f y el esfuerzo asintótico, q_a . Un valor estándar del mismo es $R_f = 0.9$ (Waterman, 2012).

E_{50}^{ref} es el módulo de endurecimiento de referencia, correspondiente a la presión de confinamiento de referencia p^{ref} , el cual es usualmente igual a la presión atmosférica (100kPa). De igual forma, puede ser determinado directamente de la curva esfuerzo-deformación obtenida de una prueba triaxial estándar, como el 50% de la rigidez del valor máximo de la resistencia al cortante, q_f (Figura A1.11).

m es un módulo exponencial que indica la cantidad de dependencia de los esfuerzos. Se ha observado que para arcillas compresibles, m es igual a 1 y en arenas m es 0.5 (Waterman, 2012)

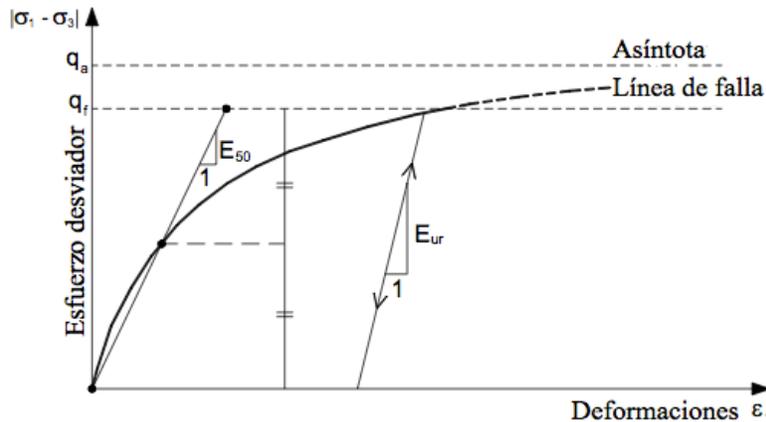


Figura A1.11 Relación hiperbólica entre esfuerzos y deformaciones (Waterman, 2012)

El modelo HS hace distinción entre dos tipos de endurecimientos (Figura A1.12): i) endurecimiento por compresión y ii) endurecimiento por cortante. De la Figura anterior se puede observar que el criterio de falla se fundamenta en el criterio de falla de MC, sin embargo, la plasticidad se presenta antes.

Para condiciones triaxiales de esfuerzo y deformación, la superficie de fluencia al cortante está dada por la siguiente ecuación:

$$f_s = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q_a - q} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^P \quad (A1.35)$$

, donde

γ^P es la deformación tangencial plástica, la cual, para una deformación volumétrica constante se define como:

$$\gamma^P = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (A1.36)$$

E_{ur} es módulo de Young para deformaciones elásticas de carga y recarga, y se define como:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{p^{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (A1.37)$$

, donde

E_{ur}^{ref} es el módulo de Young de referencia correspondiente a una presión de referencia p^{ref}

La superficie de fluencia por compresión, en el plano $p'-q$, se define como:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 \quad (A1.38)$$

, donde

α es un parámetro del modelo relacionado a K_0^{nc} .

p' son los esfuerzos efectivos octaédricos

\tilde{q} es una medida de los esfuerzos, definida por:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta^{-1} - 1)\sigma'_2 - \delta^{-1}\sigma'_3 \quad (A1.39)$$

, donde

$$\delta = \frac{3 - \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad (A1.40)$$

La posición de la superficie de fluencia de compresión se determina por el esfuerzo isotrópico de preconsolidación, p_p , el cual está dado por:

$$p_p = p^{ref} \left(\frac{1-m}{\beta} \varepsilon_v^{pc} \right)^{\frac{1}{1-m}} \quad (A1.41)$$

El parámetro β no es utilizado como parámetro de entrada, en lugar de éste se utiliza el módulo edométrico E_{oed} (Figura A1.13), el cual se define como:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{p^{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (A1.42)$$

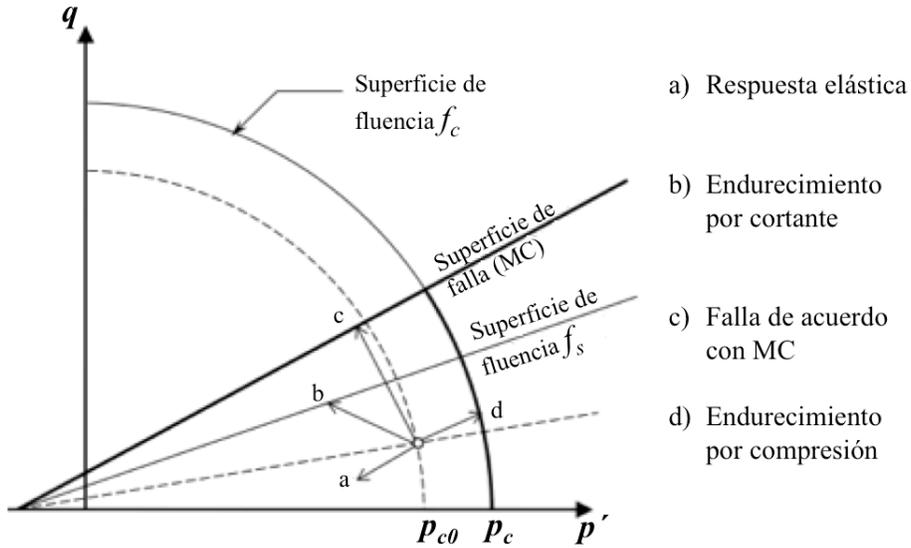


Figura A1.12 Superficies de fluencia del modelo HS (Waterman, 2012)

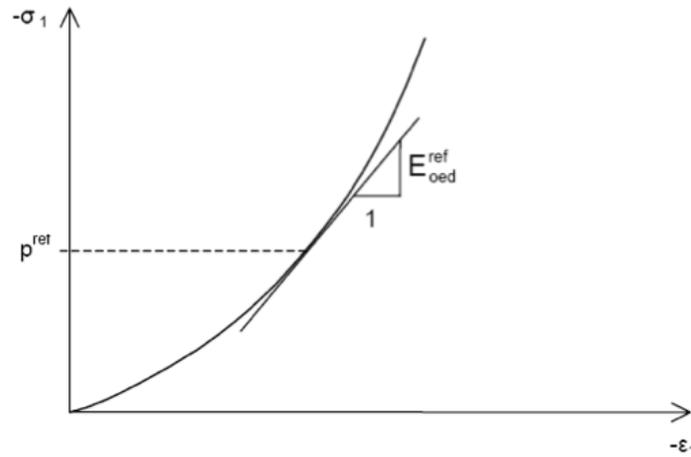


Figura A1.13 Relación hiperbólica entre esfuerzos y deformaciones en el plano $\sigma_1 - \epsilon_1$ (Waterman, 2012)

El modelo HS utiliza una regla de flujo no asociada para relacionar las deformaciones plásticas ($\dot{\epsilon}_v^p$ y $\dot{\gamma}_v^p$). Dicha relación está dada por:

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}_v^p \quad (A1.43)$$

, donde ψ_m es el ángulo de dilatación movilizado, y se calcula con la siguiente expresión:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} \quad (A1.44)$$

, donde ϕ_m es el ángulo de fricción movilizado y ϕ_{cs} es el ángulo de fricción del estado crítico, y están dados por las siguientes ecuaciones:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2c' \cot \phi'} \quad (A1.45)$$

$$\sin \phi_{cs} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (A1.46)$$

A1-1.3.2 Parámetros que intervienen en el HS

El modelo HS es definido por los esfuerzos efectivos, y por tanto, se necesitan parámetros de resistencia y de rigidez efectivos. Entre los parámetros de entrada utilizados se encuentran los siguientes:

E_{50}^{ref} el módulo de referencia en una prueba triaxial consolidada-drenada (CD)

E_{ur}^{ref} el módulo de referencia de carga y descarga en una prueba consolidada-drenada (CD)

E_{oed}^{ref} el módulo de referencia en una prueba de consolidación

p^{ref} es la presión de referencia, la cual es usualmente igual a la presión atmosférica (100kPa)

m es un módulo exponencial que indica la cantidad de dependencia de los esfuerzos. Se ha observado que para arcillas compresibles, m es igual a 1 y en arenas m es 0.5 (Waterman, 2012)

ν_{ur} es la relación de Poisson para carga y descarga. Generalmente este valor va de 0.15 a 0.2 (Waterman, 2012)

c' es la cohesión drenada

ϕ' es el ángulo de fricción drenado

ψ' es el ángulo de dilatancia

A continuación, se presentan algunas correlaciones para determinar dichos parámetros de entrada, dependiendo de si el suelo en estudio corresponde a una arena o arcilla.

a) Rigidez de la arena

A partir de una prueba triaxial consolidada-drenada (CD) se puede determinar el siguiente parámetro de rigidez (Waterman, 2012):

$$E_{50}^{ref} = E_{50} \sqrt{\frac{p^{ref} + c \cot \phi'}{\sigma'_x + c \cot \phi'}} \approx E_{oed}^{ref} \quad (A1.47)$$

A partir de una prueba edométrica drenada se pueden determinar los siguientes parámetros de rigidez (Waterman, 2012):

$$E_{oed}^{ref} = E_{oed} \sqrt{\frac{p^{ref} + c \cot \phi'}{\sigma'_y + c \cot \phi'}} \approx E_{50}^{ref} \quad (A1.48)$$

$$E_{ur}^{ref} = 0.9 E_{ur,oed} \sqrt{\frac{p^{ref} + c \cot \phi'}{\sigma'_3 + c \cot \phi'}} \quad (A1.49)$$

, donde $E_{ur,oed}$ es el módulo de rigidez de carga y descarga obtenido de una prueba edométrica drenada.

b) *Rigidez de la arcilla*

Como se mencionó anteriormente, el HS trabaja con parámetros de rigidez drenados, sin embargo, normalmente se realizan pruebas no drenadas del tipo UU en suelos arcillosos, por lo que para relacionar ambos parámetros, se recomienda utilizar la siguiente ecuación (Waterman, 2012):

$$E_{50} = \left(\frac{1+\nu}{1+\nu_u} \right) E_u^{50} \quad (A1.50)$$

A partir de una prueba edométrica drenada se puede determinar el siguiente parámetro de rigidez (Waterman, 2012):

$$E_{ur}^{ref} = 0.9 c \cot \phi' \frac{E_{oed}^{ref}}{(k_0)^m} \quad (A1.51)$$

$$E_{oed}^{ref} = \frac{1}{2} E_{50}^{ref} = \frac{50000 kPa}{I_p} = \frac{500 kPa}{w_L - 1} \quad (A1.52)$$

, donde I_p es el índice de plasticidad y w_L el límite líquido.

ANEXO 2

TIPOS DE ANÁLISIS MEDIANTE EL MEF

A2-1. ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES CON PARÁMETROS NO-DRENADOS

Cuando se requiere simular un problema a corto plazo, en el que se supone que la presión de poro en el suelo no tiene tiempo para disiparse (suelo fino con permeabilidad baja); es posible realizar un análisis en términos de esfuerzos totales considerando parámetros no-drenados. Este tipo de análisis puede utilizarse para estudiar problemas relacionados con capacidad de carga o desplazamientos inmediatos. El único modelo que puede emplearse para este tipo de análisis es el MC y los parámetros que influyen son E_u , ν_u y c_u , ver Anexo 1.

Es importante hacer notar que para este tipo de análisis no es necesario definir la condición inicial de presión de poro ya que es en términos de los esfuerzos totales, asimismo, en lugar de emplear K_0 , la relación de esfuerzos iniciales estará dada, por:

$$\frac{\sigma_{xx0}}{\sigma_{yy0}} = \frac{\sigma'_{yy0}K_0 + u}{\sigma'_{yy0} + u} \quad (A2.1)$$

A2-2. ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS CON PARÁMETROS DRENADOS Y CONDICIONES INICIALES DRENADAS

Cuando se realiza un análisis en términos de esfuerzos efectivos y se consideran parámetros drenados, se obtendrán esfuerzos y deformaciones al final del proceso de consolidación sin tomar en cuenta lo que sucede durante este, ya que no se incluye el factor tiempo y no se lleva registro de la evolución de las presiones intersticiales (presión de poro). Este tipo de análisis puede utilizarse para estudiar problemas relacionados con desplazamientos diferidos (a largo plazo). Es posible emplear cualquiera de los modelos constitutivos avanzados incluidos en el PLAXIS.

A2-3. ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS CON PARÁMETROS DRENADOS Y CONDICIONES INICIALES NO-DRENADAS

Cuando se requiere conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso de consolidación, es posible realizar un análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados, considerando condiciones iniciales no-drenadas y evaluando el exceso de presión de poro durante dicho proceso.

De acuerdo con la teoría de Terzaghi, los esfuerzos totales se definen, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} + u \\ \sigma'_{yy} + u \\ \sigma'_{zz} + u \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{A2.2})$$

Por tanto, la ley de Hook en término de los esfuerzos totales y de la presión de poro, puede escribirse, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u \\ \sigma_{yy} - u \\ \sigma_{zz} - u \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (\text{A2.3})$$

Ahora, si los módulos de rigidez volumétrica K' y al cortante G' se definen, como:

$$K' = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad \text{y} \quad G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (\text{A2.4})$$

, entonces:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u \\ \sigma_{yy} - u \\ \sigma_{zz} - u \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' & K' + \frac{4}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & K' + \frac{4}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (\text{A2.5})$$

Si se considera que el agua no es incompresible y, por tanto, se acepta cierto cambio de volumen, entonces el incremento de la deformación volumétrica del suelo $\Delta\varepsilon_v$ puede estimarse a partir del módulo de rigidez volumétrica del agua K_w y de la porosidad n del mismo, como:

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{n}{K_w} \Delta u + \frac{1-n}{K'} \approx \frac{n}{K_w} \Delta u \quad (\text{A2.6})$$

donde el módulo del agua debe ser considerablemente mayor que el de la estructura del suelo $K_w \gg nK'$. Por tanto, el exceso de presión de poro Δu puede estimarse en función de las deformaciones elásticas, como:

$$\Delta u = \frac{K_w}{n} (\varepsilon_{xx}^e + \varepsilon_{yy}^e + \varepsilon_{zz}^e) = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v \quad (\text{A2.7})$$

, entonces la matriz de rigidez puede escribirse, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (\text{A2.8})$$

, ahora si sustituimos los módulos no-drenados:

$$K_u = K' + \frac{K_w}{n} \quad \text{y} \quad G_u = G' \quad (\text{A2.9})$$

, obtenemos la matriz de rigidez en término de los esfuerzos totales con parámetros no-drenados, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_u + \frac{4}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u + \frac{4}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u + \frac{4}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (\text{A2.10})$$

Por tanto, Δu puede obtenerse a partir de la ec. A2.7 y de K_w/n en función de las relaciones de Poisson drenada y no-drenada, ν' y ν_u , respectivamente, como:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v')}{(1 - 2v_u)(1 + v')} K' \quad (\text{A2.11})$$

, y el módulo K_u puede obtenerse, como:

$$K_u = \frac{(1 - 2v')(1 + v_u)}{(1 + v')(1 - 2v_u)} K' \quad (\text{A2.12})$$

Asimismo, de acuerdo con la teoría de Skempton (1954), el exceso de presión de poro en función de los parámetros A y B , se expresa, como:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (\text{A2.13})$$

, para condiciones de compresión triaxial ($\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$):

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3 - 3\Delta u}{3K'} \cdot \frac{K_w}{n} \quad (\text{A2.14})$$

, entonces:

$$\Delta u = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \left[\Delta\sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right] \quad (\text{A2.15})$$

, donde:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \quad \text{y} \quad A = \frac{1}{3} \quad (\text{A2.16})$$

Por otra parte, para la condición inicial, la resistencia al corte no-drenada c_u puede calcularse a través de los parámetros drenados ϕ' y c' , para lo cual, el incremento del esfuerzo efectivo isotrópico se define, como:

$$\Delta p' = \frac{\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy} + \Delta\sigma'_{zz}}{3} = K' \Delta\varepsilon_v \quad (\text{A2.17})$$

, para la condición no-drenada $\Delta\varepsilon_v = 0$ y $\Delta p' = 0$, por tanto, para un estado plano de deformaciones:

$$\Delta\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E'} \left[\Delta\sigma'_{zz} - \nu'(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy}) \right] = 0 \quad (\text{A2.18})$$

, por tanto:

$$\Delta\sigma'_{zz} = \nu'(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy}) \quad (A3.19)$$

, la ec. A2.17 puede escribirse, como:

$$\Delta p' = \frac{\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy} + \nu'(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy})}{3} = \frac{(1 + \nu') \cdot (\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy})}{3} = 0 \quad (A2.20)$$

, se tiene que:

$$\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy} = 0 \quad (A2.21)$$

, por tanto, la resistencia c_u puede evaluarse como, Figura A2.1:

$$c_u = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}}{2} \cdot \sin \phi' + c \cdot \cos \phi' \quad (A2.22)$$

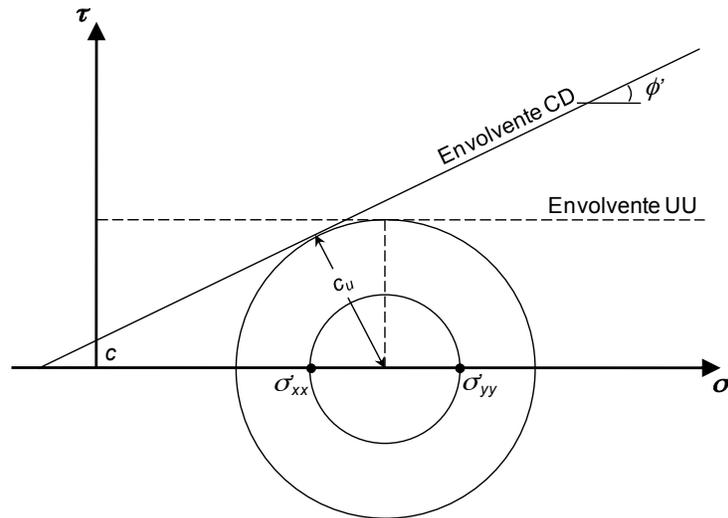


Figura A2.1 Círculos de Mohr para evaluar la resistencia c_u en un estado plano de deformaciones, a partir de parámetros drenados (c' y ϕ')

Ahora, si no se cuenta con el valor de los parámetros de resistencia drenados (c' y ϕ'), entonces es posible, de manera aproximada, realizar un análisis con parámetros de compresibilidad drenados y de resistencia no-drenados. Si en la ec. A2.22 $\phi' = 0$, entonces $c = c_u$.

De acuerdo con lo anterior, es posible mencionar que este tipo de análisis puede efectuarse considerando, tanto parámetros de resistencia no-drenados, como drenados. Para el primer caso solo puede emplearse el modelo MC y para el segundo todos los modelos constitutivos avanzados incluidos en el PLAXIS (2006).

ANEXO 3

EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA RED HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA GRIJALVA

Una vez realizado el descubrimiento de Tabasco por Juan de Grijalva en junio de 1518, y su posterior conquista, con el objeto de conocer para la corona española las tierras descubiertas, el 6 de febrero de 1579 don Guillén de las Casas, gobernador de Yucatán, giró al alcalde mayor de Tabasco las instrucciones del rey concernientes a la preparación de reportes acerca de la geografía, historia y recursos de diversas porciones de las Indias. De esta disposición, se encomendó a Melchor de Alfaro Santa Cruz, vecino de la villa y encomendero de la provincia, para hacer un mapa “lo mejor que pudiese” (IMTA *et al.*, 2008).

Este mapa fechado a 26 de abril de 1579, fue fruto de los viajes que el autor realizó a través de la mayor parte de la provincia y ofrece una visión real de la tierra y que si bien, aunque la representación está distorsionada por su composición circular, es un valioso documento que muestra la compleja red hidrográfica del estado de Tabasco. Este mapa a color, se conserva en el Archivo General de Indias, en Sevilla y sus dimensiones son de 57 por 60 cm (Figura A3.1)

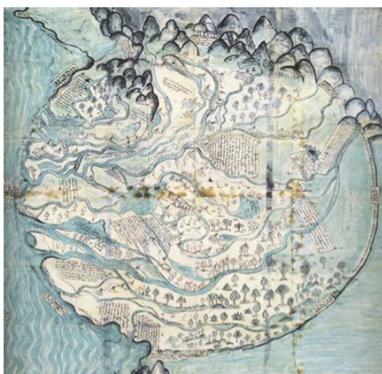


Figura A3.1 Mapa de la provincia de Tabasco en 1579. Archivo General de Indias Sevilla (IMTA *et al.*, 2008)

Hasta antes de que se desarrollara la red carretera en el estado de Tabasco, fue la extensa red de vías fluviales, la que permitió el movimiento de mercancías concentrándose estas en Villahermosa, y se exportaban por el puerto de Frontera, a los mercados nacionales o internacionales; muchas de las poblaciones se fueron asentando a orillas de los cauces y en la parte externa de los meandros para tener mayor profundidad en el atraque de las embarcaciones.

Analizando diversos estudios y publicaciones, se presenta a continuación una reseña de comentarios sobre los cambios y evoluciones que se han presentado en la parte baja de la cuenca Grijalva-Usumacinta, hasta antes de la construcción de las grandes presas en la parte alta de la cuenca, con el objeto de que sirvan de reflexión para el análisis de los efectos de las inundaciones y el proyecto de las obras de infraestructura para su control.

Así, de acuerdo a lo descrito por el Ing. Luis Echegaray Bablot en la revista Ingeniería Hidráulica en México, 1956, Vol. X, Núm. 1, pág. 29 se comenta:

Primitivamente el río Mezcalapa después de pasar por Huimanguillo seguía hasta Nueva Zelandia (Cárdenas), Comalcalco y Paraíso, por el cauce del hoy llamado río Seco, para desembocar al mar por la Barra de dos Bocas, cerca de la laguna de Mecocacán (Figura A3.2).

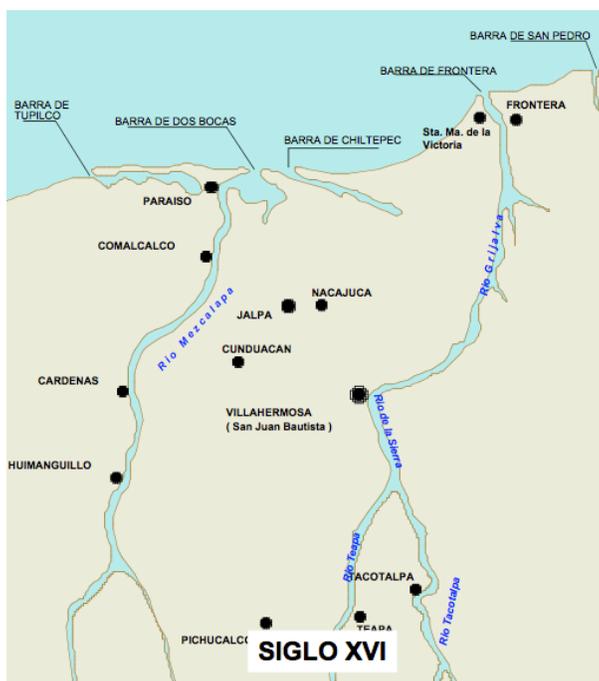


Figura A3.2 Sistema Fluvial en el siglo XVI (Velázquez, 1994)

En 1675, aprovechando un rompido que empezaba a formarse en la margen derecha, se provocó artificialmente su desviación hacia unos bajos situados al oriente y se cambió su curso. Esta desviación según una leyenda tabasqueña, fue debida a los indios que desviaron la corriente del río Mezcalapa del río Seco a la altura del poblado de Nueva Zelandia (*Rompido de Nueva Zelanda*, Figura A3.3a), creyendo entonces que de esa manera se pondría un alto a las incursiones de los piratas por el río Seco. Como estos bajos no tienen suficiente pendiente, el río que se formó ha sido muy divagante. Primero se encauzó por el río Viejo, se unía al río de la Sierra, 2 km. al sur de Villahermosa, y formaban entre ambos el río Grijalva. Esto ocasionó grandes inundaciones en Villahermosa que estuvieron a punto de acabar con la ciudad.

En 1881 se formó en la ribera izquierda el *Rompido de Manga de Clavo* (Figura A3.3b), 16 km al oriente de Nueva Zelandia, ya fuera del río Viejo, originando la formación del río Carrizal que pasaba 3 km al norte de Villahermosa, continuando por el río Medellín para desembocar al mar por la Barra de Chiltepec. Esto motivó que se cegara el río Viejo lo que disminuyó la magnitud de las inundaciones en Villahermosa y haciendo que la mayor parte de la corriente del Mezcalapa pasara al río González, el cual desemboca en el Golfo sobre la barra de Chiltepec. Así mismo, esta desviación disminuyó considerablemente el gasto del bajo Grijalva, perjudicando la navegación fluvial entre Villahermosa y Frontera.

Anexo 3. Evolución Histórica de la Red Hidrográfica de la Cuenca Grijalva

El siguiente cambio importante en la hidrografía del Mezcalapa fue ocasionado por una serie de grietas que tuvieron lugar entre 1932 y 1952. El *Rompido del Samaria* (Figura A3.5) ocurrió en 1932 sobre la ribera izquierda del río Mezcalapa. 10 km al noreste de Nueva Zelandia, que desvió las aguas del río Mezcalapa hacia la laguna de Campo Grande y pueblos de Cunduacán, Jalpa, Nacajuca, etc; cegándose el río Carrizal y desapareciendo el peligro de inundaciones para Villahermosa, pero creando graves problemas en los pueblos citados y en la zona agrícola de la Chontalpa. en la que quedaron casi improductivas 20000 Ha que eran el granero de Tabasco. Esta rotura causó una de las peores inundaciones que se han visto en la Chontalpa central. Al principio, el agua descargaba por medio de varios distribuidores del Mezcalapa, incluyendo el río Cunduacán-Nacajuca que conduce a la barra de Chiltepec. Eventualmente un nuevo distribuidor llamado el río Samaria se formó.



Figura A3.5 Rompido del Samaria-1932 (SRH, 1964)

En 1940, se abrió el *Rompido de Cañas* (Figura A3.6) la ribera derecha del Samaria, a 8 km al norte, por lo que se formó el río Cañas, que vuelve nuevamente parte de las aguas que salen por el Rompido de Samaria al río Medellín. Dicho rompimiento causó graves daños por inundación, y la formación de un gran lago (recientemente azolvado por aluvión) en la parte sur de la Chontalpa.



Figura A3.6 Rompido de Cañas-1940 (Velázquez, 1994).

Anexo 3. Evolución Histórica de la Red Hidrográfica de la Cuenca Grijalva

En 1952, el *Rompido del Veladero* (Figura A3.7) en el río Carrizal, acompañada de aguaceros torrenciales huracanados, causaron inundaciones en la Chontalpa central, invadiendo un gran número de poblados y acabando con la mayor parte de las cosechas. Finalmente, en 1955, el río Carrizal abrió un nuevo Rompido, aguas abajo de Samaria, llamado *Boca de Zavala*.

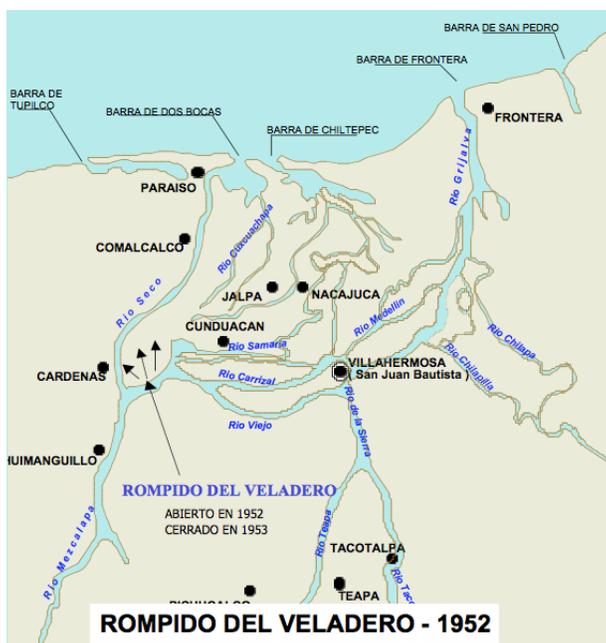


Figura A3.7 Rompido del Veladero-1952 (Velázquez, 1994).

Por otra parte, en el estudio *“La modernización forzada del trópico: El caso de Tabasco”*, coordinado por Fernando Tudela (1992), menciona que con anterioridad a la inauguración de la primera presa sobre el Grijalva, la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) puso en marcha en la cuenca baja un conjunto muy importante de obras hidráulicas, que se reseñan a continuación:

- Cegamiento del río Viejo Mezcalapa para reducir drásticamente las inundaciones que padecía la ciudad de Villahermosa
- Cierre del Veladero, para evitar el avance del *Rompido del Veladero*, que amenazaba unas 40000 ha agrícolas en los municipios de Paraíso, Comalcalco y Cárdenas
- Bordo del paralelo 18; libró a una gran parte de la Chontalpa del riesgo de desbordamiento del Mezcalapa sobre la subcuenca costera en el caso de muy fuerte avenida. Este bordo sirvió de base para el trazado de la principal carretera que más adelante uniría a Tabasco con Veracruz.
- Reencauzamiento del Mezcalapa por el canal el Macayo; permitió el rescate de zonas inundadas veinte años atrás por el “rompido” de Samaria y restableció la navegabilidad del Grijalva desde Samaria/Villahermosa hasta Tres Ríos, cerca de Frontera
- Bordo de Nueva Zelandia, para prevención de un nuevo “rompido” que en la zona del ingenio del mismo nombre amenazaba con reactivar el río Seco. El bordo sirvió de soporte a un camino de unión entre Nueva Zelandia y Samaria.
- Bordo Samaria-Huimanguillo, para proteger a la población de Huimanguillo, y zonas agropecuarias aledañas, así como para evitar que en crecientes extraordinarias se inundara el sur de la zona que después correspondería al Plan Chontalpa.
- Dren Samaria-Mecoacán; drenó una parte importante de la Chontalpa, permitiendo el cultivo de nuevas áreas.

Anexo 3. Evolución Histórica de la Red Hidrográfica de la Cuenca Grijalva

- Dren Habanero-Veladero; desecó la laguna de Veladero y facilitó la construcción de las terracerías del paralelo 18, abriendo además unas 900 ha al cultivo
- Drenes y caminos W-15, W-20, W-25, en la zona de El Limón. Estas obras drenaron unas 40000 ha para promover su uso agrícola. La zona se drenó para prevenir inundaciones debidas a la precipitación local y por considerar conveniente en función de la tecnología agrícola que se pretendía implantar.
- Bordo de Huimanguillo, para protección de la cabecera municipal.
- Defensas de Villahermosa
- Bordo Samaria-Los Monos; defendió la zona baja de la Chontalpa desde Samaria hasta Villahermosa y sirvió de comunicación para el conjunto de rancherías ubicadas en la ribera del río Carrizal.
- Dren Chapultepec-Limón; drenó un área comprendida entre el Mezcalapa y el bordo del Mezcalapa y el bordo del paralelo 18, permitiendo una comunicación fluvial entre el sistema del Grijalva y del Tonalá.
- Dren Mezcalapa-Coatajapa; drenó un área extensa cercana a la población de Huimanguillo.
- Corte de Tacotalpa; protegió a la población de Tacotalpa atajando la erosión que ejercía el río del mismo nombre.
- Cauce piloto en el km 23 del río Samaria.

La ejecución de las obras en la cuenca baja del Grijalva se intensificó a partir de 1955, en la segunda mitad del periodo de Adolfo Ruiz Cortines. Esta es una breve reseña de algunos documentos que hacen mención a la evolución y cambios que ha tenido el río Grijalva en su parte baja; faltaría considerar al río Usumacinta y los afluentes de ambos ríos, así como, los cambios que se han presentado en la desembocadura de los ríos, la evolución de deltas y línea de costa, así como los impactos en los sistemas lagunarios y cuerpos de agua por efectos de estas alteraciones, el cambio en el uso del suelo y los efectos de la contaminación por descargas urbanas, agrícolas, pesqueras e industriales.

ANEXO 4

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO EN ESTUDIO

Tabla A4.1. Características estratigráficas en el sitio *Puente Grijalva II, colonia Gaviotas Sur* (obtenidas con los sondeos efectuados por COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD en julio de 2003, citado por Auvinet *et al.*, 2008)

Sitio	Prof. (m)	Estrato	Nº golpes en SPT	Porcentaje de finos (%)	Contenido de agua W (%)	Límite líquido LL (%)	Límite plástico LP (%)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción interna CU ϕ (°)	γ_m (kN/m ³)
SM-1 (NAF =3.0m)										
Puente Grijalva II	De 0.00 a 0.90	Grava con arena	50	F=15.95	4.5 a 35.8	---	---	---	---	---
	De 0.90 a 1.35	Arcilla de consistencia semidura	11	---	16 a 35.8	---	---	---	---	---
	1.35 a 2.25	Arcilla de baja plasticidad y consistencia dura (CL)	17	F=75.60	23.6 a 42.10	32.2	16	38	21	15.30
	2.25 a 3.60	Limo arenoso de alta plasticidad (CH)	5	---	89	89	27.45	26	5	11.30
	3.60 a 5.80	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia media(CH)	6	---	44.5 a 71.8	70.8	23	8	7	12.8
	5.80 a 6.30	Arcilla de alta plasticidad y consistencia semidura (CH)	9	---	41.10 a 83.20	---	---	---	---	---
	6.30 a 7.20	Arcilla limosa de baja plasticidad y consistencia semidura (CL)	13	---	35.20 a 39.20	42.8	19.10	--	--	13.78
	7.20 a 8.10	Arcilla poco limosa de baja plasticidad y consistencia media (CL)	6	---	44.10 a 54.90	45.20	19.75	10	---	13.01

Anexo 4. Características Estratigráficas del Sitio en Estudio

Puente Grijalva II	8.10 a 10.35	Arcilla de alta plasticidad y consistencia media (CH)	6	---	14.18 a 16.58	53.90	19.10	---	---	18.14
	10.35 a 12.70	Arcilla de plasticidad y consistencia media (CH)	8	F=41.43	27.90 a 50.90	---	---	---	---	---
	De 12.70 a 15.30	Arcilla poco limosa y consistencia media	7	F=52.47	17.9 a 36.6	---	---	---	---	---
	De 15.3 a 15.75	Limo arenoso	7	F=94.24	22.70 a 32.30	---	---	---	---	---
	15.7 a 16.5	Arcilla de alta plasticidad y consistencia media (CH)	7		55	53	20	---	---	---
	16.5 a 16.6	Limo arenoso	---	---	38	---	---	---	---	---
	16.6 a 16.9	Arcilla limosa de baja plasticidad (CL)	---	---	52	50	22.7	---	---	---
	16.9 a 17.2	Arena fina	---	---	35	---	---	---	---	---
	17.2 a 18	Arcilla limosa de consistencia dura	25	---	40	---	---	---	---	---
	18.0 a 18.8	Limo arenoso fino	34	---	30	---	---	---	---	---
	18.8 a 19.4	Arcilla limosa de consistencia rígida	31		31	---	---	---	---	---
	19.4 a 19.7	Limo arenoso fino	15	---	31	---	---	---	---	---
19.7 a 20.3	Arcilla de alta plasticidad y consistencia semidura (CH)	10	---	38	---	---	---	---	---	

Anexo 4. Características Estratigráficas del Sitio en Estudio

	20.3 a 20.7	Arena fina limosa de compacidad media (SM)	11	---	23	---	---	---	---	---
	20.7 a 20.8	Arcilla con arena gruesa y consistencia dura	19	---	18	---	---	---	---	---
	De 20.8 a 21.2	Arena fina poco limosa de compacidad media (SM)	18	---	30	---	---	---	---	---
	De 21.2 a 21.4	Arcilla con poca arena fina y consistencia dura	27	---	18	---	---	---	---	---
	De 21.4 a 22.3	Arcilla con poca arena fina y consistencia rígida	32	---	25	---	---	---	---	---
	De 22.3 a 25.3	Arcilla de alta plasticidad con poca arena y consistencia rígida (CH)	50	---	25	---	---	---	---	---

Tabla A4.2. Características estratigráficas en el sitio *Puente Grijalva II, colonia Gaviotas Sur* (obtenidas con los sondeos efectuados por COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD en agosto, 2004)

Sitio	Prof. (m)	Estrato	Nº golpes en SPT	Porcentaje de finos (%)	Contenido de agua W (%)	Límite líquido LL (%)	Límite plástico LP (%)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción interna f (°)	γ_m (kN/m ³)
SM-9 (NAF =3.0m)										
Puente Grijalva II	De 0.00 a 1.35	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia dura(CH)	17	---	23.6 a 38.5	77.30	24.8	---	---	---
	De 1.35 a 8.20	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia media(CH)	6	---	29.6 a 63	66.10	24	27	3	$\gamma_h=18.0$ 2
	8.20 a 11.7	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia blanda (CH)	3	---	20.7 a 39.10	66.50	23.35	29	3	$\gamma_h=17.8$ 7
	11.7 a 20.7	Arena limosa de compacidad media (SM)	18	F=31	23.3 a 115	92.85	23.85	59	0	$\gamma_h=19.3$ 6

Anexo 4. Características Estratigráficas del Sitio en Estudio

	20.7 a 21.3	Limo de alta plasticidad con materia orgánica (MH)	3	---	176 a 212	239	54	---	---	---
	21.3 a 25.2	Arena limosa de consistencia dura (SM)	24	27	8.0 a 24.85	---	---	---	---	---
SM-10										
Puente Grijalva II	De 0.00 a 2.25	Arena con grava con arcilla de alta plasticidad y consistencia rígida	37	F=90 G=40	23.6 a 38.5	77.30	24.8	---	---	---
	De 2.25 a 7.65	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia media (CH)	7	---	19.19 a 49.15	99.75	30.84	27	0	$\gamma_h=18.1$ 4
	7.65 a 12.60	Arena limosa de compactad suelta (SM)	5	F=38	25.37 a 43.28	58.75	22.69	18	2	$\gamma_h=19.2$ 2
	12.60 a 13.5	Limo de alta plasticidad con materia orgánica (MH)	6	---	23.88 a 42.72	41.75	20.20	---	---	---
	13.5 a 17.10	Arena limosa de compactad suelta (SM)	8	F=33	32.50 a 49.10	50.38	24.45	28.5	---	---
	17.10 a 17.55	Arcilla de baja plasticidad consistencia rígida (CL)	13	F=97	38.50	41.75	20.20	---	---	---
	17.55 a 25.2	Arcilla arenosa de alta plasticidad y consistencia media (CH)	5	F=65	27.35 a 48.92	50.38	24.45	21.5	2	18.62
SM-10-A(NAF =3.0m)										
Puente Grijalva II	De 0.00 a 3.5	Relleno formado por grava arena	4	---	40.62 a 72.42	---	---	---	---	---
	De 3.5 a 8.5	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia blanda (CH)	4	---	24.75 a 74.53	---	---	9	6	$\gamma_h=17.2$ 3

Anexo 4. Características Estratigráficas del Sitio en Estudio

8.50 a 9.30	Arcilla limosa de alta plasticidad (CH)	---	---	28.38	83.50	24.80	22	0	$\gamma_h=16.6$ 7
9.30 a 13	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia semidura (CH)	12	F=99	21.75 a 33.94	---	---	---	---	---
13 a 13.5	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia blanda (CL)	3	F=93	67.15	---	---	---	---	---
13.5 a 14.5	Arcilla limosa de alta plasticidad y consistencia semidura (CH)	11	---	39.52	---	---	---	---	---
14.5 a 18.8	Arena fina limosa de consistencia media (SM)	13	F=21	28.36 a 47.59	---	---	---	---	---
18.8 a 19.3	Arena fina limosa de compactación muy suelta (SM)	1	F=22	31.95	---	---	---	---	---
19.3 a 21.8	Arena fina limosa de consistencia media (SM)	26	F=22	25.24 a 35.03	---	---	---	---	---

ANEXO 5

TABLA DE DATOS DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS CERCANAS A LA CIUDAD DE VILLAHERMOSA DURANTE EL PERIODO DE OCTUBRE-NOVIEMBRE 2007

Fecha	Estación Gaviotas		Estación Pueblo Nuevo		Estación Porvenir		Estación Muelle	
	NAMO	5.42 m	NAMO	7.49 m	NAMO	4.74 m	NAMO	5.24 m
	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)
16-oct-07	5.14	-	7.60	-	4.35	-	4.82	-
17-oct-07	5.24	77.40	7.62	76.20	4.42	85.00	4.89	89.30
18-oct-07	5.36	0.10	8.06	0.00	4.54	0.00	5.01	12.60
19-oct-07	5.36	0.00	7.70	0.00	4.58	0.00	5.01	0.00
20-oct-07	5.34	10.70	7.50	9.70	4.59	27.50	5.02	15.30
21-oct-07	5.45	3.30	7.82	2.00	4.69	31.10	5.12	11.90
22-oct-07	5.46	1.70	7.58	8.80	4.70	2.00	5.13	0.80
23-oct-07	5.41	4.40	7.60	0.10	4.64	1.40	5.08	0.00
24-oct-07	5.69	64.00	8.10	25.50	4.89	67.00	5.36	56.90
25-oct-07	5.92	9.20	8.18	11.80	5.16	5.50	5.60	4.80
26-oct-07	6.10	0.00	8.16	0.00	5.32	0.00	5.68	0.00
27-oct-07	6.22	0.00	8.08	0.00	5.41	0.00	5.77	0.00
28-oct-07	6.26	-	7.92	0.00	5.47	0.00	5.92	0.00
29-oct-07	6.54	108.80	8.18	164.60	5.68	102.00	6.12	123.10
30-oct-07	6.77	73.00	8.31	128.00	6.03	93.00	6.48	90.70
31-oct-07	7.15	110.10	8.34	65.10	6.37	67.50	6.84	132.30

ANEXO 5. TABLA DE DATOS DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS CERCANAS A LA
CIUDAD DE VILLAHERMOSA EN EL PERIODO DE OCTUBRE-NOVIEMBRE 2007

Fecha	Estación Gaviotas		Estación Pueblo Nuevo		Estación Porvenir		Estación Muelle	
	NAMO	5.42 m	NAMO	7.49 m	NAMO	4.74 m	NAMO	5.24 m
	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)
01-nov-07	7.62	10.20	8.36	9.20	6.55	13.20	7.14	12.00
02-nov-07	7.81	9.50	8.40	7.30	6.65	11.00	7.23	0.00
03-nov-07	7.73	0.00	8.33	0.10	6.65	7.40	7.19	0.00
04-nov-07	7.51	16.20	8.22	3.40	6.58	10.60	7.04	0.00
05-nov-07	7.19	0.00	8.14	0.00	6.42	0.40	6.76	0.00
06-nov-07	6.92	0.00	8.01	0.00	6.28	0.00	6.58	0.00
07-nov-07	6.70	-	7.88	0.00	6.05	0.00	6.51	0.00
08-nov-07	6.50	0.30	7.74	0.00	5.88	1.60	6.28	0.00
09-nov-07	6.34	0.00	7.57	0.00	5.59	0.00	6.12	0.00
10-nov-07	6.19	-	7.37	0.00	5.43	0.00	5.94	0.00
11-nov-07	6.04	-	7.17	0.00	5.27	0.00	5.76	0.00
12-nov-07	5.89	-	6.98	0.00	5.10	0.00	5.58	0.00
13-nov-07	5.66	0.00	6.74	0.00	4.87	0.00	5.35	0.00
14-nov-07	5.46	41.70	6.55	0.00	4.72	44.00	5.18	0.00
15-nov-07	5.23	0.40	6.38	0.00	4.52	0.20	4.96	0.00
16-nov-07	5.03	1.10	6.32	0.60	4.26	0.00	4.72	0.00
17-nov-07	4.78	0.00	6.04	0.00	4.06	0.00	4.52	0.00
18-nov-07	4.46	0.00	5.64	0.00	3.78	0.00	4.27	0.00
19-nov-07	4.18	0.00	5.30	0.00	3.51	0.00	3.90	0.00
20-nov-07	3.94	-	5.01	4.10	3.26	38.00	3.66	0.00
21-nov-07	3.71	1.60	4.80	0.00	3.04	30.00	3.44	0.00

ANEXO 5. TABLA DE DATOS DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS CERCANAS A LA CIUDAD DE VILLAHERMOSA EN EL PERIODO DE OCTUBRE-NOVIEMBRE 2007

Fecha	Estación Gaviotas		Estación Pueblo Nuevo		Estación Porvenir		Estación Muelle	
	NAMO	5.42 m	NAMO	7.49 m	NAMO	4.74 m	NAMO	5.24 m
	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)	Nivel [m]	Precipitación (mm)
22-nov-07	3.52	0.00	4.65	0.00	2.91	0.00	3.28	0.00
23-nov-07	3.34	0.00	4.50	1.00	2.75	0.00	3.11	0.00
24-nov-07	3.18	9.10	4.43	0.20	2.62	40.80	2.98	0.00
25-nov-07	3.11	0.00	4.43	0.00	2.62	0.00	2.87	0.00
26-nov-07	2.98	-	4.43	0.00	2.62	0.00	2.73	0.00
27-nov-07	2.84	0.30	4.04	0.00	2.29	0.00	2.61	0.00
28-nov-07	2.75	6.10	4.02	1.90	2.21	4.60	2.54	6.00
29-nov-07	3.01	1.60	3.88	3.40	2.52	9.50	2.76	1.50