



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

INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES NO SATURADAS DEL SUELO EN LOS  
ANÁLISIS NUMÉRICOS DE FLUJO DE AGUA Y ESTABILIDAD DE TALUDES

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA  
JOSÉ ALFREDO MENDOZA PROMOTOR

TUTOR PRINCIPAL  
DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX., ENERO 2018



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD  
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
Vocal: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA  
1<sup>er</sup>. Suplente: DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN  
2<sup>do</sup>. Suplente: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería UNAM, Ciudad de México, México.

**TUTOR DE TESIS**

Dra. Norma Patricia López Acosta

---

**FIRMA**



## **AGRADECIMIENTOS**

A **mi querida y amada familia**, por su apoyo incondicional; ¡¡Muchas Gracias!!

Al **CONACYT**, por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría.

Al **Instituto de Ingeniería** de la UNAM, por permitir mi estancia dentro de sus instalaciones

Al **Dr. Gabriel Auvinet, Dr. Rigoberto Rivera, Dra. Norma Patricia López, Dr. Osvaldo Flores y Dr. Eduardo Botero**; por aceptar ser parte en la evaluación de este trabajo.



## RESUMEN

El objetivo de este trabajo es mostrar las diferencias entre criterios de análisis saturados y no saturados del suelo en la evaluación del flujo de agua y estabilidad de taludes. Los análisis se resuelven con programas especializados que emplean el método del elemento finito y el método general de equilibrio límite; respectivamente. En los análisis de flujo de agua se considera un terraplén homogéneo e isótropo de sección típica. Se evalúa la influencia que tiene la zona no saturada del suelo en los resultados de flujo de agua de interés (gastos de infiltración, grados de saturación, velocidades de flujo, fuerzas de filtración, cargas hidráulicas y presiones de poro); y se comparan con los criterios clásicos, en los que se desprecia la zona no saturada del suelo o se asume un suelo completamente saturado. Los resultados indican que existe un flujo adicional en la zona no saturada, que puede resultar de magnitud importante y que depende de las propiedades hidráulicas no saturadas del suelo (curva característica suelo-agua y función de conductividad hidráulica). En los análisis de estabilidad de taludes se considera un talud bidimensional no saturado. La influencia de la zona no saturada se evalúa en la resistencia al corte del suelo, considerando criterios de resistencia no saturados lineales y no lineales, que se comparan con el criterio de resistencia al corte de Mohr-Coulomb. Se establecen distintos perfiles de presiones de poro negativas (succión) en los que se analiza el factor de seguridad del talud. Los resultados muestran que, la presión de poro negativa tiene una influencia importante en la estabilidad del talud. Se espera que este trabajo motive la inclusión de la mecánica de suelos no saturados en los análisis de flujo de agua y estabilidad de taludes; principalmente porque proporciona alternativas que pueden contribuir a mejorar el comportamiento de estas estructuras.





## **ABSTRACT**

The objective of this thesis is to show the differences between saturated and unsaturated soil criteria analysis in groundwater flow and slope stability evaluations. The analyses are solved with specialized programs that include the finite element method (FEM) and the general limit equilibrium method (GLE), respectively. In the groundwater flow analyses, a homogeneous and isotropic embankment with typical section is considered. The influence of the unsaturated soil zone on the main groundwater flow results are evaluated (discharges, degree of saturation, flow rates, seepage forces, hydraulic head and pore-water pressures), and they are compared with classic criteria, in which the unsaturated soil zone is neglected or it is assumed completely saturated. Results indicate that there is an additional flow in the unsaturated soil zone, whose magnitude may be significant due to the unsaturated soil hydraulic properties (soil-water characteristic curve and hydraulic conductivity function). In the slope stability analyses, an unsaturated two-dimensional slope is considered. The influence of the unsaturated soil zone in soil shear strength is evaluated, considering linear and non-linear shear-strength models, which are compared with Mohr-Coulomb shear strength model. The factor of safety of the slope is analyzed for different negative pore-water pressure (suction) profiles established by groundwater analyses. The results show that, the negative pore-water pressure has an important influence on slope stability. It is expected that this work will motivate the implementation of the unsaturated soil mechanics on the groundwater flow and slope stability analyses, because of it provides alternatives that may contribute to improve the behavior of these structures.



# “Influencia de las propiedades no saturadas del suelo en los análisis numéricos de flujo de agua y estabilidad de taludes”

## CONTENIDO

NOTACIÓN .....	XV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIX
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN .....	XXV
MOTIVACIÓN .....	XXV
DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	XXVI
OBJETIVO GENERAL .....	XXVI
OBJETIVOS PARTICULARES.....	XXVI
ALCANCES .....	XXVII
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO .....	XXVIII
<b>1.    FLUJO DE AGUA EN MEDIOS NO SATURADOS.....</b>	<b>1</b>
1.1    CONCEPTOS GENERALES.....	1
1.1.1    Fases componentes de un suelo no saturado .....	1
1.1.2    Definición del contenido de agua en el suelo.....	2
1.1.3    Succión.....	2
1.2    CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA.....	3
1.2.1    Interpretación de la curva característica suelo-agua .....	4
1.2.2    Modelos de estimación de la curva característica suelo-agua .....	5
1.2.3    Modelos de ajuste de la curva característica.....	6
1.3    FUNCIÓN DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA .....	6
1.4    MODELO DE FREDLUND Y XING (1994) PARA LA CURVA CARACTERÍSTICA Y FREDLUND ET AL. (1994) PARA LA FUNCIÓN DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA.....	7
1.5    ECUACIÓN GENERAL DE FLUJO DE AGUA .....	8
<b>2.    ESTABILIDAD DE TALUDES EN MEDIOS NO SATURADOS.....</b>	<b>11</b>
2.1    ESTADO DE ESFUERZOS Y VARIABLES DE ESTADO.....	11
2.1.1    Variables de estado de esfuerzos en suelos saturados .....	11
2.1.2    Variables de estado de esfuerzos en suelos no saturados.....	12
2.1.3    Estado de esfuerzos efectivos en suelos no saturados .....	13
2.2    RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS NO SATURADOS .....	14
2.2.1    Criterio Mohr-Coulomb para suelos saturados.....	15
2.2.2    Criterio Mohr Coulomb modificado para suelos no saturados (Modelo lineal de Fredlund et al. 1978).....	16
2.2.3    No linealidad de la resistencia al corte en suelos no saturados .....	17
2.2.3.1    Función de resistencia al corte no saturada.....	19
2.2.3.2    Ecuación de resistencia al corte no saturada de Fredlund et al. (1996) no lineal .....	20
2.2.3.3    Ecuación de resistencia al corte no saturada de Vanapalli et al. (1996) .....	21

2.2.3.4	Ecuación de resistencia al corte no saturada de Khalili y Khabbaz (1998) .....	22
2.2.3.5	Ecuación de resistencia al corte no saturada de Bao et al. (1998) .....	23
2.3	MÉTODO GENERAL DE EQUILIBRIO LÍMITE PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES .....	25
2.3.1	<i>Ecuación de la fuerza cortante</i> .....	26
2.3.2	<i>Ecuación de la fuerza normal</i> .....	27
2.3.3	<i>Factor de seguridad con respecto al equilibrio de momentos</i> .....	27
2.3.4	<i>Factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas</i> .....	27
2.3.5	<i>Funciones de fuerzas entre dovelas</i> .....	28
<b>3.</b>	<b>EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES NO SATURADAS DEL SUELO EN LOS ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA .....</b>	<b>29</b>
3.1	ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA Y FUNCIÓN DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA ...	29
3.2	ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL FLUJO DE AGUA EN CONDICIONES ESTABLECIDAS .....	31
3.2.1	<i>Evaluación de los gastos de infiltración</i> .....	32
3.2.2	<i>Evaluación de los grados de saturación</i> .....	33
3.2.3	<i>Evaluación de las cargas hidráulicas</i> .....	33
3.2.4	<i>Evaluación de las presiones de poro</i> .....	34
3.3	EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE MODELOS PARA ESTIMAR LA CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA EN LOS ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA .....	34
3.3.1	<i>Propiedades del material de referencia</i> .....	35
3.3.2	<i>Estimación y ajuste de las propiedades no saturadas del material de referencia</i> .....	36
3.3.3	<i>Análisis de flujo de agua en condiciones establecidas</i> .....	37
3.3.3.1	Geometría y condiciones de análisis .....	37
3.3.3.2	Evaluación de las presiones de poro del agua .....	38
3.3.3.3	Evaluación de los gastos de infiltración.....	39
3.3.3.4	Evaluación del grado de saturación de agua .....	40
3.3.3.5	Evaluación de las velocidades de flujo .....	41
3.3.3.6	Evaluación de los gradientes hidráulicos.....	41
3.3.3.7	Evaluación de las fuerzas de infiltración .....	42
<b>4.</b>	<b>EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES NO SATURADAS DEL SUELO EN LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES .....</b>	<b>45</b>
4.1	GENERALIDADES.....	45
4.1.1	<i>Características del modelo numérico</i> .....	46
4.1.2	<i>Características de los materiales</i> .....	48
4.1.2.1	Propiedades hidráulicas no saturadas.....	48
4.1.2.2	Análisis de funciones de resistencia al corte no saturadas .....	50
4.2	ESTABILIDAD INICIAL Y FINAL DEL TALUD .....	53
4.2.1	<i>Factor de seguridad y superficies de deslizamiento críticas</i> .....	54
4.2.2	<i>Efecto de la variación de la superficie freática</i> .....	57
4.2.3	<i>Efecto de la inclinación del talud</i> .....	60
4.3	ESTABILIDAD DE TALUDES SOMETIDOS A PRECIPITACIÓN PLUVIAL .....	62
4.3.1	<i>Precipitación pluvial constante a largo plazo (condición de flujo de agua establecido)</i> .....	64
4.3.1.1	Nivel freático constante o profundo .....	64
4.3.1.2	Nivel freático variable o superficial .....	69
4.3.2	<i>Precipitación pluvial constante a corto plazo (condición de flujo de agua transitorio en proceso de saturación)</i> .....	76

4.3.2.1	Caso para una SWCC tipo 4 ( $a_r=1000$ kPa y $\psi_{res}=10000$ kPa).....	77
4.3.2.2	Caso para una SWCC tipo 3 ( $a_r=100$ kPa y $\psi_{res}=1000$ kPa) .....	79
4.3.2.3	Caso para una SWCC tipo 2 ( $a_r=10$ kPa y $\psi_{res}=100$ kPa).....	81
4.3.2.4	Caso para una SWCC tipo 1 ( $a_r=1$ kPa y $\psi_{res}=10$ kPa) .....	83
4.3.2.5	Análisis general de resultados .....	85
<b>CONCLUSIONES.....</b>		<b>87</b>
CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS .....		87
CONCLUSIONES GENERALES.....		89
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>		<b>91</b>

ANEXO A: GENERALIDADES DE FLUJO POR INFILTRACIÓN DE AGUA PLUVIAL

ANEXO B: ECUACIÓN GENERAL DE RICHARDS

ANEXO C: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA - ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS NO SATURADOS



## NOTACIÓN

$A_L, A_R$	resultante de la fuerza externa que produce el agua ( $L$ y $R$ designa el lado izquierdo o derecho)
$a$	parámetro de ajuste relacionado con el valor de entrada de aire del suelo
$a_f$	parámetro de ajuste relacionado con el valor de entrada de aire del suelo correspondiente al modelo de Fredlund y Xing (1994)
$a_L, a_R$	distancia perpendicular de la resultante de la fuerza del agua al centro de rotación o al centro de momentos ( $L$ y $R$ designa el lado izquierdo o derecho)
$b$	límite superior de integración
$b_i$	longitud horizontal de dovela
$c'$	cohesión efectiva del suelo
$E_L, E_R$	fuerza horizontal normal entre dovelas ( $L$ y $R$ designan el lado izquierdo o derecho de la dovela)
$e$	base de los logaritmos naturales
$FS$	factor de seguridad
$FS_f$	factor de seguridad para el equilibrio de fuerzas
$FS_m$	factor de seguridad para el equilibrio de momentos
$f$	distancia perpendicular de la fuerza normal desde centro de rotación
$f^s$	fracción de suelo saturado
$f^u$	fracción de suelo no saturado
$f(x)$	función que describe la forma en como varía la relación $X/E$ a lo largo de la superficie de deslizamiento
$g$	aceleración de la gravedad
$h$	carga hidráulica total
$h_i$	distancia vertical del centro de la base de cada dovela a la superficie del terreno
$I$	intensidad de precipitación pluvial
$I_p$	índice de plasticidad
$k_u$	conductividad hidráulica no saturada
$k_r(\psi)$	función de conductividad hidráulica o permeabilidad con respecto a la succión
$k_{sat}$	conductividad hidráulica saturada
$k_w$	conductividad hidráulica del suelo
$k_x, k_y$	conductividad hidráulica en las direcciones $x$ y $y$ ; respectivamente
$m$	parámetro de ajuste relacionado con el contenido de agua residual del suelo
$m_f$	parámetro de ajuste relacionado con el contenido de agua residual del suelo correspondiente al modelo de Fredlund y Xing (1994)
$m_v$	módulo de compresibilidad volumétrico
$m_1^w$	pendiente de la curva característica suelo-agua en la zona saturada por presión positiva
$m_2^w$	pendiente de la curva característica suelo-agua en la zona de presiones negativas (succión)
$N$	fuerza normal en la base de la dovela
$n$	parámetro de ajuste relacionado con la velocidad de desaturación del suelo
$n_f$	parámetro de ajuste relacionado con la velocidad de desaturación del suelo una vez sobrepasado el valor de entrada de aire correspondiente al modelo de Fredlund y Xing (1994)

NOTACIÓN

---

$p''$	caída de presión de poro del agua
$p'''$	presión de poro de agua negativa expresada como valor positivo
$q$	gasto, caudal o flujo de agua
$R$	radio de la superficie circular de falla asociada con la fuerza cortante $S_m$
$S_m$	fuerza cortante en la base de la dovela
$S_w$	grado de saturación de agua
$S_w^u$	grado de saturación de la fracción no saturada
$t$	tiempo
$u_a$	presión de poro del aire
$u_w$	presión de poro del agua
$W$	peso de dovela
$X_L, X_R$	fuerza cortante entre dovelas (L y R designan el lado izquierdo o derecho de la dovela)
$x$	distancia horizontal del centro de cada dovela al centro de rotación
$y$	variable ficticia de integración que representa el logaritmo de la succión
$\alpha$	ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal
$\beta$	longitud de la base de la dovela
$\beta_a$	factor estadístico correspondiente al área de contacto
$\beta'$	factor de adherencia que toma en cuenta el número de enlaces en tensión que contribuyen en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo
$\zeta$	parámetro de ajuste asociado al modelo teórico de resistencia al corte de Bao <i>et al.</i> (1998)
$\Theta_{nF}$	contenido de agua normalizado en el modelo teórico de resistencia al corte de Fredlund <i>et al.</i> (1996)
$\Theta_{nV}$	contenido de agua normalizado en el modelo teórico de resistencia al corte de Vanapalli <i>et al.</i> (1996)
$\theta'$	derivada del modelo de Fredlund y Xing (1994) que representa la curva característica del suelo
$\theta_{res}$	contenido de agua volumétrico residual
$\theta_{sat}$	contenido de agua volumétrico saturado
$\theta_w$	contenido de agua volumétrico
$\theta_w(\psi)$	contenido de agua volumétrico del suelo para una determinada succión o curva característica suelo-agua
$\kappa$	parámetro de ajuste del material en el modelo teórico de resistencia al corte de Fredlund <i>et al.</i> (1996)
$\lambda$	constante que representa el porcentaje de la función, $f(x)$ , usada para resolver las ecuaciones del factor de seguridad en los análisis de estabilidad de taludes con el método GLE
$\lambda'$	parámetro de ajuste asociado al modelo teórico de resistencia al corte de Khalili y Khabbaz (1998)
$\rho_w$	densidad del agua
$\sigma$	esfuerzo normal total en el suelo
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	esfuerzos principales totales
$\sigma'$	esfuerzo normal efectivo
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	esfuerzos principales efectivos
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	esfuerzos totales en la dirección $x$ , $y$ y $z$ ; respectivamente
$\tau$	esfuerzo cortante
$\tau_f$	esfuerzo cortante en el plano de falla al momento de la falla del suelo
$\tau_s$	resistencia al corte del suelo correspondiente a la succión



$\tau_{xy}, \dots, \tau_{ij}$	esfuerzo cortante actuando en el plano $x$ en la dirección $y$
$\varphi'$	ángulo de fricción interna efectivo
$\varphi^b$	ángulo que representa el incremento de la resistencia al corte debido a la succión del suelo
$\chi$	parámetro de esfuerzo efectivo relacionado con el grado de saturación de agua del suelo
$\chi_m$	parámetro de esfuerzo efectivo para la succión mátrica
$\chi_o$	parámetro de esfuerzo efectivo para la succión osmótica
$\psi$	succión del suelo
$\psi_{aev}$	succión correspondiente al valor de entrada de aire
$\psi_m$	succión mátrica
$\psi_o$	succión osmótica o también, succión de soluto
$\psi_{res}$	succión residual
$\psi'$	parámetro que varía de cero a uno
$\omega_w$	contenido de agua gravimétrico



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig 1.1	Componentes de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963) .....	1
Fig 1.2	Representación de un suelo no saturado constituido por cuatro fases (Fredlund <i>et al.</i> 2012).....	2
Fig 1.3	Curva característica suelo-agua para diferentes tipos de suelo (Pérez-García, 2008) .....	3
Fig 1.4	Subdivisión de la curva característica suelo-agua o función de almacenamiento (López-Acosta y Mendoza-Promotor, 2016).....	4
Fig 1.5	Representación, interpretación y relación de la función de conductividad hidráulica con la curva característica suelo-agua.....	7
Fig 1.6	Curva característica suelo-agua con la representación de $m1w$ y $m2w$ (Lam et al. 1987).....	9
Fig 2.1	Esfuerzos normales y cortantes en un elemento cúbico de suelo saturado (Lu y Likos, 2004).....	12
Fig 2.2	Esfuerzos normales y cortantes sobre un elemento de suelo no saturado con las variables de estado de esfuerzo normal neto y esfuerzo de succión.....	13
Fig 2.3	Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos saturados (Lu y Likos, 2004) .....	15
Fig 2.4	Envolvente de falla modificada de Mohr-Coulomb para suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993) ...	17
Fig 2.5	Envolvente de falla plana sobre el eje $\tau$ -( $u_a$ - $u_w$ ) para el caso de dos muestras de suelo compactados (datos experimentales de Bishop <i>et al.</i> 1960).....	18
Fig 2.6	Envolvente de falla no lineal sobre el plano $\tau$ -( $u_a$ - $u_w$ ) (datos de Gan 1986) .....	18
Fig 2.7	Representación, interpretación y relación de la función o envolvente de resistencia al corte con la curva característica suelo-agua (Zhang <i>et al.</i> 2014).....	19
Fig 2.8	Relación entre el parámetro $\kappa$ con el índice de plasticidad para suelos en estado natural y estáticamente compactados (Garven y Vanapalli, 2006).....	21
Fig 2.9	Parámetro $\lambda'$ del modelo teórico de Khalili y Khabbaz (1998) para la estimación de la resistencia al corte no saturada correspondiente a los valores de entrada de aire de 10 y 100 kPa (Fredlund et al. 2012) .....	23
Fig 2.10	Parámetro $\zeta$ del modelo teórico de Bao <i>et al.</i> (1998) para la estimación de la resistencia al corte no saturada correspondiente a los valores de entrada de aire de 10 y 100 kPa (Fredlund <i>et al.</i> 2012) .....	24
Fig 2.11	Fuerzas actuantes en una dovela con superficie de falla circular (modificado de Fredlund y Rahardjo, 1993) 25	
Fig 2.12	Representación de funciones de fuerzas entre dovelas (Fredlund y Rahardjo, 1993) .....	28
Fig 3.1	Influencia de los parámetros de ajuste en la definición de la SWCC y la función de conductividad hidráulica.30	
Fig 3.2	Sección transversal del terraplén homogéneo analizado.....	31
Fig 3.3	Malla de elementos finitos y condiciones de frontera .....	32
Fig 3.4	Influencia de los parámetros de ajuste de las funciones hidráulicas no saturadas en los gastos de infiltración (sección A-A).....	32
Fig 3.5	Influencia de los parámetros de ajuste de la SWCC en el grado de saturación de agua (sección A-A). .....	33
Fig 3.6	Influencia de los parámetros de ajuste de la SWCC en la distribución de cargas hidráulicas (punto 1 de la Fig 3.2). .....	34
Fig 3.7	Influencia de los parámetros de la SWCC en la distribución de las presiones de poro de agua (punto 1 de la Fig 3.2).....	34
Fig 3.8	Granulometría del material asumido en los cálculos. ....	35
Fig 3.9	Datos experimentales y ajuste de la SWCC con el modelo de Fredlund y Xing (1994).....	36
Fig 3.10	Función de conductividad hidráulica estimada con el modelo de Fredlund <i>et al.</i> (1994). .....	36
Fig 3.11	Curvas características para los análisis en la sección de un terraplén homogéneo .....	37
Fig 3.12	Funciones de conductividad hidráulica para los análisis en la sección de un terraplén homogéneo.....	37
Fig 3.13	Sección del terraplén homogéneo evaluado.....	38
Fig 3.14	Malla de elementos finitos y condiciones de frontera asumidas en los cálculos para el terraplén homogéneo. ....	38
Fig 3.15	Distribución de la presión de poro en la sección A-A de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados.39	

Fig 3.16	Variación de gastos de infiltración a través del terraplén homogéneo para los tres niveles de agua evaluados .....	39
Fig 3.17	Grado de saturación de agua en el terraplén homogéneo para el nivel de agua $H_2=5.0$ m. ....	40
Fig 3.18	Grado de saturación de agua a lo largo de la sección A-A de la Fig 3.13, para el nivel de agua $H_2=5.0$ m. ....	40
Fig 3.19	Velocidades de flujo resultantes para el nivel de agua $H_2=5.0$ m a través de la sección A-A de la Fig 3.13. ...	41
Fig 3.20	Distribución de los vectores de velocidad en la zona saturada y no saturada de la sección del terraplén homogéneo. ....	41
Fig 3.21	Figura 16. Gradientes hidráulicos resultantes de salida en la sección B-B de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados. ....	42
Fig 3.22	Gradientes hidráulicos resultantes de salida y zonificación de sobrestimaciones y subestimaciones de su magnitud de acuerdo con la superficie freática para el nivel de agua $H_1=9.0$ m. ....	42
Fig 3.23	Distribución de fuerzas de infiltración a través de la sección A-A de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados. ....	43
Fig 4.1	Geometría del talud de análisis .....	47
Fig 4.2	Malla y condiciones de frontera del modelo numérico .....	47
Fig 4.3	Aspectos generales sobre análisis de estabilidad de taludes .....	48
Fig 4.4	Curvas características consideradas en la estimación de las funciones de resistencia .....	49
Fig 4.5	Definición del contenido de agua residual, succión residual y valor de entrada de aire de la SWCC 2 .....	50
Fig 4.6	Funciones de conductividad hidráulica para las condiciones de flujo de agua .....	50
Fig 4.7	Funciones de resistencia al corte no saturadas lineales y no lineales .....	52
Fig 4.8	Distribución de presión de poro ( $u_w$ ) y superficie freática 2 (Intermedia) .....	53
Fig 4.9	Grados de saturación de agua en el talud para curvas características suelo-agua con diferentes parámetros de ajuste $a_f$ .....	54
Fig 4.10	Variación del factor de seguridad crítico con respecto al parámetros de ajuste $a_f$ del modelo teórico de Fredlund y Xing (1994) .....	55
Fig 4.11	Superficies de falla críticas para talud con pendiente ( $\alpha$ ) de $30^\circ$ y superficie freática 2 (intermedia) considerando distintas funciones de resistencia al corte lineales y no lineales .....	56
Fig 4.12	Geometría de la superficie freática (superficial y profunda) para la evaluación de la estabilidad del talud ....	57
Fig 4.13	Distribución de presiones de poro de agua para diferentes superficies freáticas .....	57
Fig 4.14	Variación del factor de seguridad crítico con respecto al parámetro de ajuste $a_f$ del modelo teórico de Fredlund y Xing (1994) considerando superficies freáticas variables .....	58
Fig 4.15	Superficies de deslizamiento críticas con diferentes superficies freáticas .....	59
Fig 4.16	Geometría y distribución de presión de poro en talud con ángulo de inclinación de $60^\circ$ .....	60
Fig 4.17	Variación del factor de seguridad crítico para un talud con inclinación de $60^\circ$ con respecto al parámetro de ajuste $a_f$ del modelo teórico de Fredlund y Xing, (1994) .....	61
Fig 4.18	Superficies de falla críticas para talud con pendiente ( $\alpha$ ) de $60^\circ$ y superficie freática 2 (intermedia) .....	62
Fig 4.19	Condiciones de frontera en talud afectado por precipitación pluvial constante considerando superficie freática profunda o no variable .....	63
Fig 4.20	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 1 ( $a_f=1$ kPa y $\psi_{res}=10$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	64
Fig 4.21	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 2 ( $a_f=10$ kPa y $\psi_{res}=100$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	65
Fig 4.22	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 3 ( $a_f=100$ kPa y $\psi_{res}=1000$ kPa) (superficie freática profunda o constante) ....	66
Fig 4.23	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 4 ( $a_f=1000$ kPa y $\psi_{res}=10000$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	68
Fig 4.24	Condiciones de frontera en talud afectado por precipitación pluvial constante considerando superficie freática superficial o variable .....	69
Fig 4.25	Distribución de presiones de poro de agua y variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial considerando la SWCC 1 ( $a_f=1$ kPa y $\psi_{res}=10$ kPa) (superficie freática superficial o variable) .....	70

Fig 4.26	Distribución de presiones de poro de agua y variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial considerando la SWCC 1 ( $a_f=10$ kPa y $\psi_{res}=100$ kPa) (superficie freática superficial o variable) .....	71
Fig 4.27	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 3 ( $a_f=100$ kPa y $\psi_{res}=1000$ kPa) (superficie freática superficial o variable) .....	73
Fig 4.28	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 1 ( $a_f=1000$ kPa y $\psi_{res}=10000$ kPa) (superficie freática superficial o variable) .	74
Fig 4.29	Geometría y condiciones de frontera para el análisis de estabilidad del talud sometido a precipitación pluvial (condición a corto plazo) .....	76
Fig 4.30	Distribución de presión de poro de agua en el talud (condición inicial) .....	77
Fig 4.31	Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 4 - $a_f=1000$ kPa y $\psi_{res}=10000$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	78
Fig 4.32	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 4 ( $a_f=1000$ kPa y $\psi_{res}=10000$ kPa) (superficie freática profunda o constante) 79	
Fig 4.33	Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 3 - $a_f=100$ kPa y $\psi_{res}=1000$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	80
Fig 4.34	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 3 ( $a_f=100$ kPa y $\psi_{res}=1000$ kPa) (superficie freática profunda o constante) ....	81
Fig 4.35	Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 2 - $a_f=10$ kPa y $\psi_{res}=100$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	82
Fig 4.36	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 2 ( $a_f=10$ kPa y $\psi_{res}=100$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	83
Fig 4.37	Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 1 - $a_f=1$ kPa y $\psi_{res}=10$ kPa) (superficie freática profunda o constante).....	83
Fig 4.38	Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 1 ( $a_f=1$ kPa y $\psi_{res}=10$ kPa) (superficie freática profunda o constante) .....	84



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Expresiones de esfuerzos efectivos para suelos no saturados (modificado de Fredlund y Morgenstern, 1977)	14
Tabla 3.1	Relaciones masa-volumen y conductividad hidráulica del material asumido en los cálculos	35
Tabla 4.1	Condiciones de frontera para la definición de superficies freáticas	47
Tabla 4.2	Parámetros de curvas características suelo-agua (SWCC)	49
Tabla 4.3	Parámetros considerados en funciones de conductividad hidráulica y funciones de resistencia al corte no saturada	51
Tabla 4.4	Resumen de intensidades de precipitación pluvial	63
Tabla 4.5	Equivalencia para criterio no lineal no saturado a criterio lineal en el análisis de estabilidad de taludes sometidos a precipitación pluvial	75





## INTRODUCCIÓN

### Motivación

En la ingeniería práctica es común que la mecánica de suelos no saturados no se considere en el diseño de obras civiles; pero, un suelo no saturado es una condición inminente en varias estructuras térreas; por ejemplo: bordos de protección, taludes, terraplenes, etc. Cuando el suelo se encuentra en condiciones no saturadas, el ingeniero analiza estas condiciones por medio de los conceptos de la mecánica de suelos clásica; sin embargo, se debe tener presente que el comportamiento de un suelo no saturado difiere con el de uno saturado. Un suelo saturado se describe a partir de una sola variable de estado de esfuerzo: *esfuerzo efectivo*; pero en el caso de un suelo no saturado, su comportamiento está dado por dos variables de estado de esfuerzo independientes: *esfuerzo neto* y *succión mátrica*.

En los últimos 30 a 40 años, el avance de la mecánica de suelos no saturados ha permitido el desarrollo de conceptos teóricos racionales. No obstante, su aplicación requiere de ensayos experimentales que demandan personal y equipo especializado. Estas condiciones han provocado que la implementación de la mecánica de suelos no saturados se complique; principalmente porque los ensayos experimentales requeridos pueden conducir a altos costos que en muchas ocasiones no se justifican.

En México son escasos los estudios en los que se han abordado estos temas. Los pocos que se conocen están enfocados principalmente a la aplicación práctica del análisis de resistencia en suelos no saturados (a partir de datos experimentales), en los que se han obtenido factores de seguridad de taludes para distintos grados de saturación (desde el estado seco al saturado) (Gallegos Fonseca *et al.* 2011). En otro de estos análisis se ha simulado el flujo de agua en el cuerpo de un talud para distintas fechas (Mora Ortiz y Rojas González, 2011). Se trata sin embargo de cálculos independientes, en los que no se acopla el flujo de agua con la estabilidad. En general, en la ingeniería geotécnica mexicana no se cuenta con laboratorios especializados que evalúen las propiedades no saturadas del suelo (estas pruebas experimentales han sido realizadas principalmente por investigadores de la Universidad Autónoma de Querétaro y del Instituto Mexicano del Transporte-Safandila Querétaro; Barrera y Garnica, 2002; Zepeda Garrido, 2004; Barrera Bucio, 2004; Barrera *et al.* 2004; Pérez García, 2008; Rojas, 2013).

Actualmente, y con el desarrollo del conocimiento teórico de la mecánica de suelos no saturados, es posible recurrir a procedimientos matemáticos que intentan describir su comportamiento. Si bien estos procedimientos no sustituyen a los datos experimentales, proporcionan información relevante que se apega a la realidad.

Ante estas condiciones, resulta de interés un trabajo que presente de forma general y breve, los conceptos y la metodología fundamentada en análisis puramente numéricos que consideren la teoría de suelos no saturados. Al mismo tiempo, destacar algunas diferencias

cuando se toman en cuenta criterios de suelos saturados y no saturados en la solución de problemas de flujo de agua y estabilidad de taludes.

### **Definición del problema**

Debido a las limitaciones que se tienen en laboratorio para determinar las propiedades no saturadas del suelo (costo, equipo y personal especializado), los procedimientos matemáticos pueden considerarse una opción viable para obtener resultados con suficiente aproximación para fines prácticos. Sin embargo, debido a que en la ingeniería práctica los conceptos de la mecánica de suelos no saturados no son usuales, es común que estos procedimientos se realicen de forma empírica. Esta condición propicia que exista una asignación arbitraria de las propiedades no saturadas del suelo, que influye en la solución del problema analizado.

Es común pensar que un suelo no saturado solo representa una condición transitoria entre un suelo saturado y un suelo seco. No obstante, existen condiciones particulares en las que se puede mantener la condición no saturada del suelo. Una condición no saturada, provoca que la presión de poro negativa (succión), modifique el comportamiento del suelo. De hecho, considerar los efectos de la succión permite obtener resultados realistas acorde con las condiciones a las que está sujeto el suelo en el sitio.

### **Objetivo general**

El objetivo de este trabajo es mostrar las diferencias entre criterios de análisis saturados y no saturados del suelo cuando se aplican en la evaluación del flujo de agua y estabilidad de taludes. Asimismo, evaluar la influencia que tiene la zona no saturada del suelo en estos análisis, la cual, frecuentemente se desprecia debido las dificultades para establecer las propiedades que la caracterizan.

Se espera que este trabajo motive la inclusión de la mecánica de suelos no saturados en el análisis acoplado del flujo de agua-estabilidad de taludes en suelos y estructuras térreas. Condición que, a la fecha, es poco usual que se considere en la ingeniería geotécnica mexicana. Sin embargo, este enfoque puede contribuir a la remediación de la estabilidad de taludes desde un punto de vista diferente a la mecánica de suelos clásica.

### **Objetivos particulares**

Para alcanzar los objetivos generales planteados en el párrafo anterior, se requiere cumplir con los distintos objetivos particulares que se indican a continuación:

- Destacar la importancia de los parámetros de ajuste de la curva característica suelo-agua ( $a$ ,  $n$  y  $m$ ) en la definición del tipo de material (fino o grueso). Así como su influencia en la definición de las funciones no saturadas del suelo (función de conductividad hidráulica y función de resistencia al corte).

- Analizar los efectos que tienen los parámetros de ajuste de la curva característica suelo-agua ( $\alpha$ ,  $n$  y  $m$ ) en la solución de problemas relacionados con el análisis del flujo de agua-estabilidad de taludes.
- Demostrar que un suelo no saturado no es propiamente una condición transitoria entre un suelo saturado y seco, sino que esta condición puede mantenerse en el tiempo.
- Mostrar los diferentes perfiles de succión que se desarrollan a largo plazo (flujo establecido) cuando el suelo está sometido a distintas intensidades de precipitación pluvial. Así como, identificar las condiciones particulares que propician que el suelo mantenga su estado de succión (es decir, que no desaparezca).
- Establecer el comportamiento o tendencias que adquiere el frente húmedo del suelo cuando se satura por efecto de la precipitación pluvial.
- Definir la influencia que tienen los diferentes estados de succión del suelo en análisis de los factores de seguridad de un talud.
- Mostrar las diferencias que existen en la definición de la resistencia al corte del suelo, particularmente cuando se consideran conceptos de la mecánica de suelos no saturados con respecto a los criterios clásicos de la mecánica de suelos.
- Establecer el comportamiento del factor de seguridad con respecto al tiempo cuando un talud está sujeto a precipitación pluvial; desde la perspectiva de la mecánica de suelos no saturados.

## Alcances

Los estudios presentados en este trabajo se realizan exclusivamente con modelos numéricos que destacan los objetivos generales de este trabajo. Los modelos numéricos se subdividen en dos áreas de principal interés: flujo de agua en suelos y estabilidad de taludes. En ambos casos, el suelo se asume como un medio homogéneo e isótropo con una zona saturada-no saturada.

Los análisis de flujo de agua se resuelven con el programa especializado Seep/W 2012 (Geo-Slope International, 1991-2015). Este programa soluciona la ecuación de Richards (1931) a través del método de elementos finitos (*Finite Element Method* - FEM).

La definición de las curvas características suelo-agua (SWCC) se lleva a cabo mediante procedimientos matemáticos que consideran los modelos de estimación de Arya y Paris (1981), Scheinost *et al.* (1997), Fredlund y Wilson (1997) y Aubertin *et al.* (2003). Se hace especial énfasis en estos procedimientos porque han demostrado ser eficientes en la estimación de la SWCC y análisis de flujo de agua (Mendoza Promotor, 2015). Los casos en los que se consideran datos experimentales, éstos se obtienen de la base de datos SVSoils 2004 (SoilVision Systems LTD, 2009).

Se considera la ecuación de Fredlund y Xing (1994) como el modelo de ajuste más adecuado para representar la curva característica suelo-agua (SWCC). Trabajos anteriores han demostrado que este modelo permite el ajuste de una gran variedad de materiales (finos a gruesos) (López Acosta y Mendoza Promotor, 2016a, 2016b, 2016c). Además, el

modelo brinda gran flexibilidad de la función al considerar tres parámetros de ajuste de la curva ( $a_f$ ,  $n_f$  y  $m_f$ ). Asimismo, permite representar una curva característica en un intervalo completo de succiones: 0 kPa a 1 000 000 kPa.

Con el objetivo de mantener compatibilidad con el modelo empleado en la definición de la SWCC, se utiliza la ecuación propuesta por Fredlund *et al.* (1994) para determinar la relación entre la conductividad hidráulica del material con la succión (función de conductividad hidráulica no saturada).

Los análisis de precipitación pluvial no representan una tormenta en particular; sin embargo, las intensidades consideradas en los cálculos aquí expuestos adquieren valores cercanos a la realidad (0.04 - 90 mm/h).

Los análisis presentados en este trabajo no consideran la histéresis de la curva característica suelo-agua. De hecho, se asume que la curva característica del suelo puede representarse por una única curva en trayectoria de secado (Fredlund *et al.* 2012).

Los análisis de estabilidad de taludes se resuelven a través del programa especializado SVSlope 2009 (SoilVision Systems LTD, 2009). Este programa permite aplicar el método general de equilibrio límite (*General Limit Equilibrium* - GLE) (Fredlund *et al.* 2013; Feng y Lu, 2013) que incluye el efecto de la succión del suelo en las ecuaciones de equilibrio límite clásicas.

La representación del estado de esfuerzos en un suelo no saturado, así como la descripción de su resistencia al corte, se expresa a través del concepto de dos variables de estado de esfuerzo independientes: esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) y succión mátrica ( $u_a - u_w$ ).

Las superficies de falla en los taludes de estudio se consideran como fallas circulares. Esta condición establece una función senoidal truncada que define la interacción de las fuerzas de corte y fuerzas normales entre dovelas (Krahn, 2003).

El incremento de resistencia al corte del suelo debido a la succión, se representa por los criterios de Fredlund *et al.* (1978), Fredlund *et al.* (1996), Vanapalli *et al.* (1996), Khalili y Khabbaz (1998) y Bao *et al.* (1998).

## **Organización del trabajo**

Este trabajo se organiza en cuatro capítulos que establecen los conceptos generales de la mecánica de suelos no saturados en los análisis de flujo de agua-estabilidad de taludes. En el capítulo 1 se discuten los conceptos fundamentales del flujo de agua no saturado. Se hace especial énfasis en la definición de la curva característica suelo-agua (*Soil-Water Characteristic curve* - SWCC) y la función de conductividad hidráulica, así como la relación que existe entre estas dos funciones. También, se destaca la ecuación general de flujo equivalente a la ecuación de Richards (1931) que permite el análisis del flujo de agua en un medio no saturado. En el capítulo 2 se presentan los conceptos de resistencia al corte en suelos no saturados. Se describen las variables de estado de esfuerzos que rigen su comportamiento y se destacan diferentes criterios de resistencia al corte. El capítulo concluye con el planteamiento del método general de equilibrio límite (*General Limit*

*Equilibrium* - GLE) para el análisis de taludes no saturados. En el capítulo 3 se evalúa con análisis numéricos la influencia de los parámetros de ajuste de las propiedades no saturadas del suelo en los análisis de flujo de agua. También, se comparan resultados al considerar datos experimentales de la SWCC con datos obtenidos de modelos puramente matemáticos. El capítulo 4 se centra en los análisis acoplados de flujo de agua-estabilidad de taludes no saturados. En este caso, se consideran condiciones de flujo establecido que definen las condiciones iniciales y finales del talud. Asimismo, se incluyen análisis de estabilidad que involucran la precipitación pluvial. Estos análisis destacan las diferencias más importantes al considerar las teorías de suelos no saturados con los criterios clásicos de la mecánica de suelos saturados

El trabajo finaliza con las conclusiones generales y algunas recomendaciones para orientación de trabajos futuros.



## 1. FLUJO DE AGUA EN MEDIOS NO SATURADOS

### 1.1 Conceptos generales

#### 1.1.1 Fases componentes de un suelo no saturado

Un suelo no saturado generalmente se representa por un sistema de tres fases: a) fase sólida, b) fase líquida y c) fase gaseosa (Fig 1.1). Sin embargo, debe reconocerse la existencia de una cuarta fase denominada *interfaz agua-aire* o *membrana contráctil* (Fredlund y Morgenstern, 1977). Una descripción de esta fase se discute más adelante.

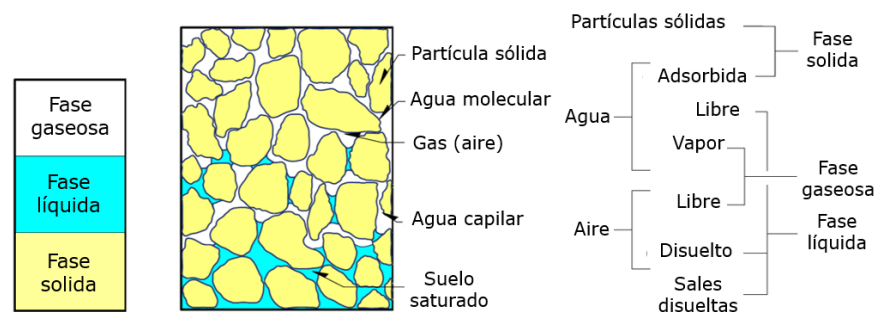


Fig 1.1 Componentes de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963)

La fase gaseosa se delimita por los poros del suelo que no están ocupados por líquidos. En general se encuentra gas, vapor o una combinación de ambos.

La fase líquida se compone por agua y las sales disueltas en ella. También, se puede encontrar otros líquidos como aceites, ácidos, etc. Este último caso queda incluido dentro de los flujos multifásicos (Mroginski *et al.* 2010; Schrefler y Pesavento, 2004; Klubertanz *et al.* 2003; Beneyto *et al.* 2015), los cuales quedan fuera del alcance de este trabajo.

La fase sólida se constituye por granos o partículas minerales de grano fino (limos y arcillas) y gruesas (arenas y gravas). Esta fase incluye la capa viscosa de agua adsorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y líquida.

Varios trabajos coinciden que un suelo no saturado debe considerarse como un sistema de cuatro fases (Fig 1.2). La cuarta fase se representa por la *interfaz agua-aire* o *membrana contráctil*; la cual, se entrelaza entre los vacíos del suelo y representa una frontera entre las fases de agua y aire (Fredlund y Morgenstern, 1977; Fredlund *et al.* 2012).

El espesor de la membrana contráctil es del orden de un par de moléculas (1.5 a 2 diámetros de una molécula de agua ó 5 Å) (Israelachvili, 1991; Townsend y Rice, 1991). Una subdivisión física de las relaciones masa-volumen considerando la membrana contráctil no es necesaria, ya que ésta se contempla como parte integrante de la fase líquida.

La relevancia de la membrana contráctil surge debido a que cualquier cambio en su estado de esfuerzos, provoca una variación del contenido de agua, cambios volumétricos y cambios en el estado de esfuerzos del suelo (Alonso *et al.* 1990 y 2010).

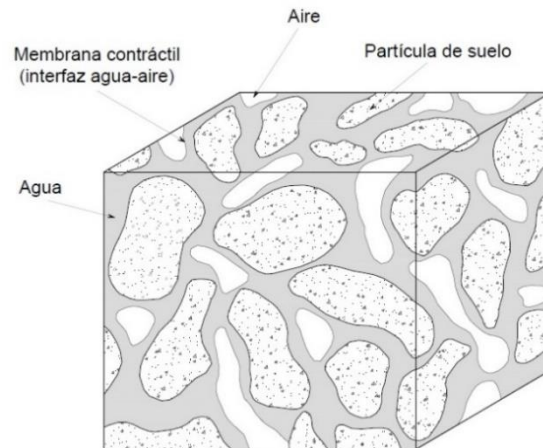


Fig 1.2 Representación de un suelo no saturado constituido por cuatro fases (Fredlund *et al.* 2012)

### 1.1.2 Definición del contenido de agua en el suelo

La mecánica de suelos no saturados reconoce tres variables para definir el contenido de agua del suelo: a) grado de saturación, b) contenido de agua gravimétrico y c) contenido de agua volumétrico, las cuales se definen en los párrafos siguientes:

- Grado de saturación,  $S_w$ . Esta variable representa el porcentaje de vacíos llenos de agua en una masa de suelo. Es una variable estrechamente relacionada con las funciones no saturadas. En el análisis de la curva característica suelo-agua (*Soil-Water Characteristic curve* - SWCC), define claramente el valor de entrada de aire. Al no incluir todas las fases del suelo, no permite cuantificar un cambio de volumen generalizado.
- Contenido de agua gravimétrico,  $\omega_w$ . Esta variable comúnmente se determina en pruebas de laboratorio; por lo que es bien conocida en la mecánica de suelos clásica. Sin embargo, al expresarse en términos de masa, su aplicación no es adecuada al contemplar las variaciones volumétricas del suelo, principalmente porque el peso de los sólidos se mantiene constante.
- Contenido de agua volumétrico,  $\theta_w$ . El empleo de esta variable no es usual en la mecánica de suelos clásica, pero en la mecánica de suelos no saturados, es bastante común. El contenido de agua volumétrico permite relacionar la mecánica de suelos con otras disciplinas como la agronomía e hidrología. La mayor ventaja del contenido de agua volumétrico se debe a que incluye todas las fases de un suelo no saturado (sólido, agua y aire).

### 1.1.3 Succión

Existen varias definiciones para el término *succión*, las cuales en su mayoría se han establecido desde un punto de vista termodinámico (Aitchison y Richards, 1965; Aslyng *et al.* 1963; Lee y Wray, 1995). En este contexto, la definición del término succión puede resultar inconveniente y compleja para la ingeniería práctica. Así, en términos generales, la succión se define como un estado de presión de poro negativa en el agua del suelo que depende de varios factores (Zepeda-Garrido, 2004). La temperatura, gravedad, efectos



capilares, contenido de sales, cargas eléctricas (fuerzas de Van Der Waals) son algunos factores que influyen en el estado de succión del suelo.

La succión total, o simplemente succión, se compone de dos variables: a) succión mátrica, y b) succión osmótica (Aitchison, 1965). La succión mátrica representa la diferencia entre la presión del aire y la presión del agua (Zepeda-Garrido, 2004). La succión osmótica se define como la presión negativa por efecto de las sales disueltas en el agua de la matriz del suelo. Es común que la succión osmótica se desprecie debido a su poca influencia en la succión total.

## 1.2 Curva característica suelo-agua

La curva característica suelo-agua (*Soil-Water Characteristic Curve - SWCC*), o también *curva de retención de agua*; relaciona el contenido de agua (grado de saturación, contenido de agua gravimétrico o contenido de agua volumétrico) con la succión. La naturaleza de la SWCC se asocia a la granulometría y la estructura del suelo. De hecho, la relación contenido de agua-succión varía según el tipo de material (Fig 1.3).

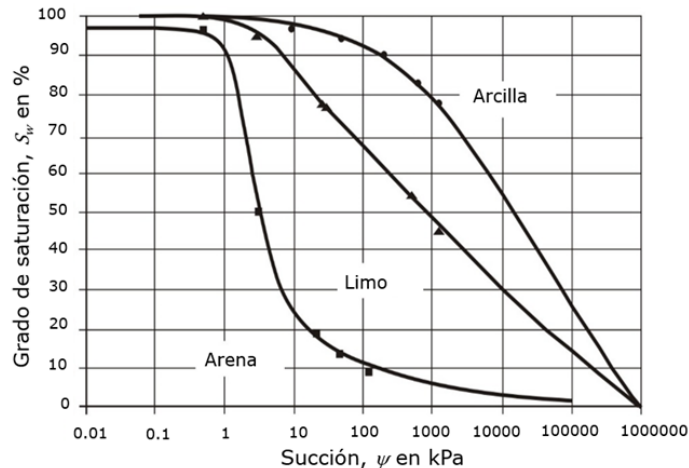


Fig 1.3 Curva característica suelo-agua para diferentes tipos de suelo (Pérez-García, 2008)

La SWCC constituye la relación fundamental que describe el comportamiento de los suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993). Usualmente, la SWCC se emplea para determinar otras propiedades como la permeabilidad, la resistencia al corte y el comportamiento volumétrico de los suelos no saturados (Fredlund *et al.* 1997).

Existen varios procedimientos para representar o determinar la SWCC de un suelo. Las variables como: el contenido de agua volumétrico saturado ( $\theta_{sat}$ ), contenido de agua residual ( $\theta_{res}$ ), el valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ), la succión residual ( $\psi_{res}$ ) y los parámetros de ajuste ( $a$ ,  $n$  y  $m$ ); son datos frecuentemente utilizados para representar la SWCC (Van Genuchten, 1980; Fredlund *et al.* 1996). Por otro lado, datos como: la granulometría del material y las relaciones masa-volumen (relaciones volumétricas y gravimétricas) son datos esenciales para determinar la SWCC de un suelo. En este último caso, la confiabilidad de cada procedimiento depende de la calidad y cantidad de datos utilizados (Arya y Paris, 1981;

Arya y Dierolf, 1992; Fredlund *et al.* 1997; Basile y D'Urso, 1997; Aubertin *et al.* 1998; Mbagwu y Mbah, 1998; Rojas, 2013).

### 1.2.1 Interpretación de la curva característica suelo-agua

La curva característica suelo-agua (SWCC) se caracteriza por tres zonas que describen el proceso de desaturación del suelo (Fig 1.4). La descripción de cada una de ellas se especifica en los puntos siguientes:

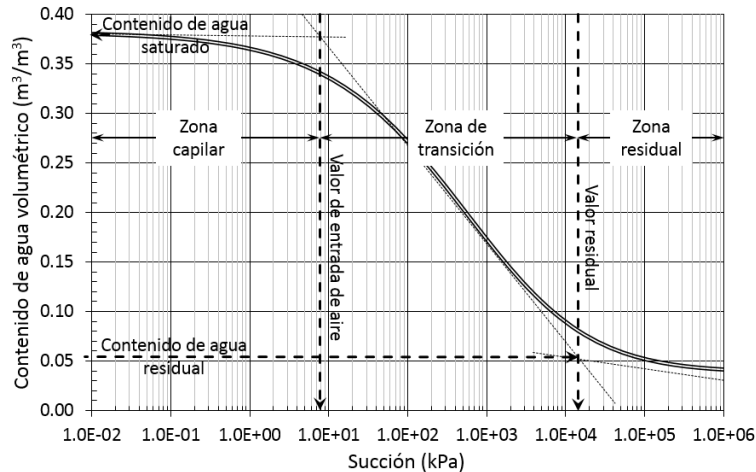


Fig 1.4 Subdivisión de la curva característica suelo-agua o función de almacenamiento (López-Acosta y Mendoza-Promotor, 2016)

- Zona capilar saturada. Zona en la que el suelo se mantiene saturado y el agua experimenta una condición de presión de poro negativa (tensión o succión). Termina en el valor de entrada de aire ( $\psi_{ae}$ ); es decir, donde las fuerzas de succión superan las fuerzas de agua capilares, empezando por los poros de mayor tamaño (Fredlund, 1999).
- Zona de desaturación. Zona donde el agua se desplaza por el ingreso de aire en los poros del suelo. Termina en el contenido de agua residual ( $\theta_{res}$ ); es decir, el contenido de agua donde la fase líquida se vuelve discontinua.
- Zona residual. Zona donde cualquier incremento de succión no produce un cambio significativo en el contenido de agua del suelo. En esta zona, el agua es tan escasa que no fluye entre los poros. Su remoción sólo puede ser por evaporación (Hosagasi-Fuselier, 2006).

Otros conceptos fundamentales, que se relacionan con la interpretación de la SWCC son:

- Valor de entrada de aire ( $\psi_{ae}$ ). Representa la succión en la que el aire comienza a desalojar el agua de los poros del suelo; iniciando por los de mayor tamaño.
- Valor residual o succión residual ( $\psi_{res}$ ). Valor de succión donde la fase líquida del suelo comienza a ser discontinua y adopta la forma de películas delgadas alrededor de las partículas del suelo.
- Contenido de agua residual ( $\theta_{res}$ ). Contenido de agua que requiere de valores altos de succión para que sea removida de la masa del suelo.
- Contenido de agua saturado ( $\theta_{sat}$ ). Es el contenido de agua del suelo en condiciones saturadas.

### 1.2.2 Modelos de estimación de la curva característica suelo-agua

Los modelos de estimación son una alternativa para determinar la SWCC de un suelo. Usualmente se emplean cuando no se cuenta con datos experimentales que relacionen la succión con el contenido de agua. No obstante, por ser procedimientos puramente numéricos, deben tenerse en cuenta sus limitaciones y emplearse preferentemente en etapas preliminares de diseño.

Los modelos de estimación generalmente consideran las propiedades índice del suelo (relaciones masa-volumen y granulometría). Hoy en día, se reconocen varios modelos de estimación para determinar la SWCC. En este trabajo solamente se destacan algunos de ellos, los cuales han demostrado estimar con gran precisión la SWCC de distintos materiales (López-Acosta y Mendoza, 2016a; Mendoza, 2015):

- Arya y Paris (1981).- Es un modelo físico-empírico que estima la SWCC a partir de la granulometría del material. Determina el volumen y el radio de los poros para cada fracción o clase de la curva granulométrica. Cada clase se adopta como un medio discreto, que al ser ensamblados, adquieren la estructura natural del suelo. Determina el contenido de agua volumétrico a partir del volumen de poros del suelo. Los valores de succión se rigen por el principio de capilaridad. La hipótesis principal del modelo es asumir que el material se constituye sólo por partículas esféricas y poros cilíndricos.
- Scheinost *et al.* (1997).- Es un modelo de pedo-transferencia que emplea el método de regresiones lineales para determinar los parámetros de ajuste de la ecuación de Van Genuchten (1980) ( $\alpha_g$ ,  $n_g$ ,  $\theta_{sat}$  y  $\theta_{res}$ ). El procedimiento considera la textura, el contenido de materia orgánica y la densidad del material. También, contempla datos relacionados con su granulometría. El modelo de Scheinost *et al.* (1997), se reconoce por determinar con bastante precisión la velocidad de desaturación del suelo (es decir, la pendiente de la curva característica en la zona de desaturación).
- Fredlund y Wilson (1997).- Al igual que el modelo de Arya y Paris (1981), este procedimiento parte del análisis de la curva granulométrica. Determina la densidad y porosidad del material al considerar sus relaciones masa-volumen. El modelo se fundamenta en tres teoremas: 1) Un suelo con partículas de tamaño homogéneo tiene una única curva característica suelo-agua. 2) El criterio más representativo para determinar el valor de entrada de aire del suelo ( $\psi_{aev}$ ) es el principio de capilaridad. 3) Un suelo con diferentes tamaños de grano, se representa por una curva característica suelo-agua, resultado de la sumatoria de las curvas características suelo-agua para cada tamaño de partícula.
- Modelo de Aubertin *et al.* (2003) (modificado de Kovacs). Este modelo determina la curva característica suelo-agua a partir de las propiedades básicas del suelo (porosidad, diámetro de partícula, coeficiente de uniformidad, contenido de agua, etc.). El modelo es válido tanto para suelos granulares, así como plásticos o cohesivos. El modelo de Aubertin *et al.* (2003) plantea que el contenido de agua en un suelo depende de dos variables: saturación capilar y saturación por adhesión; ambos casos regidos por el principio de capilaridad. En el primer caso, saturación capilar, aplica cuando los valores de succión son pequeños. En cambio, la saturación por adhesión es válida para intervalos de succión altos.

Otros modelos de estimación, los cuales pueden consultarse en sus referencias originales son: Gupta y Larson (1979), Rawls y Brakensiek (1985), Vereecken *et al.* (1989), Tyler y Wheatcraft (1989), modelo sólido-poroso (Rojas, 2013).

### **1.2.3 Modelos de ajuste de la curva característica**

Los modelos de ajuste son ecuaciones empíricas que definen la SWCC a partir de datos experimentales. Estos modelos o ecuaciones son útiles cuando los datos son dispersos y no continuos. Es común que los modelos de ajuste representen la SWCC mediante tres parámetros denominados:  $a$ ,  $n$  y  $m$ ; los cuales, proporcionan una gran flexibilidad a la curva. De hecho, el ajuste de datos experimentales permite representar curvas características mejor definidas y completas.

Existe una gran variedad de modelos de ajuste para la SWCC (Siller 1997); algunos ejemplos son: Gardner (1958), Brooks y Corey (1964), Van Genuchten-Mualem (1976), Van Genuchten-Burdine (1953), Van Genuchten (1980), Fredlund y Xing (1994), etc. En este trabajo sólo se hace mención de ellos, pero pueden consultarse en sus referencias originales. Se hace especial énfasis en el modelo de Fredlund y Xing (1994), el cual permite representar una SWCC continua y completa en un amplio intervalo de succiones. Este modelo se describe con mayor detalle en la sección 1.4 de este capítulo.

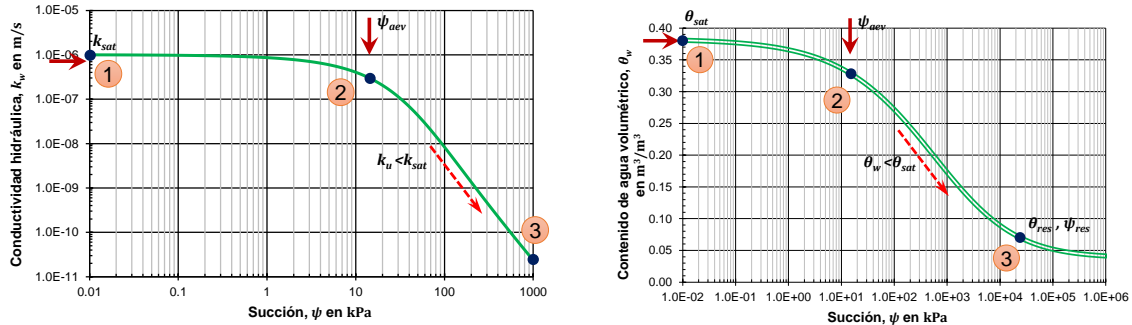
## **1.3 Función de conductividad hidráulica**

A diferencia de un suelo saturado, el cual mantiene una conductividad hidráulica constante; en un suelo no saturado, la conductividad hidráulica es variable, y depende del contenido de agua o estado de succiones que exista en el suelo. Como se ha mencionado antes, el término succión representa una de las variables que controla el comportamiento de un suelo no saturado. Por lo tanto, expresar la conductividad hidráulica con respecto a la succión permite establecer la *función de conductividad hidráulica*.

La función de conductividad hidráulica representa la relación de la permeabilidad con la succión del suelo; pudiendo también expresarse con respecto al grado de saturación de agua o el contenido de agua volumétrico. La función de conductividad hidráulica mantiene una estrecha relación con la SWCC, por lo que es común que se determine a partir de ésta (Fredlund y Rahardjo, 2012).

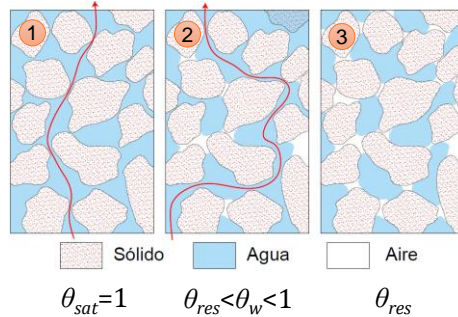
La capacidad de un suelo para permitir el flujo de agua en condiciones saturadas-no saturadas se refleja en la función de conductividad hidráulica (Fig 1.5). En un suelo saturado todos los poros del suelo están ocupados por agua (indicador 1 de la Fig 1.5). El contenido de agua y la conductividad hidráulica se mantienen constantes alcanzando su valor máximo. Esta condición provoca que las trayectorias o líneas de flujo sean mínimas (Fig 1.5c-1). Excedida la succión correspondiente al valor de entrada de aire (indicador 2 de la Fig 1.5), el aire comienza a ocupar los poros del suelo. Tomando en cuenta que el flujo de agua no se desarrolla en los poros ocupados por aire, las trayectorias o líneas de flujo se incrementan (Fig 1.5c-2), por lo tanto, la conductividad hidráulica se reduce. Si las presiones de poro se vuelven más negativas (es decir, incrementa la succión), una mayor cantidad de poros se verán ocupados por aire, y la conductividad hidráulica disminuirá gradualmente hasta un valor mínimo, o en su caso, hasta que no existan trayectorias de

flujo entre los poros del suelo (Fig 1.5c-3). Esta descripción, muestra que la SWCC y la función de conductividad hidráulica, explican la facilidad con que circula el agua a través de un medio saturado-no saturado. Por lo tanto, relacionar la SWCC con la función de conductividad hidráulica resulta ser una buena aproximación.



a) Función de conductividad hidráulica

b) Curva característica suelo-agua



c) Trayectoria del flujo de agua en un suelo con distinto contenido de agua

Fig 1.5 Representación, interpretación y relación de la función de conductividad hidráulica con la curva característica suelo-agua

Algunos ejemplos de ecuaciones matemáticas, o modelos para determinar la función de conductividad hidráulica a partir de la SWCC, son: Kunze *et al.* (1968), Campbell (1973), Van Genuchten (1980), Brooks y Corey (1964), Fredlund *et al.* (1994), Modificado de Campbell (Fredlund, 1996), Mualem (1976), etc. En este trabajo sólo se hace mención de ellos, sin embargo, en la sección siguiente se describe el modelo propuesto por Fredlund *et al.* (1994). El especial énfasis en este modelo se debe a que se procura la compatibilidad con el modelo de Fredlund y Xing (1994), el cual se emplea en la representación de la SWCC del suelo.

#### 1.4 Modelo de Fredlund y Xing (1994) para la curva característica y Fredlund *et al.* (1994) para la función de conductividad hidráulica

Fredlund y Xing (1994) desarrollaron un modelo de ajuste para la SWCC que se basa en la forma de la curva granulométrica. Este modelo considera tres parámetros de ajuste ( $a_f$ ,  $n_f$  y  $m_f$ ) que controlan la forma de la SWCC. El modelo de Fredlund y Xing (1994) se ajusta a una amplia variedad de materiales (finos a gruesos). La característica principal del modelo radica en que representa la SWCC para un intervalo completo de succiones (0 a  $1.0 \times 10^6$  kPa). La ecuación 1 se conoce como el modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$\theta_w(\psi) = \theta_{sat} \left[ 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_{res}}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_{res}}\right)} \right] \left\{ \frac{1}{\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a_f}\right)^{n_f}\right]^{m_f}} \right\} \quad (1)$$

donde:

$\theta_w(\psi)$	contenido de agua volumétrico del suelo para una succión dada
$\theta_{sat}$	contenido de agua volumétrico saturado
$a_f$	parámetro de ajuste relacionado con el valor de entrada de aire del suelo
$n_f$	parámetro de ajuste relacionado con la velocidad de desaturación del suelo una vez sobrepasado el valor de entrada de aire
$m_f$	parámetro de ajuste relacionado con el contenido de agua residual del suelo
$\psi_{res}$	valor de la succión cuando se alcanza el contenido de agua residual
$\psi$	succión del suelo

La ecuación general para la función de conductividad hidráulica con el modelo de Fredlund *et al.* (1994) se expresa como:

$$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln \psi}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln \psi_{aev}}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2)$$

donde

$k_r$	Conductividad hidráulica relativa expresada como $k_w/k_{sat}$
$k_r(\psi)$	función de conductividad hidráulica o permeabilidad con respecto a la succión
$b$	límite superior de integración igual que $\ln(1\ 000\ 000)$
$\psi$	succión del suelo
$\theta_w$	contenido de agua volumétrico
$e$	base de los logaritmos naturales
$y$	variable ficticia de integración que representa el logaritmo de la succión
$\theta_w(\psi)$	curva característica suelo-agua
$\theta'$	derivada del modelo de Fredlund y Xing (1994) que representa la curva característica del suelo
$\psi_{aev}$	valor de entrada de aire del suelo
$\theta_{sat}$	contenido de agua volumétrico saturado

## 1.5 Ecuación general de flujo de agua

El flujo de agua en un medio saturado-no saturado se desarrolla tanto en la parte superior, como en la inferior de la superficie freática, siempre y cuando exista un gradiente hidráulico. En ambos casos, el flujo de agua se describe por el teorema de Bernoulli y la Ley de Darcy (Richards, 1931; Childs y Collis-George, 1950). La diferencia entre el flujo de agua saturado y no saturado se debe a que la conductividad hidráulica y el contenido de agua no son constantes, dependen de la succión del suelo.

El planteamiento de la ecuación general se puede definir a partir de la *SWCC* indicada en la Fig 1.6. La pendiente  $m_2^w$  representa la capacidad de retención o expulsión de agua del suelo debido a un cambio en el estado de presiones de poro.

Fredlund y Morgenstern (1977) propusieron dos variables independientes,  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ , para describir el estado de esfuerzos en un suelo no saturado. Estas expresiones permiten relacionar el cambio de volumen de la estructura del suelo, así como la variación de la fase líquida (Fredlund y Morgenstern, 1976).

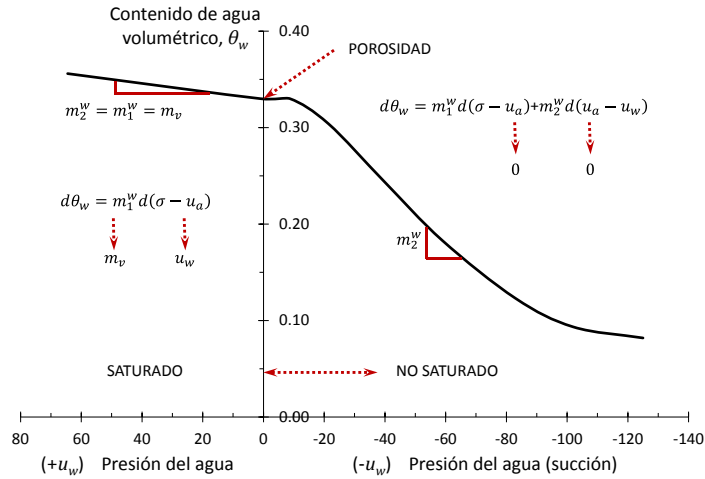


Fig 1.6 Curva característica suelo-agua con la representación de  $m_1^w$  y  $m_2^w$  (Lam et al. 1987)

Suponiendo un elemento bidimensional no saturado, el flujo a través de éste se puede describir por la ecuación 3:

$$\Delta q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad (3)$$

La ecuación constitutiva para la fase de agua en un suelo no saturado e isótropo es:

$$d\theta_w = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad (4)$$

donde

- $m_1^w$  pendiente de la curva  $(\sigma - u_a)$  contra  $\theta_w$  cuando  $(u_a - u_w)$  es cero
- $m_2^w$  pendiente de la curva  $(u_a - u_w)$  contra  $\theta_w$  cuando  $(\sigma - u_a)$  es cero
- $\sigma$  esfuerzo total
- $u_a$  presión de poro del aire
- $u_w$  presión de poro del agua

Asumiendo que  $m_1^w$  y  $m_2^w$  (Fig 1.6) son constantes para un tiempo  $t$  en un proceso transitorio, la variación del contenido de agua en el suelo puede expresarse como:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial (\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad (5)$$

Combinando las ecuaciones 3 y 5 se tiene

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial h}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial h}{\partial y}\right) = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \quad (6)$$

Si el estado de esfuerzos del suelo no cambia durante el proceso transitorio, y si la fase de aire se mantiene continua en la zona no saturada (es decir,  $\partial\sigma/\partial t = 0$  y  $\partial u_a/\partial t = 0$ ) la ecuación 6 adquiere la forma:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial h}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial h}{\partial y}\right) = m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (7)$$

Expresando la ecuación 7 en términos de carga hidráulica, la ecuación general que rige el flujo de agua en un medio saturado-no saturado es:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial h}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial h}{\partial y}\right) = \rho_w g m_2^w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8)$$

donde

$\rho_w$  densidad del agua  
 $g$  aceleración de la gravedad



## 2. ESTABILIDAD DE TALUDES EN MEDIOS NO SATURADOS

### 2.1 Estado de esfuerzos y variables de estado

El comportamiento mecánico de un suelo (cambio de volumen y resistencia al corte) puede describirse en términos de estado de esfuerzos. El estado de esfuerzos consiste en una combinación de variables mejor conocidas como *variables de estado de esfuerzo*, las cuales, deben ser independientes de las propiedades físicas del suelo (Fung, 1965). Así, en la mecánica de suelo saturados, el esfuerzo efectivo representa una variable de estado de esfuerzo que describe el comportamiento de un suelo en condiciones saturadas (Terzaghi, 1936).

Con respecto a los suelos no saturados, y dado su sistema trifásico: sólido-agua-aire, ha sido complicado establecer las variables de estado de esfuerzo. En este caso, las variables de estado de esfuerzo deben considerar los efectos de cada fase en el comportamiento de un suelo no saturado.

#### 2.1.1 Variables de estado de esfuerzos en suelos saturados

En la mecánica de suelos saturados, se reconoce al esfuerzo efectivo como una variable de estado que describe el comportamiento de un suelo en condiciones saturadas. Terzaghi (1936) describió esta variable como: “El esfuerzo en cualquier punto de una masa de suelo se define por los esfuerzos principales totales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  que actúan en ese mismo punto. Si los vacíos del suelo están llenos de agua a una presión  $u_w$ , el esfuerzo principal total se rige por dos componentes. La primera de ellas,  $u_w$ , actúa en el agua y en el sólido con una intensidad igual en todas direcciones. Este término se denomina presión neutral (o presión de poro de agua). El equilibrio  $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_w$ ,  $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_w$  y  $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_w$ , representa un exceso sobre el esfuerzo neutral  $u_w$ , e influye exclusivamente en la fase sólida del suelo. Los efectos en el cambio de estado de esfuerzos, como la compresión, deformación y resistencia al corte, se deben al cambio en el estado de esfuerzos efectivos  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  y  $\sigma'_3$ .”

Con base en lo anterior, la variable de estado de esfuerzo para un suelo saturado (esfuerzo efectivo) queda definida como:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (9)$$

donde

$\sigma'$     esfuerzo normal efectivo  
 $\sigma$     esfuerzo normal total  
 $u_w$     presión de poro de agua

La evidencia experimental demuestra que el comportamiento físico y mecánico de un suelo saturado está dado por una sola variable de estado: *esfuerzo efectivo* (ecuación 9) (Rendulic, 1936; Bishop y Eldin, 1950; Laughton, 1955; Skempton, 1961). La representación

más completa del esfuerzo efectivo se establece con un tensor de esfuerzos, donde el esfuerzo efectivo actúa en cada una de sus tres direcciones ortogonales (ecuación 10 y Fig 2.1).

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_w & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_w & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_w \end{bmatrix} \quad (10)$$

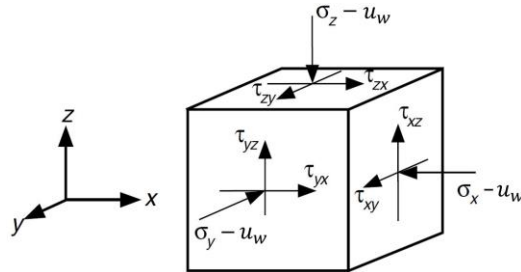


Fig 2.1 Esfuerzos normales y cortantes en un elemento cúbico de suelo saturado (Lu y Likos, 2004)

### 2.1.2 Variables de estado de esfuerzos en suelos no saturados

Un suelo no saturado se representa por un sistema de tres fases: sólido, líquido y aire. Esta condición requiere la definición de otras variables de estado de esfuerzo, las cuales describen el estado de presiones al que está sujeto cada una de ellas. A diferencia de un suelo saturado, la contribución de cada fase está dada por las variables:  $\sigma$ ,  $u_w$  y  $u_a$ . Como resultado, y de forma análoga con la ecuación 9, se establecen tres variables de estado de esfuerzo (ecuaciones 11 a 13):

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (11)$$

$$\sigma'' = \sigma - u_a \quad (12)$$

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (13)$$

donde

$\sigma'$  esfuerzo normal efectivo

$\sigma''$  esfuerzo normal neto

$\sigma$  esfuerzo normal total

$u_a$  Presión de poro de aire

$u_w$  presión de poro de agua

$\psi_m$  succión mátrica

Lo anterior muestra que, si dos de las tres ecuaciones se conocen, la tercera puede determinarse a partir de las dos primeras. De hecho, sólo dos de las tres variables de estado de esfuerzo pueden considerarse independientes.

Diversos trabajos han intentado establecer las variables de estado de esfuerzo para un suelo no saturado. Biot (1941), en busca de una teoría general de consolidación, reconoció la necesidad de separar el esfuerzo total y la presión de poro de agua al relacionar el esfuerzo y la deformación en términos de esfuerzos efectivos ( $\sigma - u_w$ ). Bishop y Blight

(1963), Matyas y Radhakrishna (1968) y Barden *et al.* (1969), consideraron que dos de las tres variables de estado de esfuerzo, describen el comportamiento de un suelo no saturado. Estos trabajos coinciden en representar el cambio de volumen de un suelo no saturado en términos de esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) y succión mátrica ( $u_a - u_w$ ).

Fredlund y Morgenstern (1977) demostraron que las variables de estado de esfuerzo, esfuerzo neto y succión mátrica, son válidas para describir el comportamiento de un suelo no saturado (ecuaciones 11 a 13). Asimismo, demostraron que era posible emplear dos de las tres variables de estado de esfuerzo en la descripción de este tipo de materiales, siendo el esfuerzo neto y la succión mátrica las que recibieron mayor aceptación.

Ambas variables, esfuerzo neto y succión mátrica, pueden representarse por dos tensores de esfuerzo independientes (ecuación 14 y 15):

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_a & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \quad (15)$$

La superposición de ambos tensores en un elemento de suelo no saturado se representa con la Fig 2.2.

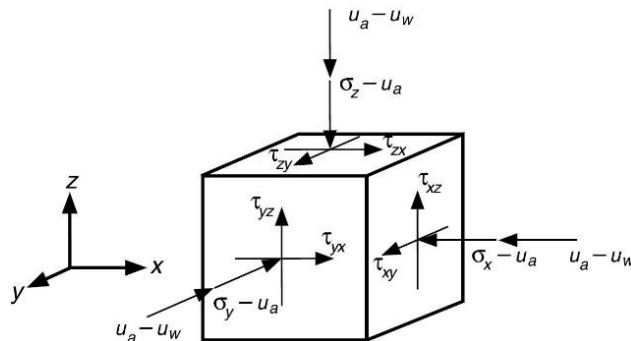


Fig 2.2 Esfuerzos normales y cortantes sobre un elemento de suelo no saturado con las variables de estado de esfuerzo normal neto y esfuerzo de succión.

### 2.1.3 Estado de esfuerzos efectivos en suelos no saturados

El estado de esfuerzos en un suelo no saturado es distinto al estado de esfuerzos en uno saturado. A diferencia de un suelo saturado; un suelo no saturado se caracteriza por presentar tres fases: sólida, líquida y aire. No obstante, algunos trabajos se refieren a una cuarta fase denominada membrana contráctil (*contractile skin*) o interfaz agua-aire (Fredlund y Morgenstern, 1977). La importancia de esta última fase radica en que cualquier modificación en su estado de esfuerzos, tiene un impacto directo en el comportamiento macroscópico del suelo.

Varios trabajos han demostrado que, cuando un suelo está saturado y las presiones de poro de agua son compresivas, la presión del agua reduce los esfuerzos efectivos. En caso

contrario, cuando el suelo está húmedo o no saturado, el agua contenida en los poros del suelo desarrolla presiones negativas; ocasionando fuerzas de tensión que incrementan el esfuerzo efectivo del suelo. La resultante que se desarrolla entre las partículas del suelo puede llegarse a describir con la ecuación de esfuerzos efectivos de Terzaghi. Algunas ecuaciones de esfuerzos efectivos para suelos no saturados se indican en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Expresiones de esfuerzos efectivos para suelos no saturados (modificado de Fredlund y Morgenstern, 1977)

Referencia	Ecuación
Croney <i>et al.</i> (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$
Bishop (1959)	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$
Aitchison (1961)	$\sigma' = \sigma + \psi' p''$
Jennings (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta_a p'''$
Richards (1966)	$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(\psi_m + u_a) + \chi_o(\psi_o + u_a)$
Rojas (2013)	$\sigma' = (\sigma - u_a) + (u_a - u_w)(f^s + S_w^u f^u)$

donde

$\sigma'$	esfuerzo normal efectivo
$\sigma$	esfuerzo normal total
$\beta_a$	factor estadístico correspondiente al área de contacto (determinado experimentalmente)
$\beta'$	factor de adherencia que toma en cuenta el número de enlaces en tensión que contribuyen en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo
$\chi$	parámetro de esfuerzo efectivo relacionado con el grado de saturación de agua del suelo
$\chi_m$	parámetro de esfuerzo efectivo para la succión mátrica
$\chi_o$	parámetro de esfuerzo efectivo para la succión osmótica
$\psi'$	parámetro que varía de cero a uno
$f^s$	fracción de suelo saturado
$f^u$	fracción de suelo no saturado
$\psi_m$	succión mátrica
$\psi_o$	succión osmótica o de soluto
$p''$	caída de presión de poro del agua
$p'''$	presión de poro de agua negativa expresada como valor positivo
$S_w^u$	grado de saturación de la fracción no saturada
$u_a$	presión de poro de aire
$u_w$	presión de poro de agua

## 2.2 Resistencia al corte en suelos no saturados

La resistencia al corte del suelo representa un concepto relevante en la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica. El conocimiento de la resistencia al corte del suelo permite resolver varios problemas de ingeniería en los que se busca la estabilidad del suelo. Algunos ejemplos relacionados con la resistencia al corte son: capacidad de carga, empuje de tierras, diseño de pavimentos, diseño de cimentaciones, estabilidad de taludes, entre otros.

En la estabilidad de taludes, las estructuras térreas (bordes, diques, etc.) frecuentemente están expuestas a las condiciones climatológicas, por lo tanto, es común que se encuentren en una condición no saturada. Establecer la resistencia al corte del suelo, tomando en cuenta esta condición, así como definir su variación debido a la infiltración de agua pluvial, es de relevancia para establecer los efectos de la succión del suelo en la estabilidad de taludes.

Los métodos de análisis y principios en el comportamiento de la resistencia al corte de suelos saturados pueden extenderse al caso de suelos no saturados. Sin embargo, en vez de considerar una sola variable de estado (esfuerzo efectivo), se recurre a dos variables independientes: esfuerzo neto y succión mátrica.

### 2.2.1 Criterio Mohr-Coulomb para suelos saturados

La definición conceptual de la resistencia al corte de un suelo saturado o no saturado, se define como la máxima resistencia por unidad de área que soporta el suelo a lo largo de un plano. En el caso de un medio saturado, la resistencia al corte se rige por el criterio de falla Mohr-Coulomb, que define la resistencia al corte por las variables  $\phi'$ ,  $c'$  y la variable de estado *esfuerzo efectivo* (Terzaghi, 1936) (ecuación 16).

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w)_f \tan \phi' \quad (16)$$

donde

- $\tau_f$             esfuerzo cortante en el plano de falla al momento de la falla del suelo
- $c'$              cohesión efectiva
- $(\sigma - u_w)_f$     esfuerzo normal efectivo en el plano de falla al momento de la falla del suelo
- $\phi'$              ángulo de fricción interna efectivo

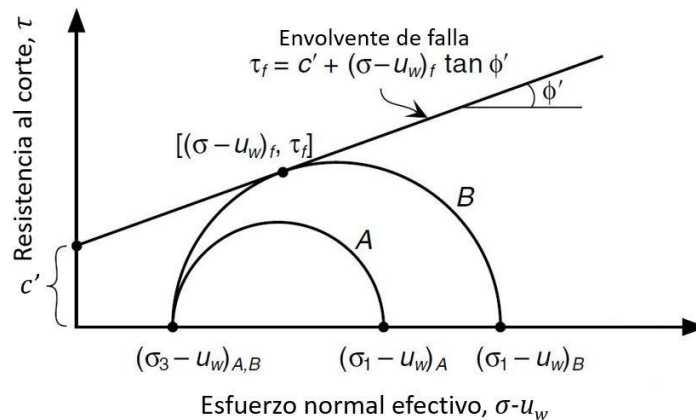


Fig 2.3 Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos saturados (Lu y Likos, 2004)

El criterio de falla Mohr-Coulomb (Fig 2.3) se representa por una recta llamada *envolvente de falla*, la cual, se obtiene al trazar una línea tangente a una serie de círculos de Mohr, y que está dada por la ecuación 16. La pendiente de la línea representa el ángulo de fricción interna efectivo, y la intersección con el eje de las ordenadas, la cohesión. En el caso de suelos puramente friccionantes, la cohesión es nula y la ecuación 16 se reduce a una recta

que pasa por el origen. Así, el esfuerzo cortante descrito por la envolvente de falla, indica la resistencia al corte del suelo según sea la magnitud del esfuerzo normal efectivo.

### 2.2.2 Criterio Mohr Coulomb modificado para suelos no saturados (Modelo lineal de Fredlund et al. 1978)

En la teoría de suelos saturados, la variable de estado de esfuerzo efectivo y el criterio de falla Mohr-Coulomb han demostrado ser conceptos adecuados para describir la resistencia al corte del suelo. En el caso de suelos no saturados, aún existen discusiones respecto a una ecuación general para el estado de esfuerzos efectivos (Tabla 2.1). No obstante, el uso de variables de estado independientes ha permitido describir el comportamiento de un suelo no saturado. De este modo, la resistencia al corte de los suelos no saturados se ha expresado con respecto al esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) y succión mátrica ( $u_a - u_w$ ) (Fredlund et al. 1978) (Ecuación 17).

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan \varphi' + (u_a - u_w)_f \tan \varphi^b \quad (17)$$

donde

$\tau_f$	esfuerzo cortante en el plano de falla al momento de la falla del suelo
$c'$	cohesión efectiva
$(\sigma - u_a)_f$	esfuerzo normal neto en el plano de falla al momento de la falla del suelo
$\varphi'$	ángulo de fricción interno efectivo asociado al esfuerzo normal neto
$(u_a - u_w)_f$	succión mátrica en el plano de falla al momento de la falla del suelo
$\varphi^b$	ángulo que representa el incremento de la resistencia al corte debido a la succión del suelo

La comparación entre las ecuaciones 16 y 17, muestra que la ecuación de resistencia al corte para suelos no saturados es una extensión o modificación de la ecuación de resistencia para suelos saturados. La ecuación 17 representa el modelo lineal de Fredlund et al. (1978), el cual, describe la resistencia al corte de los suelos no saturados.

La ecuación de resistencia al corte para suelos no saturados muestra la transición hacia la condición saturada. Si el suelo está próximo a su saturación de agua, la presión de poro de agua ( $u_w$ ) tiende a igualar la presión de poro de aire ( $u_a$ ), en tanto la succión mátrica tiende a cero, y si ésta desaparece, la ecuación 17 adquiere la forma original para suelos saturados.

En la sección 2.2.1 se indicó que la envolvente de falla para suelos saturados se obtiene con el trazo de los círculos de Mohr en un sistema de ejes coordenados  $(\sigma - u_w) - \tau$  (Fig 2.3). La línea tangente a los círculos de Mohr se denomina envolvente de falla y se describe por la ecuación 16. En el caso de suelos no saturados, los círculos de Mohr correspondientes a la condición de falla, se trazan en un sistema de ejes coordenados de tres dimensiones (Fig 2.4). El sistema de ejes coordenados tiene al esfuerzo cortante ( $\tau$ ) como ordenada, y las variables de estado, esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) y succión mátrica ( $u_a - u_w$ ), en las abscisas. El plano frontal  $((\sigma - u_a) - \tau)$  representa la condición saturada del suelo, es decir, cuando el valor

de la succión es cero. Sobre este plano, el eje de esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) regresa a su forma original de esfuerzo efectivo ( $\sigma - u_w$ ), siempre que la presión de poro de aire sea igual a la presión de poro de agua debido a la saturación del suelo.

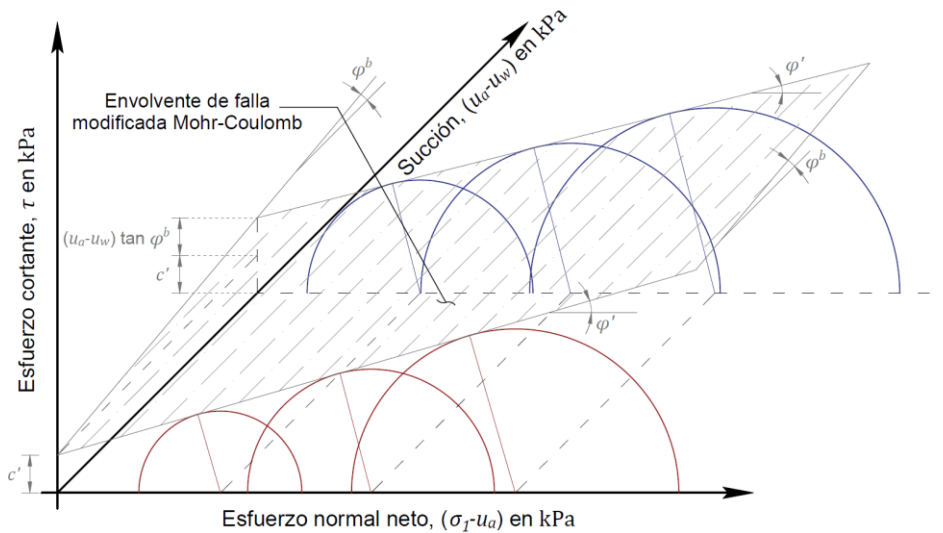


Fig. 2.4 Envolvente de falla modificada de Mohr-Coulomb para suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993)

El trazo de los círculos de Mohr para suelos no saturados se realiza con respecto al eje de esfuerzos netos ( $\sigma - u_a$ ), y a su vez deben ubicarse en un tercer eje que depende de la succión mátrica (Fig. 2.4). La superficie tangente a los círculos de Mohr se reconoce como la envolvente de falla Mohr-Coulomb modificada, la cual define la resistencia al corte de un suelo no saturado. La línea de intersección entre la envolvente de falla Mohr-Coulomb modificada con el plano frontal ( $(\sigma - u_a) - \tau$ ) representa la envolvente de falla para suelos saturados.

De acuerdo con la Fig. 2.4, cuando la envolvente de falla cruza el eje de esfuerzo cortante se obtiene la cohesión efectiva ( $c'$ ). La pendiente de la envolvente se define por los ángulos  $\phi'$  y  $\phi^b$  con respecto al eje de esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) y succión mátrica ( $u_a - u_w$ ), respectivamente. Ambos ángulos se consideran constantes. La cohesión efectiva ( $c'$ ), y las pendientes  $\phi'$  y  $\phi^b$ , son los parámetros de resistencia que relacionan la resistencia al corte del suelo con respecto a las variables de estado esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) y succión mátrica ( $u_a - u_w$ ).

### 2.2.3 No linealidad de la resistencia al corte en suelos no saturados

La envolvente de falla en la Fig. 2.4 describe un comportamiento lineal de la resistencia al corte de un suelo no saturado. Los ángulos de inclinación  $\phi'$  y  $\phi^b$  se mantienen constantes. Sin embargo, investigaciones coinciden que la envolvente de falla de la resistencia al corte para suelos no saturados presenta un comportamiento no lineal. Es decir, el ángulo de inclinación  $\phi^b$  sobre el eje de succión mátrica no es constante.

La representación lineal de la resistencia al corte en suelos no saturados, está directamente relacionada con el intervalo de succiones al que se limitaban los ensayos experimentales.

Como ejemplo, se tienen los resultados de ensayos triaxiales en dos muestras de suelo compactadas (Bishop *et al.* 1960) (Fig 2.5). Los datos se presentan sobre el plano esfuerzo cortante ( $\tau$ ) – succión ( $u_a - u_w$ ) con valor de esfuerzo neto ( $\sigma - u_a$ ) igual a cero. El trazo de las envolventes se ajusta a un comportamiento lineal con respecto al eje de succión mátrica ( $u_a - u_w$ ). Así, el ángulo de inclinación  $\phi^b$  se mantiene constante para el intervalo de succión considerado en los ensayos (0 a 200 kPa).

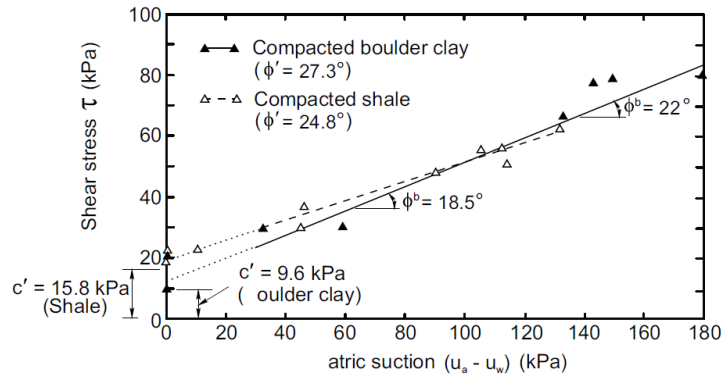


Fig 2.5 Envolvente de falla plana sobre el eje  $\tau - (u_a - u_w)$  para el caso de dos muestras de suelo compactados (datos experimentales de Bishop *et al.* 1960)

La evidencia experimental con intervalos de succión mayores (0 a 500 kPa) (Gan *et al.* 1988, Escario *et al.* 1989, Vanapalli *et al.* 1996), exhibe el comportamiento no lineal de la resistencia al corte sobre el eje de succión mátrica ( $u_a - u_w$ ). Datos obtenidos por Gan (1986) demuestran dicho comportamiento (Fig 2.6).

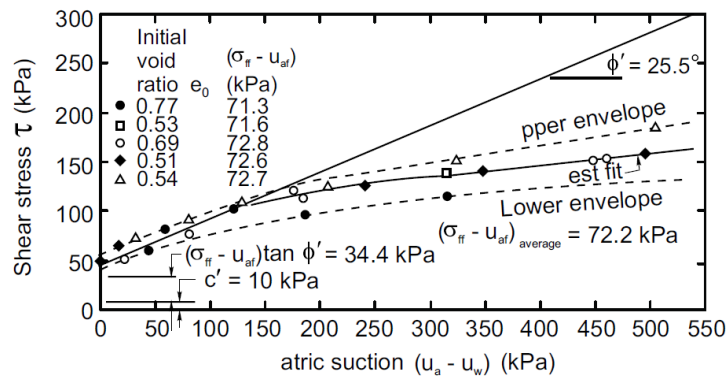
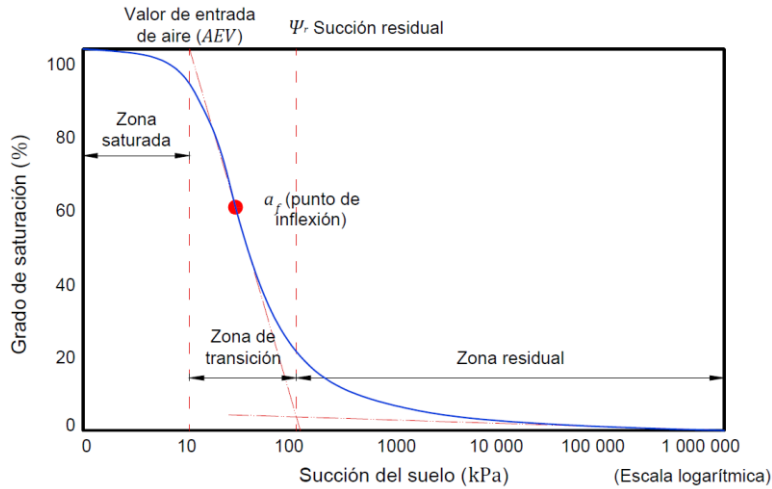


Fig 2.6 Envolvente de falla no lineal sobre el plano  $\tau - (u_a - u_w)$  (datos de Gan 1986)

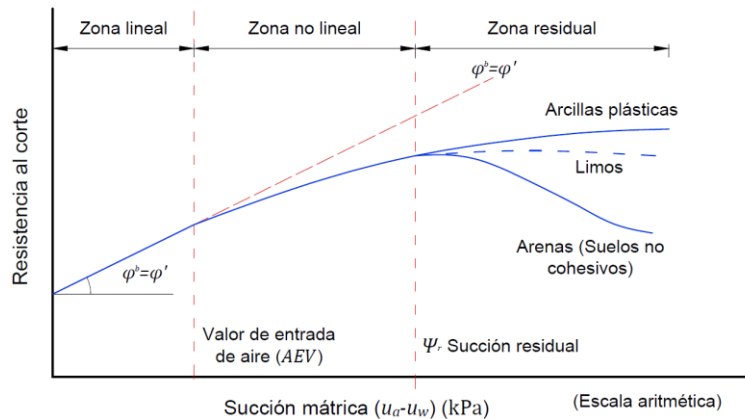
Los resultados de Gan (1986) en la Fig 2.6 están representados sobre el plano  $\tau - (u_a - u_w)$  para un esfuerzo promedio normal neto de 72.2 kPa. La envolvente de falla, que describe la resistencia al corte no saturada, se ajusta a un comportamiento no lineal. Inicialmente, el ángulo de inclinación  $\phi^b$  es igual que el ángulo  $\phi'$ , después, cuando se exceden 250 kPa de succión, el ángulo  $\phi^b$  adopta un valor constante entre  $5^\circ$  y  $10^\circ$ . Lo anterior demuestra que el criterio Mohr-Coulomb modificado (Fredlund *et al.* 1978) se limita a valores altos de succión debido a que no describe la variación continua del ángulo  $\phi^b$ .



2.2.3.1 Función de resistencia al corte no saturada



a) Curva característica suelo agua (SWCC-Soil Water Characteristic Curve)



b) Función o envolvente de falla no saturada

Fig 2.7 Representación, interpretación y relación de la función o envolvente de resistencia al corte con la curva característica suelo-agua (Zhang *et al.* 2014)

El comportamiento no lineal de la envolvente de resistencia al corte en suelos no saturados ha permitido establecer una relación entre la resistencia al corte y la forma de la curva característica suelo-agua (*Soil-water characteristic curve – SWCC*). La Fig 2.7 muestra una SWCC típica en trayectoria de secado y su función de resistencia al corte no saturada. Cuando la succión es menor que el valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ), los poros del suelo se mantienen mayormente saturados de agua, la envolvente de resistencia al corte es aproximadamente lineal y el ángulo  $\varphi^b$  es igual al ángulo de fricción interno efectivo  $\varphi'$ . El efecto de la succión, en este intervalo, puede tratarse con el criterio Mohr-Coulomb para suelos saturados. Sobrepasado el valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ), la función de resistencia al corte adquiere un comportamiento no lineal que corresponde con la desaturación del suelo. En esta zona (de desaturación) las geometrías de los meniscos de agua, localizados entre los contactos de las partículas del suelo, modifican las fuerzas resultantes entre ellas variando el efecto de la succión en la resistencia al corte.

Experimentalmente, se han observado tendencias generales de la función de resistencia al corte según el tipo de material. Dos casos particulares (Fig 2.7): suelo con contenido significativo de limo o arcilla, y suelos predominantemente arenosos. En el primer caso, cuando se alcanza el valor de la succión residual del suelo, la envolvente de resistencia al corte tiende a una línea horizontal; es decir, el ángulo  $\varphi^b$  se mantiene aproximadamente constante. En el segundo caso (suelo predominantemente arenoso), la envolvente de resistencia al corte colapsa, ya sea antes o después de alcanzar el valor de la succión residual.

### 2.2.3.2 Ecuación de resistencia al corte no saturada de Fredlund et al. (1996) no lineal

Varios resultados experimentales respaldan un comportamiento no lineal de la resistencia al corte de los suelos no saturados. De hecho, la no linealidad de la resistencia al corte se asocia al comportamiento no lineal de la SWCC (Fredlund et al. 1996). En consecuencia, Fredlund et al. (1996) propusieron un modelo teórico que relaciona la SWCC con la función de resistencia al corte no saturada. El modelo teórico considera un contenido de agua adimensional definido como un contenido de agua normalizado (ecuación 18).

$$\Theta_{n_F} = \frac{\theta_w}{\theta_{sat}} \quad (18)$$

donde

$\Theta_{n_F}$  contenido de agua normalizado en el modelo teórico de resistencia al corte de Fredlund et al. (1996)

$\theta_w$  contenido de agua volumétrico para un valor de succión

$\theta_{sat}$  contenido de agua volumétrico saturado

El modelo de Fredlund et al. (1996) define la resistencia al corte de un suelo no saturado más allá de la condición de succión residual. El ángulo de inclinación  $\varphi^b$ , que especifica la resistencia al corte en el plano  $\tau$ -( $u_a$ - $u_w$ ), adquiere la forma de una función no lineal que relaciona el contenido de agua y el ángulo de fricción interno efectivo con el incremento de resistencia al corte debido a la succión del suelo (ecuación 19).

$$\tan \varphi^b = \left( \frac{\theta_w}{\theta_{sat}} \right)^\kappa \tan \varphi' = \Theta_{n_F}^\kappa \tan \varphi' = S_w^\kappa \tan \varphi' \quad (19)$$

donde

$\varphi^b$  resistencia al corte del suelo

$\theta_w$  contenido de agua volumétrico para un valor de succión

$\theta_{sat}$  contenido de agua volumétrico saturado

$\varphi'$  ángulo de fricción efectivo

$\Theta_n$  contenido de agua normalizado

$\kappa$  parámetro de ajuste del material

$S_w$  grado de saturación de agua

De este modo, la resistencia al corte asociada a la succión del suelo ( $\tau_s$ ) se escribe de la forma:

$$\tau_s = (u_a - u_w) \left( \frac{\theta_w}{\theta_{sat}} \right)^\kappa \tan \varphi' = (u_a - u_w) \theta_{nF}^\kappa \tan \varphi' \quad (20)$$

donde

$\tau_s$	resistencia al corte del suelo correspondiente a la succión
$(u_a - u_w)$	succión mátrica del suelo
$\theta_w$	contenido de agua volumétrico para un valor de succión
$\theta_{sat}$	contenido de agua volumétrico saturado
$\varphi'$	ángulo de fricción efectivo
$\theta_{nF}$	contenido de agua normalizado
$\kappa$	parámetro de ajuste del material

Las ecuaciones 19 y 20 involucran un parámetro de ajuste  $\kappa$  que depende del tipo de material. Garven y Vanapalli (2006) presentaron una relación empírica entre el parámetro  $\kappa$  y el índice de plasticidad del suelo ( $I_p$ ). La ecuación 21 representa su relación empírica y la Fig 2.8 muestra el ajuste de los datos experimentales obtenidos por Garven y Vanapalli (2006).

$$\kappa = -0.0016(I_p)^2 + 0.0975(I_p) + 1 \quad (21)$$

donde

$\kappa$	parámetro de ajuste en la definición de la resistencia al corte no saturada con el modelo de Fredlund <i>et al.</i> (1996)
$I_p$	índice de plasticidad del suelo

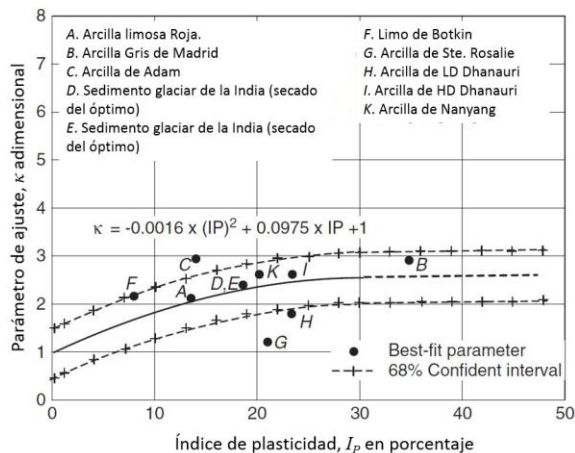


Fig 2.8 Relación entre el parámetro  $\kappa$  con el índice de plasticidad para suelos en estado natural y estáticamente compactados (Garven y Vanapalli, 2006)

### 2.2.3.3 Ecuación de resistencia al corte no saturada de Vanapalli *et al.* (1996)

Vanapalli *et al.* (1996) propusieron una ecuación de resistencia al corte no saturada que involucra la normalización de la SWCC. Dicha normalización se realiza desde la condición

saturada de la SWCC, hasta su condición residual. La relación teórica propuesta por Vanapalli *et al.* (1996) tiene la forma:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \left( \frac{\theta_w - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \right) \tan \varphi' \quad (22)$$

donde

$\tau$	esfuerzo cortante
$c'$	cohesión efectiva del suelo
$(\sigma - u_a)$	esfuerzo neto
$\varphi'$	ángulo de fricción interna efectivo
$(u_a - u_w)$	succión mátrica
$\theta_w$	contenido de agua volumétrico para un valor de succión
$\theta_{res}$	contenido de agua volumétrico residual
$\theta_{sat}$	contenido de agua volumétrico saturado

De la ecuación 22, la relación entre los contenidos de agua residuales y saturados representa el contenido de agua normalizado ( $\Theta_{nv}$ ), es decir:

$$\Theta_{nv} = \left( \frac{\theta_w - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \right) \quad (23)$$

El contenido de agua normalizado ( $\Theta_{nv}$ ) funge como un factor de reducción para el término de la succión del suelo. Asimismo, el término  $\tan \varphi^b$ , que describe el incremento de resistencia al corte debido a la succión, se escribe como una función no lineal que depende del contenido de agua normalizado ( $\Theta_n$ ) y el ángulo de fricción interna efectivo ( $\varphi'$ ) como:

$$\tan \varphi^b = \left( \frac{\theta_w - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \right) \tan \varphi' = \Theta_{nv} \tan \varphi' \quad (24)$$

De este modo, la resistencia al corte asociada a la succión del suelo ( $\tau_s$ ) se escribe como:

$$\tau_s = (u_a - u_w) \left( \frac{\theta_w - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \right) \tan \varphi' = (u_a - u_w) \Theta_{nv} \tan \varphi' \quad (25)$$

#### 2.2.3.4 Ecuación de resistencia al corte no saturada de Khalili y Khabbaz (1998)

Khalili y Khabbaz (1998) consideran que la resistencia al corte de un suelo no saturado es igual a la de un suelo saturado, siempre y cuando la succión sea menor que el valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ) (ecuación 26)

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi' \quad (26)$$

donde

$\tau$	esfuerzo cortante
$c'$	cohesión efectiva del suelo
$(\sigma - u_a)$	esfuerzo neto

$\varphi'$  ángulo de fricción interna efectivo  
 $(u_a - u_w)$  succión mátrica

Cuando se sobrepasa el valor de entrada de aire, la influencia de la succión en la resistencia al corte del suelo se reduce por el factor  $\lambda'$ . Así, la ecuación 26 toma la forma:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w)(\lambda') \tan \varphi' \quad (27)$$

De la ecuación 27, el parámetro  $\lambda'$  se define como:

$$\lambda' = \left[ \frac{(u_a - u_w)}{\psi_{aev}} \right]^{-0.55} \quad (28)$$

donde

$\lambda'$  parámetro de ajuste asociado al modelo teórico de resistencia al corte de Khalili y Khabbaz (1998)  
 $(u_a - u_w)$  succión mátrica  
 $\psi_{aev}$  succión correspondiente al valor de entrada de aire del suelo

La Figura Fig 2.9 muestra la representación de  $\lambda'$  contra la succión para dos valores diferentes del valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ). El parámetro de ajuste  $\lambda'$  es igual a uno siempre que no se sobrepase el valor de entrada de aire; después, disminuye sin ninguna influencia de la succión residual ( $\psi_{res}$ ). La reducción de  $\lambda'$  depende únicamente del valor de entrada de aire y de la respuesta al exponente -0.55. Cabe destacar que, el modelo de Khalili y Khabbaz (1998) considera que la succión proporciona sólo incrementos positivos en la resistencia al corte del suelo.

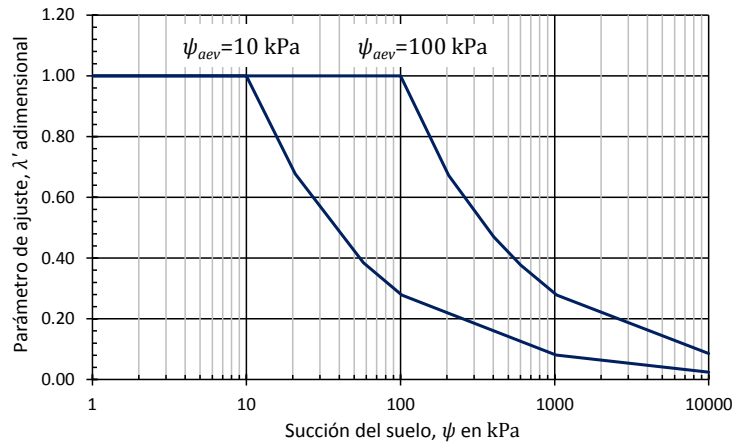


Fig 2.9 Parámetro  $\lambda'$  del modelo teórico de Khalili y Khabbaz (1998) para la estimación de la resistencia al corte no saturada correspondiente a los valores de entrada de aire de 10 y 100 kPa (Fredlund et al. 2012)

### 2.2.3.5 Ecuación de resistencia al corte no saturada de Bao et al. (1998)

Bao et al. (1998) establecieron que la resistencia al corte de un suelo no saturado, con succión menor que el valor de entrada de aire, está dada por:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi' \quad (29)$$

donde

- $\tau$  resistencia al corte del suelo
- $c'$  cohesión efectiva del suelo
- $(\sigma - u_a)$  esfuerzo neto
- $\varphi'$  ángulo de fricción interna efectivo
- $(u_a - u_w)$  succión mátrica

Cuando la succión es mayor que el valor de entrada de aire, la componente de succión en la ecuación 29 se reduce al considerar la variable  $\zeta$ . De este modo, la ecuación 29 se convierte en:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w)(\zeta) \tan \varphi' \quad (30)$$

De la ecuación 30, la variable  $\zeta$  se expresa como:

$$\zeta = \frac{\log(u_a - u_w)_{res} - \log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_{res} - \log(u_a - u_w)_{aev}} = \frac{\log \psi_{res} - \log \psi}{\log \psi_{res} - \log \psi_{aev}} \quad (31)$$

donde

- $\zeta$  parámetro de ajuste asociado al modelo teórico de resistencia al corte de Bao *et al.* (1998)
- $(u_a - u_w)_r$  succión residual
- $(u_a - u_w)$  succión mátrica
- $(u_a - u_w)_b$  succión correspondiente al valor de entrada de aire del suelo

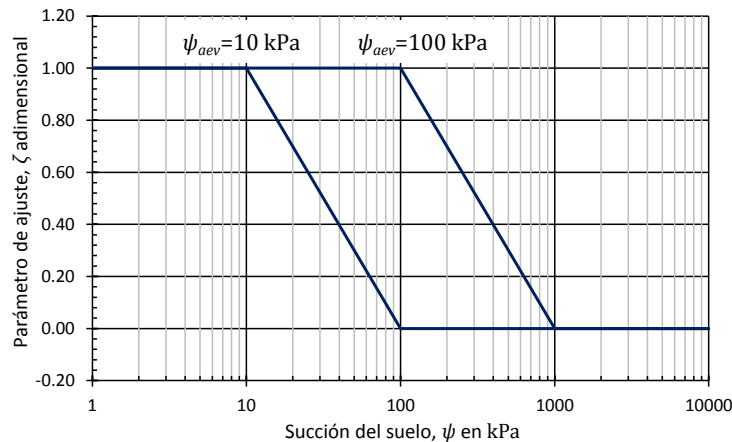


Fig 2.10 Parámetro  $\zeta$  del modelo teórico de Bao *et al.* (1998) para la estimación de la resistencia al corte no saturada correspondiente a los valores de entrada de aire de 10 y 100 kPa (Fredlund *et al.* 2012)

La Fig 2.10 muestra la representación de  $\zeta$  contra la succión para dos valores distintos del valor de entrada de aire. El parámetro de ajuste  $\zeta$  se mantiene constante con valor de uno hasta el valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ), después, disminuye a cero al llegar al valor de

succión residual ( $\psi_{res}$ ). A diferencia del modelo de Khalili y Khabbaz (1998), el modelo teórico de Bao *et al.* (1998) considera que la resistencia al corte no saturada se normaliza entre el valor de entrada de aire y la succión residual. También, establece que la resistencia al corte se mantiene constante para valores mayores que la succión residual.

### 2.3 Método general de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes

El método general de equilibrio límite (*General Limit Equilibrium Method – GLE*), fue desarrollado en 1970 por D. G. Fredlund en la Universidad de Saskatchewan (Fredlund y Krahn, 1977; Fredlund *et al.* 1981). El método se basa en el análisis de dos ecuaciones generales que rigen el factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos.

El método *GLE* proporciona una teoría general para el análisis de estabilidad de taludes. Los métodos como Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer... se consideran casos especiales dentro del método *GLE*. Los elementos de la estática, empleados para determinar el factor de seguridad son la sumatoria de fuerzas horizontales y verticales, y la sumatoria de momentos (Fredlund *et al.* 1981). Estos requerimientos complican la solución del método *GLE* convirtiéndolo en un problema indeterminado (Morgenstern y Price, 1965; Spencer, 1967). La geometría, en conjunto con el criterio de falla, y asumir la dirección y magnitud de las fuerzas entre dovelas, son requerimientos para que el método *GLE* se convierta en un problema determinado (Fredlund y Krahn, 1977).

En términos generales, el análisis de estabilidad de taludes con el método *GLE* consiste en subdividir la masa del suelo en dovelas delimitadas por la superficie de falla y la superficie del terreno. El corte de una dovela con superficie de falla circular y las fuerzas actuantes en ella se muestra en la Fig 2.11.

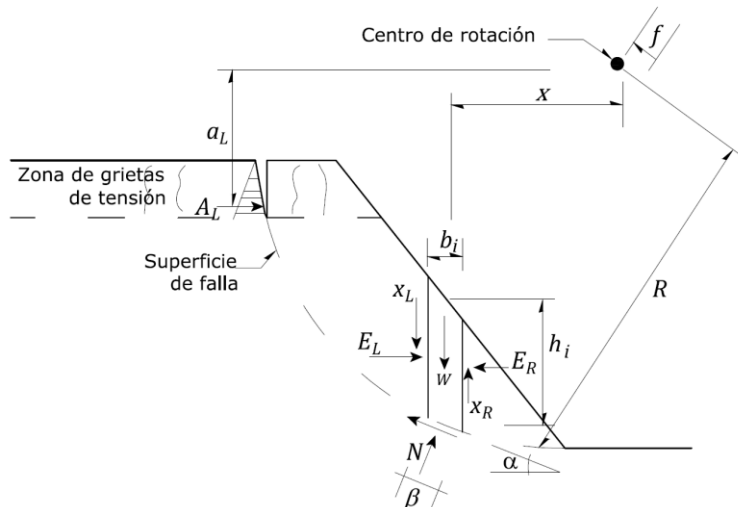


Fig 2.11 Fuerzas actuantes en una dovela con superficie de falla circular (modificado de Fredlund y Rahardjo, 1993)

Las variables indicadas en la Fig 2.11 se definen como:

$W$	peso de la dovela de ancho $b_i$ y altura $h_i$
$N$	fuerza normal en la base de la dovela
$S_m$	fuerza cortante en la base de la dovela
$E$	fuerza horizontal normal entre dovelas ( $L$ y $R$ designan el lado izquierdo o derecho de la dovela)
$X$	fuerza cortante entre dovelas ( $L$ y $R$ designan el lado izquierdo o derecho de la dovela)
$R$	radio de la superficie circular de falla asociada con la fuerza cortante $S_m$
$f$	distancia perpendicular de la fuerza normal desde centro de rotación
$x$	distancia horizontal del centro de cada dovela al centro de rotación
$h_i$	distancia vertical del centro de la base de cada dovela a la superficie del terreno
$\alpha$	ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal (cuando el ángulo se inclina en la misma dirección de la geometría del talud, $\alpha$ es positivo y viceversa)
$A$	resultante de la fuerza externa que produce el agua ( $L$ y $R$ designa el lado izquierdo o derecho)
$a$	distancia perpendicular de la resultante de la fuerza del agua al centro de rotación o al centro de momentos ( $L$ y $R$ designa el lado izquierdo o derecho)
$\beta$	longitud de la base de la dovela

### 2.3.1 Ecuación de la fuerza cortante

La fuerza cortante que actúa en la base de cada dovela se escribe a partir de la ecuación de resistencia al corte para un suelo no saturado como (Fredlund y Rahardjo, 1993):

$$S_m = \frac{\beta}{FS} [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b] \quad (32)$$

donde

$\sigma_n$	esfuerzo normal total en la base de la dovela
$FS$	factor de seguridad definido como el factor para el cual los parámetros de resistencia al corte deben reducirse para llevar la masa de suelo a un estado de equilibrio límite a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta

Si el término de la succión mátrica en la ecuación 32, se considera únicamente como parte de la cohesión del suelo; es decir, que la succión se visualice como un incremento de la cohesión; las ecuaciones convencionales del factor de seguridad no tienen que replantearse. La fuerza cortante en la base de cada dovela, aceptando que la cohesión total es:  $c' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b$ , adopta la forma:

$$S_m = \frac{\beta}{FS} [c + (\sigma_n - u_a) \tan \varphi'] \quad (33)$$

La ecuación 33 tiene la ventaja de que la ecuación para la fuerza cortante mantiene su forma convencional. La única diferencia está en el modelo constitutivo que describe el efecto de la succión.



### 2.3.2 Ecuación de la fuerza normal

La fuerza normal  $N$  en la base de la dovela se determina por la sumatoria de fuerzas en la dirección vertical como:

$$W - (X_R - X_L) - S_m \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 \quad (34)$$

Sustituyendo la ecuación 32 en la ecuación 34, y reemplazando el término  $\sigma_n \beta$  por  $N$ , se llega a la ecuación de la fuerza normal:

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{FS} + u_a \frac{\beta \sin \alpha}{FS} (\tan \varphi' - \tan \varphi^b) + u_w \frac{\beta \sin \alpha}{FS} (\tan \varphi^b)}{m_\alpha} \quad (35)$$

donde

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \varphi'}{FS} \quad (36)$$

Los términos  $X_L$  y  $X_R$  representan la función que describe la interacción de la fuerza cortante vertical entre dovelas (sección 2.3.5).

### 2.3.3 Factor de seguridad con respecto al equilibrio de momentos

El equilibrio de momentos se satisface con respecto a un punto arbitrario sobre la porción central de la superficie de deslizamiento. En el caso de una superficie de falla circular, el centro de rotación es un punto para el análisis de equilibrio. La ecuación para alcanzar el equilibrio de momentos se plantea como:

$$A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf - \sum S_m R = 0 \quad (37)$$

Sustituyendo la ecuación 32 en la ecuación 37, y considerando  $\sigma_n \beta$  como  $N$ ; la ecuación del factor de seguridad para el equilibrio de momentos resulta:

$$FS_m = \frac{\sum \left\{ c' \beta R + \left[ N - u_w \beta \left( \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'} \right) - u_a \beta \left( 1 - \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'} \right) \right] R \tan \varphi' \right\}}{A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf} \quad (38)$$

### 2.3.4 Factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas

El factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas deriva de la sumatoria de fuerzas horizontales en cada dovela, y se expresa como:

$$-A_L + \sum S_m \cos \alpha - \sum N \sin \alpha = 0 \quad (39)$$

Las fuerzas normales  $E_L$  y  $E_R$  actuando en cada dovela se cancelan cuando se suman a la masa total de deslizamiento. Sustituyendo la ecuación 32 en la ecuación 39 y considerando  $\sigma_n \beta$  como  $N$  se llega a la ecuación del factor de seguridad para el equilibrio de fuerzas:

$$FS_f = \frac{\sum \left\{ c' \beta \cos \alpha + \left[ N - u_w \beta \left( \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'} \right) - u_a \beta \left( 1 - \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'} \right) \right] \tan \varphi' \cos \alpha \right\}}{A_L + \sum N \sin \alpha} \quad (40)$$

### 2.3.5 Funciones de fuerzas entre dovelas

Las fuerzas normales entre dovelas,  $E_L$  y  $E_R$ , se determinan a partir de la sumatoria de fuerzas como:

$$E_R - E_L = N \cos \alpha \tan \alpha - S_m \cos \alpha \quad (41)$$

Despejando  $N \cos \alpha$  de la ecuación 41 y sustituyendo en la ecuación 34 se obtiene:

$$E_R = E_L + [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha - \frac{S_m}{\cos \alpha} \quad (42)$$

La ecuación 42 determina la fuerza normal entre dovelas integrando desde el extremo izquierdo al derecho del talud. Asimismo, esta ecuación plantea que la fuerza cortante ( $X$ ) se relaciona con la fuerza normal ( $E$ ) a partir de la función (Morgenstern y Price, 1965):

$$X = \lambda f(x) E \quad (43)$$

donde

$f(x)$  función que describe la forma en cómo varía la relación  $X/E$  a lo largo de la superficie de deslizamiento

$\lambda$  constante que representa el porcentaje de la función,  $f(x)$ , usada para resolver las ecuaciones del factor de seguridad

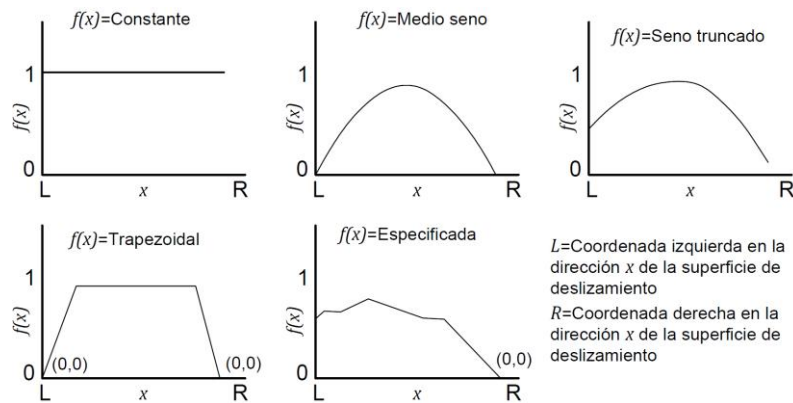


Fig 2.12 Representación de funciones de fuerzas entre dovelas (Fredlund y Rahardjo, 1993)

Algunas de las funciones que se usan para el análisis de estabilidad de taludes se ilustran en la Fig 2.12. Básicamente, se puede considerar cualquier forma de función en el análisis, sin embargo, una función irreal puede resultar en problemas de convergencia en la solución de las ecuaciones para el factor de seguridad (Ching y Fredlund, 1983). Morgenstern y Price (1965) sugirieron que la función entre dovelas debe relacionarse con los esfuerzos cortantes y normales en las dovelas de la masa de suelo.

### 3. EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES NO SATURADAS DEL SUELO EN LOS ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA

El análisis numérico del flujo de agua en un medio saturado-no saturado es complejo. Su dificultad depende de las variables que se consideren en el análisis; por ejemplo: propiedades saturadas y no saturadas del suelo, condiciones climatológicas, efecto de histéresis en las propiedades del material, etc. Estas situaciones dificultan el cálculo debido a las condiciones de frontera, leyes constitutivas y criterios de convergencia que se deben satisfacer.

En el caso particular del flujo de agua no saturado, los parámetros de ajuste ( $a$ ,  $n$  y  $m$ ) de la curva característica suelo-agua (SWCC), influyen en los resultados del análisis numérico. La magnitud de cada parámetro de ajuste rige el tipo de material, así como las condiciones de saturación, permeabilidad, resistencia al corte y cambio de volumen del suelo.

En la ingeniería práctica, cuando se presenta un flujo saturado-no saturado, es común asignar datos arbitrarios; principalmente porque se desconoce la influencia que tienen las propiedades no saturadas del suelo. En este capítulo, se presentan ejemplos ilustrativos que muestran la influencia de los parámetros de ajuste de la SWCC en el análisis de flujo de agua en suelos. Los resultados establecen los aspectos más relevantes y la implicación que tienen en estos problemas.

#### 3.1 Análisis paramétrico de la curva característica suelo-agua y función de conductividad hidráulica

Los análisis paramétricos presentados en esta sección se basan en los parámetros de ajuste de la curva característica suelo-agua (SWCC). Se emplea el modelo de Fredlund y Xing (1994) para establecer una curva característica completa en un intervalo de succiones de 0.01 kPa a 1 000 000 kPa. También, se aplica el modelo de Fredlund *et al.* (1994) para la definición de la función de conductividad hidráulica no saturada del material.

Se establecen tres análisis paramétricos en la definición de la SWCC y función de conductividad hidráulica no saturada. Cada análisis supone la variación de un parámetro de ajuste (ya sea  $a_f$ ,  $n_f$  o  $m_f$ ), mientras los otros dos se mantienen constantes. En el primer caso (Fig 3.1a), la magnitud de  $a_f$  varía de 1 kPa a 1 000 kPa. En el segundo (Fig 3.1b), el parámetro  $n_f$  varía de 0.5 a 4.0; y en el tercero (Fig 3.1c),  $m_f$  varía de 0.1 a 2.0. Estos intervalos se establecen de acuerdo con referencias encontradas en la literatura especializada.

La Fig 3.1a muestra la influencia de  $a_f$  en la definición de la curva característica y función de conductividad hidráulica. El parámetro de ajuste  $a_f$  rige la posición lateral de la SWCC y función de conductividad hidráulica en el eje de succiones. Cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  tiende a valores pequeños, el valor de entrada de aire se reduce; y en consecuencia, la desaturación del suelo se logra con pequeños incrementos de succión. Cuando el

parámetro de ajuste  $a_f$  tiende a valores altos, el valor de entrada de aire del suelo se incrementa, por lo tanto, se requieren altas succiones para que el suelo inicie su proceso de desaturación.

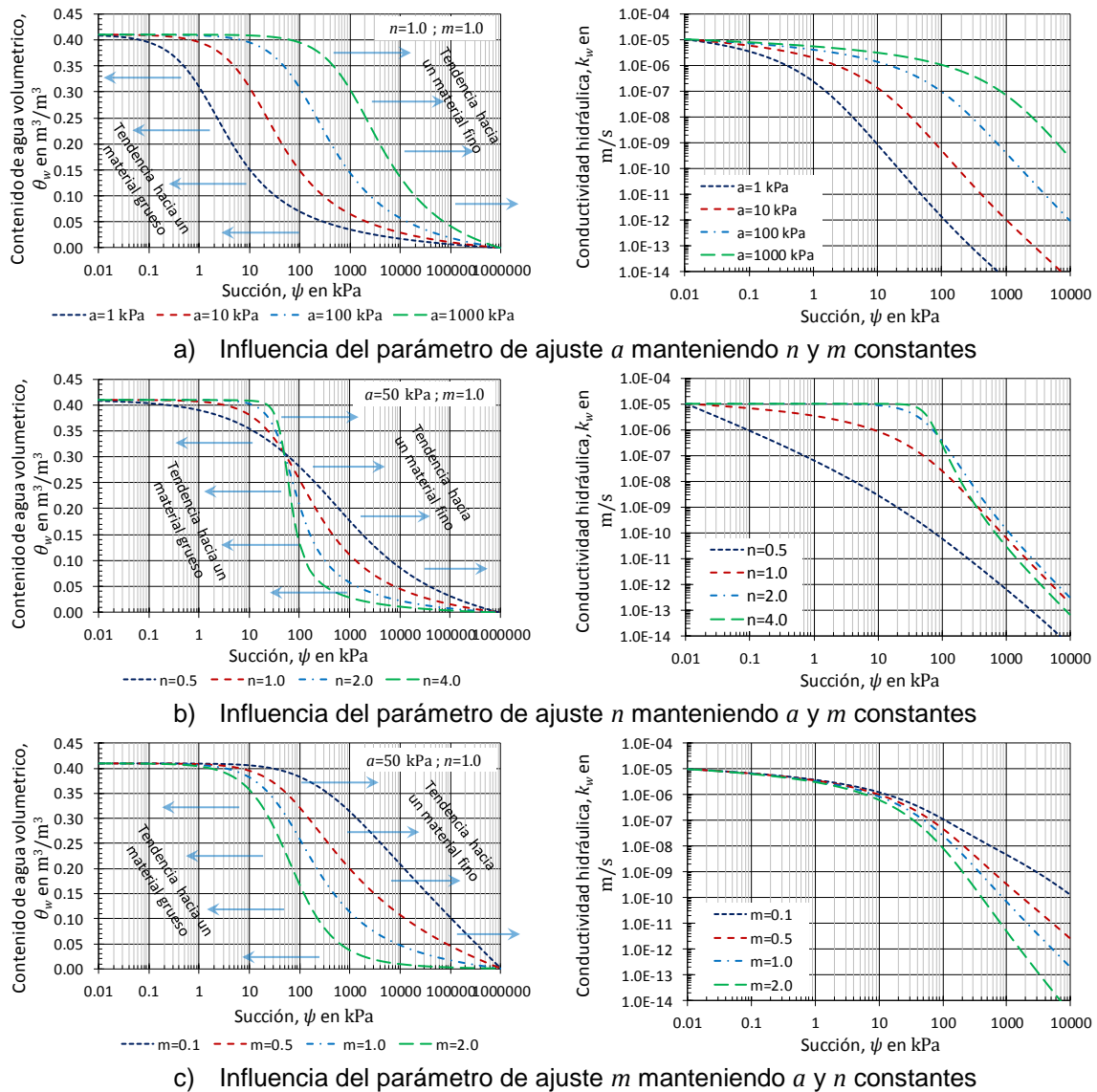


Fig 3.1 Influencia de los parámetros de ajuste en la definición de la SWCC y la función de conductividad hidráulica.

El parámetro de ajuste  $a_f$  modifica la función de conductividad hidráulica no saturada, principalmente porque suele determinarse a partir de la SWCC. De hecho, cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  es pequeño, la conductividad hidráulica no saturada se reduce. En cambio, cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  es grande, la conductividad hidráulica no saturada se incrementa. Esta condición se debe al contenido de agua que representa cada SWCC. Por ejemplo, al considerar una succión de 10 kPa, el contenido de agua en la SWCC con  $a_f=1$  kPa, es aproximadamente de  $0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ; mientras que, para el mismo valor de succión, el contenido de agua en la SWCC con  $a_f=1000$  kPa, es  $0.41 \text{ m}^3/\text{m}^3$ . Por lo tanto, y debido al mayor contenido de agua descrito por esta última (SWCC con  $a_f=1000$  kPa); las trayectorias

de flujo se reducen y la conductividad hidráulica no saturada aumenta. En contraparte, para la SWCC con  $a_f=1$  kPa, el contenido de agua es menor y las trayectorias de flujo se incrementan; por tanto, la conductividad hidráulica no saturada se reduce.

La Fig 3.1b muestra la influencia de  $n_f$  en la definición de la SWCC y función de conductividad hidráulica no saturada. Valores mayores de  $n_f$  representan materiales que se desaturan y reducen su conductividad hidráulica no saturada rápidamente (gruesos); por lo tanto, la reducción de la conductividad hidráulica no saturada del material es repentina. Cuando los valores de  $n_f$  tienden a ser pequeños, la desaturación del material y la reducción de la conductividad hidráulica no saturada son lentas. Este último caso, representa materiales con partículas mayormente finas.

En la Fig 3.1c se observa la influencia de  $m_f$  en la definición de la SWCC y función de conductividad hidráulica no saturada. El parámetro de ajuste  $m_f$  modifica la pendiente de desaturación  $n_f$  y el valor de entrada de aire del suelo. Sin embargo, la influencia de  $m_f$  en la función de conductividad hidráulica no saturada, no es muy significativa.

En términos generales, los parámetros de ajuste de la SWCC se relacionan con el tipo de material. Una asignación arbitraria de estos parámetros de ajuste modifica las propiedades y características hidráulicas del suelo.

### 3.2 Análisis paramétrico del flujo de agua en condiciones establecidas

Las curvas características suelo-agua y funciones de conductividad hidráulica definidas en la sección anterior, adquieren distintas formas al variar sus parámetros de ajuste. Estas funciones se evalúan en un análisis de flujo de agua para establecer la influencia que tienen en los resultados de principal interés: gasto de infiltración, grado de saturación, cargas hidráulicas y presiones de poro de agua. La sección de análisis es un terraplén con altura y ancho de corona de 10 m. La inclinación de los taludes tienen una relación 2:1 (Fig 3.2).

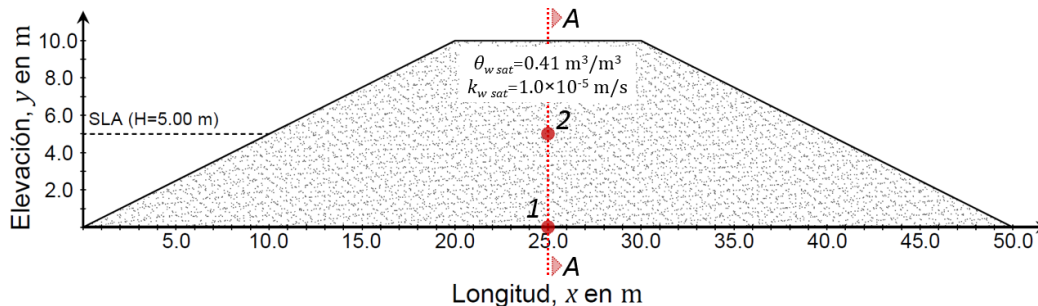


Fig 3.2 Sección transversal del terraplén homogéneo analizado

El análisis de flujo de agua se realiza con el programa Seep/W (Geo-Slope International, 1991-2015) que se fundamenta en el método del elemento finito y que da solución a la ecuación de Richards (1931). Se considera una malla triangular no estructurada de 685 nodos y 1 228 elementos. El tirante de agua, aguas arriba, se representa por una frontera con carga hidráulica total de 5.0 m. Aguas abajo se considera una superficie libre denominada *superficie potencial de flujo*. La base del terraplén se supone impermeable.

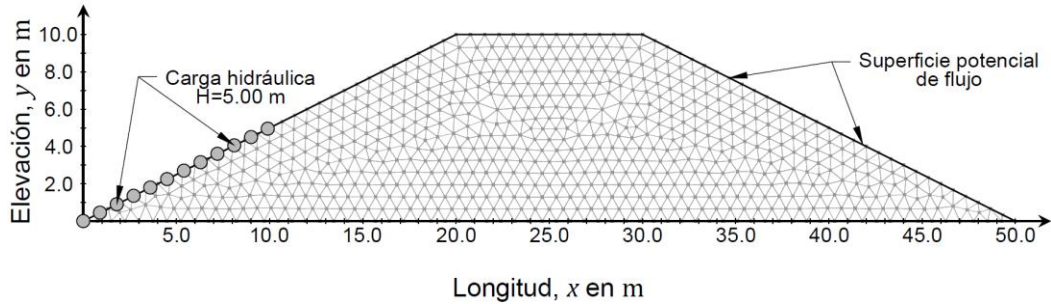


Fig 3.3 Malla de elementos finitos y condiciones de frontera

### 3.2.1 Evaluación de los gastos de infiltración

La Fig 3.4 muestra los gastos de infiltración a lo largo de la sección A-A. Los resultados indican que el gasto de infiltración en el terraplén es proporcional a la magnitud del parámetro de ajuste  $a_f$  de la SWCC (Fig 3.4a). El incremento del gasto con respecto al parámetro de ajuste  $a_f$ , se debe principalmente a la distribución de los contenidos de agua que se obtiene con cada curva característica.

Al considerar como variable de interés el parámetro de ajuste  $n_f$ , se observa que el incremento en su magnitud proporciona un mayor gasto en la sección del terraplén; mientras que una reducción de  $n_f$ , disminuye los volúmenes de agua que circulan a través del mismo (Fig 3.4b). Comparando con el caso de análisis anterior, en el que se considera el parámetro de ajuste  $a_f$ , las variaciones observadas en el análisis parecen ser más evidentes al considerar el parámetro de ajuste  $n_f$ . Este último resulta el parámetro de ajuste más representativo en la variación de los gastos que circulan a través del terraplén.

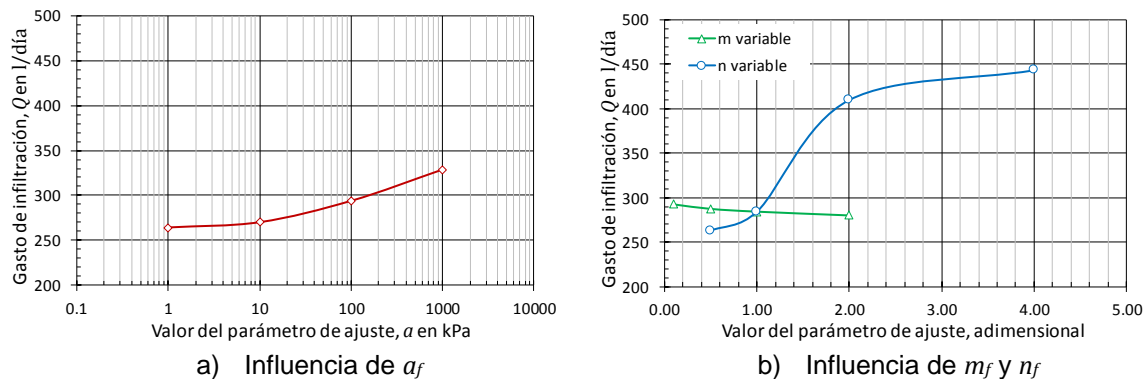


Fig 3.4 Influencia de los parámetros de ajuste de las funciones hidráulicas no saturadas en los gastos de infiltración (sección A-A).

La Fig 3.4b muestra que la variación de los gastos de infiltración, debido al parámetro de ajuste  $m_f$ , es mínima. Esta condición se debe a que  $m_f$  caracteriza la zona residual de la SWCC. Por lo tanto, un análisis de flujo en términos residuales no es representativo, principalmente porque en esta condición el agua contenida el suelo se mantiene como pequeños meniscos atrapados entre los contactos de las partículas del suelo.

### 3.2.2 Evaluación de los grados de saturación

En la Fig 3.5 se presentan los perfiles de saturación a lo largo de la sección A-A del terraplén. El parámetro de ajuste  $a_f$  tiene mayor influencia en la distribución del grado de saturación de agua. El incremento de  $a_f$  ocasiona que la sección del terraplén se mantenga cerca de su condición saturada. No obstante, la reducción del parámetro de ajuste  $a_f$ , disminuye drásticamente el grado de saturación del terraplén.

La influencia de  $n_f$  en los grados de saturación muestra una variación menor con respecto a las observaciones realizadas al parámetro de ajuste  $a_f$ . Valores mayores de  $n_f$  provocan que el grado de saturación de agua se reduzca gradualmente; por el contrario, cuando  $n_f$  disminuye, el grado de saturación tiende a un valor aproximadamente constante.

En el caso de  $m_f$ , los resultados indican que el incremento de  $m_f$  reduce el grado de saturación del terraplén. Valores menores de  $m_f$  provocan que el grado de saturación del terraplén se mantenga cerca de la saturación con valor constante. Esta condición se atribuye a que la variación de  $m_f$  modifica tanto el valor de entrada de aire, como la pendiente de desaturación. De hecho, la variación del grado de saturación al considerar el parámetro de ajuste  $m_f$  es consecuencia de la alteración en los valores de  $n_f$  y  $a_f$ .

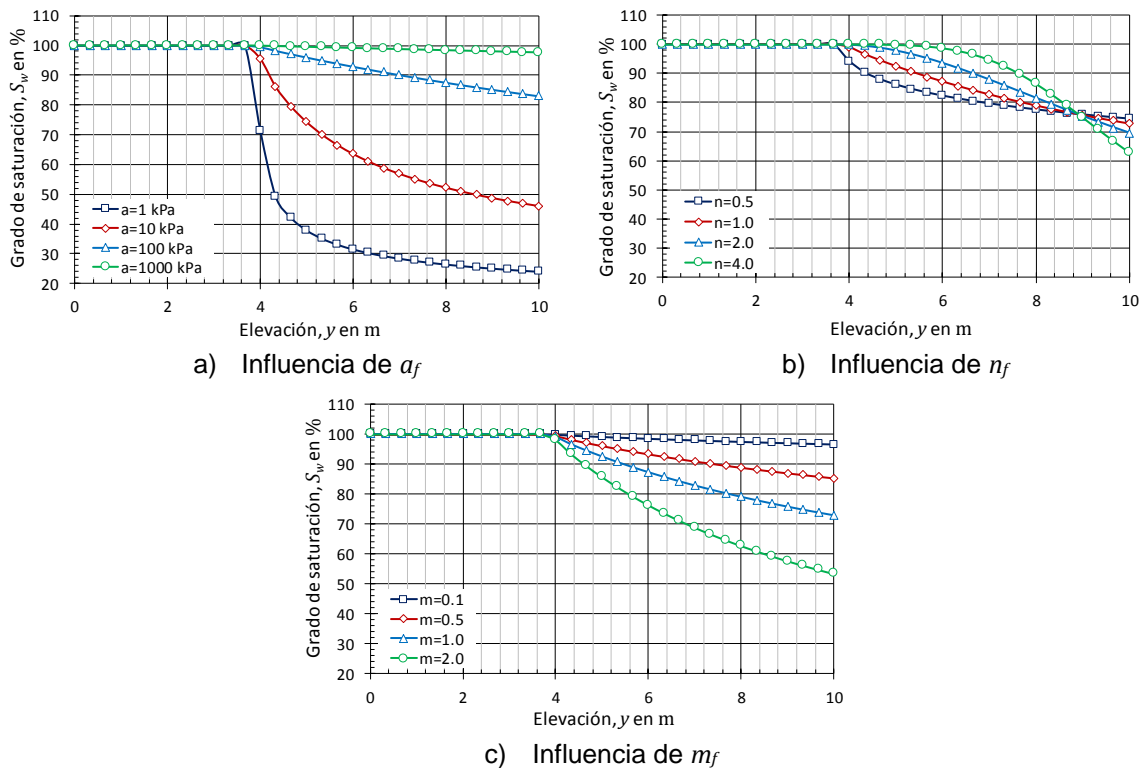


Fig 3.5 Influencia de los parámetros de ajuste de la SWCC en el grado de saturación de agua (sección A-A).

### 3.2.3 Evaluación de las cargas hidráulicas

La Fig 3.6 muestra la influencia de los parámetros de ajuste en la distribución de cargas hidráulicas en el punto 1 de la Fig 3.2. En este caso, los resultados muestran que la

distribución de cargas hidráulicas no se afecta por la variación de los parámetros de ajuste de la SWCC.

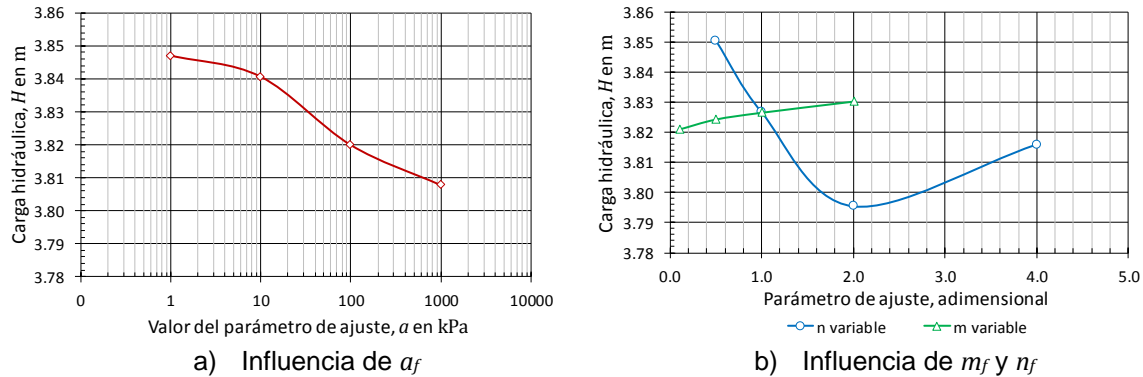


Fig 3.6 Influencia de los parámetros de ajuste de la SWCC en la distribución de cargas hidráulicas (punto 1 de la Fig 3.2).

### 3.2.4 Evaluación de las presiones de poro

La Fig 3.7 muestra la presión de poro calculada en el punto 1 de la Fig 3.2. Como sucede en el caso anterior (cargas hidráulicas), la presión de poro de agua no se afecta por la variación de los parámetros de ajuste de la SWCC.

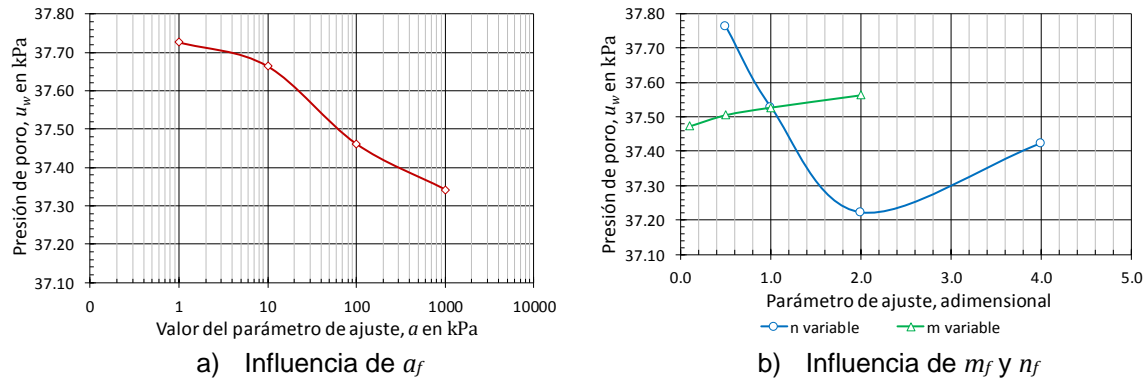


Fig 3.7 Influencia de los parámetros de la SWCC en la distribución de las presiones de poro de agua (punto 1 de la Fig 3.2).

## 3.3 Evaluación y comparación de modelos para estimar la curva característica suelo-agua en los análisis de flujo de agua

El enfoque principal de esta sección es evaluar un análisis de flujo de agua que involucre distintos procedimientos para estimar la curva característica suelo-agua (SWCC). En este caso, se considera información experimental de un material típico o de referencia que permite comparar con los diferentes modelos de estimación empleados en este trabajo.

Los análisis se llevan a cabo considerando los criterios siguientes:

- Se consideran datos experimentales que relacionan el contenido de agua del suelo con la succión (SWCC).



- Se realiza una comparación entre diferentes modelos de estimación respecto a los ajustes experimentales.
- Se desprecian las propiedades no saturadas del material asumiendo funciones constantes representativas de una condición saturada.

### 3.3.1 Propiedades del material de referencia

Los datos experimentales se obtienen de la base de datos SoilVision Database (SoilVision LTD, 2009). La Tabla 3.1 indica las relaciones masa-volumen y la conductividad hidráulica saturada del material de referencia. La Fig 3.8 muestra la granulometría del material. Estas propiedades son fundamentales para la estimación de las funciones hidráulicas no saturadas del material, las cuales, se definen en los párrafos posteriores.

Tabla 3.1 Relaciones masa-volumen y conductividad hidráulica del material asumido en los cálculos

Variable	Valor
Densidad de sólidos $S_s$ (adimensional)	2.65
Relación de vacíos $e$ (adimensional)	0.70
Contenido de agua volumétrico $\theta_w$ ( $m^3/m^3$ )	0.41
Permeabilidad saturada $k_{w,sat}$ (m/s)	$1.0 \times 10^{-5}$

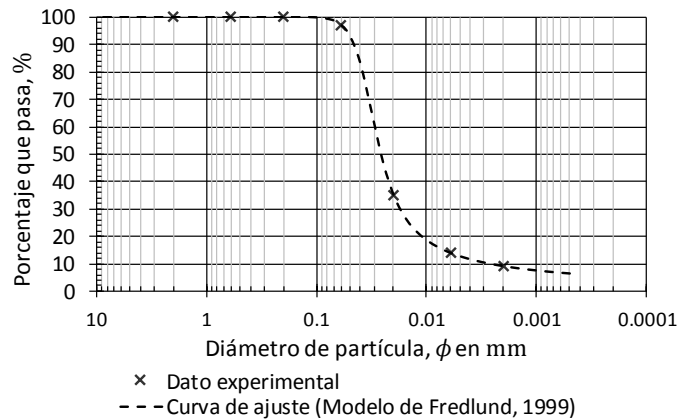


Fig 3.8 Granulometría del material asumido en los cálculos.

La Fig 3.9 muestra los datos experimentales que definen la relación entre el contenido de agua del suelo y la succión. Los datos de laboratorio se ajustaron con el modelo de Fredlund y Xing (1994) para definir un intervalo completo de succiones (0.01 kPa – 1 000 000 kPa). Los parámetros de ajuste  $a_f$ ,  $n_f$  y  $m_f$  del modelo de Fredlund y Xing (1994) que representa la SWCC experimental (Fig 3.9) son:  $a_f=40.917$  kPa,  $n_f=0.919$ ,  $m_f=1.140$  y  $h_r=868.078$  kPa.

La función de conductividad hidráulica se define a partir de la SWCC con el modelo de Fredlund *et al.* (1994). La definición de la función de conductividad contempla un intervalo de succiones de 0.01 kPa a 1 000 kPa, siendo la conductividad hidráulica mínima esperada de  $1.0 \times 10^{-11}$  m/s.

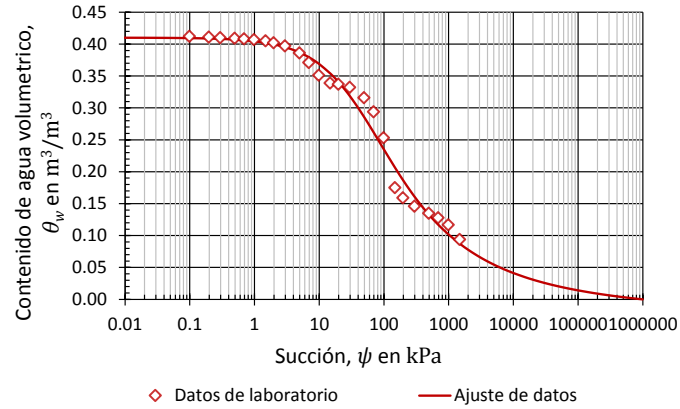


Fig 3.9 Datos experimentales y ajuste de la SWCC con el modelo de Fredlund y Xing (1994).

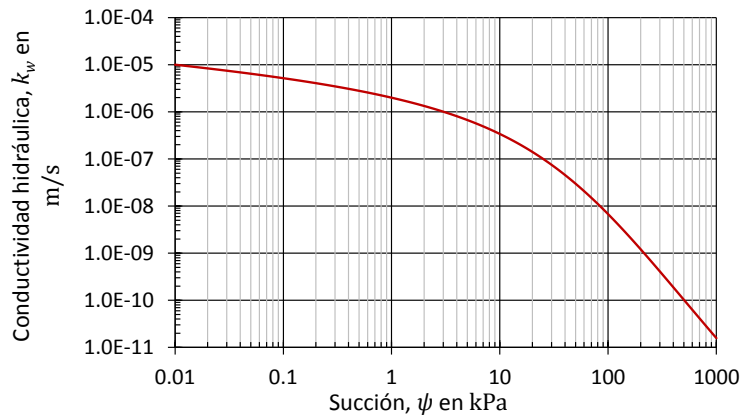


Fig 3.10 Función de conductividad hidráulica estimada con el modelo de Fredlund *et al.* (1994).

### 3.3.2 Estimación y ajuste de las propiedades no saturadas del material de referencia

A partir de las propiedades índice definidas en la sección anterior, se aplican los modelos de Arya y Paris (1981), Scheinost *et al.* (1997), Fredlund y Wilson (1999) y Aubertin *et al.* (2003) que permiten establecer las SWCC estimadas; no obstante, debido a la dispersión y limitación de los datos estimados, se aplica el modelo de ajuste de Fredlund y Xing (1994) para definir una SWCC completa. En la Fig 3.11 se indican las SWCC definidas a partir de los datos de laboratorio y los modelos de estimación.

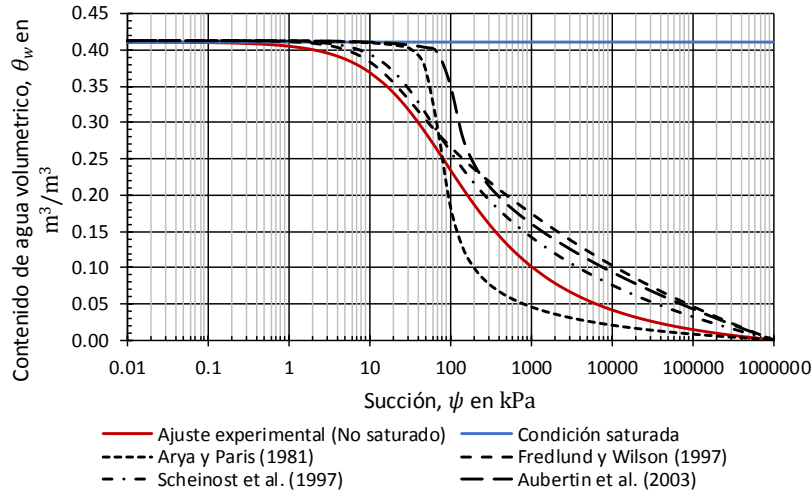


Fig 3.11 Curvas características para los análisis en la sección de un terraplén homogéneo

La definición de la función de conductividad hidráulica se realiza con el modelo de Fredlund *et al.* (1994) (Fig 3.12). Estas funciones se estiman a partir de los ajustes de las SWCC obtenidas con los modelos de estimación y datos experimentales.

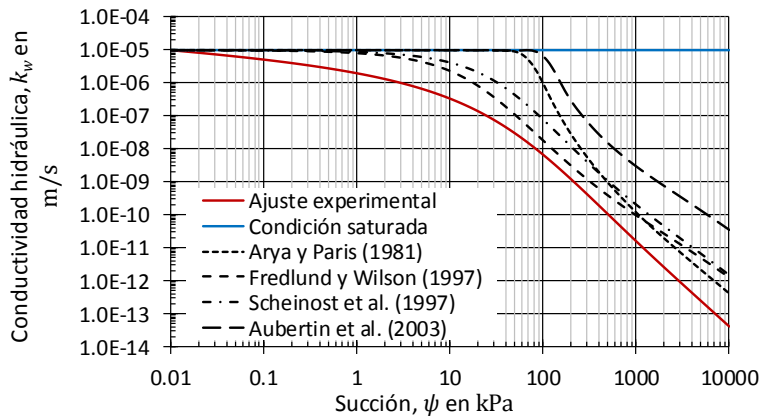


Fig 3.12 Funciones de conductividad hidráulica para los análisis en la sección de un terraplén homogéneo.

### 3.3.3 Análisis de flujo de agua en condiciones establecidas

#### 3.3.3.1 Geometría y condiciones de análisis

La sección del terraplén analizado tiene una altura de 10.0 m. El ancho de la corona es de 10.0 m. Las inclinaciones de los taludes tienen una relación 2:1. El ancho de la base es de 50.0 m (Fig 3.13).

En los cálculos se plantean tres condiciones de carga hidráulica (niveles de agua en el embalse): a)  $H_1=9.0$  m, b)  $H_2=5.0$  m, y c)  $H_3=1.0$  m.  $H_1$  representa la condición en que rige el flujo saturado, mientras que  $H_3$  rige el flujo no saturado, y  $H_2$  representa una condición intermedia (Fig 3.13). La modelación numérica se lleva a cabo con el método del elemento finito (MEF) empleando el programa Seep/W (GeoSlope International, 1991-2015). La Fig

3.14 muestra la malla de elementos finitos (1 228 elementos y 685 nodos) y las condiciones de frontera asumidas en los cálculos.

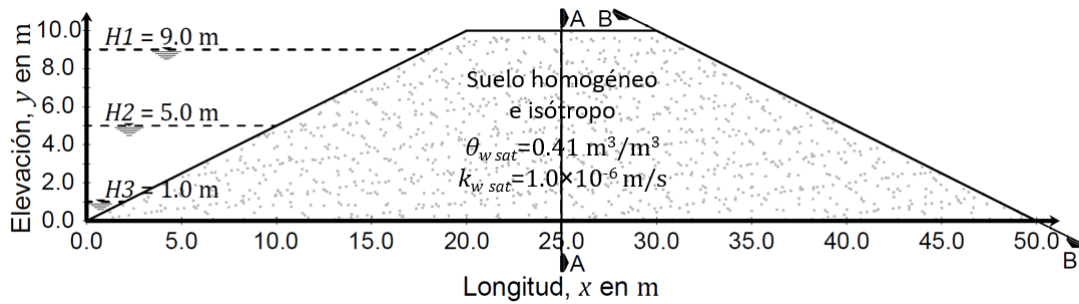


Fig 3.13 Sección del terraplén homogéneo evaluado.

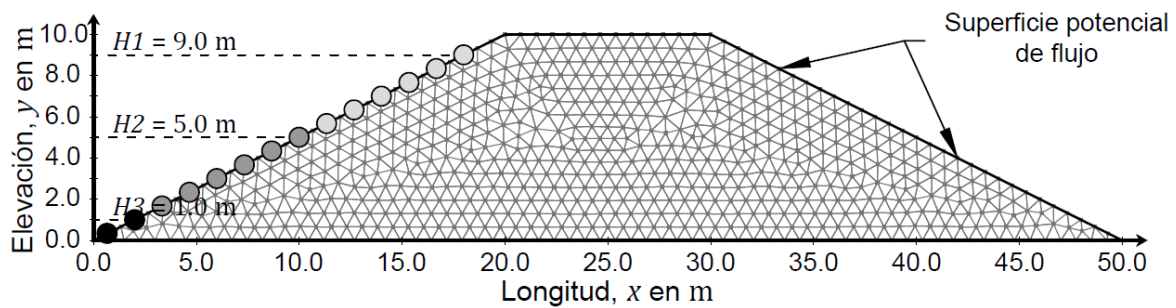


Fig 3.14 Malla de elementos finitos y condiciones de frontera asumidas en los cálculos para el terraplén homogéneo.

### 3.3.3.2 Evaluación de las presiones de poro del agua

La Fig 3.15 muestra la distribución de las presiones de poro del agua calculadas a lo largo de la sección A-A (Fig 3.13) para las diferentes funciones no saturadas (SWCC y función de conductividad hidráulica) consideradas en los cálculos, y los tres niveles de agua evaluados. Como puntos de comparación, se consideran los resultados obtenidos a partir de las funciones definidas por los ajustes experimentales y las funciones que representan la condición saturada del material (funciones constantes). La Fig 3.15 muestra que, independientemente de la condición de flujo que rijan (saturado o no saturado) el análisis, la diferencia en la distribución de las presiones de poro es mínima, es decir, que considerar funciones no saturadas obtenidas a partir de ajustes experimentales o estimadas con modelos proporcionan resultados similares a los obtenidos en análisis que desprecian las funciones no saturadas. Esto es, que la distribución de la presión de poro en una sección homogénea resulta independiente de las funciones del suelo.

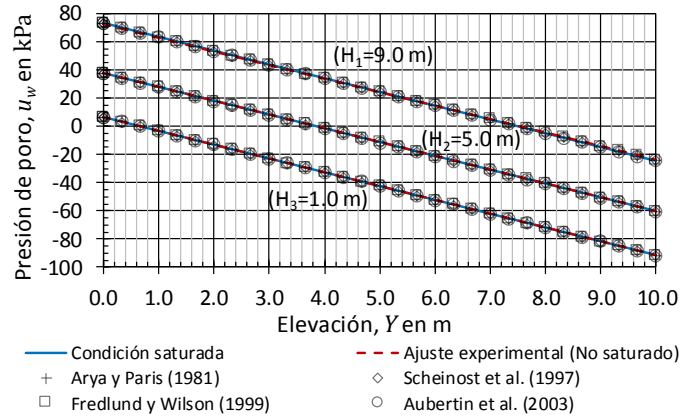


Fig 3.15 Distribución de la presión de poro en la sección A-A de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados.

### 3.3.3.3 Evaluación de los gastos de infiltración

La Fig 3.16 resume los gastos de infiltración calculados a través de la sección homogénea del terraplén evaluado. Los resultados se refieren a los tres criterios de análisis considerados en los cálculos (ajustes experimentales, estimaciones de distintas funciones hidráulicas del suelo, y condiciones saturadas); adicionalmente se utiliza el método de Casagrande (1932) que permite el cálculo del flujo solamente en la zona saturada del suelo.

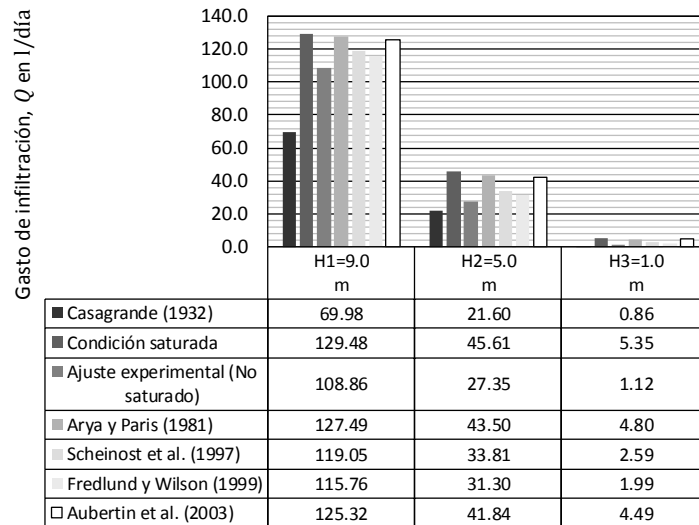


Fig 3.16 Variación de gastos de infiltración a través del terraplén homogéneo para los tres niveles de agua evaluados

La evaluación de los gastos obtenidos, muestra que su estimación depende en gran medida de la condición de flujo que rige el medio estudiado. Es decir, cuando predomina la zona no saturada, definir funciones hidráulicas constantes (que representan una condición saturada), ocasiona una sobrestimación de los gastos de infiltración. Contrariamente, si el sistema se rige por una condición saturada, la omisión de las funciones hidráulicas no tiene una influencia importante en los gastos calculados. Con base en estos resultados, resulta conveniente definir *a priori* la condición de flujo que rige el medio evaluado. Por otra parte, la aplicación de ecuaciones basadas en las teorías clásicas de flujo de agua (método de

Casagrande) que desprecian el flujo no saturado, proporciona resultados con diferencias considerables con respecto a los análisis que sí toman en cuenta el flujo no saturado.

### 3.3.3.4 Evaluación del grado de saturación de agua

La Fig 3.17 ilustra el grado de saturación de agua calculado en el terraplén homogéneo para la condición  $H_2=5.0$  m. En este tipo de análisis, definir las propiedades no saturadas del suelo permite determinar la distribución del contenido de agua arriba de la superficie freática, situación que no es posible cuando se consideran únicamente las propiedades saturadas del suelo. Lo anterior, muestra la importancia de la zona no saturada del suelo en los análisis de flujo de agua, ya que esta zona no saturada modifica el comportamiento y las características de los materiales ubicados en ella.

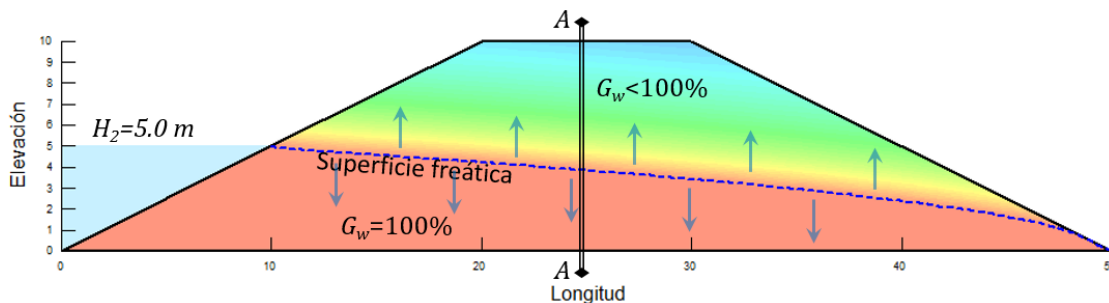


Fig 3.17 Grado de saturación de agua en el terraplén homogéneo para el nivel de agua  $H_2=5.0$  m.

La Fig 3.18 muestra el efecto de las funciones constantes (condición saturada) y funciones de ajuste de datos experimentales sobre el grado de saturación de agua. Evidentemente, una función constante admite que el material siempre se encuentra en condiciones saturadas. En cambio, las funciones no saturadas del suelo permiten establecer la distribución del contenido de agua en la zona no saturada del suelo. Por su parte, los modelos de estimación que definen las propiedades no saturadas del suelo, muestran una mejor aproximación a los valores obtenidos de ajustes experimentales.

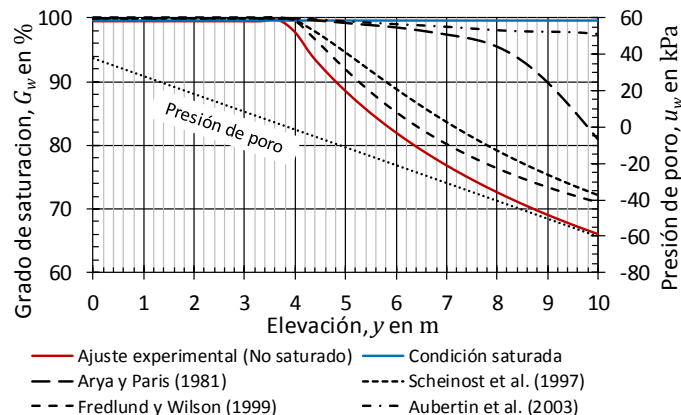


Fig 3.18 Grado de saturación de agua a lo largo de la sección A-A de la Fig 3.13, para el nivel de agua  $H_2=5.0$  m.

### 3.3.3.5 Evaluación de las velocidades de flujo

La Fig 3.19 muestra la magnitud de las velocidades de flujo a través de la sección A-A de la Fig 3.13. Se observa que si se desprecian las funciones no saturadas del suelo, y se definen funciones constantes, la magnitud de la velocidad de flujo no varía (es constante) en todo el medio analizado. Asimismo utilizar modelos de estimación para definir las propiedades no saturadas del suelo permite apreciar la variación de las velocidades de flujo tanto en la zona saturada como en la no saturada.

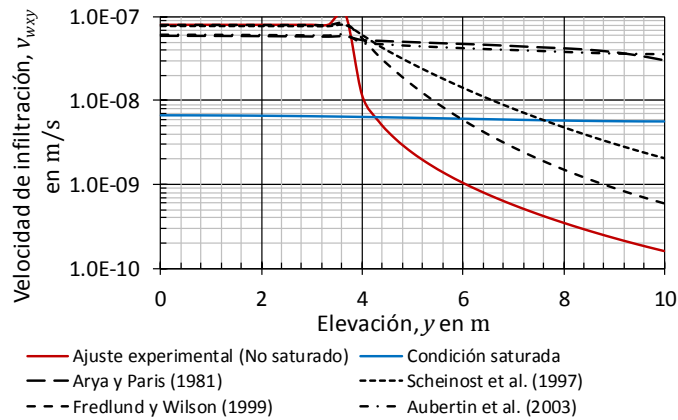


Fig 3.19 Velocidades de flujo resultantes para el nivel de agua  $H_2=5.0$  m a través de la sección A-A de la Fig 3.13.

La Fig 3.20 muestra la representación esquemática de la reducción de las velocidades de flujo de la zona saturada a la zona no saturada, la cual se debe principalmente a la disminución del contenido de agua volumétrico en el suelo.

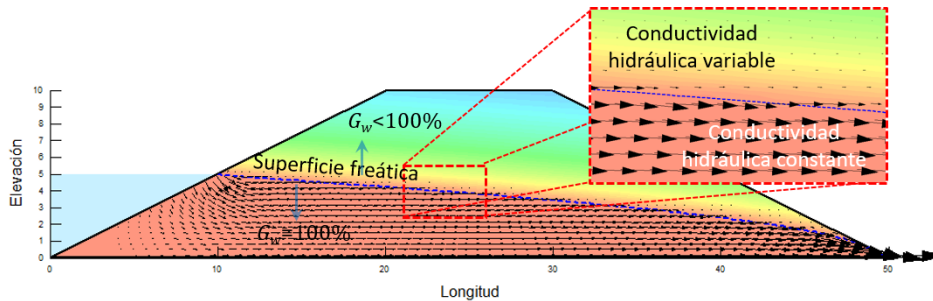


Fig 3.20 Distribución de los vectores de velocidad en la zona saturada y no saturada de la sección del terraplén homogéneo.

### 3.3.3.6 Evaluación de los gradientes hidráulicos

La Fig 3.21 presenta la magnitud de los gradientes hidráulicos resultantes de salida en la sección B-B de la Fig 3.13, para las tres condiciones de carga hidráulica consideradas en los cálculos ( $H_1$ ,  $H_2$  y  $H_3$ ). Se aprecia que considerar las propiedades no saturadas del suelo o despreciarlas, influye en la magnitud de los gradientes hidráulicos. Para la condición  $H_1$ , en la que rige el flujo saturado, existen diferencias importantes entre la magnitud de los gradientes obtenidos con las propiedades no saturadas y los gradientes obtenidos con funciones constantes. En términos generales, los gradientes obtenidos a partir de funciones

constantes muestran una zona de sobrestimación y subestimación de su magnitud. La frontera que define la condición anterior está directamente asociada con la posición de la superficie freática (en este caso para  $H_1$ , Fig 3.22), tal que la sobrestimación se presenta por arriba de la superficie freática, mientras que, por debajo de la misma los gradientes tienden a ser menores. Por otra parte, en la condición donde rige el flujo no saturado ( $H_3=1.0$  m), las diferencias entre considerar o no las propiedades no saturadas son poco significativas en el análisis.

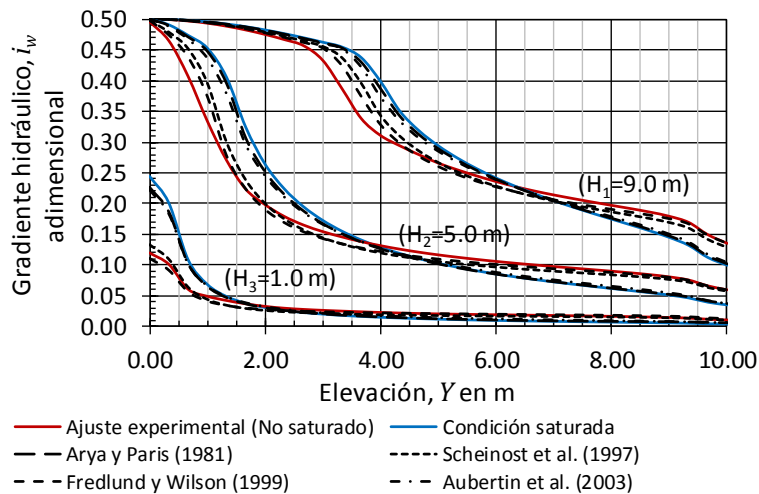


Fig 3.21 Figura 16. Gradientes hidráulicos resultantes de salida en la sección B-B de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados.

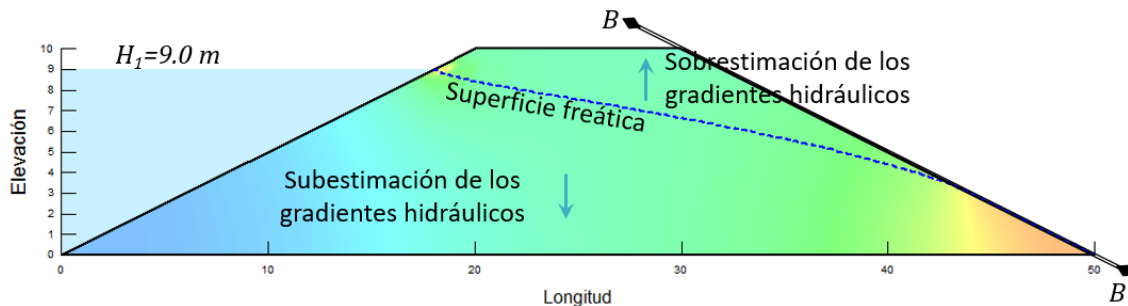


Fig 3.22 Gradientes hidráulicos resultantes de salida y zonificación de sobrestimaciones y subestimaciones de su magnitud de acuerdo con la superficie freática para el nivel de agua  $H_1=9.0$  m.

### 3.3.3.7 Evaluación de las fuerzas de infiltración

La Fig 3.23 muestra los resultados de las fuerzas de infiltración a través de la sección A-A de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados. En este caso, considerar funciones constantes subestima la magnitud de las fuerzas de infiltración. En cambio, tomar en cuenta las propiedades no saturadas proporciona fuerzas de infiltración mayores.



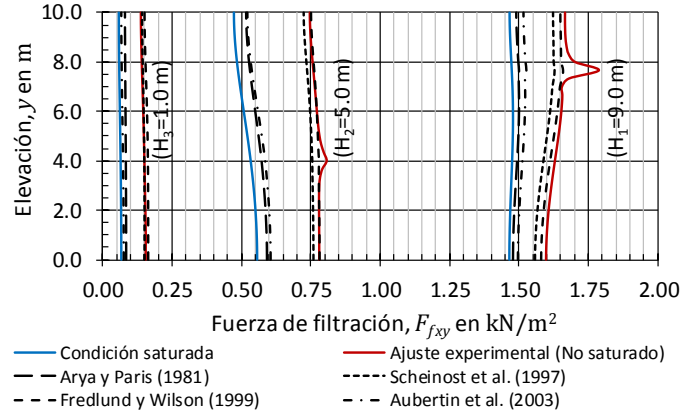


Fig 3.23 Distribución de fuerzas de infiltración a través de la sección A-A de la Fig 3.13, para los tres niveles de agua evaluados.



#### **4. EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES NO SATURADAS DEL SUELO EN LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

Los análisis de estabilidad de taludes frecuentemente desprecian los efectos de la succión en la resistencia al corte del suelo. No obstante, los valores de succión desarrollados en estas estructuras pueden llegar a ser bastante considerables. Datos experimentales (Blight, 1967; Escario, 1980; Lu y Likos, 2004) han demostrado que la succión incrementa la resistencia al corte, favoreciendo la estabilidad del talud (Leung *et al.* 2016; Zhang *et al.* 2014). Hoy en día existen varios modelos teóricos que describen la relación resistencia al corte-succión que, comparados con el criterio clásico Mohr-Coulomb, presentan diferencias importantes.

En la literatura es común encontrar análisis de estabilidad de taludes en los que el proceso de humedecimiento disminuye los parámetros de resistencia al corte (cohesión,  $c$ ; y ángulo de fricción,  $\phi$ ). Pocos son los casos en los que se destaca la influencia de la succión en la estabilidad de talud (Leung *et al.* 2016; Zhang *et al.* 2014; Rahimi *et al.* 2010). De hecho, los análisis que desprecian el efecto de la succión suelen ser conservadores porque subestiman la magnitud del factor de seguridad. No obstante, los análisis que contemplan la succión del suelo proporcionan resultados más apegados a la realidad acorde con el estado de succiones desarrollado en el talud.

En la ingeniería práctica, es usual que se discutan los análisis de estabilidad de taludes no saturados. Sin embargo, se debe tener presente que es la condición que predomina en estas estructuras. Condiciones como la precipitación pluvial, cubierta del talud, posición de la superficie freática o la evapotranspiración de las plantas generan presiones de poro negativas que modifican la resistencia al corte del suelo.

Las condiciones anteriores, y debido a que no son únicas, deben analizarse como parte de un estudio paramétrico. Así, los factores de seguridad contra deslizamiento del talud permiten comparar distintas situaciones en las que se considera y desprecia el efecto de la succión del suelo en la estabilidad del talud. En este capítulo, se considera únicamente el fenómeno de precipitación pluvial, el cual permite establecer la influencia que tienen las propiedades no saturadas del suelo en el análisis de estabilidad de taludes.

##### **4.1 Generalidades**

La influencia de las propiedades no saturadas del suelo (curva característica suelo-agua, función de conductividad hidráulica y función de resistencia al corte) en los análisis de estabilidad de taludes, se evalúan a partir de análisis acoplados, flujo de agua-estabilidad. Los análisis propuestos en este capítulo consideran geometrías de taludes bidimensionales. Se emplean dos programas comerciales diferentes: Seep/W (Geo-Slope International, 1991-2015) y SVSlope (SoilVision Systems LTD, 2009), que permiten el análisis del flujo de

agua y estabilidad de taludes, respectivamente. Seep/W (Geo-Slope International, 1991-2015), es un programa que permite la solución de problemas de flujo de agua que involucran la zona saturada y no saturada del suelo. El programa soluciona la ecuación de Richards (1931) por medio del método del elemento finito (*Finite Element Method* - FEM). SVSlope (SoilVision Systems LTD, 2009), permite la solución de análisis de estabilidad de taludes a través del método general de equilibrio límite (*General Limit Equilibrium Method* - GLE), el cual contempla los efectos de la succión del suelo.

Los análisis de flujo de agua, que se presentan en esta sección, establecen condiciones de flujo establecido representativos de la condición inicial del talud. El énfasis de los análisis se basa en la definición de la superficie freática y la distribución de presiones de poro de agua. Asimismo, se proponen análisis de infiltración de agua establecidos para diferentes intensidades de precipitación pluvial. En este último caso, no se analiza una tormenta en particular; sin embargo, se consideran intensidades de lluvia cercanas a la realidad (25.92 mm/mes, correspondiente a intensidades bajas; y 90 mm/h, para intensidades altas). Estos análisis, al considerar diferentes intensidades de precipitación pluvial, establecen distintos perfiles de succión a largo plazo, que después son analizados en la estabilidad de taludes. Además, se proponen análisis de flujo de agua transitorios que involucran la infiltración de agua pluvial. No obstante, únicamente se considera la condición crítica de flujo: intensidad de precipitación pluvial igual al coeficiente de conductividad hidráulica saturada; es decir, el suelo se somete a su máxima capacidad de absorción. De este modo, se establece el comportamiento del frente húmedo en perfiles de succión transitorios.

Una vez definida la condición de flujo, establecido o transitorio, se presenta un análisis de estabilidad de taludes con el método GLE. Los perfiles de succión, para las diferentes intensidades de precipitación pluvial, permiten establecer su influencia en la estabilidad del talud.

Los análisis de estabilidad, presentados en este trabajo, se realizan con especial énfasis en las teorías de suelos no saturados. Se consideran diferentes criterios de resistencia al corte, lineales (Fredlund *et al.* 1978) y no lineales (Fredlund *et al.* 1996; Vanapalli *et al.* 1996; Khalili y Khabbaz, 1998; y Bao *et al.* 1998), los cuales consideran el efecto de la succión. Con el fin de destacar las diferencias entre los métodos anteriores y los criterios clásicos, se incluye el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb para suelos saturados.

#### **4.1.1 Características del modelo numérico**

La geometría del talud propuesto tiene una sección transversal bidimensional como se muestra en la Fig 4.1. El material que conforma el talud se considera homogéneo e isótropo (sus propiedades saturadas y no saturadas se especifican en la sección 4.1.2. La altura del talud ( $h_1$ ), a partir de la superficie del terreno, es de 20 m. El ángulo de inclinación ( $\alpha$ ), con respecto a la horizontal, es de 30°. El espesor de suelo que soporta el talud ( $h_2$ ) es de 30 m y presenta las mismas propiedades que el material del talud.

Los análisis en este trabajo proponen tres posiciones diferentes de la superficie freática: profunda, intermedia y superficial (Fig 4.1). Cada superficie freática se establece para que

la succión máxima en el talud no exceda los 500 kPa. Así, los análisis numéricos se mantienen dentro de intervalos de succión realistas (Zhang, 2014).

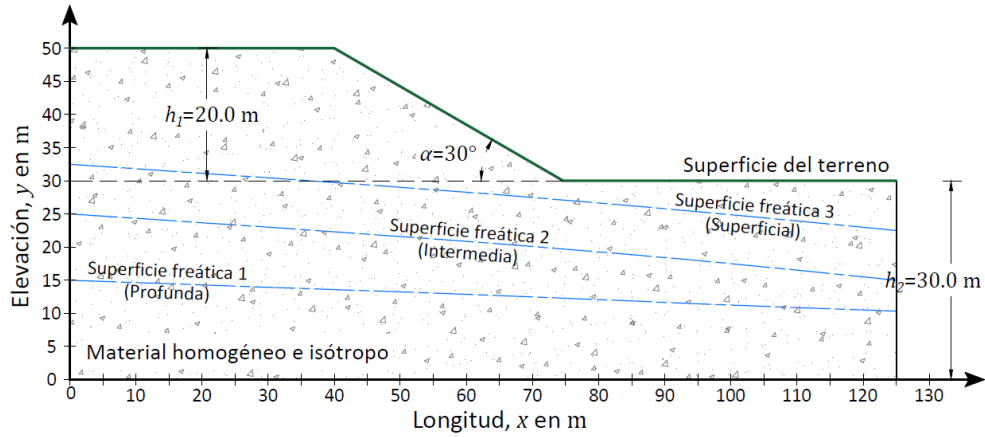


Fig. 4.1 Geometría del talud de análisis

Las superficies freáticas se establecen con base en las cargas hidráulicas asignadas aguas arriba y aguas abajo de la sección del talud. La Tabla 4.1 indica la carga hidráulica total de cada superficie freática propuesta. Así, para la superficie freática intermedia ( $SF_2$ ), las cargas hidráulicas que definen su posición son: 25.0 m aguas arriba y 15.0 m aguas abajo. La base de la geometría se considera como una frontera de flujo impermeable. La superficie del talud, así como la parte baja, se consideran como superficies potenciales de flujo. La Fig. 4.2 muestra la asignación de cada condición de frontera.

Tabla 4.1 Condiciones de frontera para la definición de superficies freáticas

No.	Superficie freática ( $SF$ )	Carga hidráulica total, $h$ en m	
		Aguas arriba	Aguas abajo
1	Profunda	32.5	22.5
2	Intermedia	25.0	15.0
3	Superficial	17.5	12.5

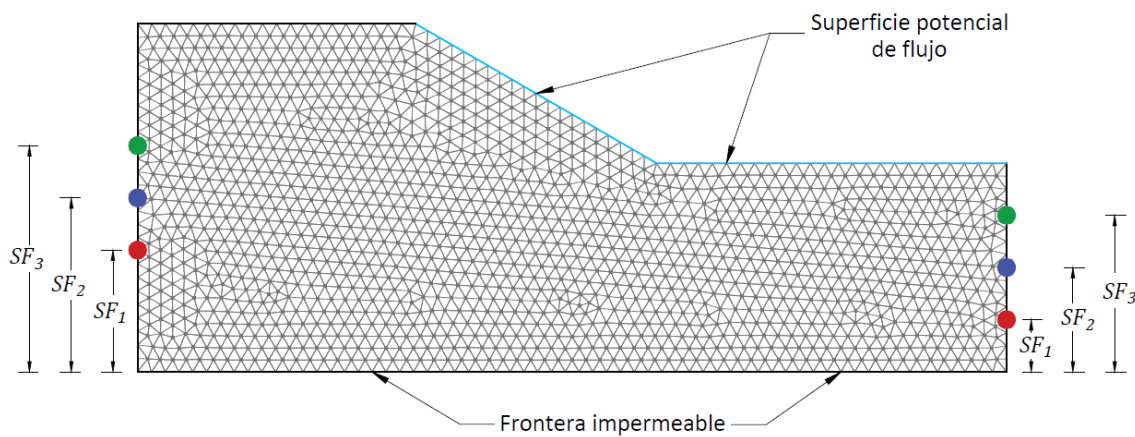


Fig. 4.2 Malla y condiciones de frontera del modelo numérico

La malla de elementos finitos se conforma por 1513 nodos y 2854 elementos triangulares (Fig 4.2). Es importante mencionar que esta malla no es definitiva, sino que varía continuamente de acuerdo con los requerimientos del análisis numérico.

En el caso de los análisis de estabilidad de taludes, se consideran aspectos particulares relacionados con el tipo de falla del talud. Las superficies de falla se limitan únicamente a geometrías circulares. También, se propone una función senoidal que establece la relación entre fuerzas horizontales y de corte entre dovelas (función  $f(x)$ , ecuación 43) (Fig 4.3).

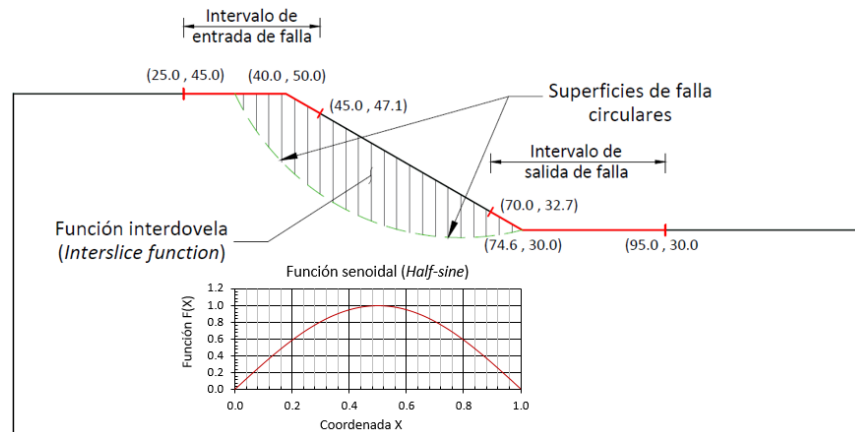


Fig 4.3 Aspectos generales sobre análisis de estabilidad de taludes

#### 4.1.2 Características de los materiales

Las propiedades del material que conforman el talud y el suelo de cimentación, se establecen mediante las propiedades saturadas, las propiedades hidráulicas no saturadas (curva característica suelo-agua y función de conductividad hidráulica), y las funciones de resistencia al corte.

Las propiedades saturadas del material, que dan lugar al análisis de las funciones no saturadas del suelo, son puramente empíricas y se obtienen de referencias bibliográficas que han destacado la aplicabilidad de las teorías de suelos no saturados (Zhang *et al.* 2004; Zhang *et al.* 2014; Rahimi *et al.* 2010).

El peso volumétrico del material ( $\gamma$ ) se considera de 20 kN/m<sup>3</sup>. El contenido de agua volumétrico saturado es de 0.41 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>. La conductividad hidráulica saturada ( $k_{sat}$ ), buscando la representatividad de un material “ligeramente” permeable, se propuso de 1.0×10<sup>-5</sup> m/s. Los parámetros de resistencia al corte, cohesión efectiva ( $c'$ ) y ángulo de fricción interno efectivo ( $\phi'$ ), son de 10 kPa y 34°, respectivamente.

##### 4.1.2.1 Propiedades hidráulicas no saturadas

Para los análisis se consideran cuatro curvas características suelo-agua (SWCC) con los parámetros indicados en la Tabla 4.2. Cada curva característica suelo-agua se establece con el modelo teórico de Fredlund y Xing (1994) (Fig 4.4). Este modelo permite establecer una SWCC bien definida y continua hasta valores de succión de 1000000 kPa. Trabajos anteriores demuestran las capacidades del modelo para representar la SWCC (Mendoza, 2015; López-Acosta y Mendoza, 2016a, 2016b, 2016c; Fredlund *et al.* 2012).

Las cuatro curvas características suelo-agua presentan distintos parámetros de ajuste; permitiendo representar un amplio intervalo de succiones para diferentes materiales (finos a gruesos). De este modo, la SWCC 1 se asimila a una curva característica suelo -agua de un material granular (arena gruesa); mientras que la SWCC 4, a un material con partículas extremadamente finas (arcilla). Las otras dos curvas características suelo-agua (SWCC 2 y SWCC 3) corresponden a una condición intermedia que pueden catalogarse como arena fina y limo; respectivamente.

Tabla 4.2 Parámetros de curvas características suelo-agua (SWCC)

SWCC	Contenido de agua volumétrico, en m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>		Parámetros de ajuste			Succión, en kPa	
	Saturado,	Residual,	$a_f$	$n_f$	$m_f$	Entrada de aire,	Residual,
	$\theta_{sat}$	$\theta_{res}$				$\psi_{aev}$	$\psi_{res}$
1	0.41	0.07	1	1.0	1.0	0.27	25
2	0.41	0.05	10	1.0	1.0	2.70	320
3	0.41	0.06	100	1.0	1.0	27.00	2 600
4	0.41	0.05	1000	1.0	1.0	270.00	28 000

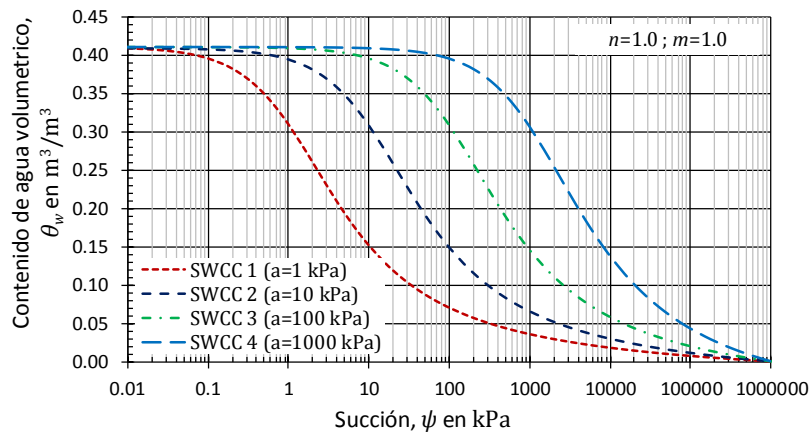


Fig 4.4 Curvas características consideradas en la estimación de las funciones de resistencia

La definición del valor de entrada de aire ( $\psi_{aev}$ ), succión residual ( $\psi_{res}$ ) y contenido de agua residual ( $\theta_{res}$ ) se establecen a través del procedimiento indicado en la Fig 4.5; y el cual, se describe a continuación. El valor de entrada de aire se definió por la intersección de la proyección horizontal del contenido de agua volumétrico saturado, con la línea tangente al punto de máxima pendiente. Asimismo, el contenido de agua y succión residuales, se definieron a partir de la intersección de la línea tangente al punto de máxima pendiente con la línea próxima al punto de máximo incremento. El procedimiento detallado se encuentra en Vanapalli *et al.* (1998).

De acuerdo con los alcances planteados en este trabajo, los análisis propuestos sólo consideran la influencia del parámetro de ajuste  $a_f$  del modelo de Fredlund y Xing (1994). Los parámetros de ajuste  $n_f$  y  $m_f$  se mantienen constantes; sin embargo, deben analizarse en trabajos posteriores. Investigaciones realizadas por Ng y Shi (1998); Tsaparas *et al.*

(2002); Zhang *et al.* (2004); Rahimi *et al.* (2010); plantean algunas generalidades de estos parámetros de ajuste.

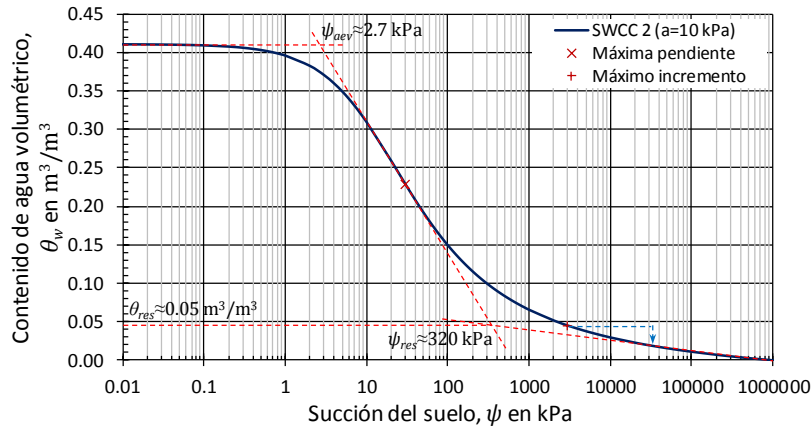


Fig. 4.5 Definición del contenido de agua residual, succión residual y valor de entrada de aire de la SWCC 2

La función de conductividad hidráulica se determina para cada SWCC establecida en la Fig 4.4. La estimación de las funciones de conductividad hidráulica se realiza con el modelo teórico de Fredlund *et al.* (1994). Dicho modelo, además de ser compatible con el modelo de Fredlund y Xing (1994), permite integrar la función de conductividad para el intervalo completo de succiones (0 - 1000000 kPa). No obstante, las funciones de conductividad se consideran para un valor máximo de succión de 10000 kPa (Fig 4.6); cubriendo así las posibles succiones máximas esperadas en el talud de análisis.

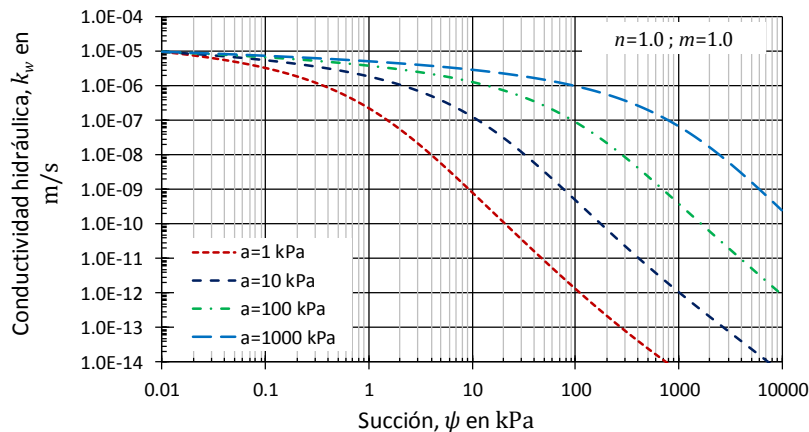


Fig. 4.6 Funciones de conductividad hidráulica para las condiciones de flujo de agua

#### 4.1.2.2 Análisis de funciones de resistencia al corte no saturadas

Se establecen distintas funciones de resistencia al corte para cada SWCC de la Fig 4.4. Las SWCC se analizan con modelos lineales de resistencia al corte (Mohr-Coulomb, Fredlund *et al.* 1978) y no lineales (Fredlund *et al.* 1996; Vanapalli *et al.* 1996; Khalili y Khabbaz, 1998 y Bao *et al.* 1998). Los parámetros de resistencia al corte efectivos son: 10 kPa y 34° para la cohesión efectiva y ángulo de fricción interno efectivo, respectivamente.



Como sucede con la SWCC y función de conductividad hidráulica, la función de resistencia al corte no saturada puede establecerse para un intervalo completo de succiones (0 – 1000000 kPa); sin embargo, la succión máxima esperada dentro de la estructura del talud es de 500 kPa; por lo tanto, se establecen funciones de resistencia al corte no saturadas hasta dicho valor. De hecho, succiones en este intervalo permite modelos numéricos realistas, en particular porque son valores comúnmente encontrados en la práctica (Fredlund, 1995; Zhang *et al.* 2014).

Tabla 4.3 Parámetros considerados en funciones de conductividad hidráulica y funciones de resistencia al corte no saturada

SWCC	Parámetro de ajuste, $a_f$ en kPa	Conductividad hidráulica saturada, $k_{sat}$ en m/s	Parámetros de resistencia efectivos		Parámetro del material, $\kappa$ adimensional
			Cohesión, $c'$ en kPa	Fricción, $\varphi'$ en °	
1	1	$1.0 \times 10^{-5}$	10	34	1.00
2	10	$1.0 \times 10^{-5}$	10	34	1.80
3	100	$1.0 \times 10^{-5}$	10	34	2.20
4	1000	$1.0 \times 10^{-5}$	10	34	2.50

Los valores de  $\kappa$  (Tabla 4.3) en el modelo teórico de Fredlund *et al.* (1996), se establecen con base en los resultados de Garven y Vanapalli (2006) (Fig 2.8). Esta figura muestra la relación de  $\kappa$  con el índice de plasticidad del suelo. Para la SWCC 4, que representa un suelo de partículas extremadamente finas (arcilla), considera el valor máximo de  $\kappa$ , 2.5. La SWCC 1, representativa de una arena gruesa, adopta un  $\kappa$  igual que la unidad (es decir, el material no presenta índice de plasticidad). Los valores de  $\kappa$  para las SWCC 2 y SWCC 3, por ser condiciones intermedias, consideran a  $\kappa$  con valores de 1.8 y 2.2, respectivamente.

Los valores de entrada de aire y succiones residuales, para los modelos teóricos de Vanapalli *et al.* (1996), Khalili y Khabbaz (1998) y Bao *et al.* (1998); se indican en la Tabla 4.2. Ambos casos, valor de entrada de aire y succión residual, se establecen con el método propuesto por Vanapalli *et al.* (1998) (Fig 4.5).

En el caso del modelo lineal de Fredlund *et al.* 1978, se establece a partir de dos condiciones particulares:  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$  (Feng y Lu, 2013) y  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ . Ambos criterios comúnmente se emplean de forma empírica en la evaluación de la influencia de la succión en la estabilidad de taludes; por tanto, resulta de interés incluir ambas condiciones en este trabajo. En otros casos, el ángulo  $\varphi^b$  también se considera con valor de cero grados, condición que representa el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb (es decir, no se consideran los efectos de la succión). Esta última condición, permite establecer las diferencias existentes entre criterios de resistencia al corte no saturadas con el criterio clásico de Mohr-Coulomb.

La Fig 4.7 muestra la estimación de las funciones de resistencia al corte no saturadas. Cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  es igual a 1 kPa, y la succión residual es de 10 kPa (Fig 4.7a); las envolventes de resistencia son considerablemente menores que la condición  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$ . El modelo de Vanapalli *et al.* (1996) y Bao *et al.* (1998), para el intervalo de succión analizado (0 – 500 kPa), corresponden con el criterio clásico Mohr-Coulomb. Este

comportamiento se atribuye a que la succión residual de la SWCC 1 es pequeña ( $\psi_{res}=10$  kPa); por lo tanto, el efecto de la succión en la resistencia al corte es mínima. El modelo teórico de Khalili y Khabbaz (1998), mantiene un comportamiento aproximadamente constante y cercano al criterio Mohr-Coulomb. Por otro lado, el modelo teórico de Fredlund *et al.* (1996), dista del resto de los criterios.

La Fig 4.7b, con parámetro de ajuste  $a_f$  de 10 kPa y succión residual de 100 kPa; muestra que las envolventes se aproximan a la condición  $\phi^b=1/2\phi'=17^\circ$  siempre que la succión residual no se sobrepase. Después del valor de succión residual, los modelos de Vanapalli *et al.* (1996) y Bao *et al.* (1998), adquieren la resistencia al corte estimada con el criterio Mohr-Coulomb. Los modelos de Khalili y Khabbaz (1998) y Fredlund *et al.* (1996) proporcionan funciones de resistencia similares, pero ligeramente mayores que el criterio Mohr-Coulomb.

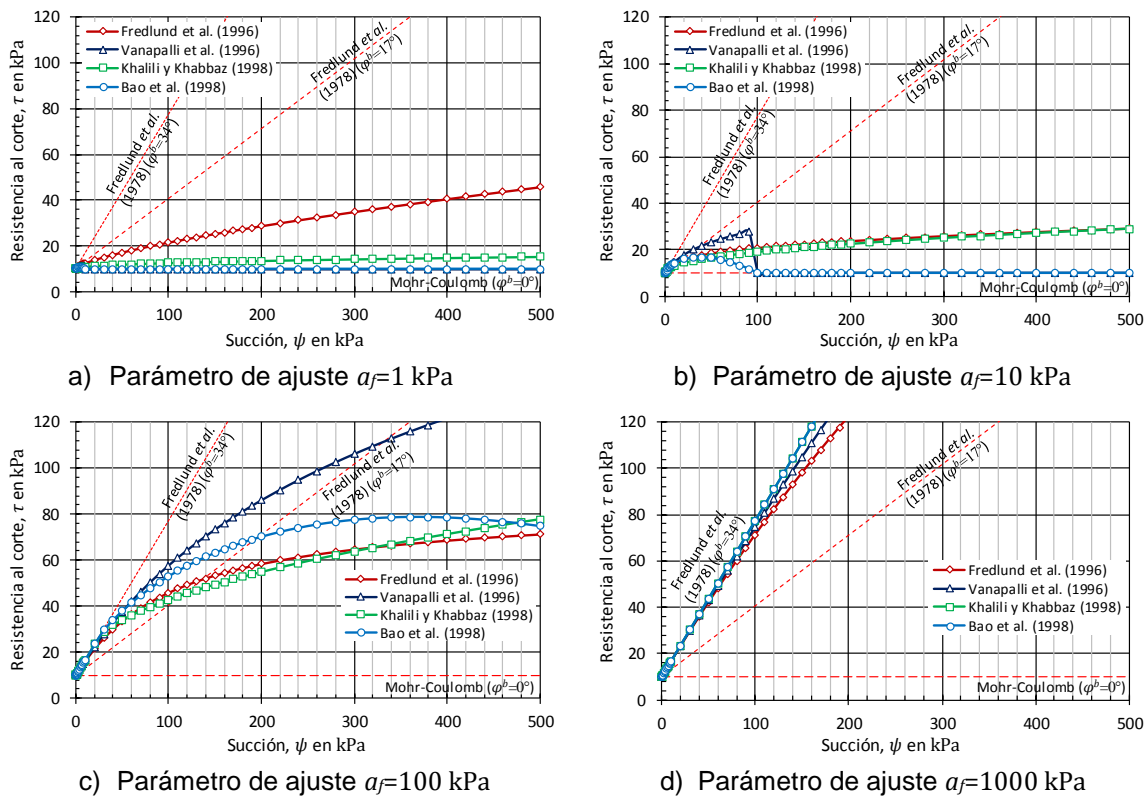


Fig 4.7 Funciones de resistencia al corte no saturadas lineales y no lineales

Cuando  $a_f$  es igual a 100 kPa y la succión residual es 1000 kPa (Fig 4.7c), las envolventes de resistencia mantienen un comportamiento aproximado a la condición  $\phi^b=1/2\phi'=17^\circ$ . En este caso, es evidente la influencia de la succión en el incremento de la resistencia al corte del suelo. El criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb queda muy por debajo de esta condición, principalmente porque no considera la succión del suelo.

Finalmente, cuando  $a_f$  es igual a 1000 kPa, y la succión residual de 10000 kPa (Fig 4.7d); las envolventes de resistencia se sobrepone a la condición  $\phi^b=\phi'=34^\circ$ .

En general, debe notarse que, mientras la definición de la curva característica suelo-agua conviene establecerla en un intervalo completo de succiones (0 a 1000000 kPa); en el caso de la resistencia al corte no saturada, este intervalo dista de las succiones de interés. Básicamente, la definición de la resistencia al corte no saturada requiere definirse para unos cuantos cientos de kPa.

Los efectos de la succión en la resistencia al corte no saturada del suelo parecen ser de consideraciones importantes y depende del tipo de material y curva característica suelo-agua. Suelos mayormente finos, experimentan un mayor incremento en su resistencia al corte; mientras que, suelos mayormente gruesos, el incremento de la resistencia al corte debido a la succión es mínimo.

El parámetro de ajuste  $a_f$ , y dado que está relacionado con el valor de entrada de aire del suelo, puede considerarse como una variable adecuada para caracterizar el comportamiento no lineal y lineal de la resistencia al corte no saturada. De acuerdo con los resultados obtenidos en esta sección, los modelos de resistencia al corte no saturados no lineales, pueden ajustarse a modelos de resistencia al corte lineales definidos por el ángulo de inclinación  $\varphi^b$  del plano  $\tau-(u_a-u_w)$ . Bajo estos criterios se tiene: Si el parámetro de ajuste  $a_f$  de la curva característica suelo-agua es menor o igual que 10 kPa, la resistencia al corte puede considerarse con el criterio Mohr-Coulomb (es decir, el ángulo  $\varphi^b=0^\circ$ ). Cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  es igual 100 kPa, la resistencia al corte de un suelo no saturado puede describirse por un ángulo  $\varphi^b=1/2\varphi'$ . Si el parámetro de ajuste  $a_f$  es igual que 1000 kPa, la resistencia al corte puede simplificarse por la condición  $\varphi^b=\varphi'$ . Resultados similares se han obtenido en investigaciones realizadas por Zhang *et al.* 2014.

## 4.2 Estabilidad inicial y final del talud

La Fig 4.8 muestra el talud de análisis con la superficie freática y distribución de presiones de poro de agua. La altura del talud es de 20 m con ángulo de inclinación de  $30^\circ$ . El peso unitario del suelo es de  $20 \text{ kN/m}^3$ . La cohesión efectiva es 10 kPa y el ángulo de fricción interno efectivo de  $34^\circ$ . Para el análisis de estabilidad se consideran las funciones de resistencia al corte no saturadas de la Fig 4.7.

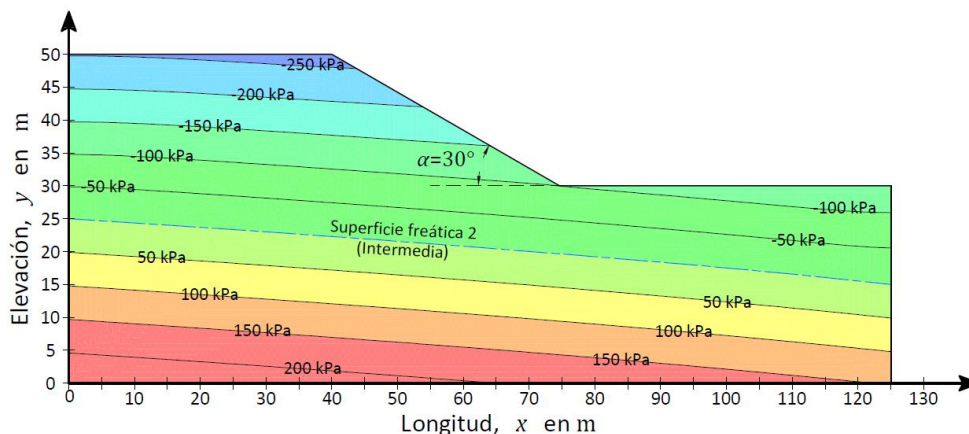


Fig 4.8 Distribución de presión de poro ( $u_w$ ) y superficie freática 2 (Intermedia)

La distribución de presiones de poro de agua, así como la superficie freática, se determinaron a partir de un análisis de flujo de agua. Este análisis consideró las curvas características suelo-agua de la Fig 4.4 y funciones de conductividad hidráulica de la Fig 4.6. Cabe destacar que independientemente de las diferencias entre los parámetros de ajuste de la SWCC y funciones de conductividad hidráulica, éstos no afectan la distribución de presiones de poro de agua y la geometría de la superficie freática (caso analizado en las secciones 3.2.3 y 3.2.4); por lo tanto, las presiones de poro de agua y la superficie freática pueden establecerse con características únicas para todos los casos de análisis.

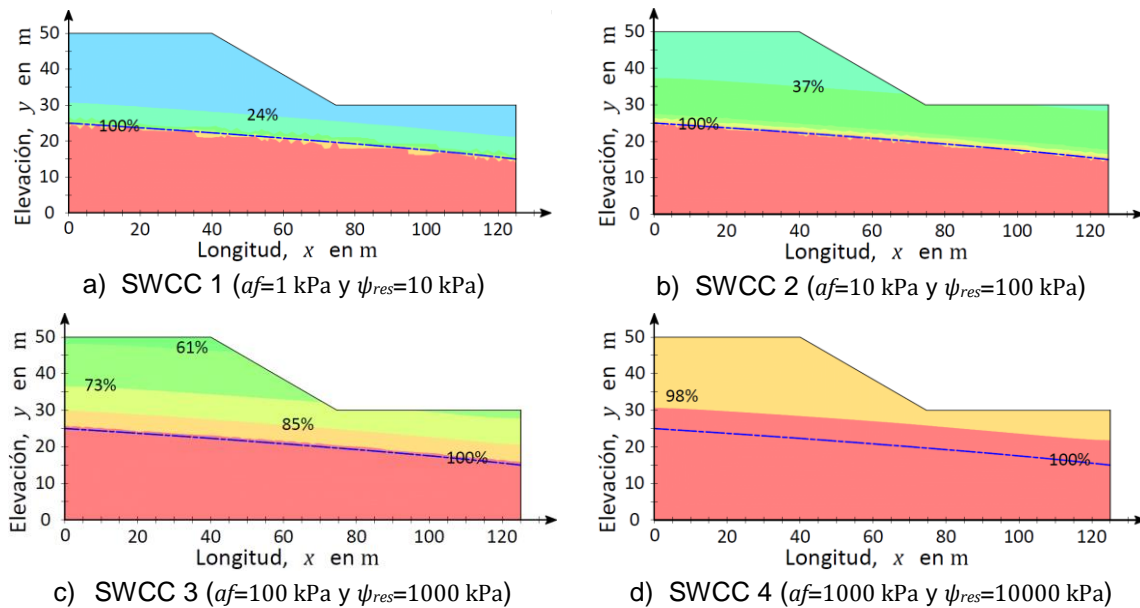


Fig 4.9 Grados de saturación de agua en el talud para curvas características suelo-agua con diferentes parámetros de ajuste  $a_f$

Las diferencias al considerar distintas SWCC y funciones de conductividad hidráulica se observan en la evaluación de los grados de saturación de agua (Fig 4.9). En este caso, cada SWCC influye en la distribución del contenido de agua en el suelo. El incremento del parámetro de ajuste  $a_f$ , que en consecuencia aumenta el valor de entrada de aire; provoca que la distribución del contenido de agua en el talud sea mayor.

#### 4.2.1 Factor de seguridad y superficies de deslizamiento críticas

La Fig 4.10 muestra la variación del factor de seguridad crítico con respecto al parámetro de ajuste  $a_f$ . Los valores de  $a_f$  representan las diferentes curvas características SWCC mostradas en la Fig 4.4. Cuando  $a_f$  es igual a uno (SWCC 1), el efecto de la succión en la estabilidad del talud es poco representativo. Los modelos teóricos de Vanapalli *et al.* (1996), Khalili y Khabbaz (1998) y Bao *et al.* (1998) se sobreponen al modelo Mohr-Coulomb. El modelo de Fredlund *et al.* (1996) dista ligeramente de esta condición, lo cual se debe a las diferencias observadas en las funciones de resistencia al corte no saturadas (Fig 4.7a). En este caso, el factor de seguridad analizado con modelos no saturados se puede reducir al criterio Mohr-Coulomb (es decir,  $\varphi^b=0^\circ$ ). Cuando  $a_f$  es igual a 10 kPa (SWCC 2), la tendencia del factor de seguridad sigue siendo similar; sin embargo, ahora los modelos de Fredlund

*et al.* (1996) y Khalili y Khabbaz (1998) se localizan ligeramente por encima del criterio Mohr-Coulomb. Los modelos de Vanapalli *et al.* (1996) y Bao *et al.* (1998) coinciden con el criterio Mohr-Coulomb.

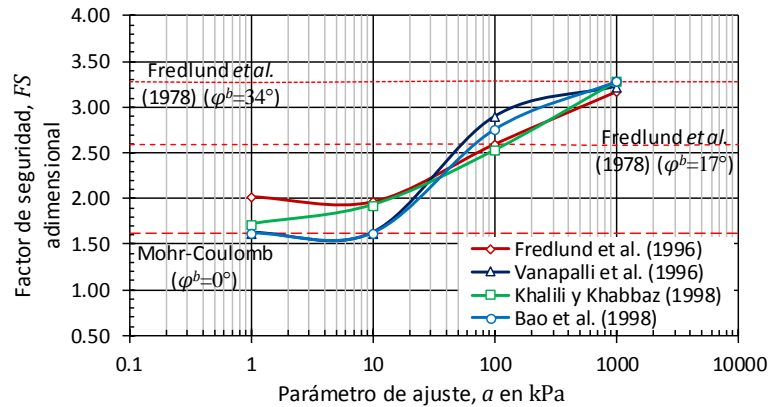


Fig 4.10 Variación del factor de seguridad crítico con respecto al parámetros de ajuste  $a_f$  del modelo teórico de Fredlund y Xing (1994)

El caso donde  $a_f$  es igual a 100 kPa (SWCC 3), los factores de seguridad con modelos no lineales oscilan alrededor de la condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$ . Bajo esta condición, los efectos de la succión en la estabilidad del talud son evidentes al aumentar el factor de seguridad. En consecuencia, un análisis que desprecia la succión del suelo se establece como una condición conservadora debido a que el factor de seguridad es menor.

Para suelos con parámetro de ajuste  $a_f=1000$  kPa (SWCC 4), los factores de seguridad con modelos de resistencia al corte no saturados se adaptan a la condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ . Al igual que en el caso anterior, los efectos de la succión en el talud se reflejan en factores de seguridad mayores; mientras que el criterio Mohr-Coulomb proporciona un factor de seguridad menor que los criterios de resistencia no saturados.

El efecto de la succión del suelo, al considerar modelos de resistencia al corte no saturados lineales y no lineales, tienen un efecto importante en la definición de la superficie de falla del talud. La Fig 4.11 muestra la influencia que tienen las diferentes SWCC (Fig 4.4) y funciones de resistencia al corte (Fig 4.7) en la definición de la superficie de falla crítica del talud.

En la Fig 4.11a (SWCC 1 con  $a_f=1$  kPa), la superficie de deslizamiento para criterios de resistencia al corte no saturados, se sobreponen a la superficie de falla definida por el criterio Mohr-Coulomb. La misma situación se observa para la SWCC 2 ( $a_f=10$  kPa). En ambos casos, las superficies de falla se ajustan a la condición  $\varphi^b=0^\circ$  (es decir, el criterio Mohr-Coulomb).

Conforme la SWCC representa a un suelo más fino, el cual desarrolla un incremento de resistencia al corte mayor por efecto de la succión, las superficies de falla dejan de ser fallas de pie y tienden a ser fallas profundas. De acuerdo con la Fig 4.11c, cuando se considera la SWCC 3 con parámetro de ajuste  $a_f=100$  kPa, la superficie de deslizamiento se profundiza y se aproxima a la superficie de falla definida con la condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$ .

Finalmente, cuando la curva característica suelo-agua presenta un parámetro de ajuste  $a_f=1000$  kPa (SWCC 4), la superficie de falla obtenida con modelos de resistencia al corte no saturados, es la más profunda y coincide con la condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ . Por lo tanto, asumir un criterio de resistencia que desprecie la succión del suelo, define una superficie de deslizamiento superficial y un factor de seguridad considerablemente menor.

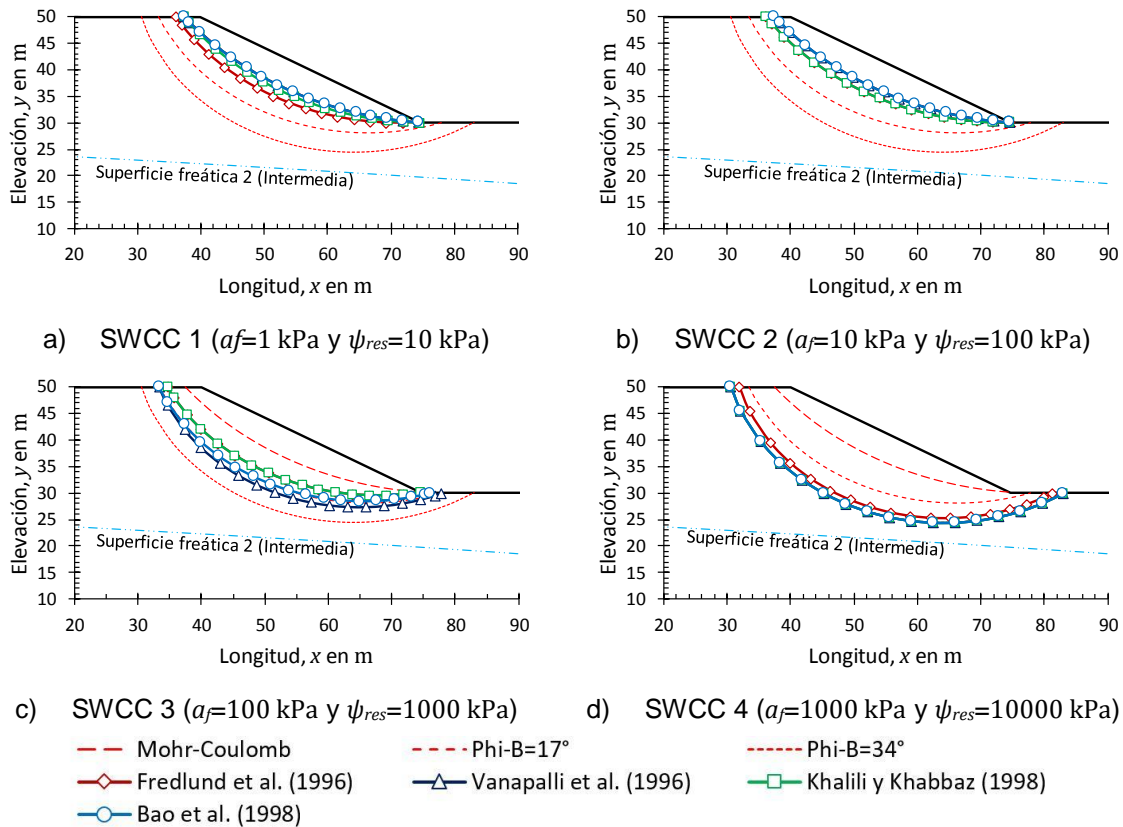


Fig 4.11 Superficies de falla críticas para talud con pendiente ( $\alpha$ ) de  $30^\circ$  y superficie freática 2 (intermedia) considerando distintas funciones de resistencia al corte lineales y no lineales

En general, los resultados muestran que la succión del suelo influye directamente en la estabilidad del talud. Despreciar los efectos de la succión lleva al análisis de factores de seguridad conservadores (es decir, menores a los esperados cuando se considera la succión del suelo). No obstante, despreciar la succión del suelo lleva a un análisis poco representativo de las condiciones verdaderamente presentes en el talud.

Considerar el criterio de resistencia al corte no saturado de Fredlund *et al.* (1978), demuestra que asumir un ángulo  $\varphi^b=1/2\varphi'$  o  $\varphi^b=\varphi'$ , no aplica para todo tipo de materiales. Lo mismo sucede con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb, existen condiciones particulares donde despreciar la succión es adecuado.

Los criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, pueden simplificarse a modelos no saturados lineales, o en su caso, al modelo de resistencia al corte para suelos saturados (Mohr-Coulomb). Si la curva característica suelo-agua presenta un parámetro de



ajuste  $a_f$  menor o igual que 10 kPa, el criterio Mohr-Coulomb es suficiente para el análisis de estabilidad. Si el parámetro de ajuste  $a_f$  es aproximadamente de 100 kPa, adoptar un  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  en el criterio de Fredlund *et al.* (1978), es adecuado para el análisis del factor de seguridad. Y si el parámetro de ajuste  $a_f$  de la curva característica suelo-agua oscila entre 1000 kPa, asumir un  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ , proporciona un factor de seguridad representativo para las succiones desarrolladas en el talud.

#### 4.2.2 Efecto de la variación de la superficie freática

La Fig 4.12 muestra la geometría del talud con las diferentes superficies freáticas que se consideran en el análisis. La altura del talud es de 20 m con inclinación de  $30^\circ$ . El peso unitario del material es de  $20 \text{ kN/m}^3$ . Los parámetros de resistencia al corte efectivos son 10 kPa y  $34^\circ$  para la cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente. Se consideran las funciones de resistencia al corte no saturadas (Fig 4.7), y que se estimaron a partir de las curvas características suelo-agua de la Fig 4.4.

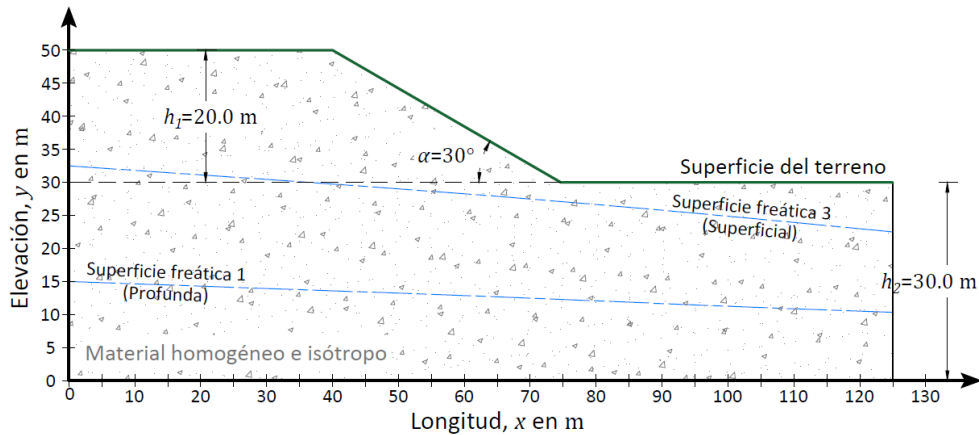


Fig 4.12 Geometría de la superficie freática (superficial y profunda) para la evaluación de la estabilidad del talud

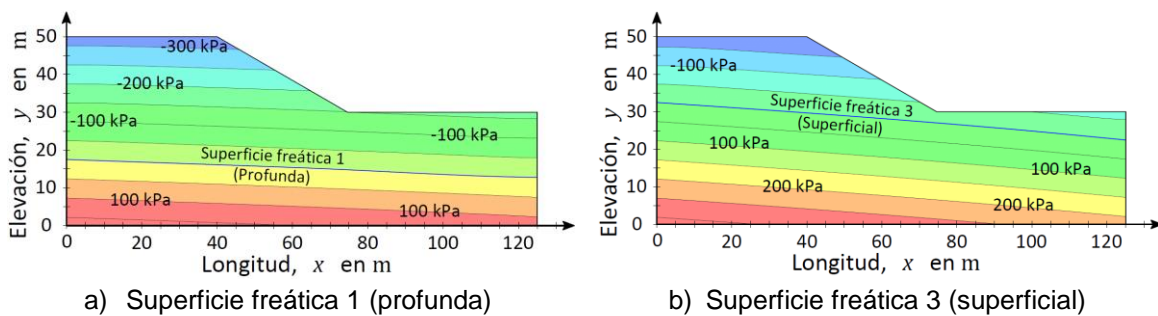


Fig 4.13 Distribución de presiones de poro de agua para diferentes superficies freáticas

Como en el caso anterior, las superficies freáticas propuestas: profunda y superficial; se definen por medio de un análisis de flujo de agua. En la sección 4.1.1 se indican las fronteras para cada una de ellas. La Fig 4.13 muestra la posición de las dos superficies freáticas y la distribución de presión de poro de agua. En el caso de la superficie freática 1 (profunda), la máxima presión de poro negativa en el talud es aproximadamente de -350 kPa. Es decir, el análisis de estabilidad se rige por las succiones desarrolladas en el talud.

El caso de la superficie freática 3 (superficial), la presión de poro negativa apenas excede los -150 kPa. En este último caso, la succión en el talud no es considerablemente grande, por lo tanto, la succión no rige el análisis de estabilidad.

La Fig 4.14 indica la variación del factor de seguridad crítico para cada talud con diferente superficie freática. Los resultados se muestran con respecto al parámetro de ajuste  $a_f$  de cada curva característica mostrada en la Fig 4.4.

En ambos casos, cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  es menor o igual que 10 kPa (SWCC 1 y SWCC 2), el factor de seguridad obtenido con modelos de resistencia al corte no saturados no lineales (Fredlund *et al.* 1996, Vanapalli *et al.* 1996, Khalili y Khabbaz, 1998 y Bao *et al.* 1998), se apegan con el criterio clásico Mohr-Coulomb para suelos saturados. Emplear el criterio Mohr-Coulomb ( $\varphi^b=0^\circ$ ), muestra ser suficiente en el cálculo del factor de seguridad del talud. Una curva característica con parámetro de ajuste  $a_f=100$  kPa (SWCC 3), muestra que el factor de seguridad estimado con criterios no saturados no lineales puede describirse por  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$ . Bajo esta condición, el efecto de la succión en la estabilidad del talud se observa en un incremento del factor de seguridad. Finalmente, cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  alcanza un valor de 1000 kPa (SWCC 4), los factores de seguridad obtenidos con modelos no saturados no lineales se adaptan a la condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ .

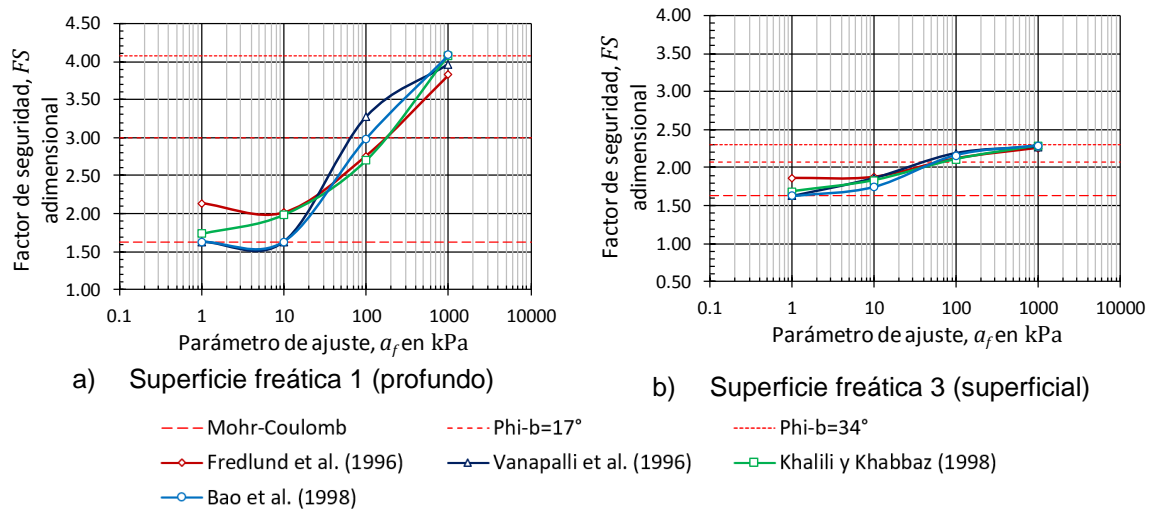


Fig 4.14 Variación del factor de seguridad crítico con respecto al parámetro de ajuste  $a_f$  del modelo teórico de Fredlund y Xing (1994) considerando superficies freáticas variables

La Fig 4.15 muestra la influencia de los modelos de resistencia al corte en la definición de superficies de deslizamiento críticas del talud. Cuando la superficie freática en el talud es profunda (superficie freática 1) (Fig 4.15a), las superficies de falla, para las condiciones  $\varphi^b=0^\circ$  (criterio Mohr Coulomb),  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  y  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ ; distan considerablemente una de la otra. No obstante, las superficies de falla críticas definidas con los criterios de resistencia al corte no saturados no lineales (Fredlund *et al.* 1996, Vanapalli *et al.* 1996, Khalili y Khabbaz, 1998; y Bao *et al.* 1998), se apegan a la distribución descrita en la sección anterior (4.2.1): Cuando la curva característica tiene un parámetro de ajuste  $a_f$  menor o igual que 10 kPa (SWCC 1 y SWCC 2), las superficies de falla se sobreponen al criterio Mohr-



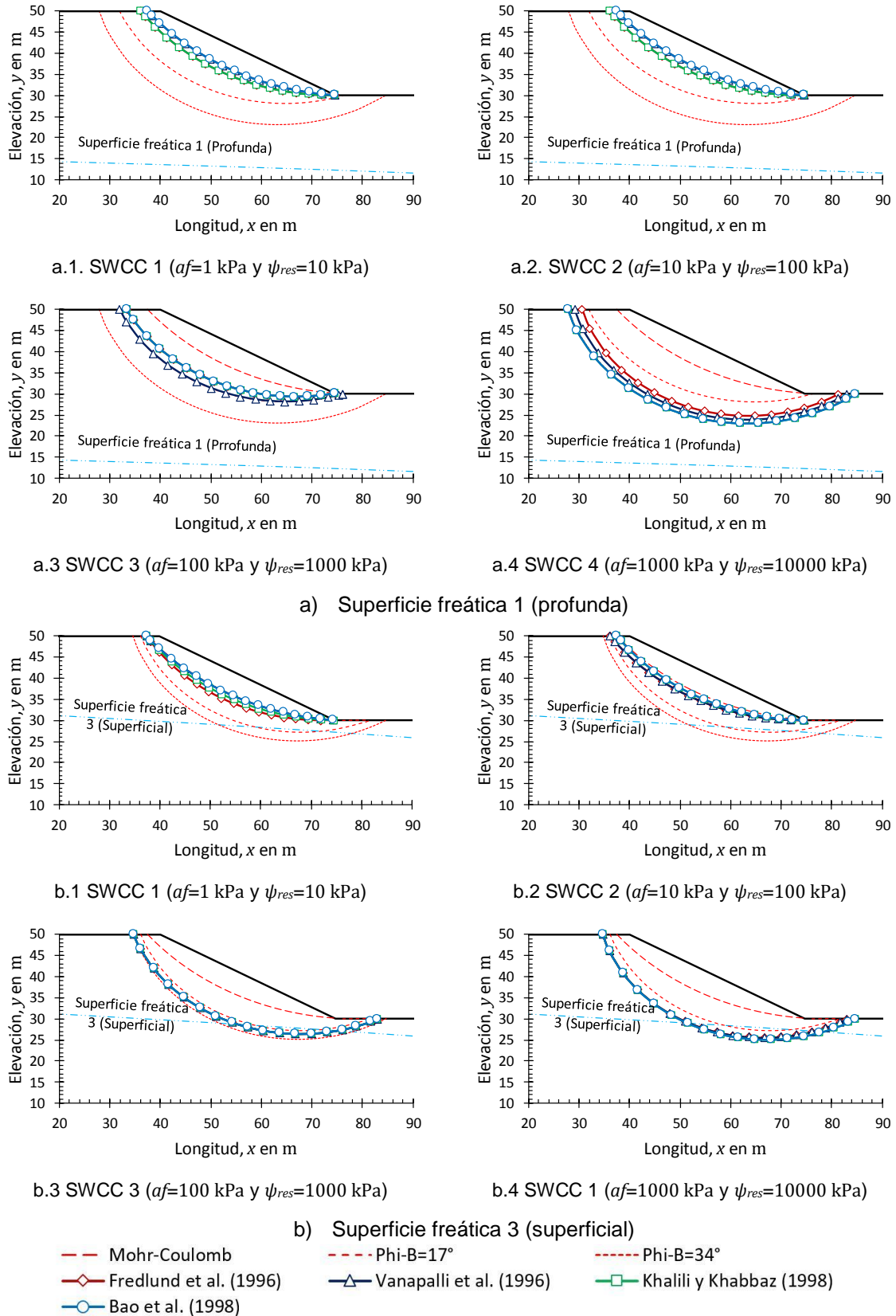


Fig 4.15 Superficies de deslizamiento críticas con diferentes superficies freáticas

Coulomb; cuando  $a_f=100$  kPa (SWCC 3), las superficies de falla coinciden con la superficie de falla definida con la condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$ ; y si  $a_f=1000$  kPa (SWCC 4), la superficie de falla corresponde con la condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ .

Una superficie freática superficial (superficie freática 3) (Fig 4.15b), y considerando que la distribución de succiones en el talud es menor (aproximadamente -150 kPa), sus efectos en el factor de seguridad, así como en la superficie de falla, son menores. De hecho, las superficies de falla críticas al considerar criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales), tienden a la superficie de falla definida con el criterio Mohr-Coulomb.

En conclusión, los resultados muestran que, la variación de la superficie freática dentro del talud modifica los factores de seguridad, en particular cuando se consideran criterios de resistencia al corte no saturados. Esta situación, se debe a que la posición de la superficie freática rige la distribución de presiones de poro negativas. Por lo tanto, una superficie freática superficial, reduce las presiones de poro negativas de la zona no saturada; y en consecuencia, el factor de seguridad disminuye. En cambio, una superficie freática profunda, propicia el desarrollo de presiones de poro negativas mayores que favorecen el factor de seguridad del talud.

En el caso del criterio Mohr-Coulomb, el análisis de estabilidad es independiente de la posición del nivel freático. Esta condición es cierta siempre que la superficie freática no alcance la superficie de falla del talud; de lo contrario, el factor de seguridad se ve afectado por las presiones de poro positivas; las cuales reducen el estado de esfuerzos efectivos en el suelo.

#### 4.2.3 Efecto de la inclinación del talud

Se propone una modificación de la Fig 4.1, donde el ángulo de inclinación del talud se incrementa a  $60^\circ$  y la altura se mantiene en 20 m (Fig 4.16). Las propiedades hidráulicas no saturadas del material se consideran de acuerdo con la Fig 4.4 y Fig 4.6 (SWCC y función de conductividad hidráulica, respectivamente). Asimismo, las funciones de resistencia al corte no saturadas se mantienen según la Fig 4.7.

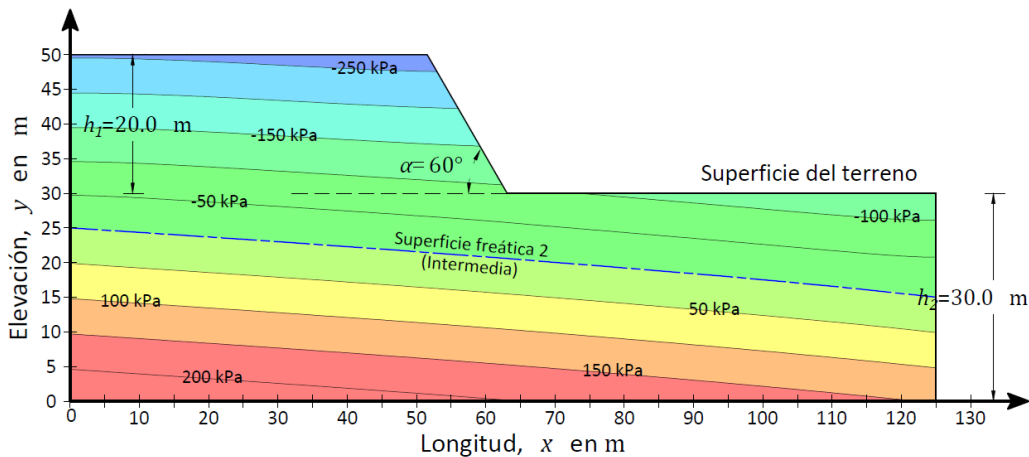


Fig 4.16 Geometría y distribución de presión de poro en talud con ángulo de inclinación de  $60^\circ$

La definición de las presiones de poro de agua y superficie freática se establecen con un análisis de flujo de agua en el talud. La geometría de la superficie freática se analiza para la condición intermedia (superficie freática 2) (sección 4.1.1). La Fig 4.16 muestra la distribución de presión de poro de agua y la superficie freática del análisis.

En la Fig 4.17 se indica la variación del factor de seguridad crítico con respecto al parámetro de ajuste  $a_f$ . Los valores de  $a_f$  representan las diferentes curvas características SWCC mostradas en la Fig 4.4. Como es de esperarse, el incremento de la pendiente del talud reduce los factores de seguridad. Sin embargo, la succión del suelo sigue influyendo en la magnitud de los factores de seguridad; los cuales resultan mayores que los estimados con el criterio Mohr-Coulomb.

Al igual que en los casos anteriores, cuando la curva característica tiene un parámetro de ajuste  $a_f \leq 10$  kPa (SWCC 1 y SWCC 2), los factores de seguridad obtenidos con modelos de resistencia al corte no saturados no lineales (Fredlund *et al.* 1996, Vanapalli *et al.* 1996, Khalili y Khabbaz, 1998; y Bao *et al.* 1998), coinciden con el criterio Mohr-Coulomb ( $\varphi^b=0^\circ$ ). Cuando el valor de  $a_f > 10$  kPa, el criterio Mohr-Coulomb proporciona un factor de seguridad menor que los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales.

La condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  puede adoptarse cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  de la curva característica es de 100 kPa; y la condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ , cuando  $a_f$  es de 1000 kPa. Ambas condiciones, permiten simplificar los criterios de resistencia al corte no saturados no lineales a un modelo de resistencia al corte no saturado lineal (Fredlund *et al.* 1978).

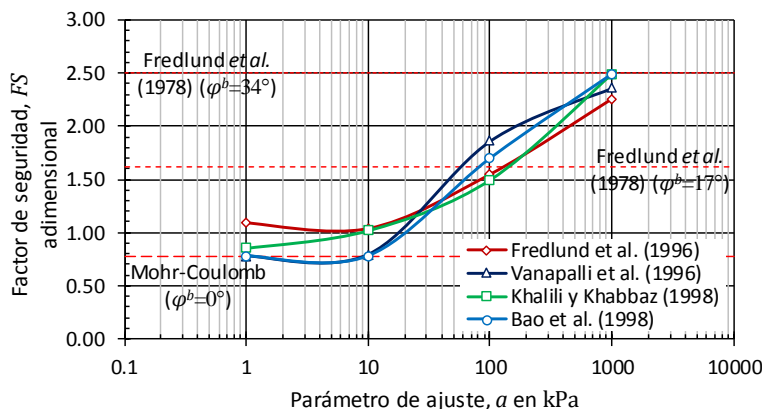


Fig 4.17 Variación del factor de seguridad crítico para un talud con inclinación de  $60^\circ$  con respecto al parámetro de ajuste  $a_f$  del modelo teórico de Fredlund y Xing, (1994)

La Fig 4.18 ilustra el efecto de la inclinación del talud en el trazo de la superficie de falla crítica. Los resultados muestran que, todas las superficies de falla obtenidas con modelos saturados y no saturados coinciden en el pie del talud.

El criterio de resistencia Mohr-Coulomb proporciona la superficie de falla más superficial. El criterio de resistencia al corte no saturado de Fredlund *et al.* (1978), tiende a profundizar la superficie de falla en la corona del talud conforme el valor de  $\varphi^b$  se incrementa. Las superficies de falla con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, mantienen las distribuciones observadas en secciones anteriores.

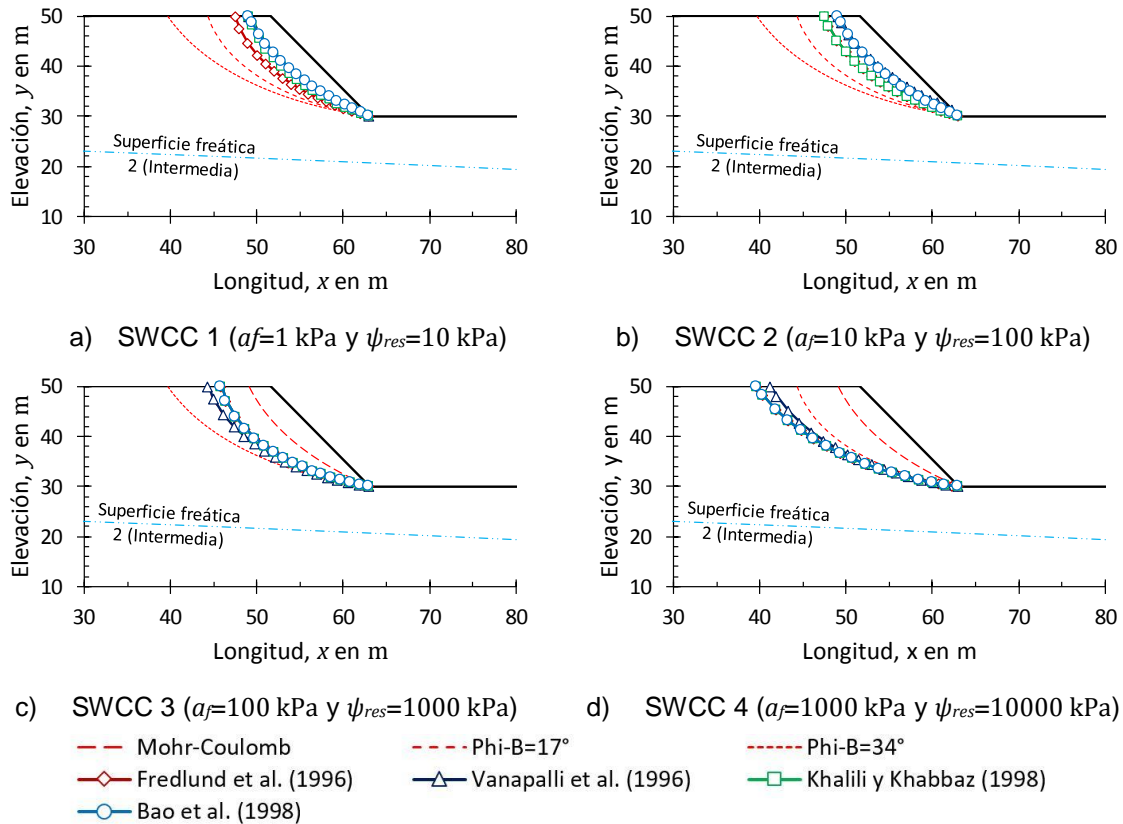


Fig. 4.18 Superficies de falla críticas para talud con pendiente ( $\alpha$ ) de  $60^\circ$  y superficie freática 2 (intermedia)

En general, los resultados de las secciones 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, demuestran que la succión del suelo influye en la estabilidad del talud. Sin embargo, en la ingeniería clásica es común que los efectos de la succión no se consideren en el análisis de estabilidad. Quizá una de las razones principales se debe a la dificultad para obtener datos experimentales del suelo en condiciones no saturadas. A la fecha, existen modelos matemáticos que, a partir de los parámetros de resistencia al corte efectivos, y en conjunto con la definición de la curva característica suelo-agua, es posible determinar la resistencia al corte de un suelo no saturado e incluirla en el análisis de estabilidad. No obstante, debe tenerse en cuenta que los modelos matemáticos de ninguna manera sustituyen los datos de laboratorio, pero éstos pueden proporcionar resultados preliminares que se ajustan a las condiciones reales del talud.

### 4.3 Estabilidad de taludes sometidos a precipitación pluvial

En esta sección se proponen análisis de flujo de agua establecido y transitorio afectados por la precipitación pluvial. La Fig. 4.19 muestra el talud con la definición de condiciones de frontera. La altura del talud es de 20 m con inclinación de  $30^\circ$ .

Como sucede en los casos anteriores, el análisis de estabilidad del talud considera un peso unitario del material de  $20 \text{ kN/m}^3$ . Los parámetros de resistencia al corte efectivos, cohesión

y ángulo de fricción interna, son 10 kPa y  $34^\circ$ , respectivamente. La variación de la resistencia al corte no saturado se indica en la Fig 4.7. La curva característica suelo-agua y función de conductividad hidráulica, empleadas en el análisis de flujo de agua, se indican en la Fig 4.4 y Fig 4.6, respectivamente.

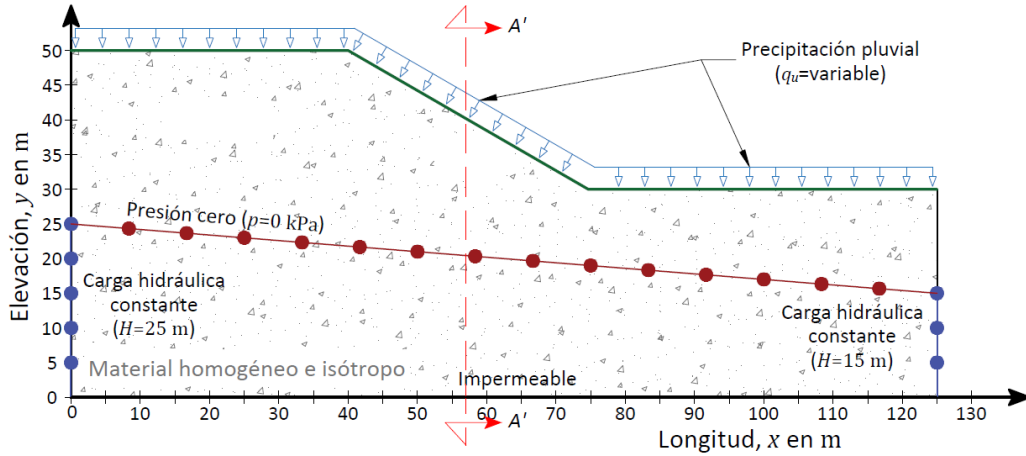


Fig 4.19 Condiciones de frontera en talud afectado por precipitación pluvial constante considerando superficie freática profunda o no variable

La Fig 4.19 ilustra las condiciones de frontera que rigen el análisis de flujo de agua. En un principio, se considera un nivel freático constante representativo de la superficie freática 2 indicada en la Fig 4.1. En este primer análisis, independientemente del volumen de agua infiltrado, el nivel freático mantiene su posición original. Para esta condición, la superficie freática se representa por una frontera de presión cero ( $p=0$  kPa); y los extremos izquierdo y derecho del modelo, ubicados por debajo de la superficie freática (frontera con presión cero), se consideran con carga hidráulica total constante de 25 y 15 m; respectivamente. La base del modelo se considera impermeable.

Tabla 4.4 Resumen de intensidades de precipitación pluvial

Relación $q_u/k_{sat}$	Equivalencia			
	m/s	mm/h	mm/día	mm/mes
0.001	$1.0 \times 10^{-8}$	0.04	0.86	25.92
0.01	$1.0 \times 10^{-7}$	0.36	8.64	259.2
0.1	$1.0 \times 10^{-6}$	3.60	86.4	2 592
1	$1.0 \times 10^{-5}$	36.0	864	25 920
2.5	$2.5 \times 10^{-5}$	90.0	2 160	64 800

La condición de precipitación pluvial se considera en toda la superficie del talud por medio de una frontera de flujo unitario ( $q_u$ ). La Tabla 4.4 indica las intensidades de precipitación pluvial expresadas como una relación de la intensidad ( $q_u$ ) con la conductividad hidráulica saturada del material ( $k_{sat}=1.0 \times 10^{-5}$  m/s). Es importante destacar que los datos de la Tabla 4.4 no representan una tormenta en particular; pero caracterizan intensidades cercanas a la realidad.

### 4.3.1 Precipitación pluvial constante a largo plazo (condición de flujo de agua establecido)

#### 4.3.1.1 Nivel freático constante o profundo

La Fig 4.20 muestra los resultados del análisis de flujo y estabilidad acoplados al considerar la SWCC 1 ( $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa, la cual representa una arena gruesa). Se consideran distintas relaciones de intensidad de precipitación pluvial con respecto a la conductividad hidráulica saturada:  $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ .

La Fig 4.20a presenta los perfiles de succión para las diferentes intensidades de precipitación pluvial al considerar la SWCC 1. Independientemente de la intensidad de precipitación pluvial, los perfiles de succión en el eje A'-A' mantienen una geometría vertical (succión constante) muy cercana a la condición de succión cero. Dada esta situación, la variación de los factores de seguridad obtenidos con criterios no saturados (lineales y no lineales); presentan una variación mínima (Fig 4.20b). De hecho, los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales), coinciden con los factores de seguridad obtenidos con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb. Esta distribución también se aprecia en la definición de las superficies de falla críticas. Los modelos de resistencia al corte no saturados definen una misma superficie de falla que el criterio Mohr-Coulomb.

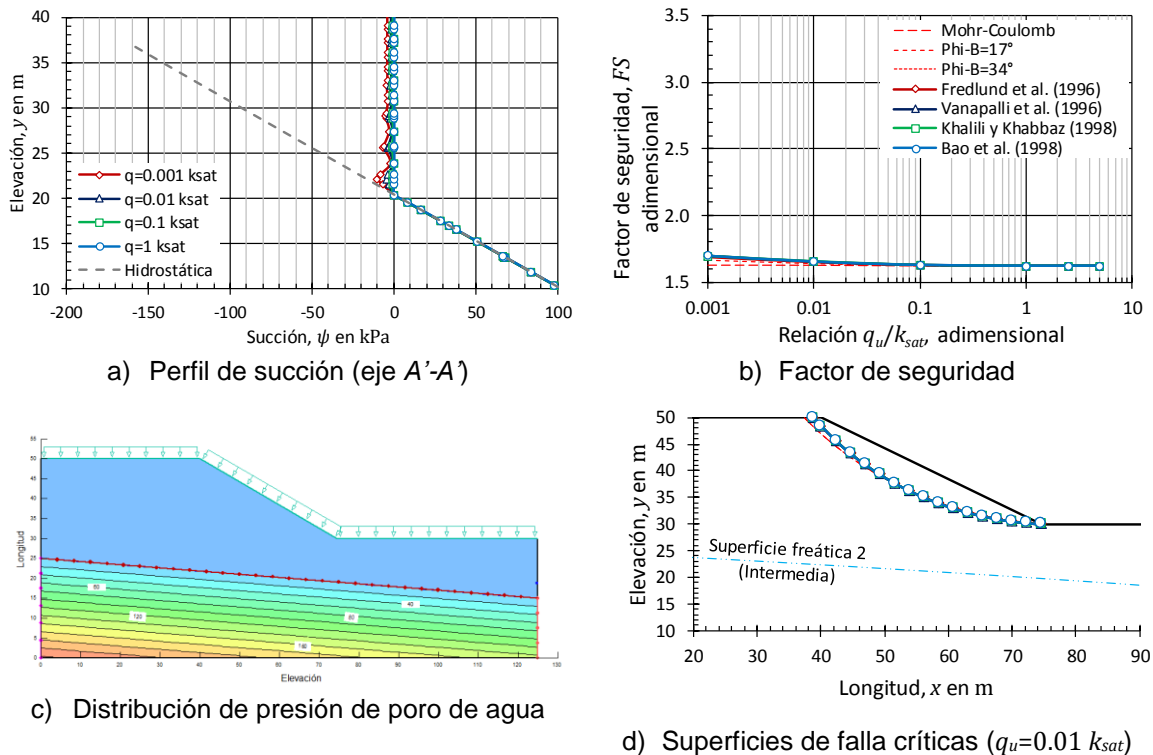


Fig 4.20 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 1 ( $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.21 representa los resultados del análisis de flujo y estabilidad para la SWCC 2 ( $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa, que representa una arena fina). Al igual que en el caso de la SWCC 1, se consideran distintas intensidades de precipitación pluvial que se expresan con respecto a la conductividad hidráulica saturada ( $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ ).

Los perfiles de succión de la Fig 4.21a tienden a ser ligeramente más representativos debido a que las succiones en el talud se incrementan. Sin embargo, aún se localizan próximos a la condición de succión cero; en particular cuando la intensidad de precipitación pluvial es igual o ligeramente menor que la conductividad hidráulica saturada ( $1 k_{sat}$  y  $0.1 k_{sat}$ ). Intensidades de precipitación pluvial menores, como en el caso de  $0.01 k_{sat}$  y  $0.001 k_{sat}$ , ocasionan que el perfil de succión se aleje un poco más de la condición de succión cero.

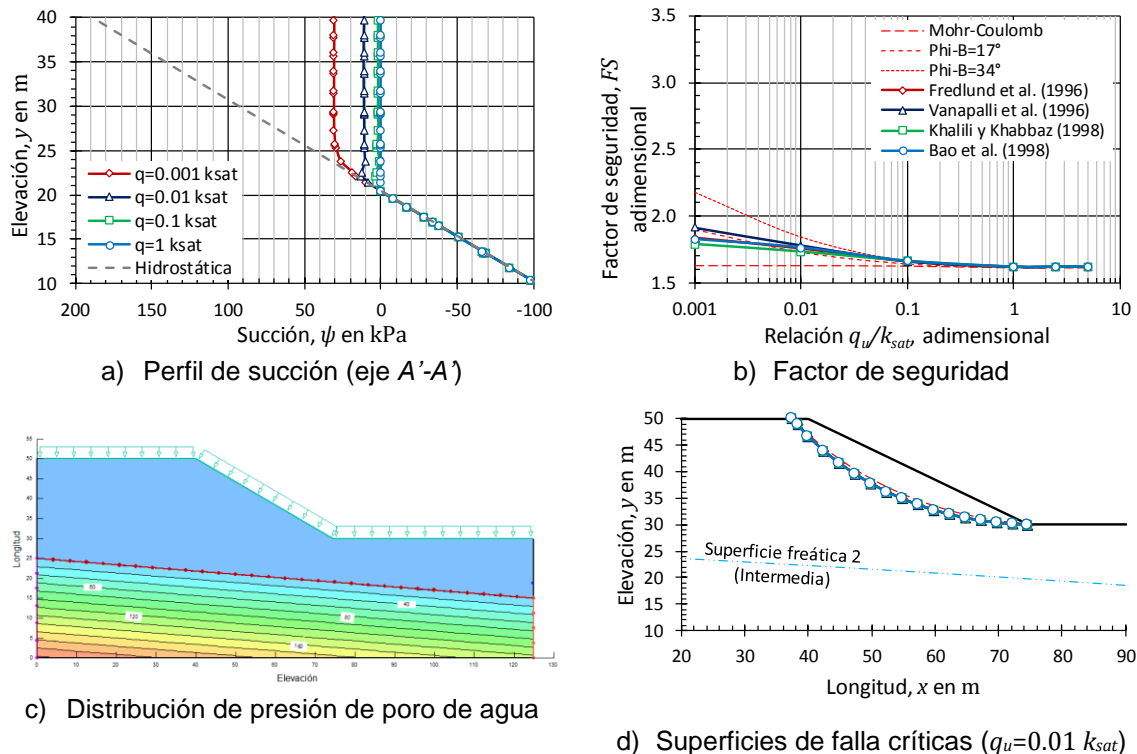


Fig 4.21 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 2 ( $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

Las diferencias en los perfiles de succión, cuando la intensidad de precipitación pluvial es menor que  $0.1 k_{sat}$ , se reflejan en el factor de seguridad crítico del talud (Fig 4.21b). Los factores de seguridad analizados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales (Fredlund *et al.* 1996; Vanapalli *et al.* 1996; Khalili y Khabbaz, 1998; y Bao *et al.* 1998), coinciden con los factores de seguridad obtenidos con la condición  $\phi^b=1/2\phi'=17^\circ$ . Los factores de seguridad estimados con el criterio clásico Mohr-Coulomb, y dado que desprecia el estado de succiones en el talud, subestima la magnitud del factor de seguridad y se mantiene constante para todas las intensidades de precipitación pluvial. El factor de seguridad para la condición  $\phi^b=\phi'=34^\circ$ , sobreestima el factor de seguridad para el estado



de succiones en el talud. Cuando la intensidad de precipitación es mayor o igual que  $0.1 k_{sat}$ , el análisis del factor de seguridad del talud es independiente del criterio de resistencia al corte; de hecho, los factores de seguridad con criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales), convergen con el factor de seguridad analizado con el criterio clásico Mohr-Coulomb (Fig 4.21b).

Las diferencias en la superficie de falla, al considerar los diferentes perfiles de succión de la Fig 4.21a, resultan poco representativas (Fig 4.21d). El criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb, así como los criterios no saturados, definen una misma superficie de falla para todas las intensidades de precipitación pluvial.

La Fig 4.22 muestra los perfiles de succión y factores de seguridad para la SWCC 3 ( $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa, que caracteriza a un limo). Se consideran distintas intensidades de precipitación pluvial, las cuales se expresan con respecto a la conductividad hidráulica saturada del material:  $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ .

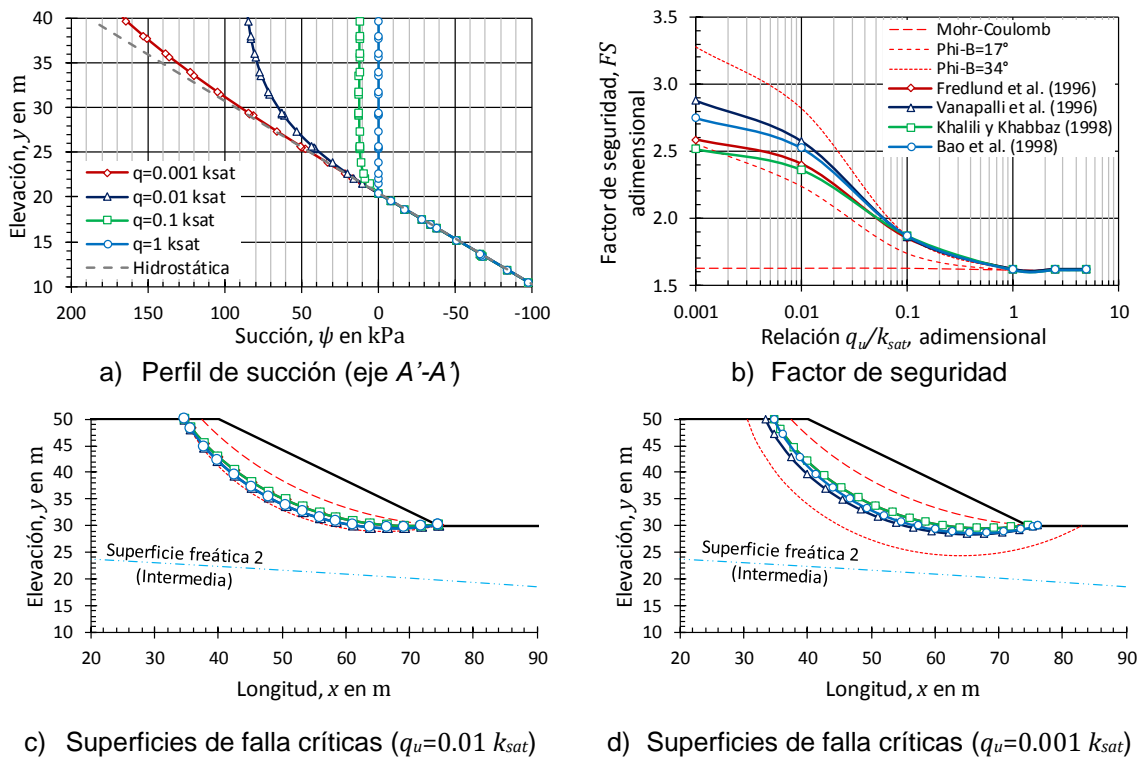


Fig 4.22 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 3 ( $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.22a indica los perfiles de succión para diferentes intensidades de precipitación pluvial. Debido a que la SWCC 3 representa un suelo mayormente fino, el suelo presenta una mayor capacidad para desarrollar un estado de succiones; en consecuencia, los perfiles de succión son más representativos y tienen mayor influencia en la estabilidad del talud. Cuando la intensidad de precipitación pluvial es igual que la conductividad hidráulica saturada del material ( $1 k_{sat}$ ), el estado de succiones desaparece y el perfil de succión se



ajusta a la condición de succión cero. Si la intensidad de precipitación pluvial es menor que la conductividad hidráulica saturada del suelo, los perfiles de succión tienden a la línea de presiones hidrostáticas; por tanto, el estado de succiones en el talud se incrementa.

La influencia de los perfiles de succión mostrados en la Fig 4.22a, se observan en el comportamiento de los factores de seguridad críticos del talud y que se indican en la Fig 4.22b. Cuando la intensidad de precipitación pluvial es mayor o igual que la conductividad hidráulica saturada, el cálculo de factores de seguridad es indiferente al considerar criterios de resistencia al corte no saturados lineales o no lineales; todos los factores de seguridad coinciden con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb. Cuando la intensidad de precipitación pluvial es ligeramente menor, del orden de  $0.1 k_{sat}$ , los factores de seguridad analizados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, coinciden con la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ . El criterio Mohr-Coulomb y la condición  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$ , subestiman la magnitud del factor de seguridad.

Cuando la intensidad de precipitación pluvial es menor que  $0.01 k_{sat}$ , los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, se aproximan a la condición  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$ . No obstante, los factores de seguridad no se adaptan completamente a esta condición, pero pueden considerarse aceptables debido a que representan una condición conservadora (es decir, un factor de seguridad menor).

En el caso de las superficies de falla críticas (Fig 4.22c y Fig 4.22d), todas coinciden con la superficie de deslizamiento definida con la condición  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$ . Sin embargo, cuando la intensidad de precipitación pluvial es  $0.01 k_{sat}$ , la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$  y  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$  definen una superficie de falla casi idéntica.

La Fig 4.23 muestra los perfiles de succión y factores de seguridad para la SWCC 4 ( $a_f = 1000$  kPa y  $\psi_{res} = 10000$  kPa, que representa un material extremadamente fino, arcilla). Al igual que en los casos anteriores, se consideran las intensidades de precipitación pluvial expresadas con respecto a la conductividad hidráulica saturada del suelo.

La Fig 4.23a indica los perfiles de succión para diferentes intensidades de precipitación pluvial. Cuando la intensidad de precipitación pluvial es igual que la conductividad hidráulica saturada ( $1 k_{sat}$ ), el perfil de succión se reduce a cero. Intensidades menores que la conductividad hidráulica saturada ( $0.1 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$  y  $0.001 k_{sat}$ ), aproximan los perfiles de succión hacia el perfil de presiones hidrostáticas.

El análisis de los factores de seguridad críticos, y como sucede en los planteamientos anteriores, demuestran que, si la intensidad de precipitación pluvial es igual o mayor que la conductividad hidráulica saturada del material, el cálculo de los factores de seguridad se puede reducir al emplear el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb. En este caso, tanto los criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales) coinciden con el criterio Mohr-Coulomb. Si la intensidad de precipitación pluvial es menor que la conductividad hidráulica saturada, el análisis de factores de seguridad con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, puede simplificarse a la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ . El análisis de factores de seguridad con el criterio Mohr-Coulomb ( $\varphi^b = 0^\circ$ ) y el criterio de Fredlund *et al.* (1978), con  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$ ; proporcionan factores de seguridad mucho menores para las condiciones de succión desarrolladas en el talud.

En el caso de la definición de las superficies de falla críticas, cualquier intensidad de precipitación pluvial menor que la conductividad hidráulica saturada del material, ocasiona que superficie de falla que se ajuste a la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$  (Fig 4.23d).

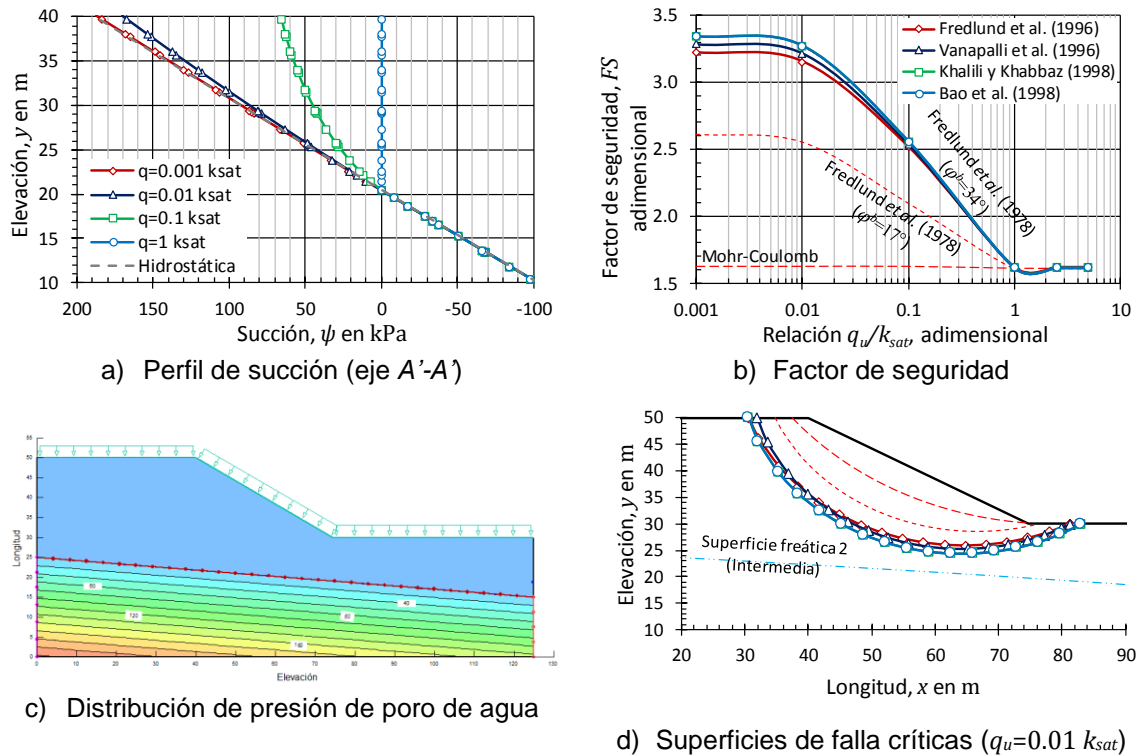


Fig 4.23 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 4 ( $a_f=1000$  kPa y  $\psi_{res}=10000$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

Los resultados anteriores, que involucran las cuatro curvas características suelo-agua (Fig 4.4), tanto en condiciones de flujo como en el análisis de estabilidad, demuestran comportamientos significativos. En general, si la intensidad de precipitación pluvial adquiere el valor de la conductividad hidráulica saturada, o si esta se excede, el estado de succiones en el suelo desaparece. En contraparte, si la intensidad de precipitación pluvial es menor que la conductividad hidráulica saturada (uno o más órdenes de magnitud), las succiones en el suelo se mantienen.

La representatividad de los factores de seguridad al considerar criterios de resistencia al corte no saturados, depende en gran medida del estado de succiones en el suelo. Si la intensidad de precipitación pluvial es igual o mayor que la conductividad hidráulica saturada, el análisis de factores de seguridad se puede reducir al criterio de resistencia Mohr-Coulomb. Cuando la intensidad de precipitación es menor que la conductividad hidráulica saturada (uno o más órdenes de magnitud), los criterios de resistencia al corte no saturados adquieren mayor representatividad.

Cabe destacar que los perfiles de succión analizados en esta sección consideran un nivel freático constante, y este no se ve afectado por el volumen de agua infiltrado. Sin embargo,

es cierto que la precipitación pluvial provoca el ascenso del nivel freático, por tanto, esta condición se analiza en la sección siguiente.

#### 4.3.1.2 Nivel freático variable o superficial

Es un hecho que la superficie freática no es una línea constante en la masa de suelo, sino que varía de acuerdo con las condiciones medioambientales a las que está sujeta. En el caso particular de la precipitación pluvial, la superficie freática se moviliza según la intensidad y velocidad de agua infiltrada. Un modelo que contemple la influencia de la infiltración de agua pluvial en la superficie freática, puede presentar diferencias importantes en el cálculo del factor de seguridad. En esta sección, se presenta dicho caso de análisis.

La Fig 4.24 muestra el talud y condiciones de frontera del modelo. Las propiedades saturadas del material (peso volumétrico, cohesión efectiva y ángulo de fricción interno efectivo); e intensidades de precipitación pluvial, se mantienen de acuerdo con lo descrito al principio de la sección 4.3. Asimismo, las propiedades no saturadas del suelo (curvas característica suelo-agua, función de conductividad hidráulica y función de resistencia) se indican en la Fig 4.4, Fig 4.6 y Fig 4.7; respectivamente.

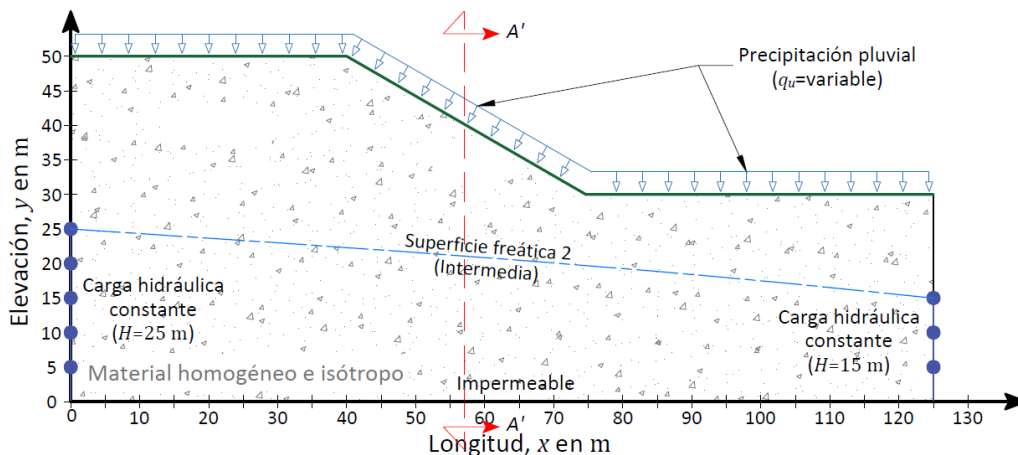


Fig 4.24 Condiciones de frontera en talud afectado por precipitación pluvial constante considerando superficie freática superficial o variable

La Fig 4.25 muestra los resultados del análisis de flujo y estabilidad del talud al considerar la SWCC 1 ( $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa, que representa una arena gruesa). Las diferentes intensidades de precipitación pluvial se consideran como una relación de la intensidad y la conductividad hidráulica saturada del material ( $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ ). La Fig 4.25a a Fig 4.25d muestran la variación de la superficie freática y presiones de poro de agua para distintas intensidades de precipitación pluvial. Asimismo, la Fig 4.25e y Fig 4.25f, representan los perfiles de succión y la variación de los factores de seguridad para diferentes intensidades de precipitación pluvial, respectivamente.

Los resultados de la Fig 4.25 muestran que no todas las intensidades de precipitación pluvial modifican la posición del nivel freático. Cuando la intensidad de precipitación es menor o igual que  $0.01 k_{sat}$ , el nivel freático se mantiene sin cambios significativos (Fig 4.25a y Fig 4.25b). En ambos casos, a pesar de las intensidades bajas de precipitación pluvial,

los perfiles de succión se mantienen próximos a la condición de succión cero (Fig 4.25e). Cuando la intensidad de precipitación pluvial es mayor o igual que  $0.1 k_{sat}$ , el nivel freático asciende hasta la superficie del talud (Fig 4.25c y Fig 4.25d), en consecuencia, los perfiles de succión desaparecen, el suelo se satura y se generan presiones de poro positivas dentro de la estructura del talud. (Fig 4.25e).

Los perfiles de succión mostrados en la Fig 4.25e, indican que los efectos de la succión para todas las condiciones de análisis desaparecen la succión del suelo. Por lo tanto, es sencillo intuir que los factores de seguridad del talud se regirán únicamente por los parámetros de resistencia al corte efectivos del criterio Mohr-Coulomb. Esta condición se observa en la Fig 4.25f. Cualquier criterio de resistencia al corte no saturado no lineal (Fredlund *et al.* 1996; Vanapalli *et al.* 1996; Khalili y Khabbaz, 1998; y Bao *et al.* 1998), o lineal (Fredlund *et al.* 1978), coincide con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb.

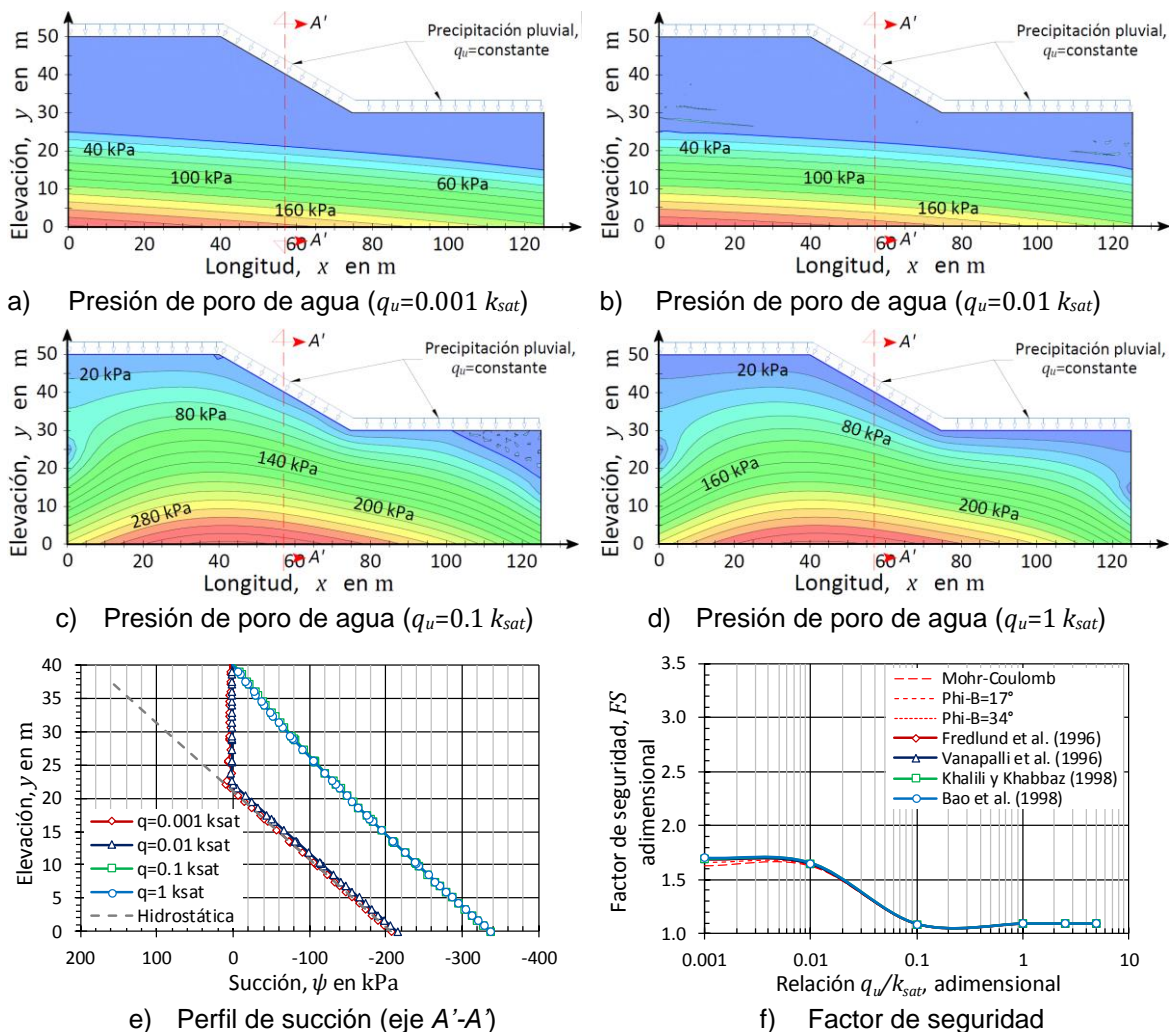


Fig 4.25 Distribución de presiones de poro de agua y variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial considerando la SWCC 1 ( $a_f=1 \text{ kPa}$  y  $\psi_{res}=10 \text{ kPa}$ ) (superficie freática superficial o variable)

Debe destacarse una condición particular que se presenta en el análisis de factores de seguridad. Al comparar los resultados de la Fig 4.20 (nivel freático constante) con la Fig 4.25f (nivel freático variable), se observa una disminución gradual del factor de seguridad, y que se atribuye al ascenso del nivel freático. Esta condición se debe a las presiones de poro positivas que se desarrollan con intensidades de precipitación mayores que  $0.01 k_{sat}$ ; las cuales, reducen el estado de esfuerzos efectivos del suelo, y en consecuencia, los factores de seguridad del talud.

La Fig 4.26 presenta los resultados del análisis de flujo y estabilidad al considerar la SWCC 2 ( $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa, que representa una arena fina). La intensidad de precipitación pluvial se expresa con respecto a la conductividad hidráulica saturada del material ( $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ ). La Fig 4.26a a Fig 4.26d indican la distribución de presiones de poro en el talud. La Fig 4.26e y Fig 4.26f muestran los perfiles de succión y la variación del factor de seguridad crítico, respectivamente.

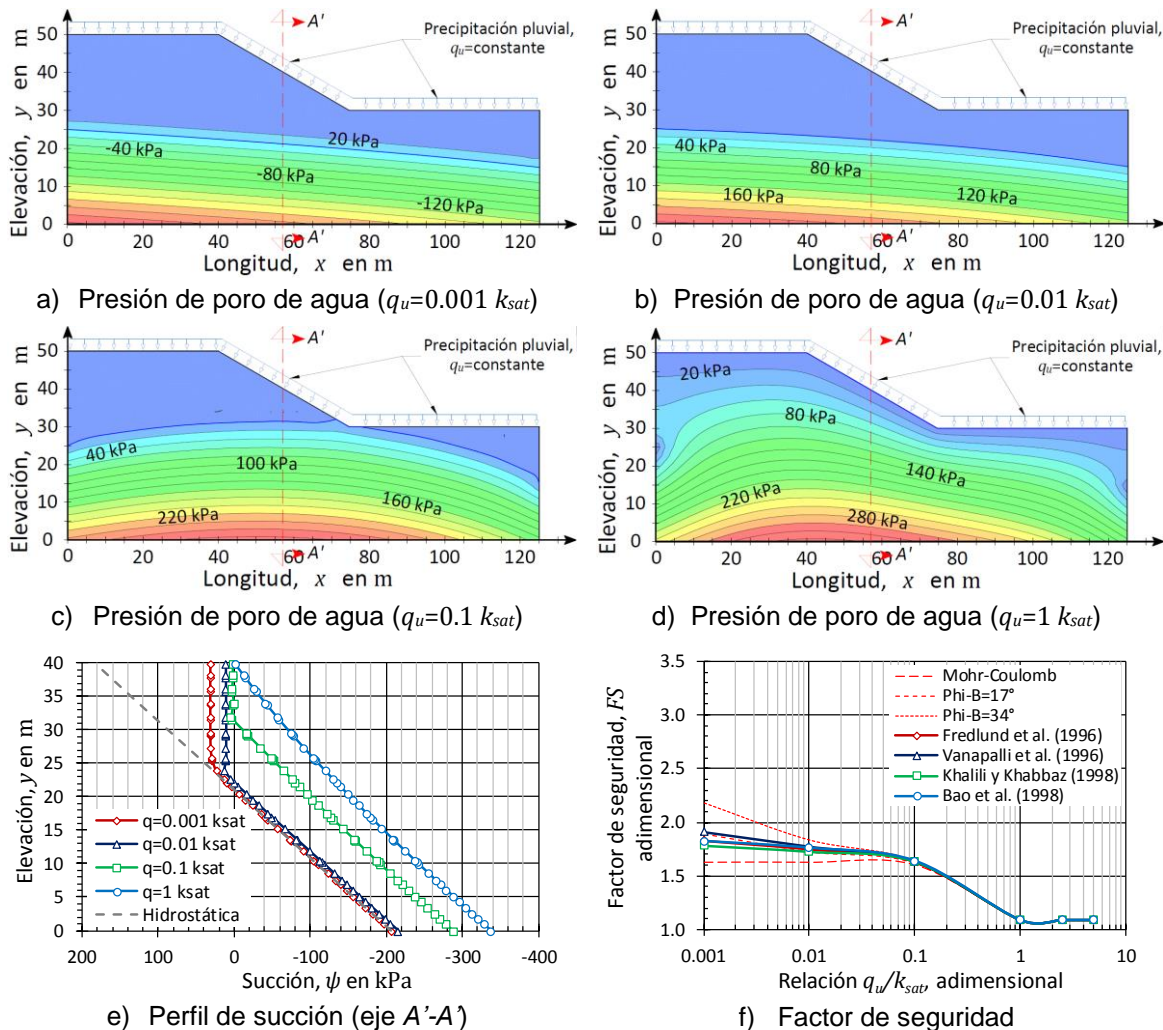


Fig 4.26 Distribución de presiones de poro de agua y variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial considerando la SWCC 1 ( $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa) (superficie freática superficial o variable)



Cuando la intensidad de precipitación pluvial es menor o igual que  $0.01 k_{sat}$ , el nivel freático se mantiene aproximadamente constante (Fig 4.26a y Fig 4.26b). Los perfiles de succión desarrollados para dicha intensidad de precipitación pluvial resultan poco representativos, principalmente porque se mantienen próximos a la condición de succión cero (Fig 4.26e). Sin embargo, estos perfiles de succión ya influyen en la estabilidad del talud.

Los factores de seguridad obtenidos con criterios de resistencia al corte no saturados, y considerando una intensidad de precipitación pluvial menor o igual que  $0.01 k_{sat}$ , se mantienen próximos a la condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  (Fig 4.26f). Despreciar los perfiles de succión cuando la intensidad es menor o igual que  $0.01 k_{sat}$ , proporciona factores de seguridad menores, condición que se describe con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb. Asimismo, describir la resistencia al corte para la condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ , proporciona un factor de seguridad poco representativo para el estado de succiones en el talud.

Cuando la intensidad de precipitación pluvial es  $0.1 k_{sat}$ , la superficie freática asciende hasta el pie del talud (Fig 4.26c), el perfil de succión se reduce y se mantiene cercano a la condición de succión cero (Fig 4.26e). El análisis de factores de seguridad con criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales), así como con el criterio Mohr-Coulomb para suelos saturados, convergen en un único valor (Fig 4.26f). En este caso, el análisis del factor de seguridad puede reducirse al criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb.

Cuando la intensidad de precipitación pluvial es igual que  $1 k_{sat}$ , el nivel freático asciende hasta la superficie del talud. Esta condición provoca que el talud se sature y se desarrollen presiones de poro positivas, las cuales reducen el factor de seguridad cerca de su condición límite ( $FS=1$ ).

La Fig 4.27 muestra los resultados del análisis de flujo y estabilidad para la SWCC 3 ( $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa, la cual representa un limo). La intensidad de precipitación pluvial se expresa con respecto a la conductividad hidráulica saturada del material ( $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ ). La Fig 4.27a a Fig 4.27d muestran la distribución de presiones de poro de agua en el talud. Los perfiles de succión en el eje  $A'-A'$  y la variación de los factores de seguridad, se indican en la Fig 4.27e y Fig 4.27f, respectivamente.

Cuando la intensidad de precipitación pluvial es menor o igual que  $0.01 k_{sat}$ , la superficie freática se mantiene casi constante (Fig 4.27a y Fig 4.27b). Los perfiles de succión en la zona no saturada tienden a la línea de presión hidrostática (Fig 4.27e) y su influencia en los factores de seguridad es más significativa. En esta condición, y debido al incremento de la resistencia al corte por efecto de la succión, los factores de seguridad definidos con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, se mantienen entre la condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  y  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$  (Fig 4.27f). El criterio Mohr-Coulomb, al despreciar la succión del suelo, proporciona un factor de seguridad conservador; es decir, menor para el estado de succiones en el talud.

Cuando la intensidad de precipitación pluvial es igual que  $0.1 k_{sat}$ , la superficie freática asciende hasta el pie del talud. El perfil de succión se reduce y las presiones de poro

positivas se incrementan. En este caso, los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, se ajustan a la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ .

Si la intensidad de precipitación pluvial es igual que  $1 k_{sat}$ , el talud se satura y se desarrollan presiones de poro positivas en toda la sección; por lo tanto, los factores de seguridad pueden estimarse por el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb.

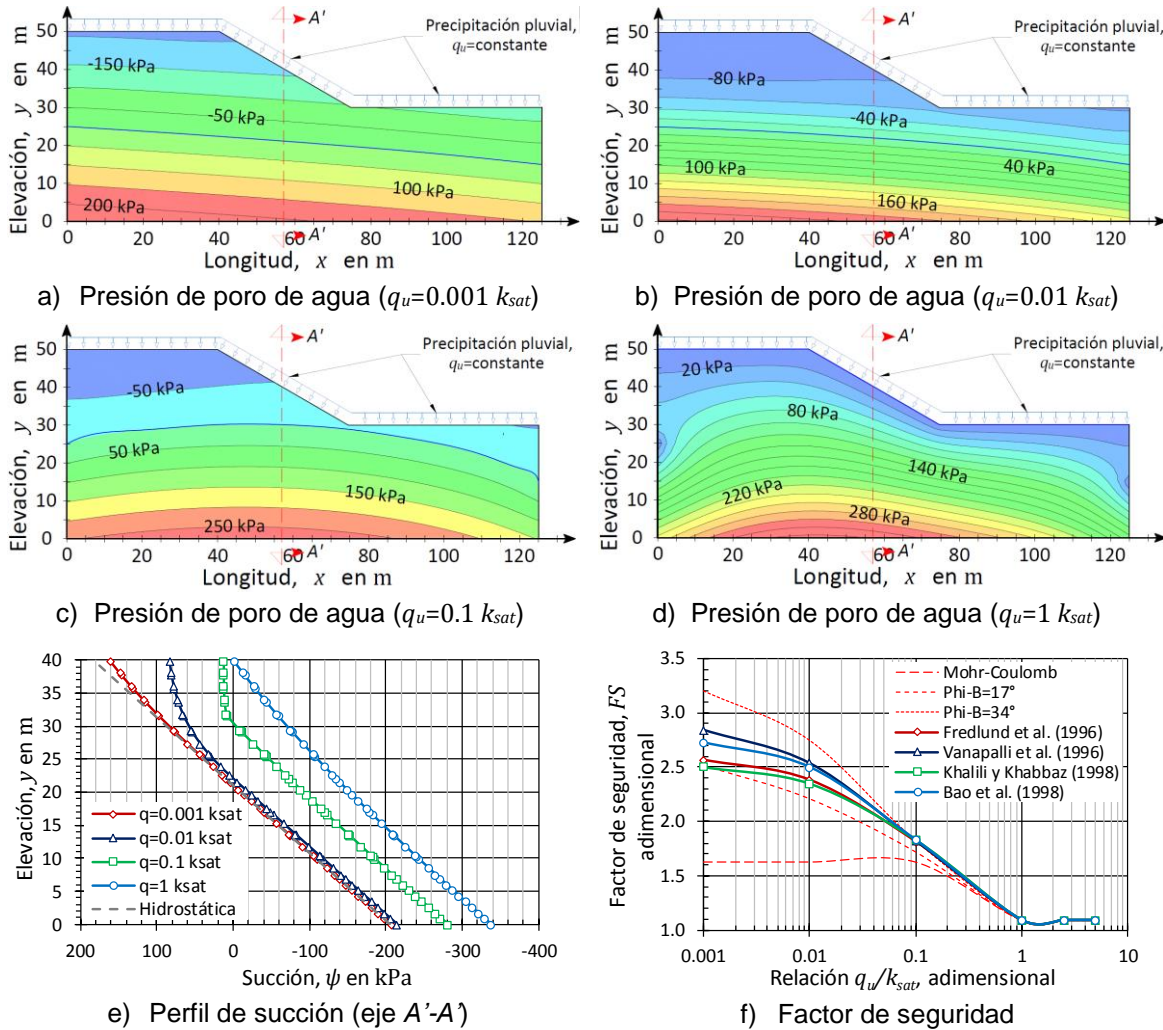


Fig 4.27 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 3 ( $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa) (superficie freática superficial o variable)

La Fig 4.28 muestra los resultados del análisis de flujo y estabilidad al considerar la SWCC 4 ( $a_f=1000$  kPa y  $\psi_{res}=10000$  kPa, que representa un material altamente fino: arcilla). La intensidad de precipitación pluvial se expresa con respecto a la conductividad hidráulica saturada del material ( $0.001 k_{sat}$ ,  $0.01 k_{sat}$ ,  $0.1 k_{sat}$  y  $1 k_{sat}$ ). La Fig 4.28a a Fig 4.28d indican la distribución de presiones de poro de agua. Los perfiles de succión en el eje A'-A' y los factores de seguridad se indican en la Fig 4.28e y Fig 4.28f, respectivamente.

De acuerdo con el tipo de curva característica suelo-agua (SWCC 4), cualquier intensidad de precipitación pluvial menor que la conductividad hidráulica saturada del material, genera

estados de succión importantes que influyen en la estabilidad del talud. Intensidades de precipitación pluvial menores que  $0.01 k_{sat}$ , ocasionan que los perfiles de succión casi se sobrepongan a la línea de presiones hidrostáticas (Fig 4.28e). En este caso, el análisis de factores de seguridad con criterios de resistencia al corte no saturados, se adaptan a la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ . De igual forma, e independientemente del ascenso de la superficie freática observado en la Fig 4.28c, cuando la intensidad de precipitación pluvial es igual que  $0.1 k_{sat}$ , los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, coinciden con la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ . El criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb, o la condición  $\varphi^b = 1/2\varphi' = 17^\circ$  en el modelo de Fredlund *et al.* (1978), proporcionan factores de seguridad menores para el estado de succiones desarrollado en el talud; ambos casos resultan conservadores.

La intensidad de precipitación pluvial mayor o igual que  $1 k_{sat}$ , representa una condición que disipa el estado de succiones en el talud. El factor de seguridad obtenido con criterios de resistencia al corte saturados y no saturados, llevan a un mismo resultado

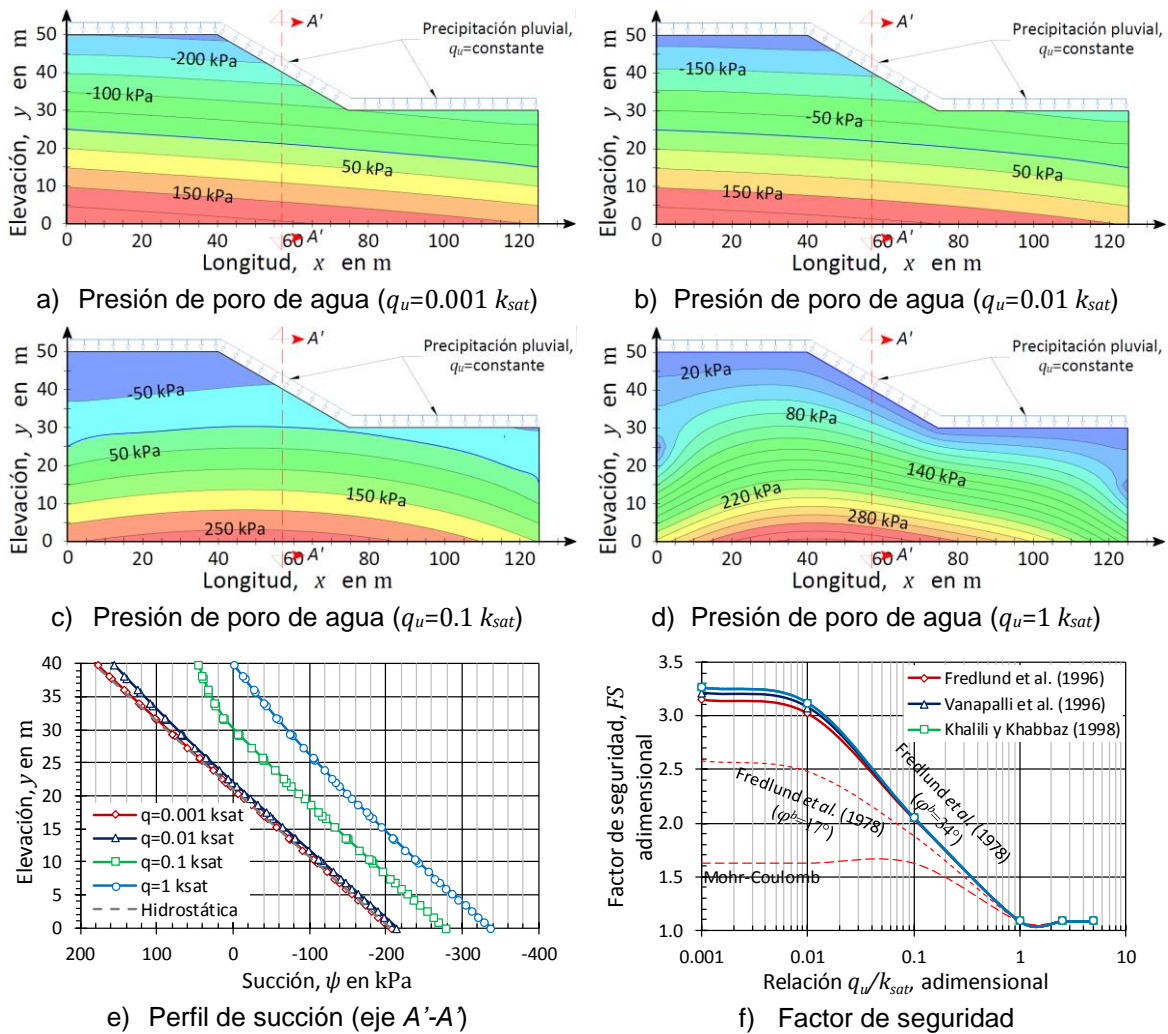


Fig 4.28 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 1 ( $a_f=1000$  kPa y  $\psi_{res}=10000$  kPa) (superficie freática superficial o variable)



En general, los resultados de las secciones 4.3.1.1 (nivel freático constante o profundo) y 4.3.1.2 (nivel freático variable o superficial), muestran que los análisis de estabilidad de taludes sometidos a precipitación pluvial constante y en condiciones de flujo establecido, pueden analizarse con criterios de resistencia al corte lineales; pero debe considerarse un valor adecuado del ángulo  $\varphi^b$ . Esta condición, permite de forma preliminar omitir los criterios de resistencia al corte no lineales para suelos no saturados. No obstante, el material debe caracterizarse a partir de su curva característica suelo-agua e intensidad de precipitación pluvial del análisis. La Tabla 4.5 establece los diferentes valores que puede adoptar el ángulo  $\varphi^b$  para distintas SWCC e intensidades de precipitación pluvial. Así, para una SWCC con parámetro de ajuste  $a_f=100$  kPa, y considerando una intensidad de precipitación pluvial menor que  $0.01 k_{sat}$ , el ángulo  $\varphi^b$  en el análisis de estabilidad adopta el valor de  $1/2\varphi'=17^\circ$ .

Tabla 4.5 Equivalencia para criterio no lineal no saturado a criterio lineal en el análisis de estabilidad de taludes sometidos a precipitación pluvial

Parámetro de ajuste, $a_f$ en kPa	Intensidad de precipitación pluvial, $I$	Criterio de análisis
$a_f \leq 1$ kPa	Cualquier $I$	$\varphi^b=0^\circ$ (Mohr-Coulomb)
$a_f=10$ kPa	$I < 1 k_{sat}$	$\varphi^b=1/2 \varphi'$ (Fredlund <i>et al.</i> 1978)
	$I \geq 1 k_{sat}$	$\varphi^b=0^\circ$ (Mohr-Coulomb)
$a_f=100$ kPa	$I \leq 0.01 k_{sat}$	$\varphi^b=1/2 \varphi'$ (Fredlund <i>et al.</i> 1978)
	$0.01 k_{sat} \leq I \leq 1 k_{sat}$	$\varphi^b= \varphi'$ (Fredlund <i>et al.</i> 1978)
	$I \geq 1 k_{sat}$	$\varphi^b=0^\circ$ (Mohr-Coulomb)
$a_f=1000$ kPa	$I < 1 k_{sat}$	$\varphi^b= \varphi'$ (Fredlund <i>et al.</i> 1978)
	$I \geq 1 k_{sat}$	$\varphi^b=0^\circ$ (Mohr-Coulomb)

\*Estas equivalencias pueden considerarse aceptables cuando la succión no excede los 500 kPa.

La variación de la superficie freática reduce los factores de seguridad del talud, principalmente porque existe una disminución de las presiones de poro negativas (succión), y un ascenso del perfil de presiones de poro positivas. De este modo, el método general GLE, así como los criterios de resistencia al corte no saturados, proporcionan un análisis realista al considerar ambos estados de presiones de poro en el talud.

Cuando la superficie freática es profunda o no variable, los factores de seguridad obtenidos con el criterio Mohr-Coulomb se mantienen constantes y son menores que los factores definidos con criterios de resistencia no saturados no lineales. Sin embargo, cuando el nivel freático es variable o no constante, el factor de seguridad con el criterio Mohr-Coulomb se reduce aún más debido a la pérdida de succiones, y que se atribuye al ascenso de la superficie freática dentro del talud.

El criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb define factores de seguridad conservadores, principalmente porque no considera el efecto de la succión del suelo en la resistencia al corte; por lo tanto, los factores de seguridad se reducen y se mantienen por debajo de los estimados con criterios de resistencia al corte no saturados.

El ascenso del nivel freático, en condiciones de largo plazo (flujo establecido), puede presentarse única y exclusivamente por un flujo no saturado. Este planteamiento es válido

siempre que la intensidad de precipitación pluvial sea menor que la conductividad hidráulica saturada del material.

En la ingeniería geotécnica práctica, es común pensar que cualquier intensidad de precipitación pluvial disipa el estado de succiones del suelo. Sin embargo, los resultados muestran que, la única condición que elimina el estado de succiones en el talud es si la intensidad de precipitación pluvial es igual o mayor que la conductividad hidráulica saturada del material, de lo contrario el estado de succiones del suelo puede mantenerse.

En este mismo ámbito, y para condiciones de flujo establecido, se observa que la variable de principal interés que provoca la disipación de la succión es la intensidad de precipitación pluvial.

#### 4.3.2 Precipitación pluvial constante a corto plazo (condición de flujo de agua transitorio en proceso de saturación)

La Fig 4.29 muestra el talud y condiciones de frontera del modelo. La altura del talud es de 20.00 m con ángulo de inclinación de 30°. El nivel freático en el talud se considera constante y se representa por la superficie freática 2 (intermedia) indicada en la Fig 4.1.

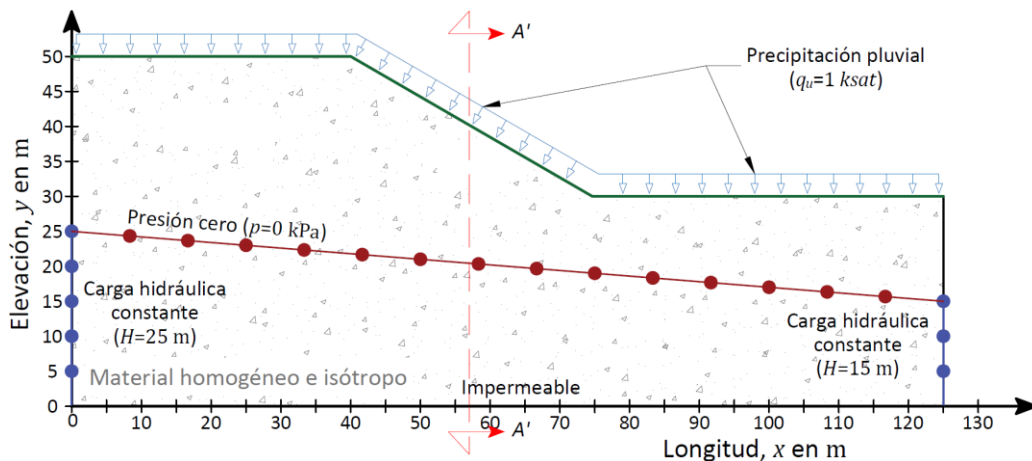


Fig 4.29 Geometría y condiciones de frontera para el análisis de estabilidad del talud sometido a precipitación pluvial (condición a corto plazo)

El peso unitario del material es de  $20 \text{ kN/m}^3$ . Los parámetros de resistencia al corte efectivos, cohesión y ángulo de fricción interna, se consideran de  $10 \text{ kPa}$  y  $34^\circ$ ; respectivamente. La conductividad hidráulica saturada del material es de  $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ . El análisis de flujo considera las cuatro SWCC descritas en la sección 4.1.2.1 (Fig 4.4); y que representan cuatro distintos materiales (SWCC 1 - arena gruesa, SWCC 2 - arena fina, SWCC 3 - limo y SWCC 4 - arcilla). Asimismo, se consideran cuatro funciones de conductividad hidráulica (Fig 4.6), que se definen a partir de las SWCC indicadas en la Fig 4.4. También, y en el caso de los análisis de estabilidad, se consideran distintos criterios de resistencia al corte no saturados para definir el comportamiento de la resistencia al corte con la succión (función de resistencia al corte). Estas funciones se muestran en la sección 4.1.2.2 (Fig 4.7).

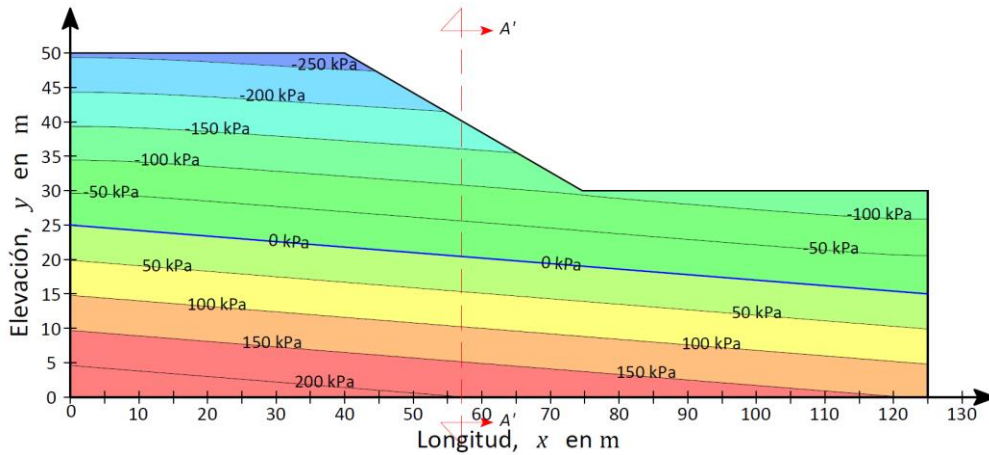


Fig 4.30 Distribución de presión de poro de agua en el talud (condición inicial)

Los extremos izquierdo y derecho del modelo, localizados por debajo de la línea freática, se representan con cargas hidráulicas totales de 25 m y 15 m, respectivamente. Estas cargas hidráulicas definen la posición de la superficie freática que se considera en todos los análisis presentados en esta sección. La intensidad de precipitación pluvial ( $q_u$ ), se considera igual que la conductividad hidráulica saturada del material, es decir,  $q_u=1 k_{sat}$ . Esta condición (precipitación pluvial), establece que el suelo está sujeto a su máxima capacidad de absorción. Cualquier volumen de agua no infiltrado en la masa del suelo se desprecia. La superficie freática, y dado que se supone constante e independiente del volumen de agua infiltrado, se considera como una línea de presión cero ( $p=0$  kPa). Estas condiciones, establecen la distribución de presiones de poro de agua y superficie freática inicial para los análisis presentados en esta sección (Fig 4.30).

#### 4.3.2.1 Caso para una SWCC tipo 4 ( $a_f=1000$ kPa y $\psi_{res}=10000$ kPa)

La Fig 4.31 muestra la distribución de presiones de poro de agua en el talud. El análisis considera una intensidad de precipitación pluvial constante e igual que la conductividad hidráulica saturada del material ( $1.0 \times 10^{-5}$  m/s). Las presiones de poro de agua se indican para los tiempos: 0.615 h (37 min), 2.140 h (2 h 8 min), 3.608 h (3 h 37 min) y 5.919 h (5 h 55 min).

Los resultados muestran que inmediatamente después de iniciar el análisis de precipitación pluvial, la disipación de presiones de poro negativas (succión) se desarrolla en la zona más superficial del talud (Fig 4.31a). A profundidades mayores, las presiones de poro se mantienen sin cambios. Para tiempos mayores (Fig 4.31b, c y d), la distribución de presión de poro de agua en el talud cambia continuamente. En las zonas aguas arriba y aguas abajo del talud, la disipación de presiones de poro negativas lleva tiempos diferentes; siendo el lado aguas abajo la zona donde las presiones de poro negativas se disipan con mayor rapidez.

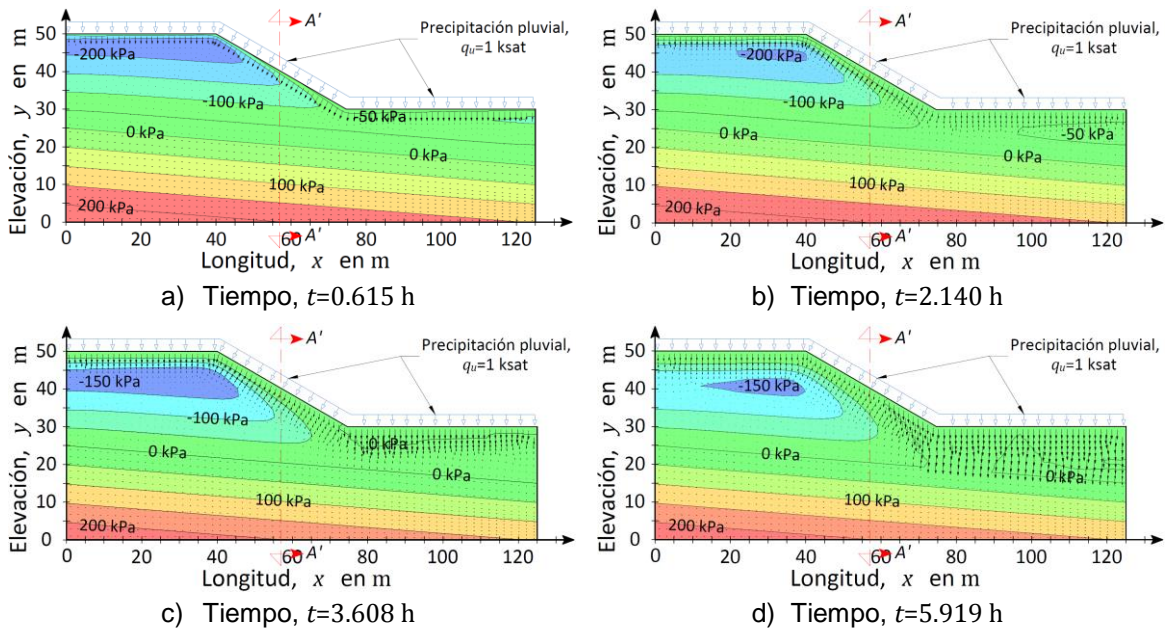


Fig 4.31 Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 4 -  $a_f=1000$  kPa y  $\psi_{res}=10000$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.32a muestra el perfil de succión transitorio a lo largo de la sección  $A'-A'$ . Aunque estos perfiles de succión representan una sección en particular, éstos pueden extrapolarse en toda la longitud del talud. Cuando el análisis considera la SWCC 4 ( $a_f=1000$  kPa y  $\psi_{res}=10000$  kPa) las diferencias entre la zona de infiltración y frente húmedo no se distinguen a primera vista. Ambos casos se definen por una línea continua donde la disipación de la succión del suelo no es brusca, pero avanza rápida y progresivamente.

La parte más superficial del talud, es la zona donde la succión desaparece casi inmediatamente. Los perfiles de succión muestran que en un tiempo de 2.140 h (2 h 8 min) el estado de succiones desaparece de la superficie del talud. Después, ésta continúa disminuyendo progresivamente hasta alcanzar el perfil de succión cero; condición que se logra después de 15.28 h (15 h 17 min).

La Fig 4.32b indica el comportamiento del factor de seguridad del talud con respecto al tiempo. En un principio, el factor de seguridad disminuye de 3.25 a 3.00 en un tiempo aproximado de 2.00 h. Esta reducción se atribuye a las geometrías que adquiere el perfil de succión en la zona superficial del talud. Después, entre 2 y 10 h, el factor de seguridad presenta una disminución crítica hasta un valor aproximado de 1.5. Esta reducción se debe a la disminución gradual de los perfiles de succión del suelo. A partir de las 10 h, el factor de seguridad se mantiene constante; condición que corresponde con la disipación completa del estado de succiones en el talud.

Asimismo, la Fig 4.32b muestra la relación de los factores de seguridad al considerar distintos criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales). Cuando el parámetro de ajuste  $a_f$  es igual que 1000 kPa (SWCC 4), los factores de seguridad obtenidos con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales (Fredlund *et al.* 1996; Vanapalli

et al. 1996; Khalili y Khabbaz, 1998; y Bao et al. 1998), coinciden con la condición  $\varphi^b = \varphi' = 34^\circ$ . Esta condición es válida únicamente para la condición inicial y el proceso de saturación del suelo (0 a 10 h). Después, el uso de criterios de resistencia al corte no saturados (lineales y no lineales) o el criterio Mohr-Coulomb, es indiferente; todos los criterios de resistencia al corte empleados llevan a un mismo factor de seguridad.

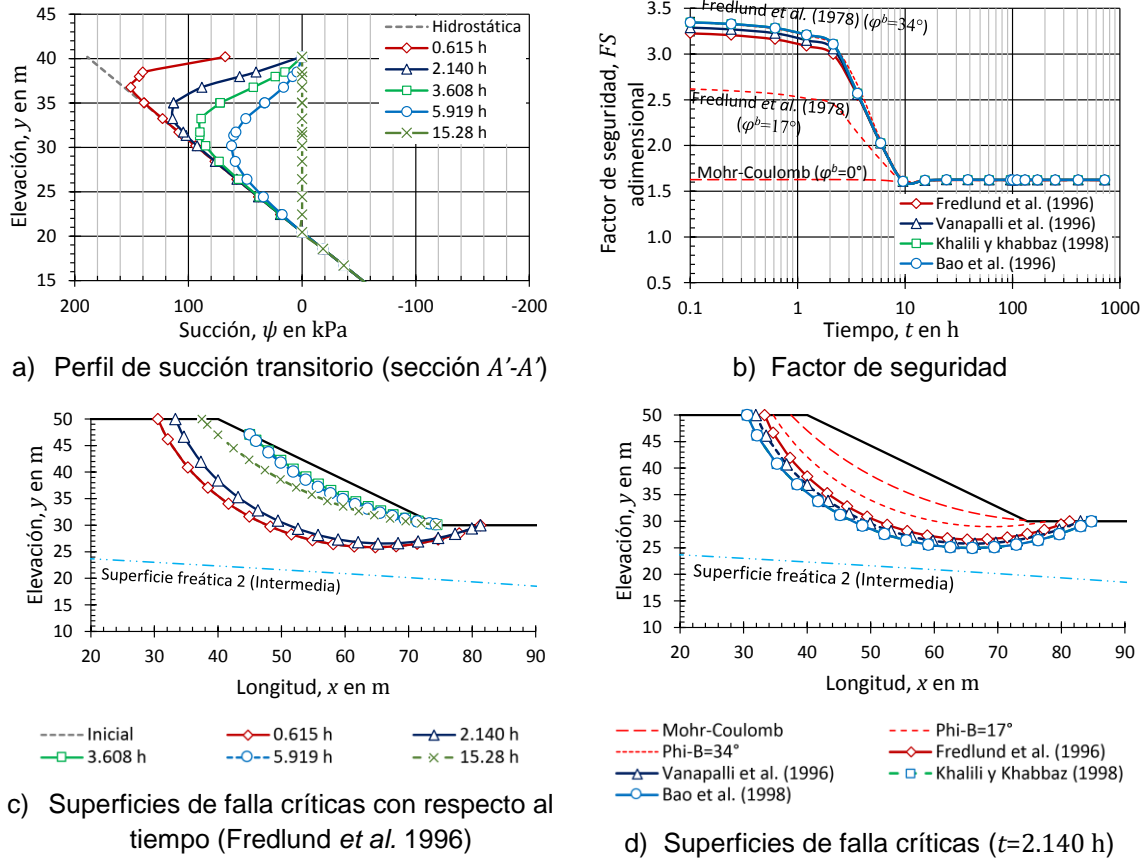


Fig 4.32 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 4 ( $a_f=1000$  kPa y  $\psi_{res}=10000$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.32c muestra la distribución de las superficies de falla críticas para distintos tiempos. En las etapas iniciales del análisis, y dado que los efectos de la precipitación son muy superficiales, las fallas desarrolladas en el talud son profundas; sin embargo, conforme los perfiles de succión se disipan, las superficies de falla críticas tienden a ser más superficiales. Cuando la succión en el talud se disipa por completo, las superficies de falla para cualquier criterio de resistencia al corte no saturado, coincide con la falla definida con el criterio Mohr-Coulomb.

#### 4.3.2.2 Caso para una SWCC tipo 3 ( $a_f=100$ kPa y $\psi_{res}=1000$ kPa)

La Fig 4.33 muestra la distribución de presiones de poro de agua en el talud sujeto a una intensidad de precipitación pluvial constante, e igual que la conductividad hidráulica



saturada ( $1.0 \times 10^{-5}$  m/s). La distribución de presiones de poro se indica para los tiempos: 2.140 h (2 h 8 min), 15.28 h (15 h 17 min), 24.29 h (1 día 17 min) y 38.50 h (1 día 14 h).

Los comportamientos de las presiones de poro mantienen una distribución similar al caso de la sección anterior (sección 4.3.2.1 para la SWCC 4). La zona más superficial del talud es la zona más afectada en periodos cortos; mientras que la zona profunda se mantiene sin cambios. Se requiere de un tiempo mayor para que la zona profunda del talud experimente cambios en su distribución de presiones de poro. Asimismo, y considerando los diferentes estados de succión aguas arriba y aguas abajo del talud, la velocidad de disipación de succiones es diferente; siendo la zona aguas abajo la que disipa las succiones con mayor rapidez.

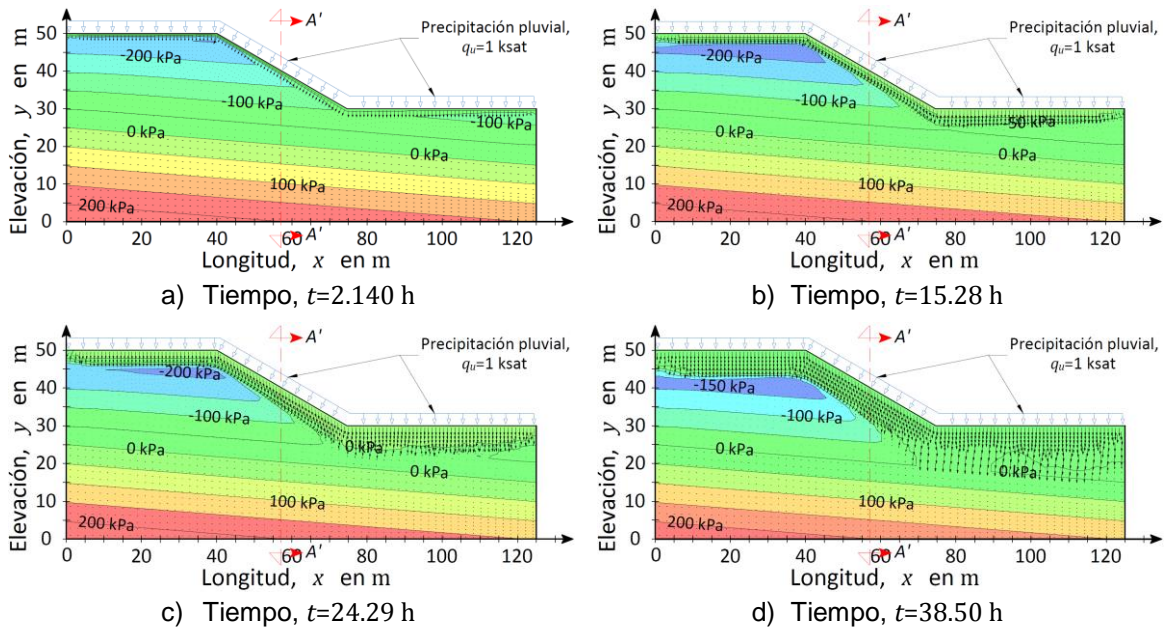


Fig 4.33 Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 3 -  $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.34a ilustra el perfil de succión transitorio a lo largo de la sección A'-A'. Cuando el análisis considera la SWCC 3 ( $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa) la zona de infiltración y frente húmedo se identifican con mayor claridad. La succión en la superficie del talud disminuye y el frente húmedo cambia rápidamente de la línea de presión hidrostática a la línea de presión cero. No obstante, el descenso del frente húmedo es lento. Se requiere de 60.84 h (2 días 12 h) para que el perfil de succión se disipe en su totalidad.

La Fig 4.34b muestra el comportamiento del factor de seguridad del talud con respecto al tiempo. En un principio, el factor de seguridad mantiene un valor constante entre 2.5 y 3.0. A las 10 h, el factor de seguridad se reduce gradualmente hasta alcanzar su valor crítico ( $FS=1.5$ ). Después de las 20 h, el factor de seguridad se mantiene constante.

Una curva característica con parámetro de ajuste  $a_f=100$  kPa (SWCC 3), provoca que los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados no

lineales, se ajusten a la condición  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$ . La condición  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$  proporciona un factor de seguridad que sobreestima su magnitud; mientras que el criterio Mohr-Coulomb, representa un factor de seguridad menor que no corresponde con el estado de succiones desarrollado en el talud.

En el caso de las superficies de falla, éstas muestran una distribución similar a la observada en el caso anterior (sección 4.3.2.1). En las condiciones iniciales, la superficie de falla es profunda; lo cual se debe a que la infiltración del agua se mantiene en la zona más superficial del talud; por lo tanto, no se modifica el estado de succiones en la zona profunda del talud. Sin embargo, conforme la disipación de la succión es mayor, las superficies de falla tienden a ser más superficiales.

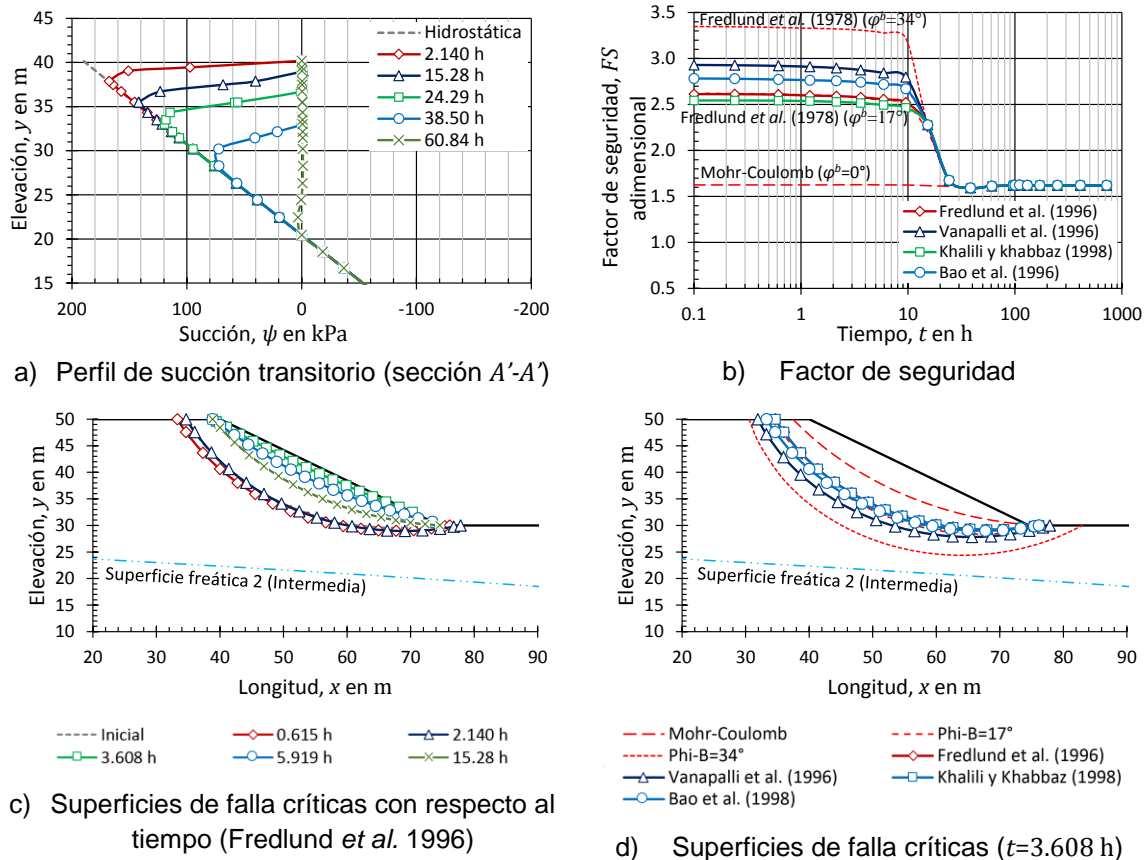


Fig 4.34 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 3 ( $a_f=100$  kPa y  $\psi_{res}=1000$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

#### 4.3.2.3 Caso para una SWCC tipo 2 ( $a_f=10$ kPa y $\psi_{res}=100$ kPa)

La Fig 4.35 muestra la distribución de presiones de poro en el talud. El análisis considera una intensidad de precipitación pluvial constante e igual que la conductividad hidráulica saturada del material ( $1.0 \times 10^{-5}$  m/s). La distribución de presiones de poro se indica para los tiempos: 3.660 h (3 h 40 min), 4.333 días (4 días 8 h), 8.333 días (8 días 8 h) y 9.667 días (9 días 16 h).

Los comportamientos que adquiere la distribución de presión de poro de la Fig 4.35, es similar a las observaciones indicadas en la Fig 4.33 y Fig 4.31 (SWCC 4 y SWCC 3; respectivamente). Sin embargo, la velocidad a la que se disipan las presiones de poro negativas se reducen considerablemente.

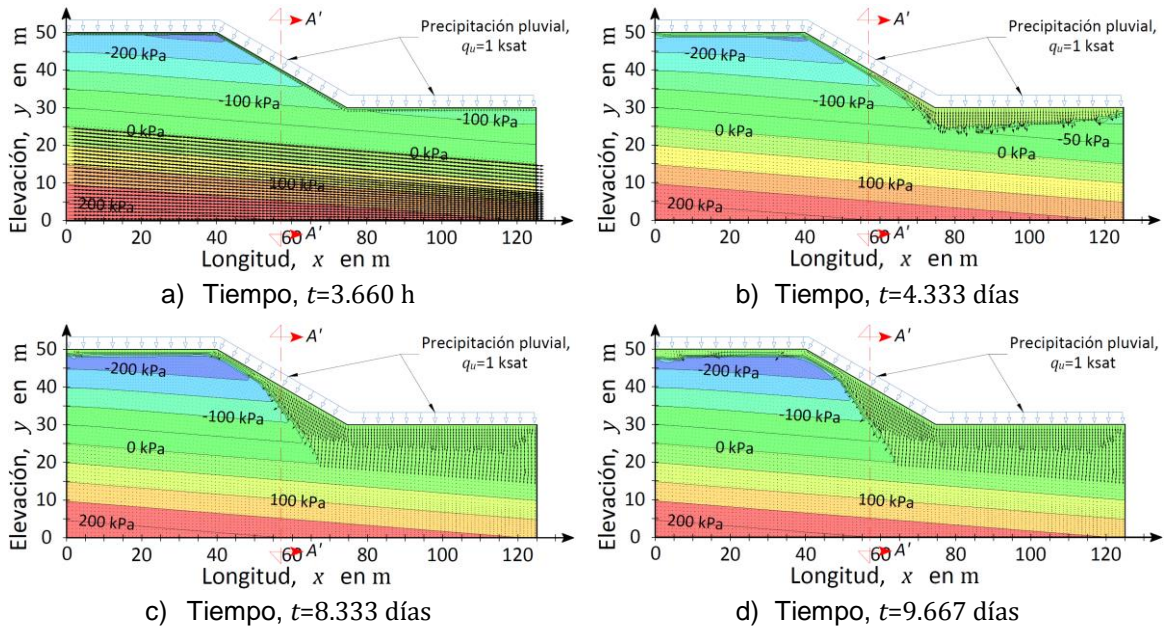


Fig 4.35 Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 2 -  $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.36a muestra el perfil de succión transitorio a lo largo de la sección A'-A'. Cuando el análisis considera la SWCC 2 ( $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa) la transición entre el perfil de presión hidrostático y la condición de succión cero es abrupta y adquiere una geometría casi horizontal. En la zona más superficial del talud, la succión en el suelo se reduce rápidamente, sin embargo, en las zonas más profundas, la succión se mantiene sin ningún cambio aparente. Toma cerca de 4 días para que el frente húmedo del perfil alcance una profundidad de 2.0 m. La presión de poro negativa desaparece después de 12 días.

La Fig 4.36b muestra el comportamiento del factor de seguridad del talud con respecto al tiempo. Toma alrededor de 100 h (4.17 días) para que el factor de seguridad del talud disminuya por efecto de la precipitación pluvial. No obstante, la disminución del factor de seguridad no sigue ningún patrón. Esta condición se debe a que las superficies de falla en el talud varían de profundas a superficiales de un momento a otro (Fig 4.36c). La estabilización del factor de seguridad se alcanza hasta las 500 h (20 días). Después, el factor de seguridad se mantiene aproximadamente constante.

Asimismo, y considerando el tipo de curva característica (SWCC 3 con  $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa), los factores de seguridad obtenidos con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, se ajustan a los factores de seguridad definidos con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb. Las condiciones  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  y  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$  sobrestiman la magnitud del factor de seguridad del talud.



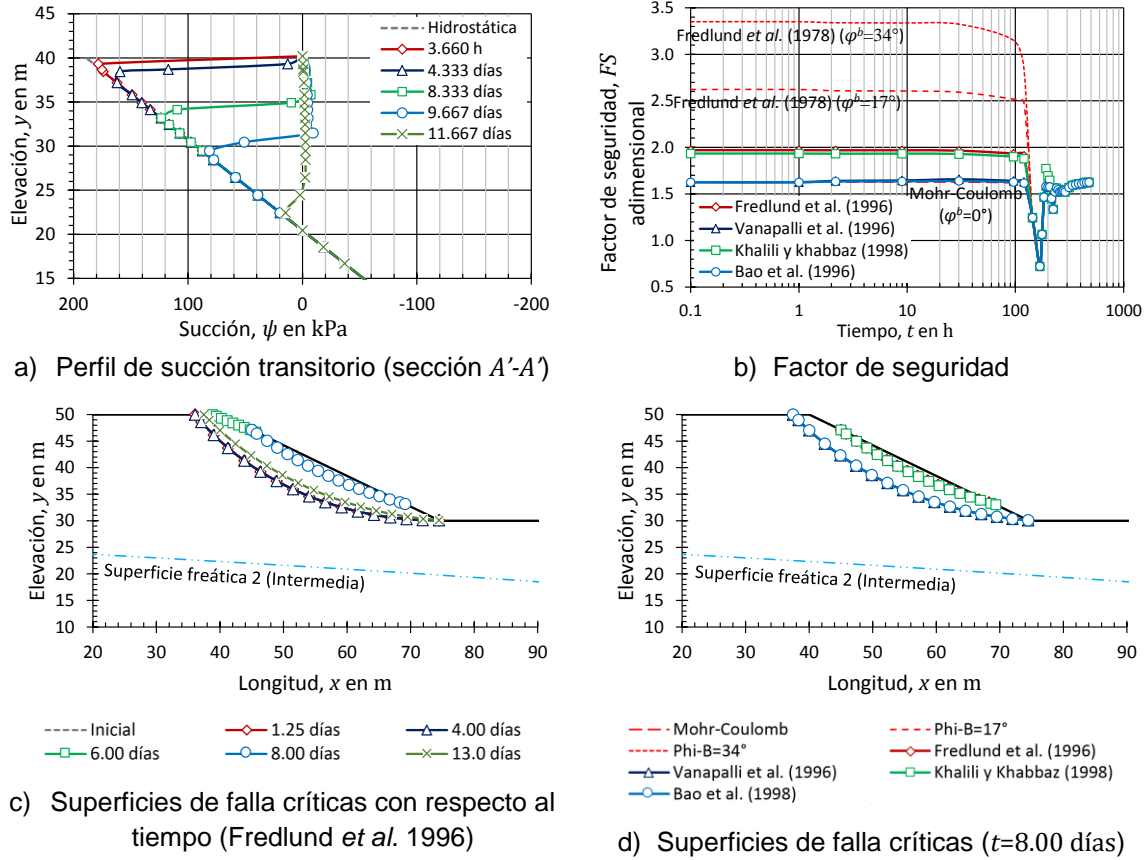


Fig 4.36 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 2 ( $a_f=10$  kPa y  $\psi_{res}=100$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

4.3.2.4 Caso para una SWCC tipo 1 ( $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa)

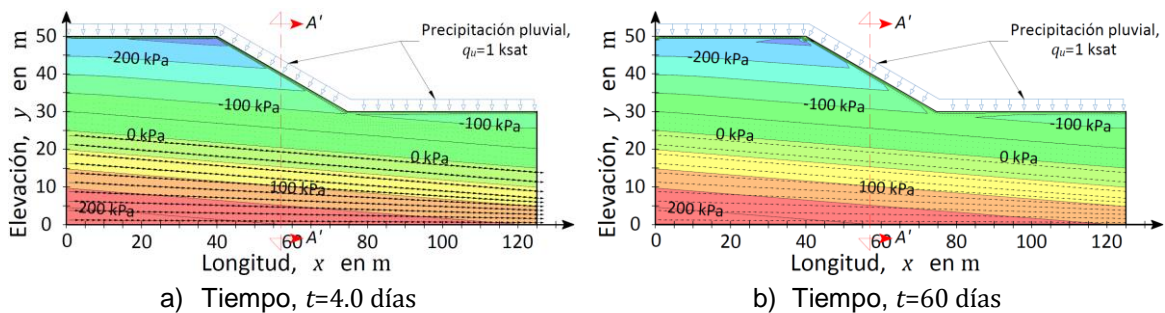


Fig 4.37 Distribución de presiones de poro de agua transitorias afectadas por precipitación pluvial (SWCC 1 -  $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.37 muestra la distribución de presiones de poro de agua en el talud sujeto a una intensidad de precipitación pluvial constante, e igual que la conductividad hidráulica saturada ( $1.0 \times 10^{-5}$  m/s). La distribución de presiones de poro se indica para 40 y 60 días. En este análisis, la disipación de la presión de poro negativa se presenta solo en la zona

más superficial del talud. En el resto de la sección (es decir, a profundidades mayores que 1.0 m), la presión de poro negativa se mantiene sin ningún cambio.

La Fig 4.38a indica el perfil de succión desarrollado en la sección A'-A'. Cuando el análisis considera la SWCC 1 ( $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa), el frente húmedo es casi horizontal y cambia repentinamente del perfil de presión hidrostática al perfil de succión cero. En este caso, la succión cerca de la superficie del suelo disminuye inmediatamente, pero su avance hacia la zona más profunda del talud es lento. Después de 60 días, la profundidad del frente húmedo es apenas de 1.0 m. A partir de esta profundidad, la succión en el talud se mantiene sin ningún cambio.

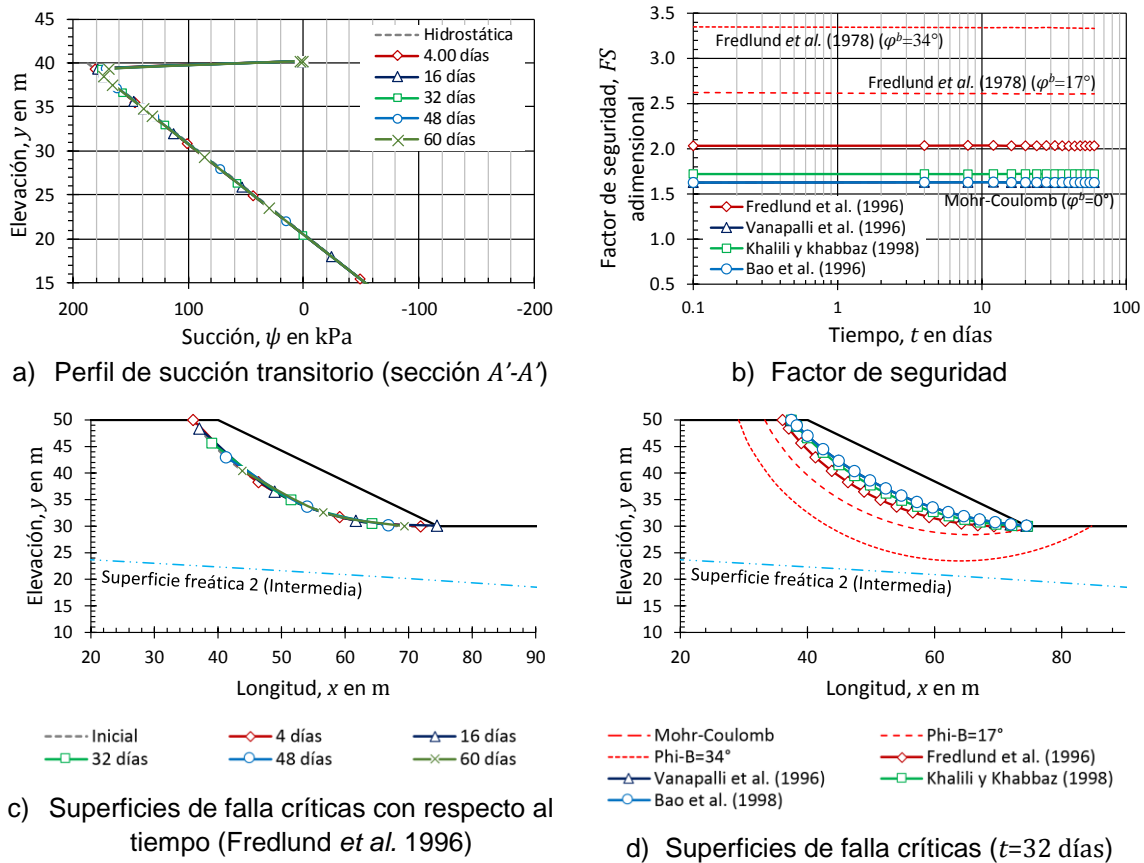


Fig 4.38 Variación del factor de seguridad crítico para diferentes intensidades de precipitación pluvial y perfiles de succión con base en la SWCC 1 ( $a_f=1$  kPa y  $\psi_{res}=10$  kPa) (superficie freática profunda o constante)

La Fig 4.38b muestra la distribución de factores de seguridad del talud con respecto al tiempo. La escasa disipación del perfil de succión indica que la estabilidad del talud estará dada por el estado de succiones en el suelo. No obstante, debido al tipo de curva característica, el incremento de la resistencia al corte por succión es mínimo; por lo tanto, los factores de seguridad estimados con criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, se aproximan a los valores definidos con el criterio de resistencia al corte Mohr-Coulomb. Considerar las condiciones  $\varphi^b=1/2\varphi'=17^\circ$  o  $\varphi^b=\varphi'=34^\circ$ , no es representativo para el tipo de material considerado en el análisis.

La no variación de los factores de seguridad en el talud se relaciona con el tipo de superficie de falla. En la Fig 4.38c, la superficie de falla se localiza en el cuerpo del talud; pero los efectos de la precipitación pluvial se mantienen en la zona más superficial (Fig 4.38a). Esta condición propicia que el factor de seguridad se mantenga constante, principalmente porque no existe ningún cambio en el estado de succiones en el cuerpo del talud. Por lo tanto, para obtener un factor de seguridad representativo, es necesario considerar una falla superficial que permita evaluar la precipitación pluvial; lo cual definiría un factor de seguridad adecuado para la condición de análisis.

#### 4.3.2.5 Análisis general de resultados

Al igual que los casos anteriores, los resultados en condiciones de flujo transitorio muestran que existen condiciones particulares que provocan que la succión del suelo no desaparezca.

La magnitud del parámetro de ajuste  $a_f$ , provoca que la infiltración del agua pluvial adquiera patrones diferentes. La reducción del parámetro de ajuste  $a_f$  de la SWCC, ocasiona que el frente húmedo adquiera una geometría casi horizontal. Esta condición propicia el desarrollo de gradientes altos de succión; los cuales se deben a la transición repentina entre el perfil de presión hidrostático y el perfil de succión cero.

También, la disminución del parámetro de ajuste  $a_f$  en la SWCC, reduce la tasa de infiltración del agua pluvial en el suelo. Esta condición se debe a que un valor bajo del parámetro de ajuste  $a_f$ , implica que el suelo presente un menor contenido de agua; en consecuencia, la conductividad hidráulica no saturada del material se reduce. Por el contrario, si el parámetro de ajuste  $a_f$  se incrementa, el contenido de agua en el suelo también aumenta; por lo tanto, la conductividad hidráulica no saturada del material es mayor.

En condiciones de flujo transitorio, la intensidad de precipitación pluvial no es el único factor que influye en la succión del suelo. Factores como la función de conductividad hidráulica y la curva característica suelo-agua; afectan la distribución de presiones de poro. Estas propiedades dictan la velocidad o el tiempo en que se disipa o mantiene el estado de succiones en el suelo.

Los cambios en la succión del suelo se reflejan inmediatamente en la zona más superficial, por lo tanto, una caracterización completa del material superficial del talud permitirá definir su comportamiento hidráulico.

Un criterio de remediación de taludes susceptibles a falla, y con base en los resultados obtenidos, puede lograrse al intentar mantener el estado de succiones en el talud, o en su caso, reducir la tasa de infiltración del agua pluvial. No obstante, la evaluación de estas condiciones requiere de la definición de las propiedades no saturadas del material.

El caso de análisis de estabilidad de taludes sometidos a precipitación, los efectos inmediatos se observan en la zona más superficial del talud. Considerar fallas superficiales proporciona resultados representativos de esta condición. Las fallas profundas, inmediatamente después de iniciar el análisis de precipitación pluvial, no son adecuadas debido a que el cambio en el estado de presiones de poro es superficial. Se requiere de

tiempos prolongados para que la presión de poro se modifique en zonas más profundas del talud.

## CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo fue demostrar las diferencias entre criterios de análisis saturados y no saturados del suelo cuando se aplican en la evaluación del flujo de agua y estabilidad de taludes. El trabajo está dividido en dos áreas de principal interés: a) flujo de agua en suelos y b) estabilidad de taludes. En el primer caso, se plantearon análisis de flujo de agua en secciones de terraplén bidimensionales y se evaluó la influencia de las propiedades hidráulicas no saturadas del suelo (curva característica suelo-agua y función de conductividad hidráulica). Estos análisis demuestran la importancia de la zona no saturada del suelo en el análisis del flujo de agua. En el segundo caso, referente a estabilidad de taludes, se analizó un talud no saturado de sección típica, el cual consideró las succiones del suelo debido a la variación de la superficie freática y precipitación pluvial. Los análisis demostraron la influencia que tiene la zona no saturada en el cálculo de factores de seguridad contra deslizamiento de taludes. El estudio se llevó a cabo con evaluaciones numéricas fundamentadas en el método de elementos finitos, con ayuda de un código especializado.

### Conclusiones de los resultados obtenidos

Con base en las modelaciones numéricas realizadas en este trabajo, los resultados muestran que:

- Los métodos de estimación para determinar la curva característica suelo-agua (SWCC) son una importante herramienta matemática para aproximar las funciones no saturadas del suelo (función de conductividad hidráulica y resistencia al corte-succión), cuando no es posible obtenerla de forma experimental. Estos procedimientos no reemplazan los resultados obtenidos de pruebas de laboratorio.
- Para obtener mejores aproximaciones en la definición de la curva característica suelo-agua (SWCC) y las funciones no saturadas del suelo (función de conductividad hidráulica y resistencia al corte-succión), conviene emplear más de dos modelos matemáticos con el fin de mejorar la aproximación en el análisis de flujo de agua o estabilidad de taludes.
- Los parámetros de ajuste ( $a$ ,  $n$  y  $m$ ) que definen la curva característica suelo-agua (SWCC) están directamente relacionados con la forma de la curva. La variación de cualquier parámetro de ajuste modifica la pendiente de desaturación, la zona residual, y el valor de entrada de aire. En particular, el valor de entrada de aire es el más afectado por la variación de los parámetros de ajuste. Por lo tanto, si estos parámetros de ajuste se asignan de forma incorrecta, el suelo que se está estudiando puede adquirir propiedades que no corresponden con el tipo de material, lo cual se refleja en los resultados del análisis efectuado.
- En un análisis de flujo de agua, las propiedades no saturadas del suelo tienen mayor influencia en el cálculo de gradientes hidráulicos, velocidades de flujo y gastos de infiltración. No así, en la distribución de presiones de poro de agua y cargas hidráulicas.

- Los análisis de flujo de agua no saturado pueden reducirse a su condición más simple; es decir, a condiciones de flujo saturado. Esta condición se logra principalmente al tomar en cuenta la posición de la superficie freática en el suelo. Si la superficie freática es superficial y el material presenta una granulometría predominantemente gruesa, el uso de los conceptos de la mecánica de suelos no saturados puede omitirse. Si la superficie freática es profunda y el material es predominantemente fino, los conceptos de la mecánica de suelos no saturados resultan de gran relevancia.
- El flujo de agua debido a la precipitación pluvial se rige por un flujo no saturado, particularmente porque representa una condición de saturación del suelo, la cual puede describirse a partir del concepto de la curva característica suelo-agua y de la función de conductividad hidráulica. En este caso, cualquier asignación arbitraria de las propiedades no saturadas del suelo modifica el proceso de infiltración del agua pluvial.
- En la ingeniería geotécnica es común plantear que cualquier intensidad de precipitación pluvial disipa el estado de succión del suelo, lo que ha llevado a despreciar sus efectos en la evaluación de la estabilidad de taludes. Sin embargo, existen condiciones particulares donde el estado de succión del suelo puede mantenerse o no desaparecer.
- Mantener un estado de succión en el suelo, que considere una condición de flujo establecido por efecto de la precipitación pluvial, se rige principalmente por la intensidad de la precipitación pluvial. Si la intensidad de precipitación pluvial es mayor que la conductividad hidráulica saturada, el suelo pierde su estado de succiones; por el contrario, si la intensidad es menor que la conductividad hidráulica saturada, el estado de succiones en el suelo no desaparece.
- Existen dos condiciones particulares para que la precipitación pluvial sature un suelo. Si la intensidad de precipitación pluvial es menor que la conductividad hidráulica saturada, el grado de saturación del suelo será menor que 100%. Si la intensidad de precipitación pluvial es mayor o igual que la conductividad hidráulica saturada, el suelo alcanzará el 100% de saturación.
- Mantener un estado de succión en el suelo, que considere una condición de flujo transitorio por efecto de la precipitación pluvial, no depende únicamente de la intensidad de la precipitación pluvial. La curva característica suelo-agua y la función de conductividad hidráulica, son factores que también influyen en esta condición de análisis.
- El efecto de la presión de poro negativa (succión) frecuentemente se desprecia en los análisis de estabilidad de taludes. Sin embargo, se debe tener presente que esta condición (suelo no saturado con presiones de poro negativas) es la que predomina en varias estructuras térreas. La exposición a las condiciones medioambientales (precipitación pluvial, evaporación o evapotranspiración de las plantas), son algunos ejemplos que contribuyen al desarrollo de una zona no saturada del suelo.
- Los efectos de la succión en la resistencia al corte no saturada del suelo puede llegar a ser de consideraciones importantes y depende del tipo de material y curva característica suelo-agua. Suelos mayormente finos, experimentan un mayor incremento en su resistencia al corte debido a la succión del suelo; mientras que, suelos mayormente gruesos, el incremento de la resistencia al corte es mínimo.

- La definición de la curva característica suelo-agua conviene establecerse para un intervalo completo de succiones (0 a 1000000 kPa); no obstante, en el caso de la resistencia al corte no saturada, éste intervalo dista de las succiones de interés. Básicamente, la definición de la resistencia al corte no saturada requiere definirse para unos pocos cientos de kPa, lo cual depende de las succiones esperadas en la estructura térrea de análisis.
- La succión del suelo influye directamente en la estabilidad del talud. Despreciar los efectos de la succión conlleva a análisis de factores de seguridad conservadores (es decir, menores a los esperados cuando se considera la succión del suelo). No obstante, despreciar la succión del suelo lleva a un análisis poco representativo de las condiciones verdaderamente presentes en el talud.
- El análisis de estabilidad de taludes no saturados que consideran criterios de resistencia al corte no saturados no lineales, pueden simplificarse a modelos no saturados lineales, o en su caso, al modelo de resistencia al corte para suelos saturados (Mohr-Coulomb). Si la curva característica suelo-agua presenta un parámetro de ajuste  $a_f$  menor o igual que 10 kPa, el criterio Mohr-Coulomb es suficiente para el análisis de estabilidad. Si el parámetro de ajuste  $a_f$  es aproximadamente de 100 kPa, adoptar un  $\varphi^b=1/2\varphi'$  en el criterio de Fredlund *et al.* (1978), es adecuado para el análisis del factor de seguridad. Y si el parámetro de ajuste  $a_f$  de la curva característica suelo-agua oscila cerca de 1000 kPa, asumir un  $\varphi^b=\varphi'$ , proporciona un factor de seguridad representativo para las succiones desarrolladas en el talud.
- La representatividad de los factores de seguridad de taludes sometidos a precipitación pluvial a largo plazo (flujo establecido) y que consideran criterios de resistencia al corte no saturados, depende en gran medida del estado de succión en el suelo. Si la intensidad de precipitación pluvial es igual o mayor que la conductividad hidráulica saturada, el análisis de factores de seguridad se puede reducir al criterio de resistencia Mohr-Coulomb. Cuando la intensidad de precipitación es menor que la conductividad hidráulica saturada (uno o más órdenes de magnitud), los criterios de resistencia al corte no saturados adquieren mayor representatividad.
- Los análisis de estabilidad de taludes sometidos a precipitación pluvial constante y en condiciones de flujo establecido, pueden analizarse con criterios de resistencia al corte lineales; pero debe considerarse un valor adecuado del ángulo  $\varphi^b$ . Esta condición, permite de forma preliminar omitir los criterios de resistencia al corte no lineales para suelos no saturados. No obstante, el material debe caracterizarse a partir de su curva característica suelo-agua e intensidad de precipitación pluvial del análisis. La Tabla 4.5 de la sección 4.3 establece los diferentes valores que puede adoptar el ángulo  $\varphi^b$  para distintas SWCC e intensidades de precipitación pluvial.

## Conclusiones generales

En este trabajo se demostró que la succión del suelo influye en la estabilidad de taludes. Sin embargo, en la ingeniería clásica es común que los efectos de la succión no se consideren en el análisis de estabilidad. Quizá una de las razones principales se debe a la

dificultad para obtener datos experimentales del suelo en condiciones no saturadas. A La fecha, existen modelos matemáticos que, a partir de los parámetros de resistencia al corte efectivos, y en conjunto con la definición de la curva característica suelo-agua, es posible determinar la resistencia al corte de un suelo no saturado e incluirla en el análisis de estabilidad. No obstante, debe tenerse en cuenta que los modelos matemáticos de ninguna manera sustituyen los datos de laboratorio, pero éstos pueden proporcionar resultados preliminares que se ajustan a las condiciones reales del talud. Un análisis más detallado de la interacción succión-resistencia al corte puede proporcionar a la ingeniería práctica criterios de diseño en los que se busque la no disipación de la presión de poro negativa (succión) del suelo.

Los modelos numéricos son una importante herramienta en este tipo de análisis al permitir incluir varios factores en la evaluación de la estabilidad de taludes. No obstante, considerar en los cálculos un mayor número de variables dificulta el análisis numérico. En estos casos, conviene plantear análisis independientes que permitan comprender el problema.

En la ingeniería práctica, es común considerar un suelo no saturado únicamente como una transición o estado temporal del suelo entre una condición seca y saturada; sin embargo, se debe tener presente que un suelo no saturado puede mantenerse en el tiempo dependiendo de las condiciones y propiedades que presente.

A nivel internacional la implementación de la mecánica de suelos no saturados es una realidad. Países como: Canadá, Singapur, España y particularmente China, son algunos ejemplos donde los conocimientos en esta área no se quedan en el ámbito de la investigación, sino que los conceptos teóricos han sido llevados a la práctica ingenieril. En el caso de México, aún existen limitaciones que no permiten el desarrollo e implementación de esta área. Sin embargo, una evaluación cuantitativa de los modelos matemáticos desarrollados hasta el momento, puede incentivar la aplicación de los conceptos de la mecánica de suelos no saturados en la ingeniería práctica.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aitchison, G. D. (1961). Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. *Pore Pressure and Suction in Soils Conference*, 47-52. Butterworths, London, England.
- Aitchison, G. D. (1965). Moisture equilibria and moisture changes in soil beneath covered areas. *A Symp. in print*, 278 pp. Butterworths, Australia.
- Aitchison, G. D., & Richards, B. G. (1965). A broadscale study of moisture conditions in pavements subgrade throughout Australia. *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas: A symposium in print*, (pp. 184-232). Butterworths, Sidney, Australia.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- Alonso, E. E., Pereira, J. M., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12), 913-925.
- Arya, L. M., & Dierolf, T. S. (1992). Predicting soil moisture characteristics from particle size distributions: An improved method to calculate pore radii from particle radii. *Proc. Int. Workshop Indirect Meth. Estim. Hydraulic Prop. Unsat. Soils*, 115-124. (M. T. Van Genuchten, F. J. Leij, & L. J. Lund, Eds.) Riverside: University of California.
- Arya, L. M., & Paris, J. F. (1981). Physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, 1023-1030.
- Aslyng, H. C. (1962). Soil physics terminology, draft report. *Int. Soc. of Soil Sci.*(Bull. 20).
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussi re, B., & Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1104-1122. doi:10.1139/t03-054
- Aubertin, M., Richard, J. F., & Chapuis, R. P. (1998). A predictive model for the water retention curve: Applications to tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1), 55-69. doi:10.1139/t97-080
- Bao, C., Gong, B., & Zhan, L. (1998). Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils. *Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 98)*, 1, 71-98. Beijing, China.
- Barden, L., Mador, A. O., & Sides, G. R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 95, 33-52.
- Barrera Bucio, M. (2004). Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. *Publicación Técnica del Instituto Mexicano del Transporte*(226), 435. Safandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte (IMP) - Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).
- Barrera Bucio, M. (2004). Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. *Publicación Técnica del Instituto Mexicano del Transporte*(226), 435. Sanfandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte (IMT) - Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Barrera Bucio, M., & Garnica Anguas, P. (2002). Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. *Publicación Técnica del Instituto Mexicano del Transporte*(198), 155. Safandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte (IMP) - Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).
- Basile, A., & D'Urso, G. (1997). Experimental corrections of simplified methods for predicting water retention curves in clay-loamy soils from particle size determination. *Soil Technology*, 10(3), 261-272. Elsevier. doi:10.1016/S0933-3630(96)00020-7

- Beneyto, P. A., Di Rado, H. A., Mroginiski, J. L., & Awruch, A. M. (2015). A versatile mathematical approach for environmental geomechanic modeling based on stress state decomposition. *Applied Mathematical Modelling*, 39, 6880-6896.
- Biot, M. A. (1941). General theory for three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12(2), 155-164.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39), 859-863. Norwegian Geotechnical Institute.
- Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. *Geotechnique*, 13(3), 177-197.
- Bishop, A. W., & Eldin, A. K. (1950). Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Geotechnique*, 2, 13-32.
- Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., & Donald, I. B. (1960). Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. *Proceedings, ASCE Research conference on shear strength of cohesive soils*, 503-532. Boulder, Colorado: University of Colorado.
- Blight, G. E. (1967). Effective stress evaluation for unsaturated soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(SM2), 125-148.
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Papers of Colorado State University*(3), 37. (A. T. Corey, R. E. Dils, & V. M. Yevdjovich, Eds.) Fort Collins, Colorado, EE.UU.: Colorado State University.
- Burdine, N. T. (1953). Relative permeability calculations from the pore size distribution data. *Transactions of the Metallurgical Society of AIME*, 198, 71-78.
- Campbell, J. D. (1973). Pore pressures and volume changes in unsaturated soils. *Ph.D. Thesis*. Illinois, USA: University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Casagrande, L. (n.d.). Naehierungsmethoden zur Bestimmung von Art und Menge der Sickerung durch geschuettete Daemme. *Thesis*. Vienna: Technische Hochschule.
- Childs, E. C., & Collis-George, N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society of London*, 201, 392-405.
- Ching, R. K., & Fredlund, D. G. (1983). Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 661-672. Canada.
- Coleman, J. D. (1962). Stress/strain relations for partly saturated soils. *Geotechnique*, 12(4), 348-350.
- Croney, D., Coleman, J. D., & Black, W. P. (1963). Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. *Water and Its Conduction in Soils, Especial Report No. 40, Highway Research Board*, 226-252. Washington, D.C., United States.
- Escario, V. (1980). Suction-controlled penetration and shear tests. *in Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils*, 781-787. Denver, Colorado.
- Escario, V., Juca, V., & Coppe, M. S. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. *in Proceedinds of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 43-46. Rio de Janeiro, Brasil.
- Feng, T., & Lu, H. (2013). SVSLOPE: Slope stability modeling software. *Theory manual*. (M. D. Fredlund, & D. G. Fredlund, Edits.) Saskatoon, Saskatchewan, Canada: SoilVision Systems LTD.
- Fredlund, D. G., & Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14, 429-439.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice* (First ed.). Hoboken, New Jersey: John Wiley and Sons.
- Fredlund, D. G. (1973). *Volume change behaviour of unsaturated soils*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada.

- Fredlund, D. G. (1989). The character of the shear strength envelope for unsaturated soils. *The Victor Mello Volume, Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 142-149. Rio de Janeiro, Brasil.
- Fredlund, D. G. (1995). Prediction of unsaturated soil functions using the soil-water characteristic curve. *Bengt, Broms Symposium in Geotechnical Engineering, 13-16 December*. Singapore.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 261-276.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 103(GT5), 447-466. ASCE.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils* (First ed.). New York, USA: John Wiley and Sons, Inc. doi:10.1002/9780470172759
- Fredlund, D. G., Krahn, J., & Pufahl, D. E. (1981). The relationship between limit equilibrium slope stability methods. *Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 409-416. Stockholm, Sweden.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313-321.
- Fredlund, D. G., Xing, A., & Huang, S. Y. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 533-546.
- Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., & Barbour, S. L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 440-448. doi:10.1139/t96-065
- Fredlund, M. D. (1996). Design of a Knowledge-Based System for unsaturated soil properties. *M.Sc. Thesis*. Saskatoon, Saskatchewan, Canada: University of Saskatchewan.
- Fredlund, M. D. (1999). The role of unsaturated soil property functions in the practice of unsaturated soil mechanics. *PhD Thesis*, 292. Saskatoon, Saskatchewan, Canada: Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan.
- Fredlund, M. D., Feng, T., & Thode, R. (2013). SVSlope 2D Slope Stability Modeling Software. *Tutorial Manual*, 107. (M. D. Fredlund, Ed.) Saskatoon, Saskatchewan, Canada: SoilVision Systems LTD.
- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., & Wilson, G. W. (1997). Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. *Proceedings of the 3rd Symposium on Unsaturated Soil*, 13-23. Rio de Janeiro, Brazil.
- Fung, Y. C. (1965). *Foundations of Solid Mechanics*. Englewood Cliffs, New Jersey, United States: Prentice-Hall.
- Gallegos Fonseca, G., Leal Vaca, J. C., Rojas González, E., & Mora Ortiz, R. S. (2011). Efecto de la succión en la estabilidad de un talud de arena limosa. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, XIII(3), 271-281.
- Gan, J. K. (1986). *Direct shear strength testing of unsaturated soils*. M.Sc. Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.
- Gan, J. K., Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), 500-510.
- Gardner, W. R. (1958). Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water-table. *Soil Science Journal*, 85(4), 228-232.
- Garven, E. A., & Vanapalli, S. K. (2006). Evaluation of empirical procedures for predicting the shear strength of unsaturated soils. *Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils, ASCE, Carefree, AZ(Geotechnical Special Publication 147)*, 2570-2581. Reston, Virginia.

- Geo-Slope International. (1991-2015). Seep/W. *GeoStudio 2012, December 2014 Release, Version 8.14.2.11317*. Calgary, Alberta, Canada: Geo-Slope International.
- Gupta, S. C., & Larson, W. E. (1979). Estimating soil-water retention characteristics from particle size distribution, organic matter percent and bulk density. *Water Resources Research Journal*, 15(6), 1633-1635.
- Hosagasi-Fuselier, T. (2006). Evaluation of soil water characteristic curves and permeability functions for modelling of seepage in unsaturated soils. *MSc Thesis*. Somerville/Medford, Massachusetts, USA: Tufts University.
- Israelachvili, J. N. (1991). *Intermolecular and Surface Forces* (2nd ed.). New York, USA: Academic press.
- Jennings, J. D. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. *Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, 26-30. London.
- Jennings, J. E., & Burland, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique*, 12(2), 125-144.
- Khalili, N., & Khabbaz, M. H. (1998). A unique relationship for X for the determination of shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique*, 48(5), 681-687.
- Klubertanz, G., Bouchelaghem, F., Laloui, L., & Vulliet, L. (2003). Miscible and immiscible multiphase flow in deformable porous material. *Math. Comput. Model.*, 37, 571-582.
- Krahn, J. (2003). The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 643-660. doi:10.1139/T03-024
- Kunze, R. L., Uehara, G., & Graham, K. (1968). Factors important in the calculation of hydraulic conductivity. *Soil Science Society of America Proceedings*, 32, 760-765.
- Lam, L., Fredlund, D. G., & Barbour, S. L. (1987). Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 565-580.
- Laughton, A. S. (1955). *The compaction of ocean sediments*. Ph.D. dissertations, University of Cambridge, Cambridge, England.
- Lee, H. C., & Wray, W. K. (1995). Techniques to evaluate soil suction - A vital unsaturated soil water variable. *Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils*. Paris, France: A. A. Balkema/Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Leung, A. K., Kamchoom, V., & Ng, C. W. (2016). Influences of root-induced soil suction and root geometry on slope stability: A centrifuge study. *Canadian Geotechnical Journal*, 54, 291-303. doi:dx.doi.org/10.1139/cgj-20150263
- López Acosta, N. P., & Auvinet Guichard, G. (2017). Comportamiento de suelos parcialmente saturados y aplicaciones. *Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), Sección B. Geotecnia. Tema 2. Mecánica de Suelos. Capítulo 4*, 269 p. Ciudad de México, México: Comisión Federal de Electricidad (CFE).
- López Acosta, N. P., & Mendoza Promotor, J. A. (2016a). *Flujo de agua en suelos parcialmente saturados y su aplicación a la ingeniería geotécnica*. Serie de Investigación y Desarrollo (SID) No. 698, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- López Acosta, N. P., & Mendoza Promotor, J. A. (2016b). Funciones hidráulicas del suelo y su influencia en los análisis numéricos de flujo de agua saturado y no saturado. *XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 10. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).
- López Acosta, N. P., & Mendoza Promotor, J. A. (2016c). Study of unsaturated soils by coupled numerical analyses of water flow slope stability. In M. Salik Javaid (Ed.), *Groundwater - Contaminant and Resource Management* (pp. 163-191). InTech. doi:10.5772/61696

- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. Hoboken, New Jersey, United States: John Wiley and Sons, Inc.
- Matyas, E. L., & Radhakrishna, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18(4), 432-448.
- Mbagwu, J. S., & Mbah, C. N. (1998). Estimating water retention and availability in Nigerian soils from their saturation percentage. *Comm. Soil Sci., Plant Anal.*, 29(7-8), 913-922.
- Mendoza Promotor, J. A. (2015). *Contribución a los análisis de flujo de agua en suelos parcialmente saturados*. Tesis de licenciatura (Director de Tesis: Dra. Norma Patricia López Acosta), Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional (IPN), México D.F.
- Mora Ortiz, R. S., & Rojas González, E. (2011). Efecto de la saturación en el deslizamiento de talud en la comunidad San Juan Grijalva, Chiapas. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, XIII(1), 55-68.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.
- Mroginski, J. L., Di Rado, H. A., Beneyto, P. A., & Awruch, A. M. (2010). A finite element approach for multiphase fluid flow in porous media. *Mathematics and Computers in Simulation*, 81, 76-91.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated media porous media. *Water Resources Research*, 12, 513-522.
- Ng, C. W., & Menzies, B. (2007). *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*. New York: Taylor and Francis.
- Pérez Garcia, N. (2008). Determinación de curvas características en suelos no saturados con celdas de presión. *Publicación Técnica del Instituto Mexicano del Transporte*(313), 66. Safandila, Queretaro, México: Instituto Mexicano del Transporte (IMT) - Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).
- Rahimi, A., Rahardjo, H., & Leong, E.-C. (2010). Effect of hydraulic properties of soil on rainfall-induced slope failure. *Engineering Geology*, 114, 135-143. Elsevier. doi:10.1016/j.enggeo.2010.04.010
- Rawls, W. J., & Brakensiek, D. L. (1985). Prediction of soil water properties for hydrologic modeling. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers Watershed Management in the Eighties Symposium*, 293-299. New York, EE.UU.: American Society of Civil Engineers.
- Rendulic, L. (1936). Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay. *in Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, 3, 48-51.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium. *J. Physics*, 1, 318-333.
- Rojas, E. (2013). *Towards a Unified Soil Mechanics Theory: The Use of Effective Stresses in Unsaturated Soils*. Bentham Science Publishers. doi:10.2174/97816080573991130101
- Scheinost, A. C., Sinowski, W., & Auerswald, K. (1997). Regionalization of soil water retention curves in a highly variable soilscape, I. Developing a new pedotransfer function. *Geoderma*, 78, 129-143. Elsevier.
- Schrefler, B. A. (2004). Multiphase flow in deforming porous material. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 60, 27-50. Padova, Italy.
- Siller, W. S. (1997). The mathematical representation of the soil-water characteristic curve. *MSc Thesis*, 241. Saskatoon, Saskatchewan, Canada: University of Saskatchewan.
- Skempton, A. W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rocks. *Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, 4-16.
- SMMS-UAQ. (2004). *Mecánica de suelos no saturados*. (J. Zepeda Garrido, Ed.) Queretaro, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos-Universidad Autónoma de Queretaro.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. - Universidad Autónoma de Queretaro. (2004). *Mecánica de suelos no saturados* (Primera ed.). (J. A. Zepeda Garrido, Ed.) México D.F., México: SMMS - UAQ.
- SoilVision Systems LTD. (2009). SoilVision: A Knowledge-Based Database System For Saturated/Unsaturated Soil Properties. (*Version 4*). Saskatoon, Saskatchewan, Canada: SoilVision Systems LTD.
- SoilVision Systems LTD. (2009). SVSlope 2D/3D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. *SVOFFICE, Version 2.4.26*. Saskatoon, Saskatchewan, Canada: SoilVision Systems LTD.
- Spencer, E. (1967). A method for analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique*, *17*(1), 11-26.
- Terzaghi, K. (1936). The shear strength of saturated soils. *Proceedings of the first International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, *1*, 54-56. Cambridge, Massachusetts, United States.
- Townsend, R. M., & Rice, S. A. (1991). Molecular dynamic studies of liquid-vapour interface of water. *Journal of Chemical Physics*, *94*(3), 2207-2218.
- Tresca, H. (1868). Memoire sur l'ecoulement des corps solides, Dans Memoires presentée par divers savants. *Comptes Rendus Academy of Science*, *18*, 733-799. Paris.
- Tyler, S. W., & Wheatcraft, S. W. (1989). Application of fractal mathematics to soil water retention estimation. *Soil Science Society of America Journal*, *53*(4), 987-996.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed form-equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Sci. Soc. Am. J.*, *44*, 892-898.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, *33*, 379-392.
- Vanapalli, S. K., Sillers, W. S., & Fredlund, M. D. (1998). The meaning and relevance of residual state to unsaturated soils. *51st Canadian Geotechnical Conference, October 4-7*. Edmonton, Alberta, Canada.
- Vereecken, H., Maes, J., Feyen, J., & Darius, P. (1989). Estimating the soil moisture retention characteristics from texture, bulk density and carbon content. *Soil Science Journal*, *148*(6), 389-403.
- Von Mises, R. (1913). Mechanik der festen Korper im plastisch deformablen Zustand, Nachrichten der Gasellschaft der Wessenschaften in Gottingen, Mathematisch Physikalische Klasse. 582-592.
- Yoshimi, V., & Osterberg, J. O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. *J. of Soil Mech. And Div.*, *89*, SM4:1-24. ASCE.
- Zhang, L. L., Fredlund, D. G., Fredlund, M. D., & Ward Wilson, G. (2014). Modeling the unsaturated soil zone in slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, *51*, 1-15. doi:10.1139/cgj-2013-0394
- Zhang, L. L., Fredlund, D. G., Zhang, L. M., & Tang, W. H. (2004). Numerical study of soil conditions under which matric suction can be maintained. *Canadian Geotechnical Journal*, *41*, 569-582. Canada. doi:10.1139/T04-006

## ANEXO A: GENERALIDADES DE FLUJO POR INFILTRACIÓN DE AGUA PLUVIAL

La infiltración del agua pluvial es de importancia significativa en la inestabilidad de taludes (Zhang *et al.* 2011). Cuando se realizan análisis de flujo de agua o infiltración de agua pluvial en taludes, estos frecuentemente se complementan con el cálculo del factor de seguridad, o en su caso, la definición de la profundidad crítica de un talud infinito sujeto a un flujo paralelo a su superficie. En estos análisis es común considerar un flujo de agua establecido saturado hasta una cierta profundidad. Asimismo, y con el objetivo de simplificar el problema de análisis, suele considerarse que el nivel freático asciende hasta la superficie del talud, lo cual no es nada representativo de las condiciones verdaderamente presentes en el sitio (Collins y Znidarcic, 2004). Adoptar dichas consideraciones, provoca que los análisis de infiltración de agua pluvial no puedan ser analizados; y en consecuencia, el análisis de estabilidad de taludes no puede complementarse.

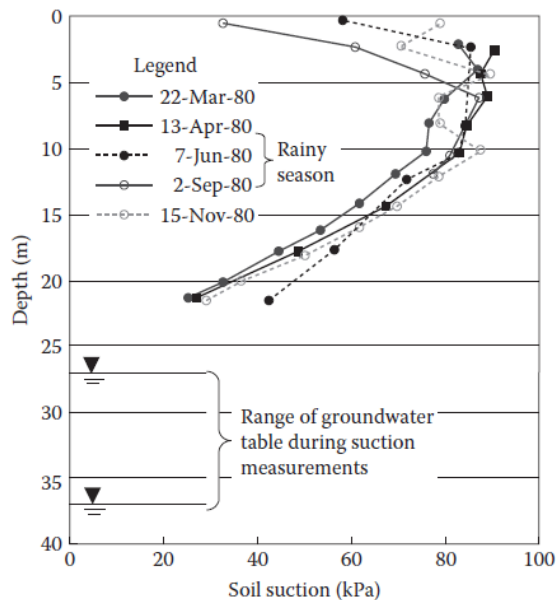


Figura 1. Mediciones de succión en una riolita no saturada de Hong Kong (Sweeney, 1982)

Existen registros de mediciones en campo, las cuales han demostrado que la succión del suelo no necesariamente desaparece, incluso bajo precipitaciones pluviales constantes y a largo plazo. Un ejemplo particular es un estudio realizado en Hong Kong, China; en el año de 1980. Este estudio contiene mediciones de succión que se realizaron en un talud no saturado de 30 m de altura y que estaba conformado por una riolita (Sweeney, 1982). La succión mátrica en la superficie del talud mostró una reducción gradual en temporada de lluvias; pero de 5.00 a 17.0 m de profundidad, la succión se mantuvo constante durante todo el año (Figura 1). Las presiones de poro de agua se mantuvieron aún negativas durante la

temporada de lluvias. Este caso particular pone en evidencia que, la precipitación pluvial en taludes no saturados tendrá un comportamiento diferente con respecto a un talud completamente saturado. Asimismo, el perfil de presiones de poro de agua y el frente húmedo, así como la infiltración del agua pluvial, varían continuamente dentro de la zona no saturada en condiciones de flujo transitorio. Por lo tanto, la resistencia al corte del suelo y la estabilidad del talud se ven afectados por los perfiles de presión de poro de agua transitorios.

### Mecanismo de infiltración de agua en suelos

En condiciones de campo, la velocidad de la infiltración de agua pluvial en el suelo no es igual que la intensidad de la precipitación pluvial. Si existe un exceso de agua pluvial que supere la capacidad de infiltración del suelo, este no se infiltrará. El volumen de agua infiltrado se rige por la capacidad de infiltración del suelo y que se define como la velocidad máxima a la cual la precipitación pluvial puede ser absorbida. El escurrimiento superficial en una superficie inclinada, o un tirante de agua superficial, ocurre cuando la intensidad de precipitación pluvial es mayor que la capacidad de infiltración del suelo.

La Figura 2 muestra la representación esquemática de la relación que existe entre la velocidad de infiltración y la intensidad de precipitación pluvial. Al inicio de la tormenta, la capacidad de infiltración del suelo es bastante amplia (frecuentemente se asume infinita); es decir, toda el agua de lluvia la absorbe el suelo. En este periodo, la velocidad de infiltración es igual que la intensidad de precipitación pluvial. Conforme la superficie del suelo se humedece más y más, la capacidad de infiltración del suelo disminuye gradualmente. Cuando la intensidad de precipitación pluvial es mayor que la capacidad de infiltración, se presenta un escurrimiento superficial. En tal caso, la velocidad de infiltración es igual que la capacidad de infiltración del suelo.

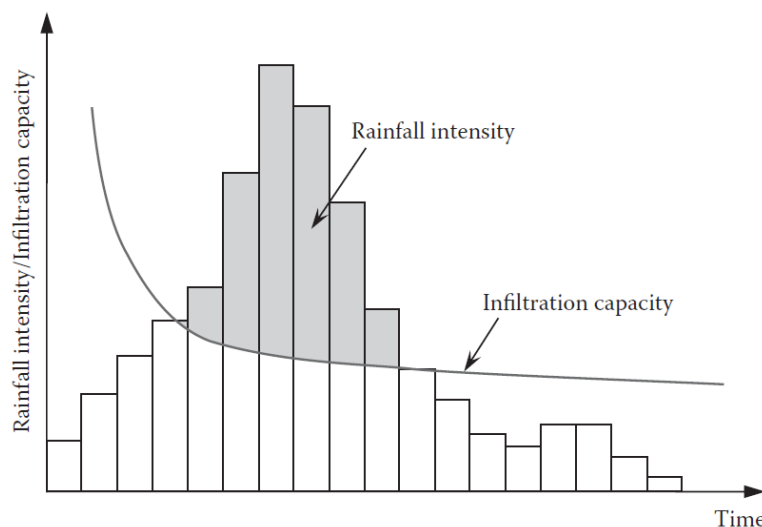


Figura 2. Intensidad de precipitación pluvial y capacidad de infiltración del suelo

La capacidad de infiltración está fuertemente relacionada con la conductividad hidráulica saturada del suelo; sin embargo, no son iguales. La condición en la que se encuentre la



superficie del suelo es un factor importante que afecta la capacidad de infiltración. Por ejemplo, el agrietamiento superficial puede provocar capacidades de infiltración mucho mayores que la conductividad hidráulica saturada. Por otro lado, la costra superficial, podría sustancialmente reducir la capacidad de infiltración de agua.

Existen varios modelos teóricos y empíricos que han sido desarrollados en áreas como la agricultura e hidrología para describir el proceso de infiltración de agua en el suelo. Algunos ejemplos son: el modelo de Green-Ampt (Green y Ampt, 1911), el modelo de Horton (Horton, 1938; Beven y Horton, 2004), y el modelo de Holton (Holtan, 1961). No obstante, el modelo de Green-Ampt es uno de los modelos ampliamente usados; principalmente porque deriva de la ley de Darcy.

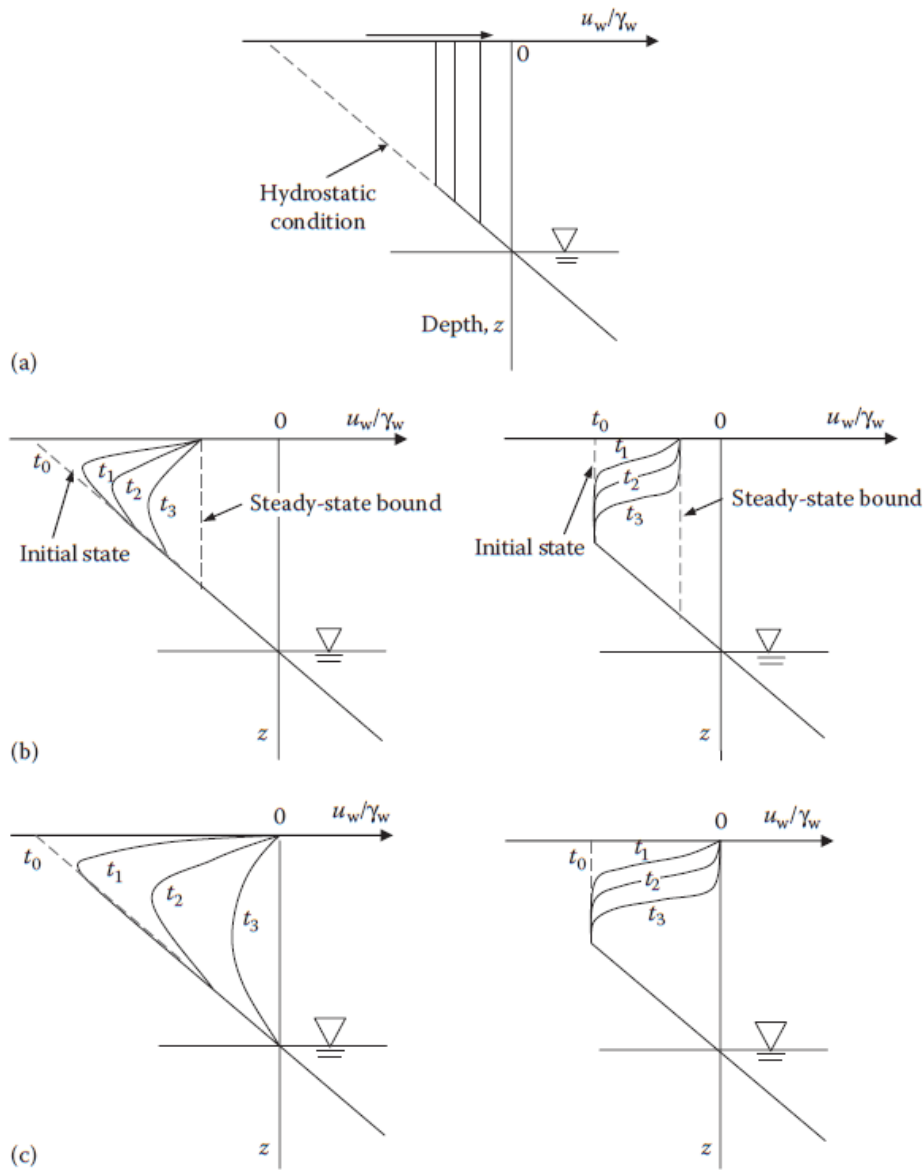


Figura 3. Perfiles típicos de presiones de poro de agua en un suelo no saturado con varios gastos unitarios: a) Condición de flujo establecido, b) Condición de flujo transitorio cuando  $q_u/k_{sat} < 1$ , c) Condición de flujo transitorio cuando  $q_u/k_{sat} \geq 1$

## Perfiles de presión típicos bajo condiciones de precipitación pluvial

El concepto de frente húmedo proporciona una metodología simplificada para considerar los cambios en la presión de poro (o succión mátrica) bajo distintas condiciones de precipitación pluvial. Sin embargo, no siempre se distingue la diferencia entre la zona de infiltración y la zona donde las presiones de poro negativas se mantienen. En la Figura 3 se muestran varias distribuciones de presión de poro de agua típicas para distintas condiciones de flujo unitario (representativo de la intensidad de precipitación pluvial). La Figura 3a representa la distribución de presiones de poro para condiciones de flujo establecido. De acuerdo con Kisch (1959), el gradiente de presiones de poro en condiciones de flujo establecido se escribe como:

$$\frac{d(u_w/\gamma_w)}{dz} = (q/k - 1) \quad (1)$$

Bajo condiciones hidrostáticas, no hay flujo superficial. De acuerdo con la ecuación 1 y la Figura 3, el gradiente de la carga de presión de poro de agua es -1. Cuando la magnitud del flujo unitario ( $q_u$ ), se aproxima a la conductividad hidráulica no saturada del suelo ( $k_u$ ), definida para un valor particular de succión mátrica, el gradiente de presión es cero (Figura 3a). La Figura 3b y Figura 3c muestran los perfiles de presión de poro de agua para las condiciones de flujo transitorio donde  $q_u/k_{sat} < 1$  y  $q_u/k_{sat} \geq 1$ , respectivamente. La infiltración en condiciones transitorias puede considerarse como un estado de transición entre el estado inicial y la condición establecida final. El estado inicial en la izquierda del diagrama de la Figura 3b y Figura 3c son la condición hidrostática ( $q_u=0$ ). El estado inicial en la derecha de los diagramas de la Figura 3b y Figura 3c son la condición establecida con flujo unitario ( $q_u$ ) mayor que cero. El tiempo para alcanzar la condición establecida depende del flujo o gasto unitario ( $q_u$ ), la conductividad hidráulica y el almacenamiento de agua del suelo. Cuando el flujo superficial es menor que la conductividad hidráulica saturada (Figura 3b), la succión mátrica en el suelo no saturado puede disminuir, pero no desaparecer. Únicamente cuando el flujo unitario,  $q_u$ , es igual o mayor que la conductividad hidráulica saturada (Figura 3c), la succión mátrica puede eliminarse si la duración de la intensidad de precipitación pluvial tiene una duración considerablemente grande.

## Referencias

- Beven, K., and Horton, R. E. (2004). Robert E. Horton's perceptual model of infiltration processes. *Hydrological Processes*, 18(17), 3447–3460.
- Collins, B. D., and Znidarcic, D. (2004). Stability analyses of rainfall induced landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4), 362–372.
- Green, W. H., and Ampt, C. A. (1911). Studies on soil physics, 1: Flow of air and water through soils. *Journal of Agricultural Science*, 4, 1–24
- Holtan, H. N. (1961). *A Concept of Infiltration Estimates in Watershed Engineering* (ARS41-51). US Department of Agricultural Service, Washington, DC.
- Horton, R. E. (1938). The interpretation and application of runoff plot experiments with reference to soil erosion problems. *Proceedings of Soil Science Society of America*, 3, 340–349.
- Kisch, M. (1959). The theory of seepage from clay-blanked reservoirs. *Géotechnique*, 9, 9–21.

- Sweeney, D. J. (1982). Some in situ soil suction measurements in Hong Kong's residual soil slopes, *Proceedings of the 7th Southeast Asian Geotechnical Conference, Vol. 1*, Southeast Asian Geotechnical Society, Thailand, pp. 91–106.
- Zhang, L. L., Zhang, J., Zhang, L. M., and Tang, W. H. (2011). Stability analysis of rainfall-induced slope failure: A review. *ICE Proceedings: Geotechnical Engineering*, 164(GE5), 299–316.



## ANEXO B: ECUACIÓN GENERAL DE RICHARDS

Uno de los fenómenos de gran interés dentro del flujo de agua a través del suelo, es el flujo en condiciones transitorias. Este fenómeno se presenta durante el llenado del embalse de una presa, o en el caso del vaciado de agua en un terraplén, en la saturación de la base de un pavimento, en las etapas de la excavación de un dique, una lumbrera, etc.

En los análisis de flujo transitorio, a diferencia del flujo establecido, se presentan cargas hidráulicas variables con respecto al tiempo, esta variación de cargas ocurre debido a los cambios en las condiciones de frontera (variación de niveles de agua en el tiempo).

Para aplicaciones prácticas, la ley de Darcy (1856) se generaliza a problemas de flujo transitorio de agua considerando la conductividad hidráulica como una función de la succión del suelo o carga de succión como sigue (Buckingham, 1907; Richards, 1931):

$$\begin{aligned} q_x &= -k_x(h_m) \frac{\partial h}{\partial x} \\ q_y &= -k_y(h_m) \frac{\partial h}{\partial y} \\ q_z &= -k_z(h_m) \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (1)$$

donde

$h_m$  carga de succión  
 $k_y(h_m)$  función de conductividad hidráulica

Despreciando la carga de presión osmótica, la carga total en un suelo parcialmente saturado es la sumatoria de las cargas de la succión mátrica y la carga de posición ( $h=h_m+z$ ). Así, sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación de la ley de conservación de la materia y asumiendo una densidad del agua constante, se obtiene:

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

Donde el término adicional en la dirección del eje z surge de la presencia de la carga de elevación.

El término del lado derecho de la ecuación 2 puede reescribirse en términos de la carga de succión mátrica como se muestra a continuación:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (3)$$

Donde la cantidad  $\partial \theta / \partial h_m$  es la pendiente de la relación entre el contenido de agua volumétrico y la carga de succión, la cual puede determinarse directamente de la curva característica del suelo. Esta pendiente se refiere a la capacidad específica de humedad, denominada típicamente como  $C$ . Debido a que la función de almacenamiento del suelo es

no lineal, resulta necesario describir la capacidad específica de humedad como una función de la succión o carga de succión, esta última expresada como sigue:

$$C(h_m) = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \quad (4)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3 y 4 en la ecuación 2, se obtiene la ecuación que gobierna el flujo transitorio en suelos no saturados:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_x(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_y(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k_z(h_m) \left( \frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) \right] = C(h_m) \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (5)$$

La ecuación 5 se conoce como la ecuación de Richards (1931) la cual con condiciones de frontera y condiciones iniciales apropiadas proporciona los campos de succión en el espacio y el tiempo. Destacando que para hacer uso de esta ecuación se requiere de la definición de la curva característica y de la función de conductividad hidráulica.

## Referencias

- Buckingham, E. (1907). Studies of The Movement of Soil Moisture. U.S.D.A. Bur. of Soils, Bulletin No. 38.
- Darcy, H. (1856). Histoire Des Fontaines Publique de Dijon. Pans: Dalmont.
- Richards, L. A. (1931). Capillary Conduction of Liquids Through Porous Medium (Vol. 1). J. Physics.

## ANEXO C: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA - ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS NO SATURADOS

Las funciones no saturadas del suelo necesarias para los cálculos se obtienen con base en la metodología propuesta que se indica en la Figura 1 (sombreado de amarillo claro).

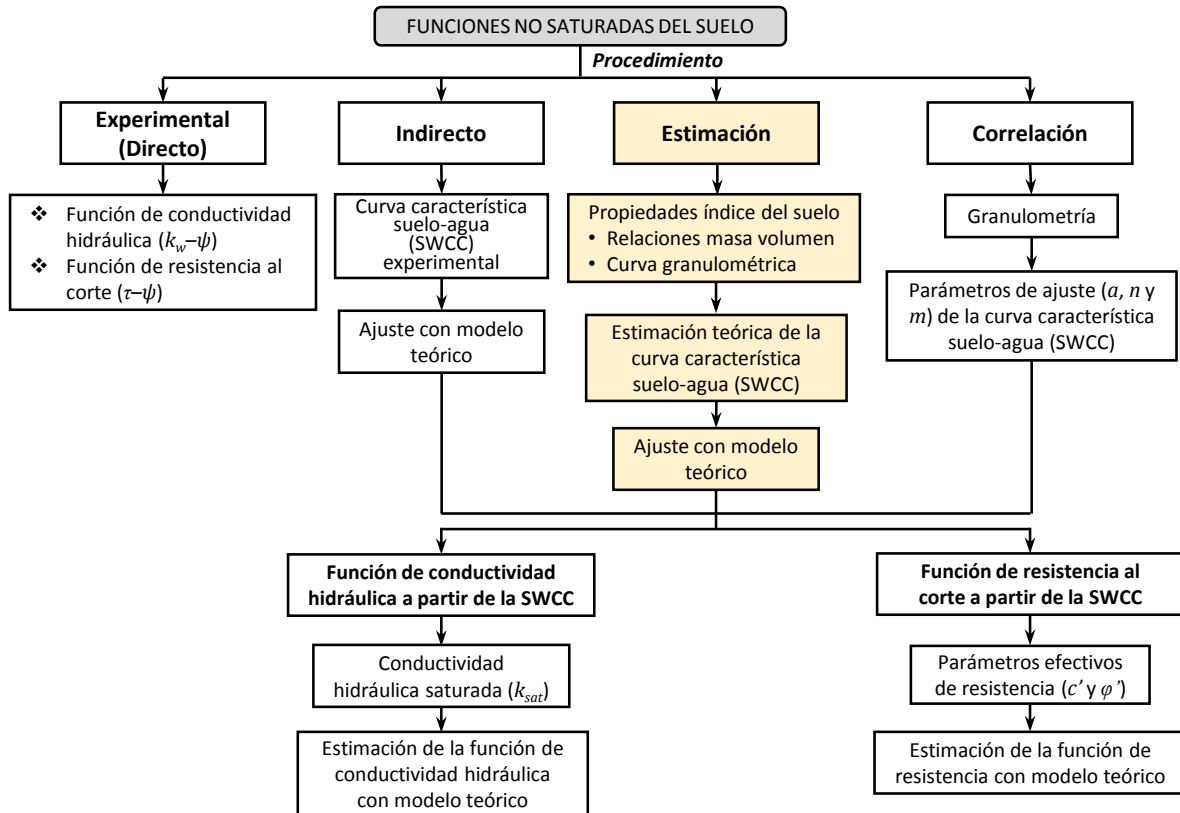


Figura 1. Métodos disponibles para la obtención de las funciones no saturadas del suelo

La concepción general de los análisis acoplados de flujo transitorio de agua-estabilidad de taludes que se implementa en este proyecto de investigación se ilustra en la Figura 2. Asimismo la metodología detallada propuesta para llevar a cabo este tipo de análisis se presenta en la Figura 3.

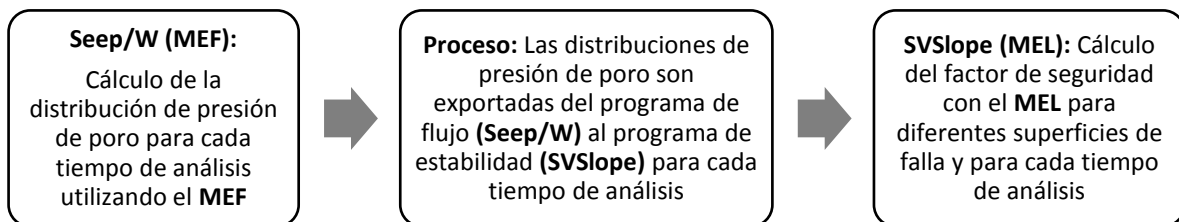


Figura 2. Concepción general del análisis acoplado de flujo transitorio-estabilidad de taludes propuesto

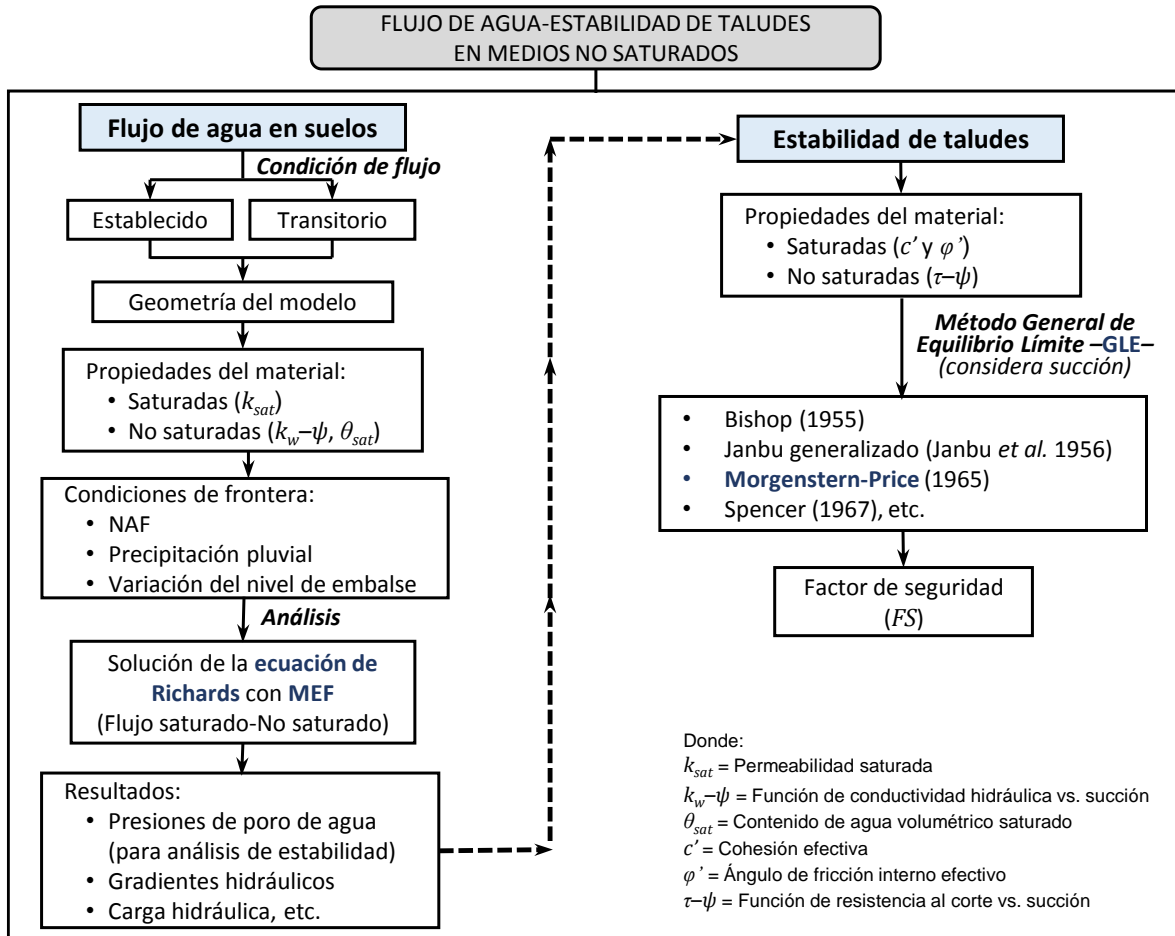


Figura 3. Metodología propuesta para los análisis acoplados de flujo de agua–estabilidad de taludes



