



CI4402

GEOMECANICA

UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y
MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

Prof. Luis Paredes

SEPTIEMBRE 2010

Teoría de Estado Crítico

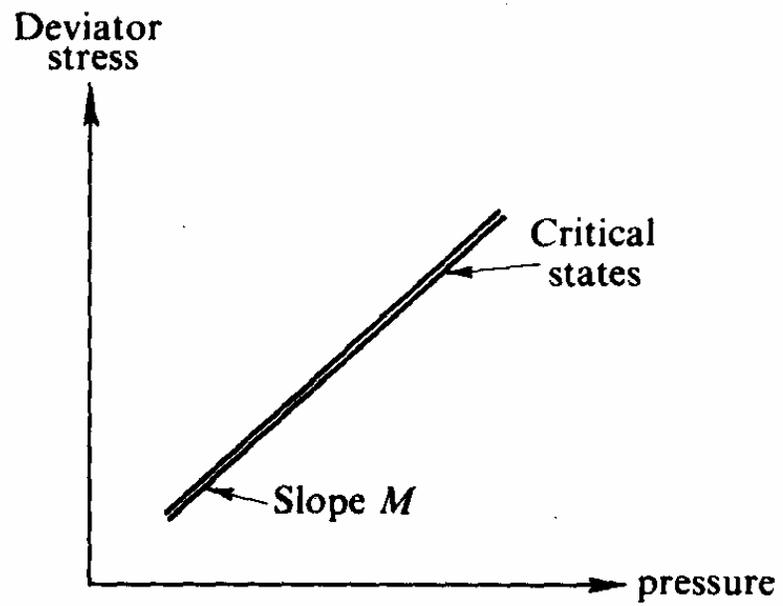
Se distingue la resistencia al corte para la cual alcanza la falla a volumen constante, que se llama “critical estate”
Roscoe, Schofield and Wroth, (1958)

Así, se identifican 3 resistencias al corte para un suelo alcanzando la falla:

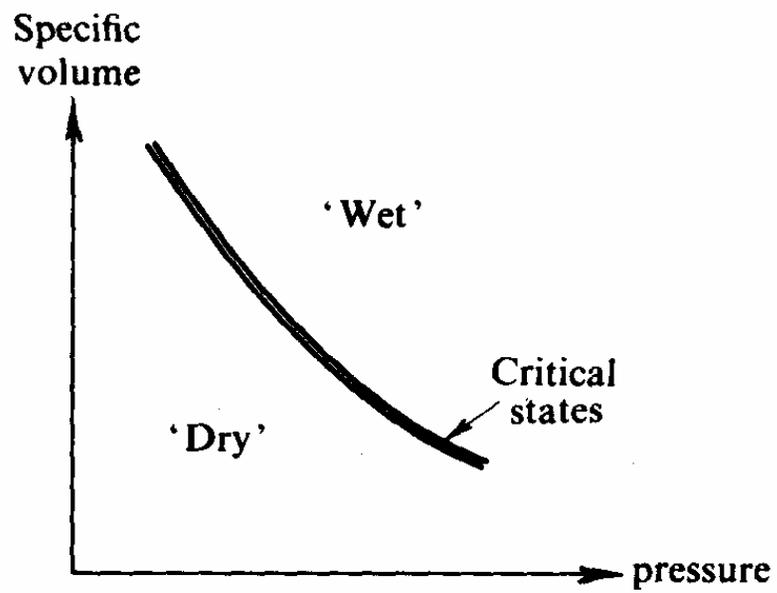
- ★ Resistencia peak τ_p
- ★ Estado crítico o resistencia a vol cte τ_{cv}
- ★ Resistencia residual τ_r

Teoría de Estado Crítico

- * Esta resistencia al corte es intrínseca del suelo e independiente de la densidad inicial o arreglo de partículas del suelo. En este estado, las partículas que están sometidas al corte se dice caen unas sobre otras sin interlocking granular o desarrollo de planos de deslizamiento que afecten la resistencia al corte. En este punto, no hay estructura del suelo o ligazón que afecte la resistencia al corte.
- * La resistencia residual ocurre para algunos suelos cuando la forma de las partículas permanece alineada durante el corte (formando un plano de falla tipo slickenside), resultando en una reducida resistencia a la continuación del corte. Esto es particularmente válido para muchas arcillas compuestas por minerales aplanados, pero también se observa en algunos suelos granulares con partículas de forma más alargada. Aquellas arcillas que no tienen minerales de ese tipo, (como las arcillas alofánicas) no presentan resistencia residual.
- * **Uso práctico:** Si se adopta esta teoría y se toma $c' = 0$; puede usarse τ_p , teniendo en cuenta los niveles de deformaciones anticipadas y el efecto de la potencial ruptura. Para grandes deformaciones, debe considerarse el potencial para formar planos de falla con un ϕ'_r como el de la hincada de pilotes.
- * El Estado Crítico ocurre en tasas de deformaciones cuasi estáticas. No permite diferenciar entre resistencias al corte asociadas a diferentes velocidades de deformaciones..

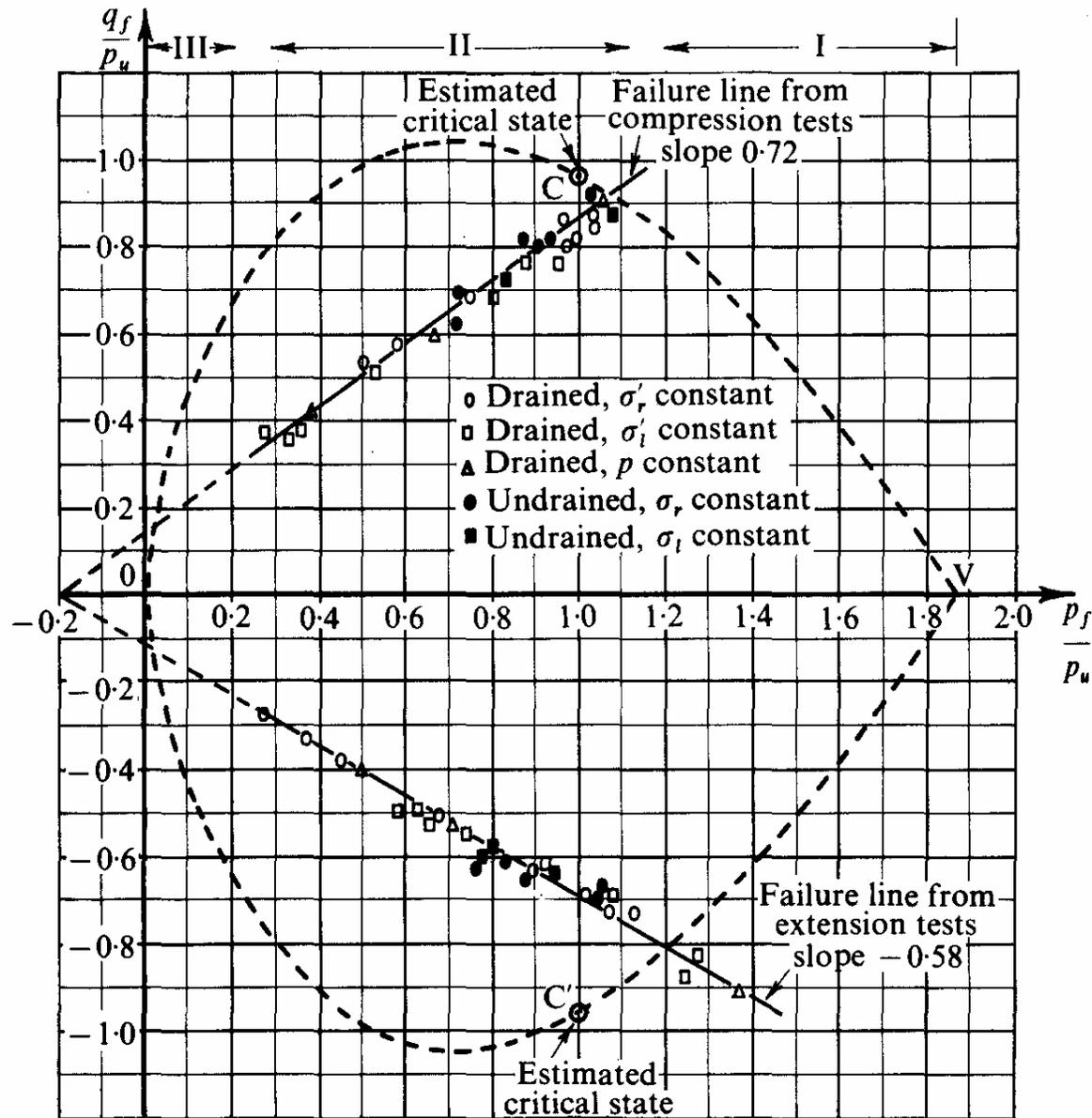


(a)

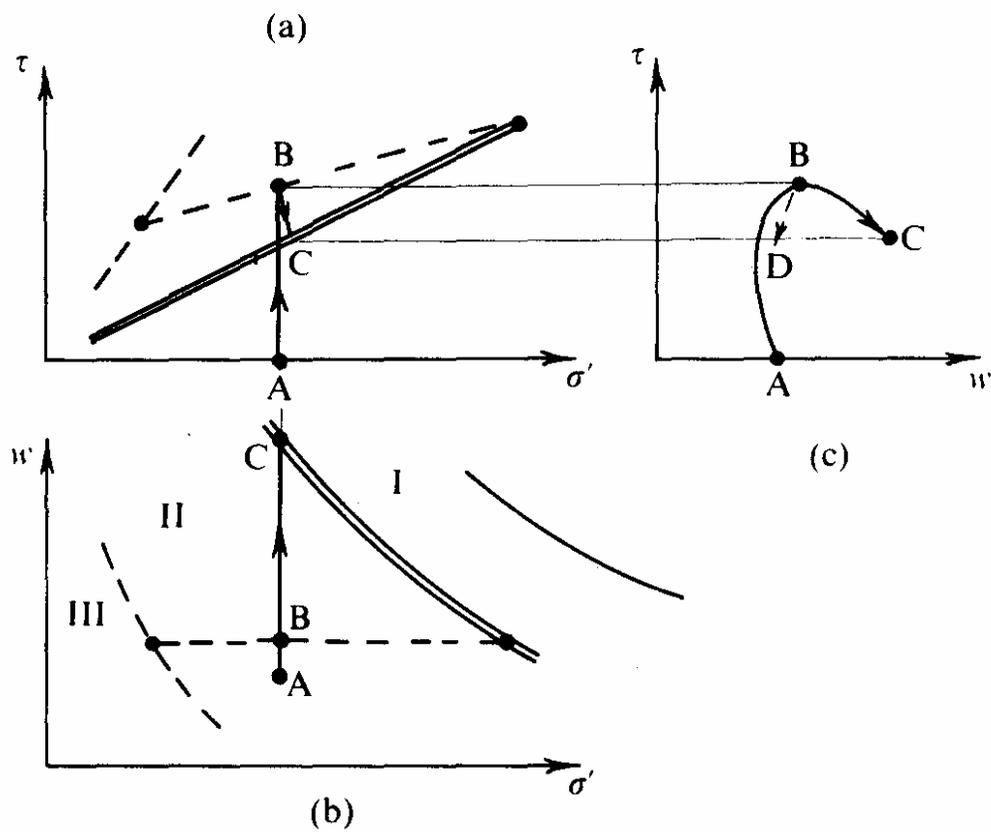


(b)

Datos de falla de ensayos en arcillas de Weald (Parry)



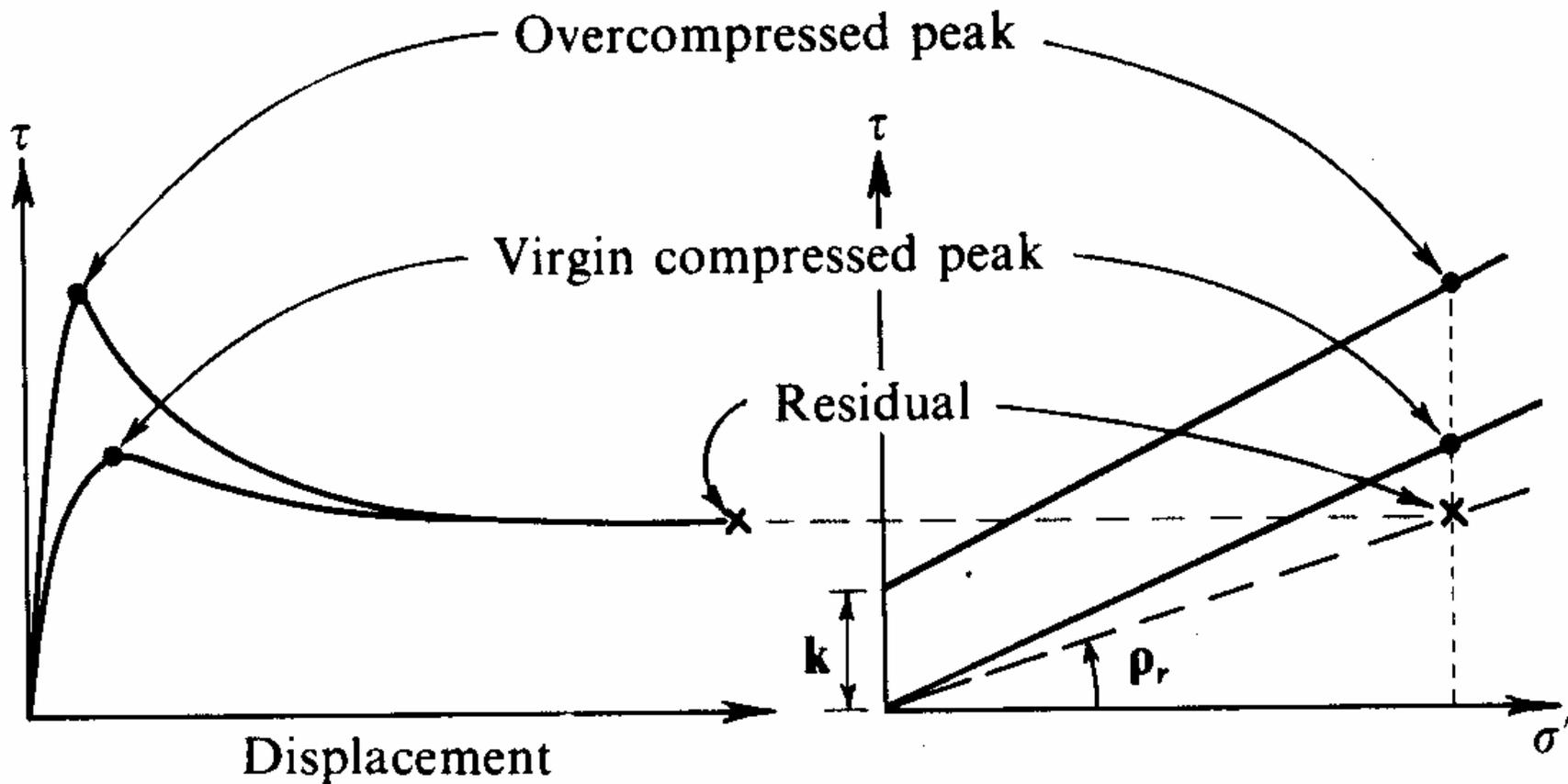
Cambio de estado en la falla en ensaye de corte Drenado



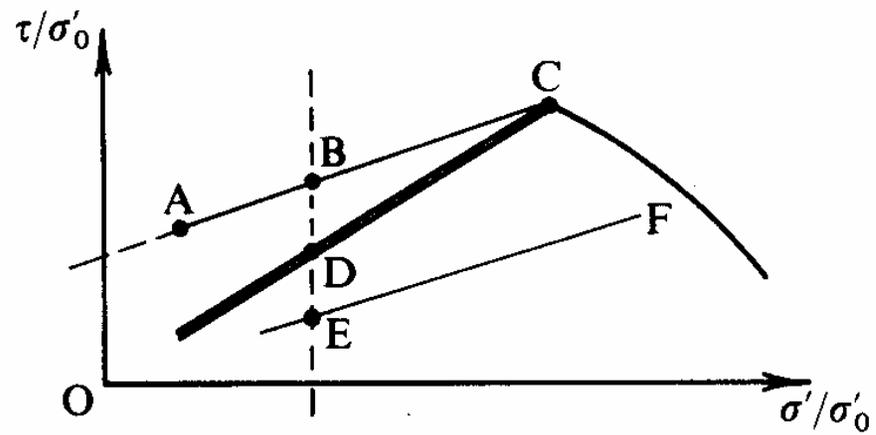
Steady State Theory

- * La resistencia en el steady state se define como la resistencia al corte del suelo cuando esta en una condición estacionaria, siendo este estado aquel en que la masa se está continuamente deformando a volumen constante, tensión efectiva normal constante, tensión de corte constante y velocidad constante. ([Poulos 1981](#)) Steve Poulos planteó la hipótesis que [Arthur Casagrande](#) formuló hacia el fin de su carrera. La mecánica de suelos del Steady state es a menudo llamada "Harvard soil mechanics".
- * El steady state ocurre sólo después de la rotura de las partículas si ellas están completas y todas ellas se orientan en una condición estadística de steady y en esta condición la tensión de corte necesaria para continuar la deformación a una velocidad constante de deformación no cambia. Se aplica a condiciones drenadas y no drenadas.

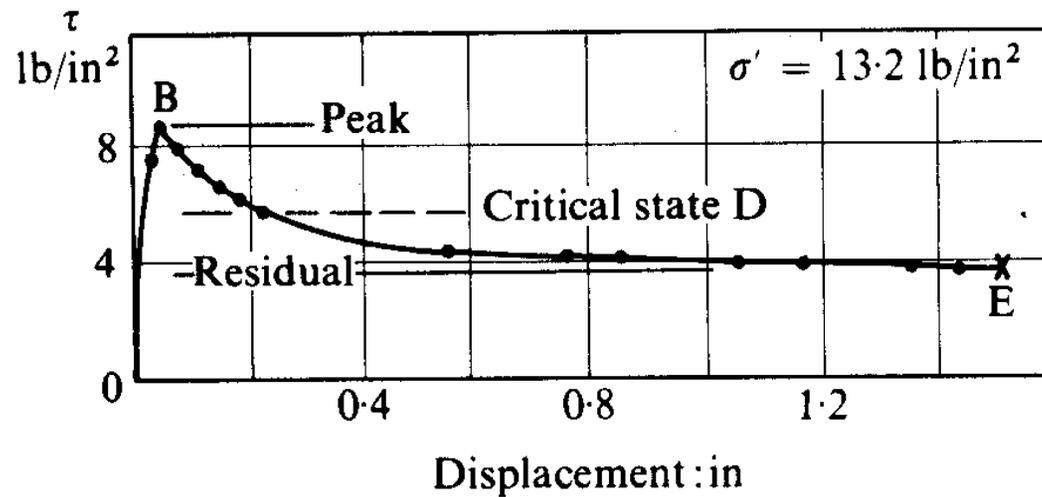
Definición de Skempton para Resistencia al Corte Residual



Definicion de Resistencia en estado crítico

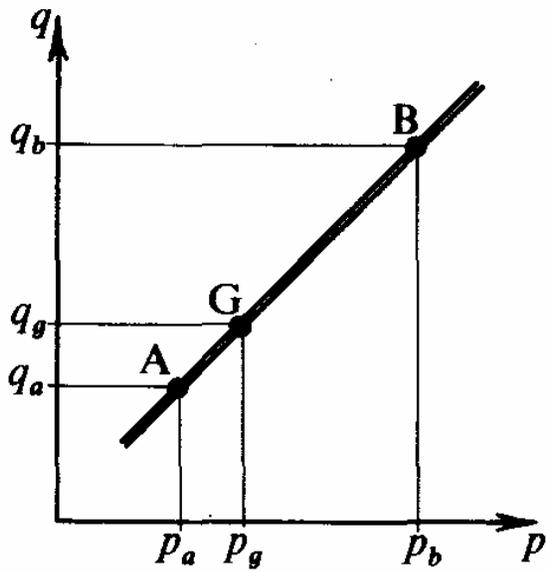


(a)

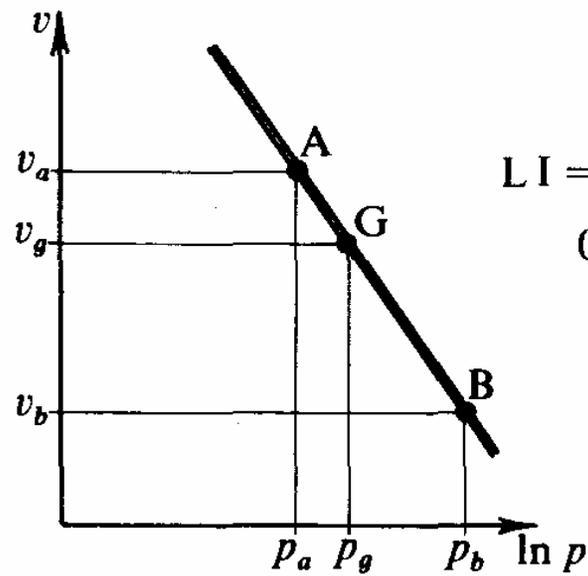


(b) (After Skempton)

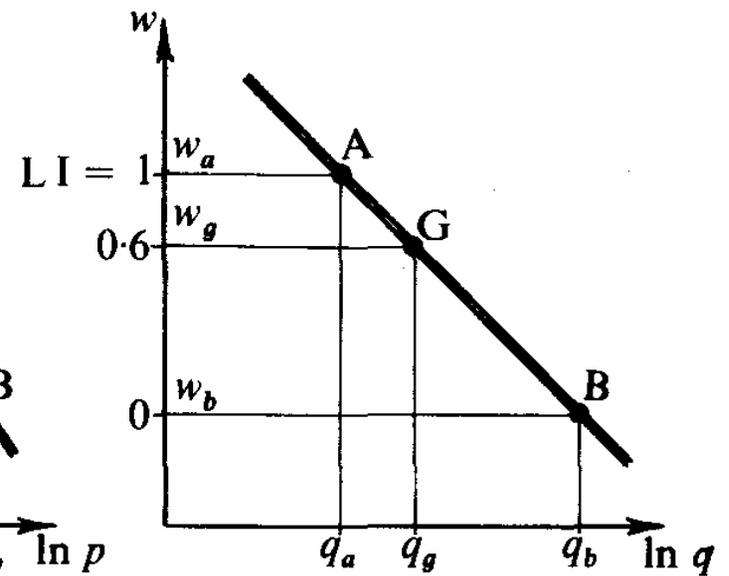
Linea de Estado Critico y propiedades índice



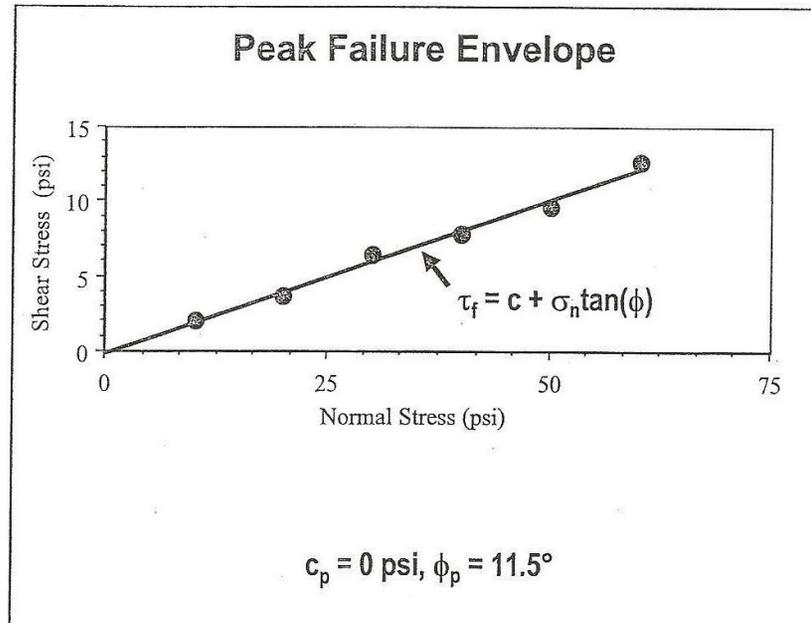
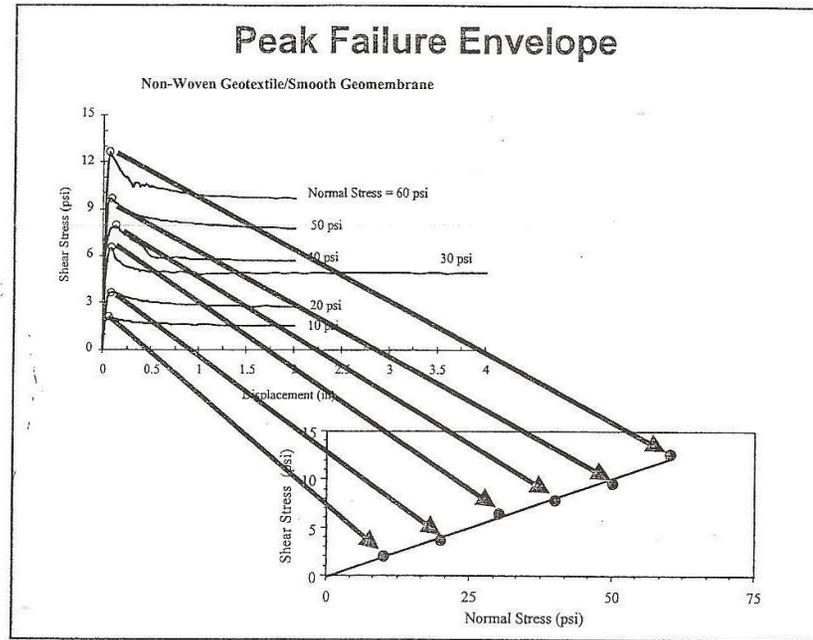
(a)



(b)



(c)



Modelos constitutivos

El modelo de Mohr-Coulomb que combina y generaliza las soluciones de modelos constitutivos basadas en la Ley de Hooke de elasticidad lineal para describir el comportamiento de suelos bajo condiciones de cargas y en la Ley de Coulomb de plasticidad perfecta para describir el comportamiento del suelo en estado de falla, se ha aplicado ampliamente debido a su simplicidad.

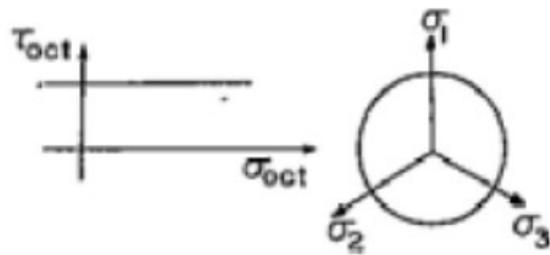
No obstante, los suelos no son linealmente elásticos ni perfectamente plásticos para todo el rango de cargas. Varios modelos constitutivos han sido propuestos por diversos autores, para describir el comportamiento de suelos y aplicarlo a modelación numérica, y en particular, a elementos finitos.

Ningún modelo constitutivo de suelos puede describir completamente el complejo comportamiento de suelos bajo todas las condiciones.

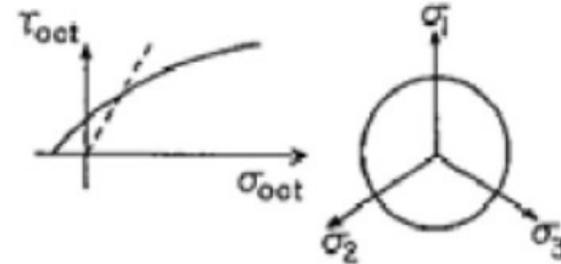
Modelos Constitutivos

Además de la dificultades intrínsecas de modelar suelos, la falla en estado tensional de tres dimensiones es extremadamente complicada. Algunos de los modelos utilizan tres, cuatro y cinco parámetros

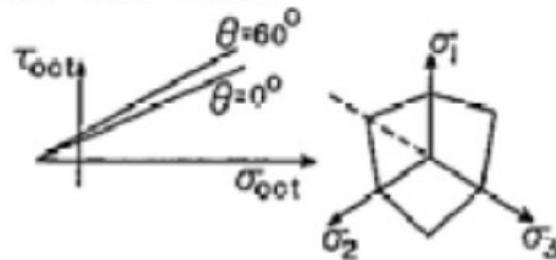
Modelos Constitutivos



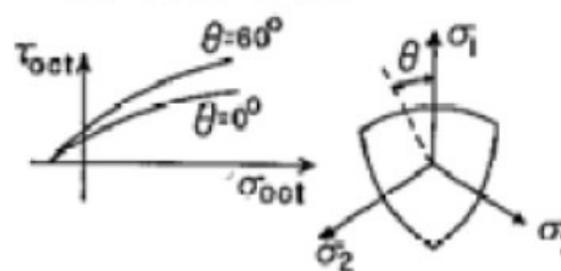
(a) Von Mises



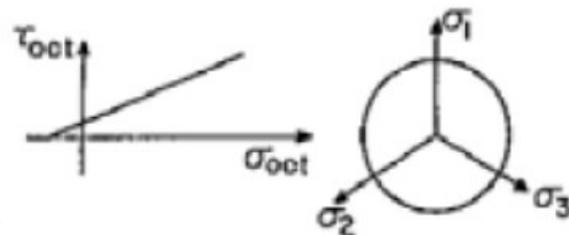
(e) Chen-Chen



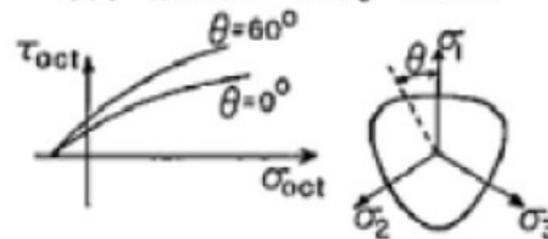
(b) Mohr-Coulomb



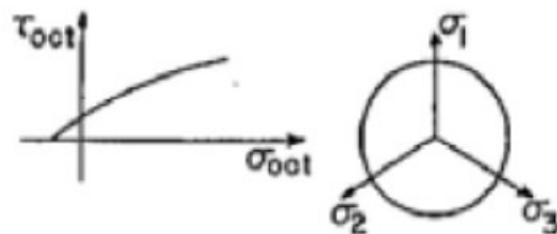
(f) Hsieh-Ting-Chen



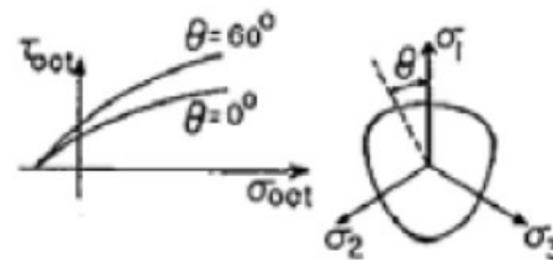
(c) Drucker-Prager



(g) William-Warneke



(d) Bresler-Pister

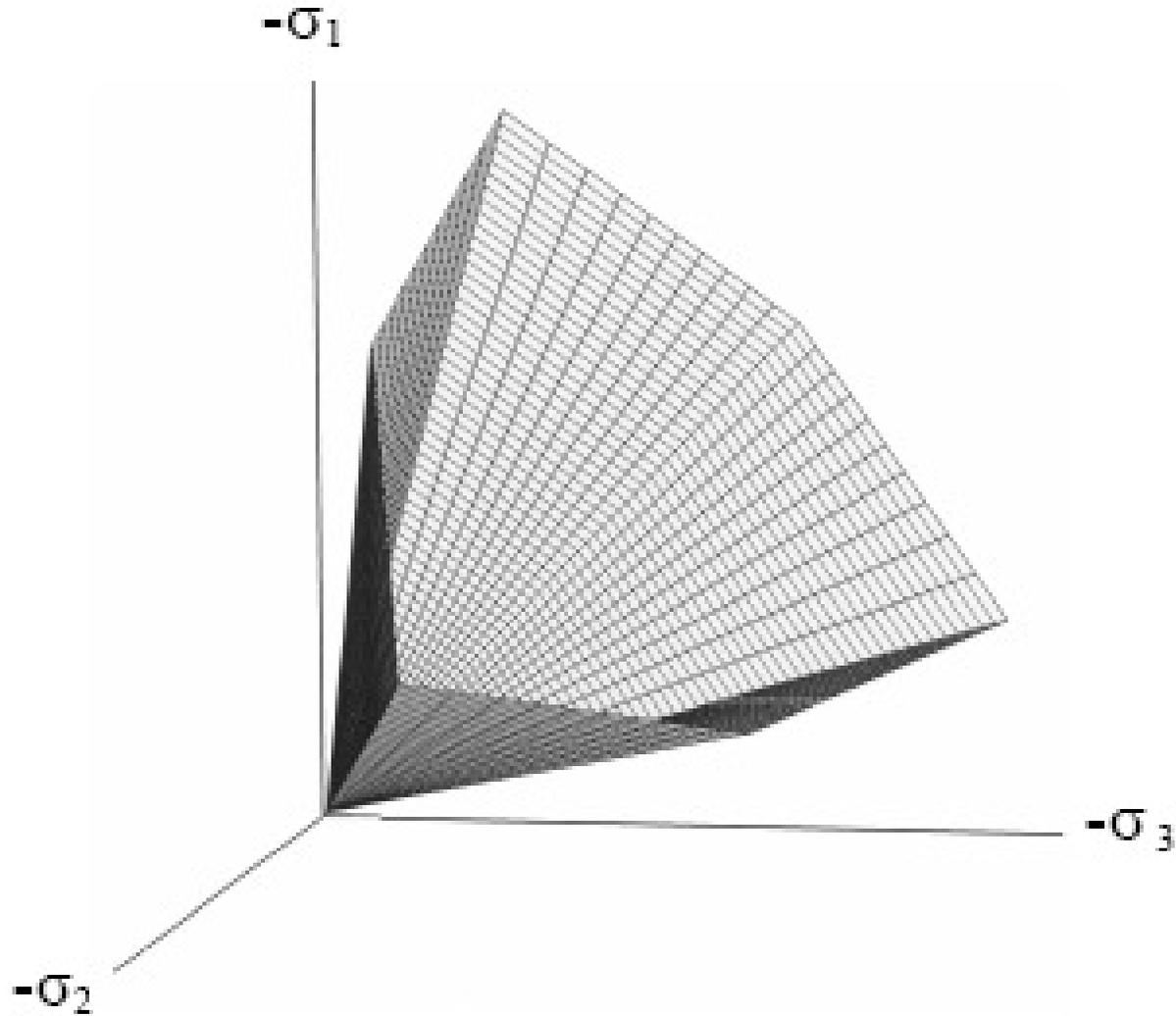


(h) Ottosen

Algunas características de modelos constitutivos

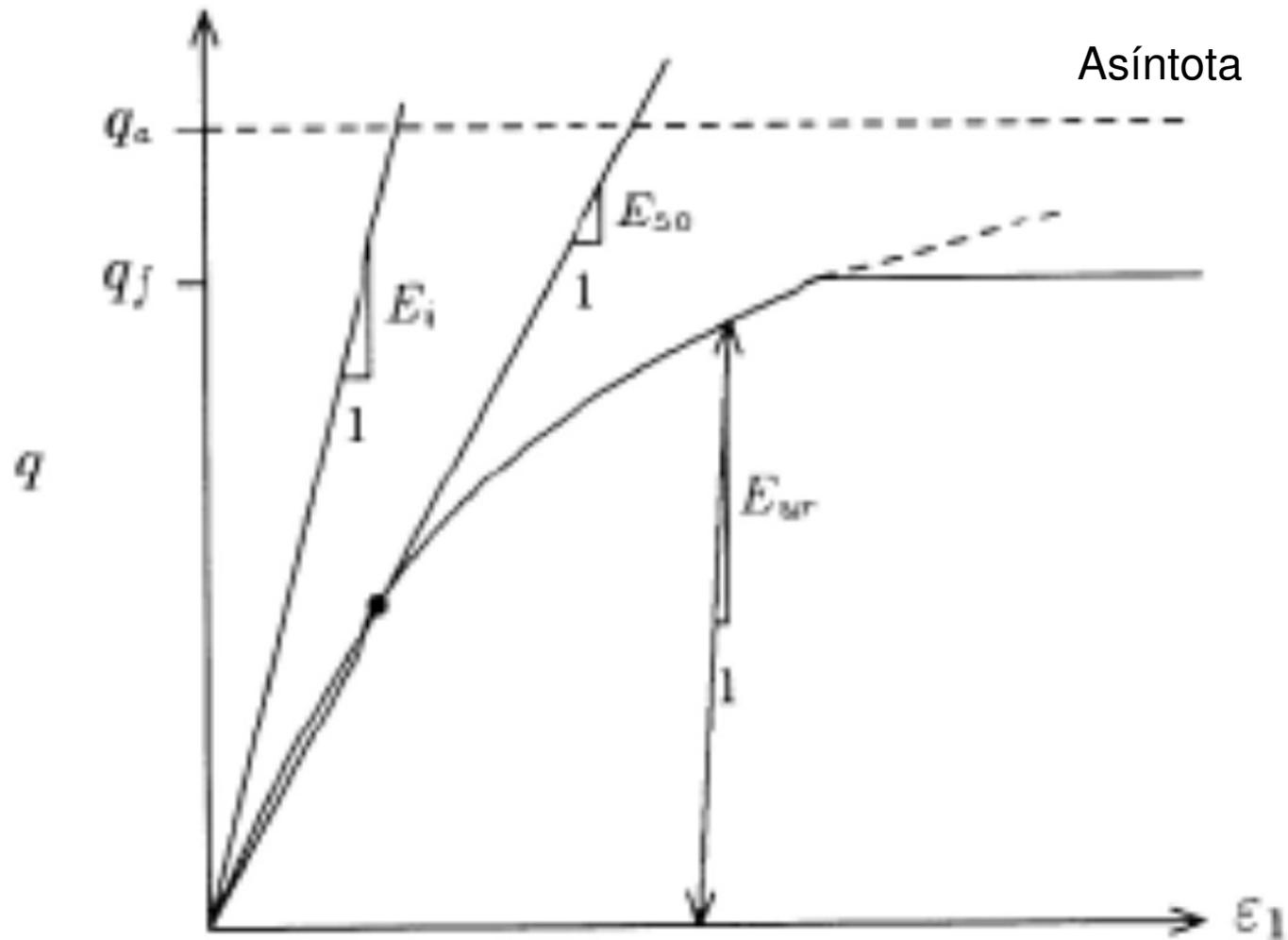
Modelo	Comportamiento 3D	Determinación parametros empíricos	Nivel dificultad necesidad ensayos no normalizados	Número de parámetros
Hiperbolico	Si fuera de la falla	3 Compresiones triaxiales	No	7
Drucker-Prager	No	Compresión triaxial	No	4
Mohr-Coulomb	No	3 Compresiones triaxiales	No	2
Lade y Duncan	Si	3 Compresiones triaxiales	No	9

La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales ($c = 0$)



La simplificación del modelo de Mohr-Coulomb en que la forma hexagonal del cono de falla fue reemplazada por un cono simple es conocida como el modelo Drucker-Prager (1952). Generalmente, comparte las mismas ventajas y limitaciones del modelo Mohr-Coulomb

Modelo Hiperbólico



Relación tensión deformación modelo hiperbólico en la carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar

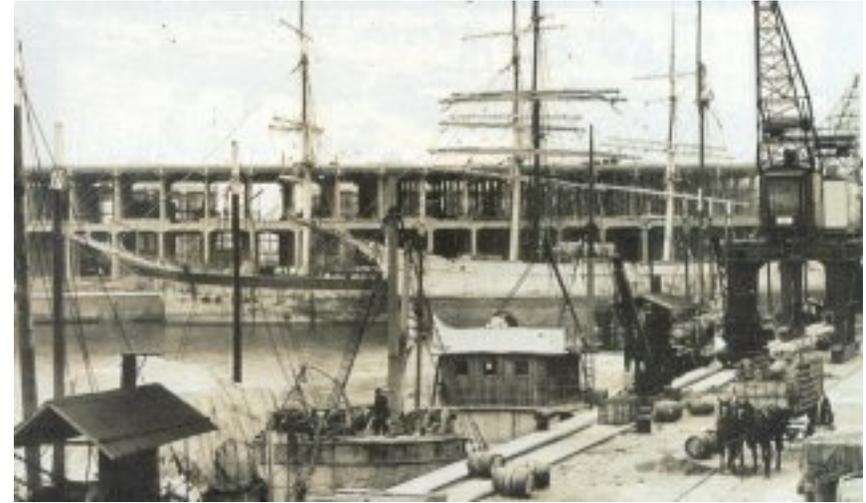
Empujes de Suelos

- ★ Estructuras de Contención de Suelos
- ★ Estabilidad externa de muros de contención
- ★ Determinación de empujes de suelo.

Teorías de Equilibrio Límite

- Teoría de Rankine
- Teoría Coulomb

Estructuras de Contención de Suelos

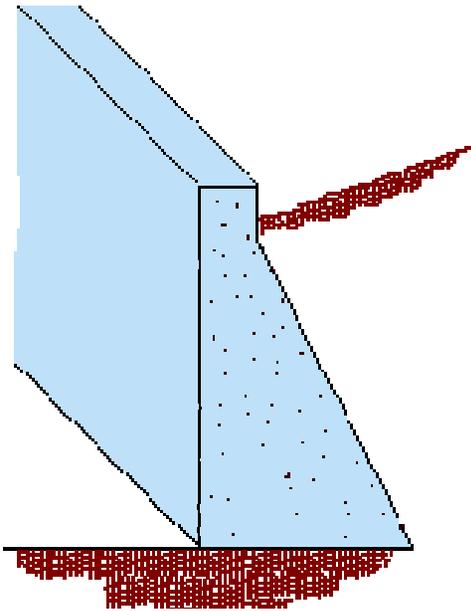


Estructuras de Contención de Suelos

- Casos de Ingeniería Civil que requieren construcción de elementos de retención de suelos:
 - Muelles portuarios
 - Estribos de puentes
 - Pavimentos en corte
 - Canales en corte
- Retención de suelos en:
 - Excavaciones
 - Rellenos
- Estructuras:
 - Permanentes o Temporales
 - Rígidos o Flexibles

Estructuras de Contención Rígidas

Muros Gravitacionales



- Generalmente para alturas < 6 m
- Estabilidad externa por peso propio
- Estabilidad interna sólo por compresión
- Muros de Albañilería de Piedra
- Muros de Hormigón simple
- Muros de Gabiones
- Muros de criba
- Muros Diafragma

Estructuras de Contención Rígidas

Muro de Gaviones



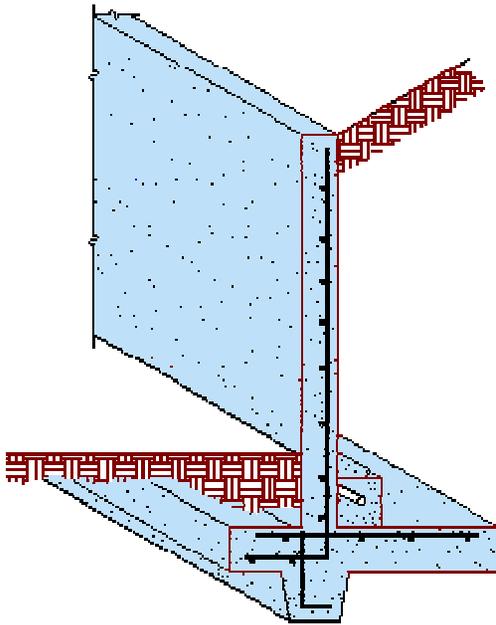
Estructuras de Contención Rígidas

Muro Criba (creep-wall)



Estructuras de Contención Rígidas

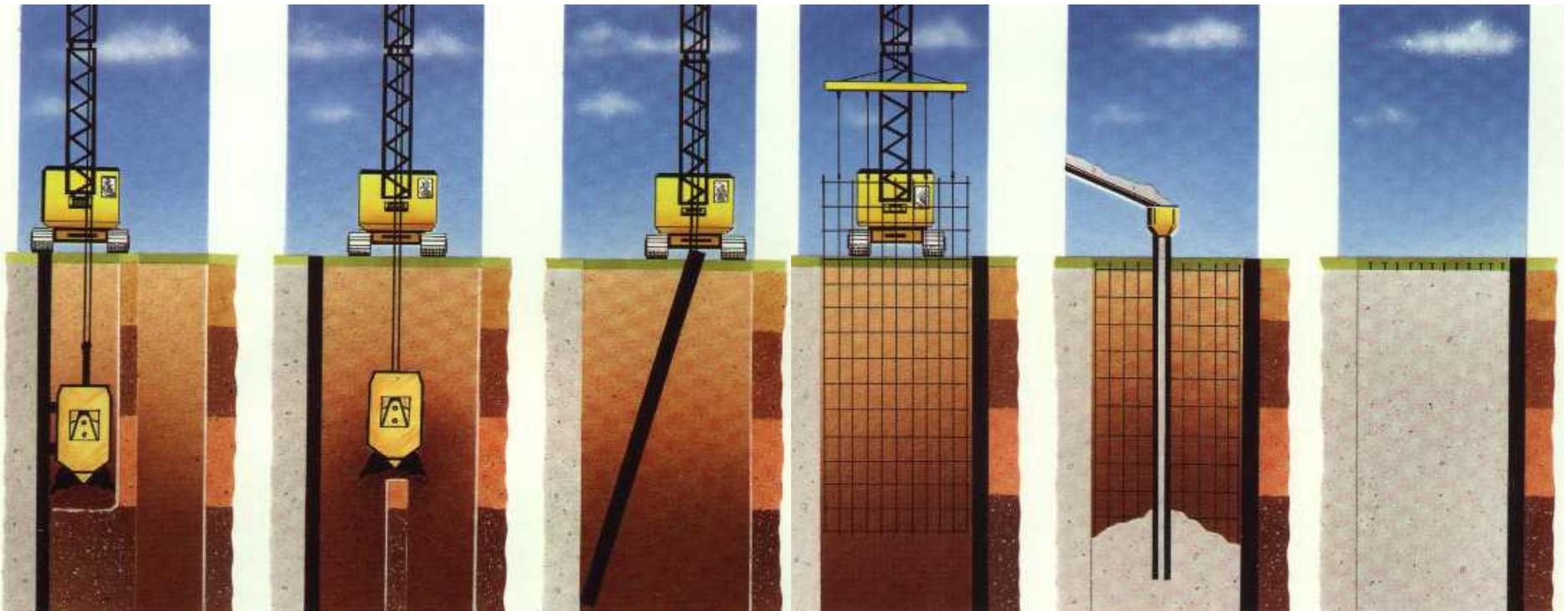
Muros de Flexión o Cantilever



- Estabilidad externa por peso de relleno
- Estabilidad interna compresión y tracción
- Muros de Hormigón armado ($H < 6$ m)
- Muros de Contrafuerte ($H < 10$ m)
- Muros de Hormigón pretensado

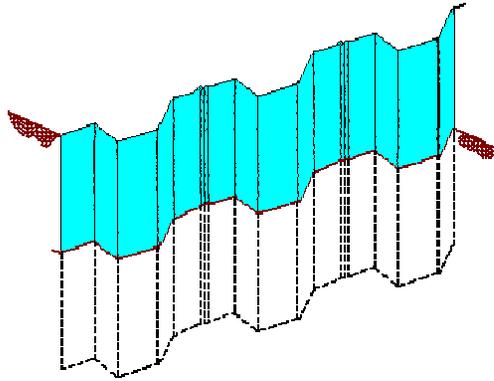
Estructuras de Contención Rígidas

Muro o Pared Diafragma



Estructuras de Contención Flexibles

Tablestacas



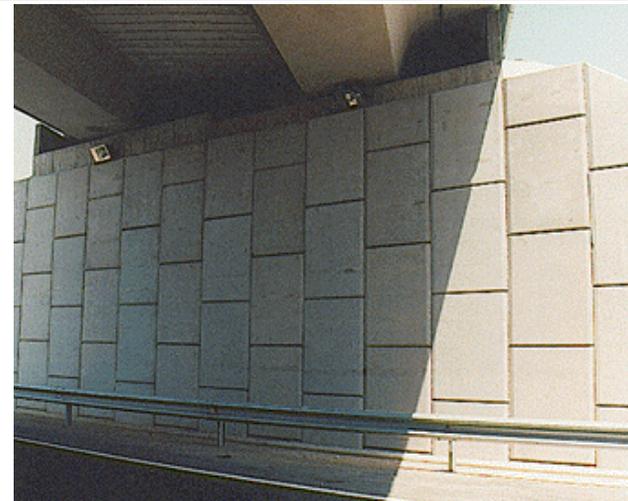
- Estructuras provisionarias
- Generalmente metálicas (pueden ser de madera, de hormigón)
- Empotramiento luego de excavación es importante para la estabilidad externa



Estructuras de contención flexibles

Tierras Armadas

Permanentes

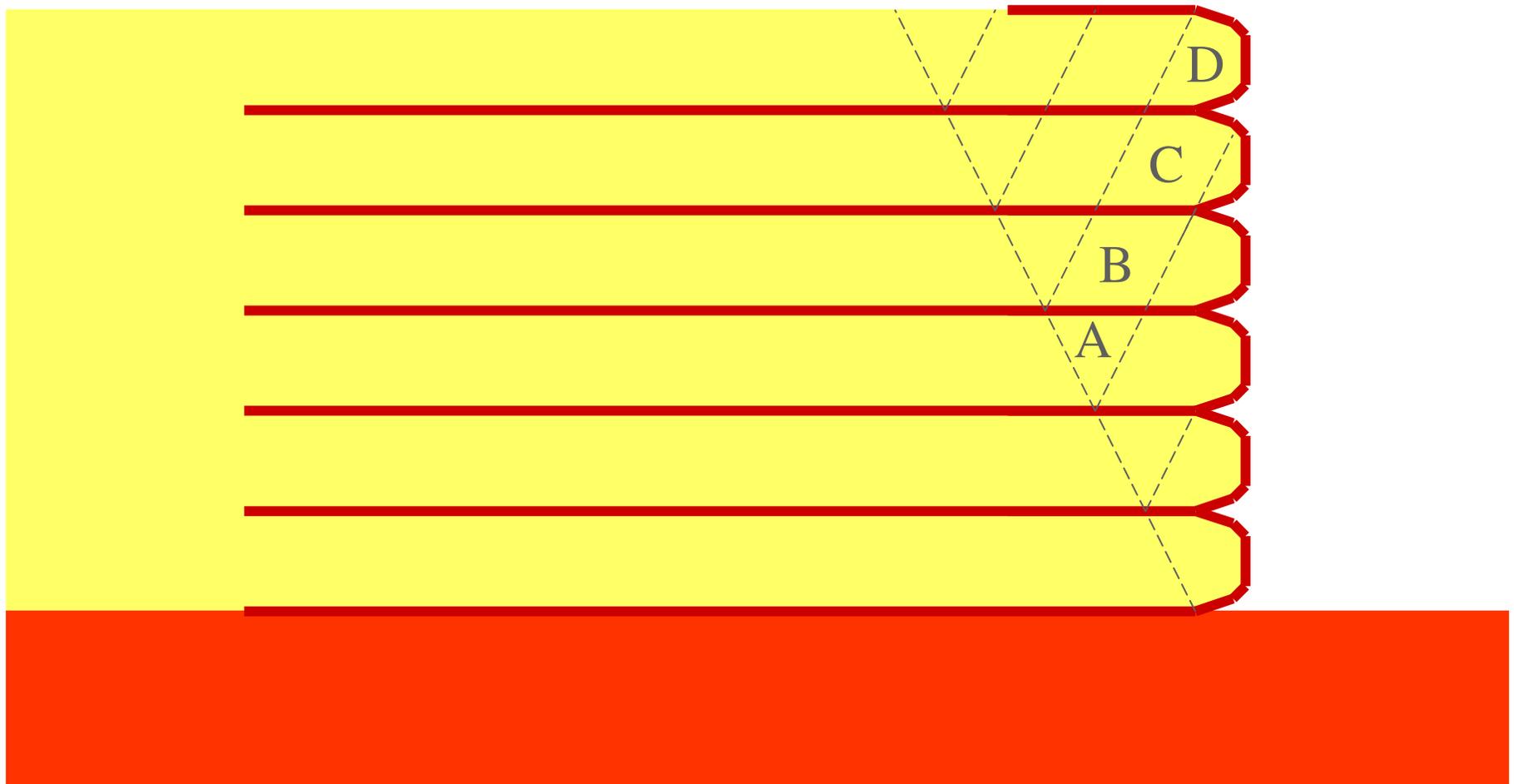


Estructuras de contención flexibles

Muros de suelo reforzado

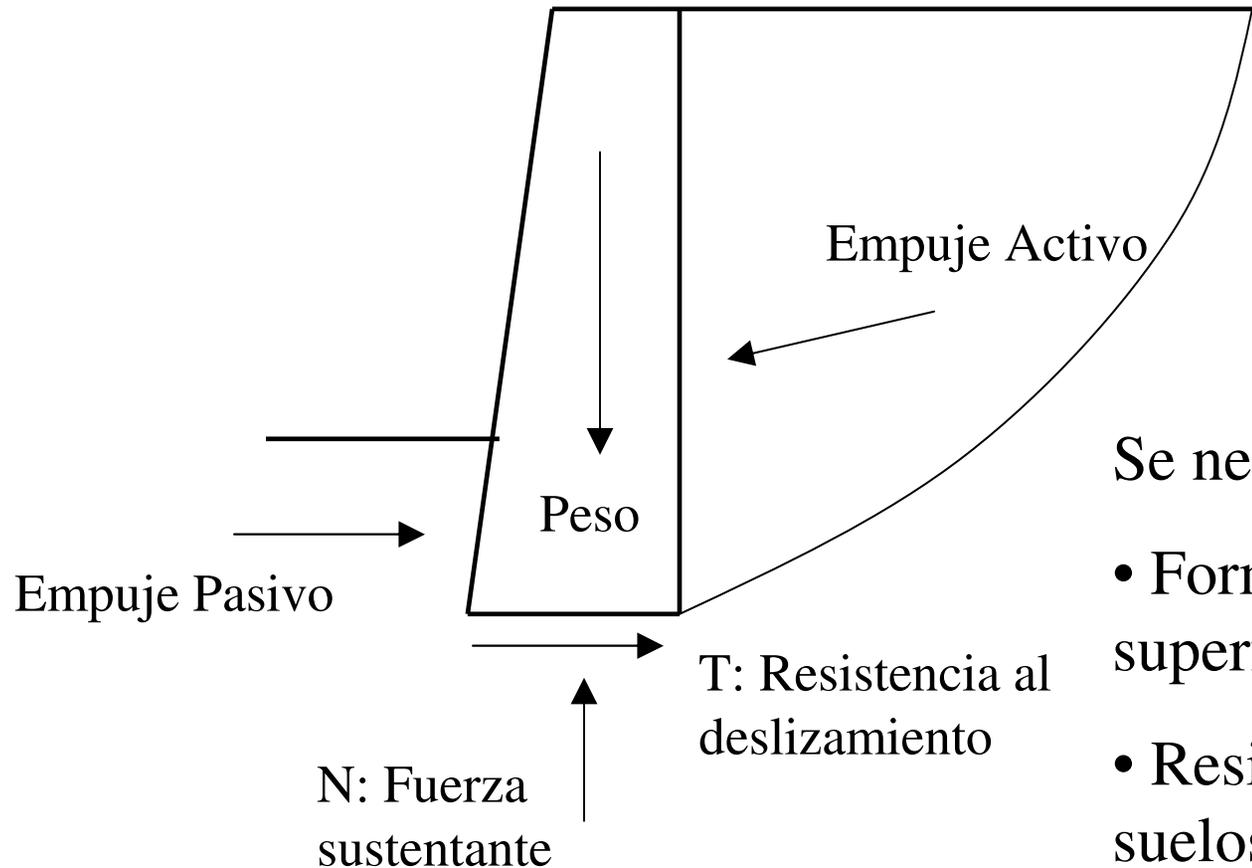
Tierras Armadas

Temporales o permanentes



Estabilidad Externa de Muros de Contención

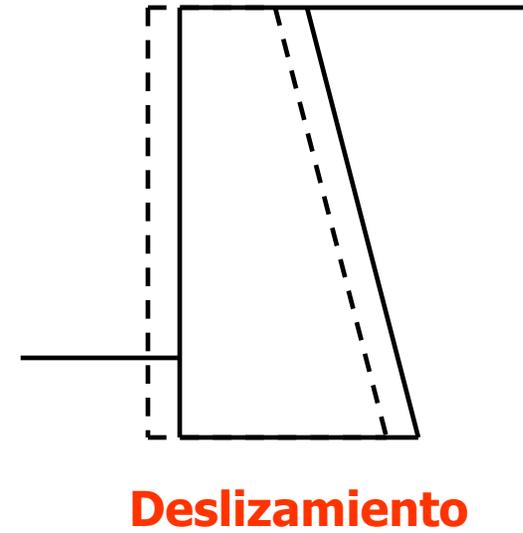
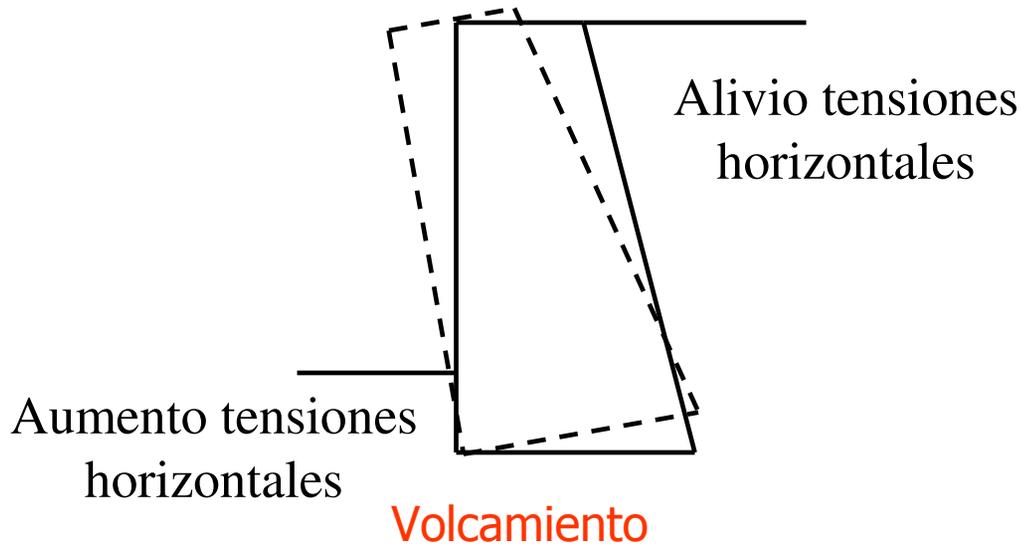
Fuerzas Actuantes sobre el Muro



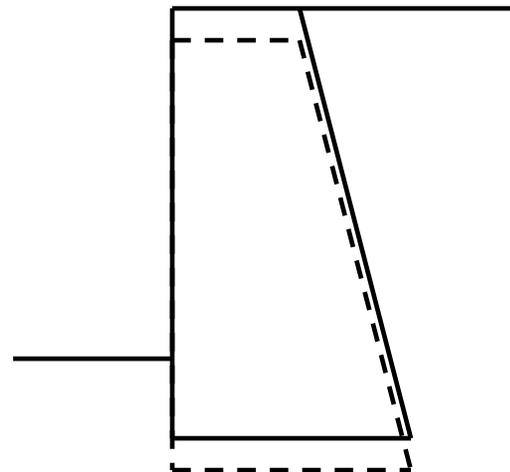
Se necesita:

- Forma y posición de la superficie de falla
- Resistencia al corte de los suelos
- Solicitaciones y empujes sobre el muro.

Estabilidad Externa de Muros



Tensiones Excesivas sobre el suelo de Fundación



Factores de Seguridad

- Incertidumbres en determinación de estabilidad
 - Propiedades de suelos (físicas, resistentes)
 - Fuerzas sobre muro (empujes, resistencia al deslizamiento, fuerza sustentante)
 - Variación de condiciones actuantes (sobrecargas, saturación, drenaje, etc.)

Factores de Seguridad

- **Factores de Seguridad:** Se definen para dimensionar muros, taludes, excavaciones, fundaciones, etc., cubriendo incertidumbres, comparando el conjunto de fuerzas que tienden a producir desplazamientos o fallas y el conjunto de fuerzas que tienden a impedirlos
- Factores de Seguridad:
 - Globales: aplicados al conjunto de las solicitaciones
 - Parciales: aplicados a los parámetros y propiedades

Factores de Seguridad Globales

- Relación entre esfuerzos que resisten desplazamientos (**esfuerzos resistentes**) y esfuerzos que provocan desplazamientos (**esfuerzos desestabilizadores o motrices**)
- Para tener seguridad: suma de esfuerzos resistentes > suma de esfuerzos motrices

Factor de Seguridad al Vuelco

$$F_v = \frac{M_{res}}{M_{des}} = \frac{F_v \cdot d}{F_h \cdot x} = \frac{(W_m + W_s + E_{av}) \cdot d}{E_{ah} \cdot x}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento

$$F_d = \frac{F_{res}}{F_{des}} = \frac{R_n \cdot \operatorname{tg} \phi' + c' \cdot L}{E_{ah}}$$

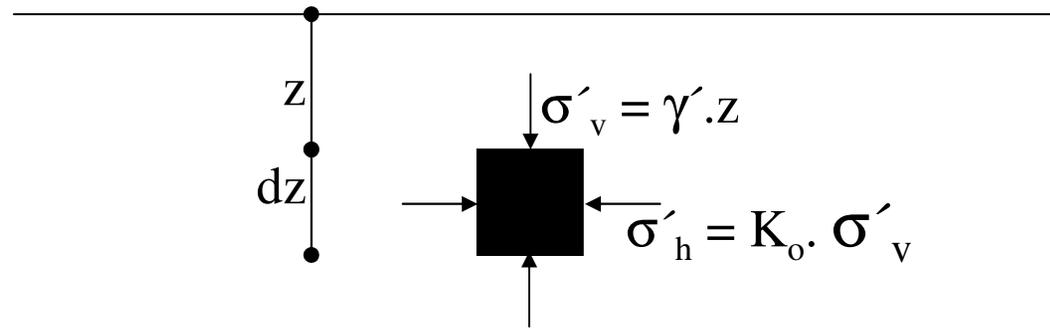
Factores de Seguridad Globales

- Factor de Seguridad al Volcamiento
 - E_p generalmente no es considerado
 - $FS_v > 1,5$ para arenas
 - $FS_v > 2$ para arcilla
 - Agua en respaldo de muro es desestabilizadora; agua en frente podría ser estabilizadora; subpresión en la fundación es desestabilizadora
- Factor de Seguridad al Deslizamiento
 - E_p generalmente no es considerado
 - $FS_d > 1,5$ para arenas
 - $FS_d > 2$ para arcillas
 - R_n son “efectivos”
 - Agua en respaldo de muro es desestabilizadora; agua en frente podría ser estabilizadora

Determinación de los Empujes de Suelo

Teoría del “Equilibrio plástico” o “Equilibrio límite”

Elemento de suelo sometido a estado tensional geostático



- Determinación de K_o :
 - Ensayos triaxiales
 - Ensayo presiométrico
 - Fórmulas empíricas

Expresiones empíricas para la determinación de K_o

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad \text{Jaky (1944) para arenas}$$

$$K_o = 0,95 - \text{sen } \phi' \quad \text{Brooker \& Ireland (1965) para arcillas NC}$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') \cdot OCR^{\text{sen } \phi'} \quad \text{Mayne \& Kulhawy (1981) para arcillas SC}$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (1 + \text{sen } \beta) \quad \text{USACE (1989) para casos de relleno inclinado } \beta \text{ con horizontal}$$

Valores típicos de K_o (Winterkorn & Fang, 1975)

Tipo de Suelo	K_o
Arena suelta saturada	0,46
Arena densa saturada	0,36
Arena densa seca ($e = 0,6$)	0,49
Arena suelta seca ($e = 0,8$)	0,64
Suelo residual arcilloso compacto	0,42 – 0,66
Arcilla limosa orgánica, normalmente consolidada	0,57
Arcilla caolinítica	0,64 – 0,70
Arcilla de origen marino, indeformada y normalmente consolidada	0,48
Arcilla de alta sensibilidad, normalmente consolidada	0,52

Empujes de Suelos

- Empuje en reposo (E_o): Fuerza horizontal por unidad de ancho de muro resultante de la integración de las tensiones horizontales efectivas (σ'_h) a lo largo de la altura de la estructura, en la condición de reposo
- Muro sometido a desplazamiento lateral hacia “afuera” del macizo de suelo: Empuje disminuye progresivamente hasta alcanzar un valor mínimo (*empuje activo*, E_a)
- Muro sometido a desplazamiento lateral para “adentro” del macizo de suelo: Empuje aumenta progresivamente hasta alcanzar un valor máximo (*empuje pasivo*, E_p)
- Movilización de E_a y E_p es acompañada por aumento de tensiones rasantes (τ) del suelo hasta alcanzar la resistencia al corte

Empujes de Suelos

- E_a movilizado para Δ relativamente pequeños: $\Delta/H < 0,1\%$
- E_p movilizado para Δ relativamente grandes: $\Delta/H > 1\%$

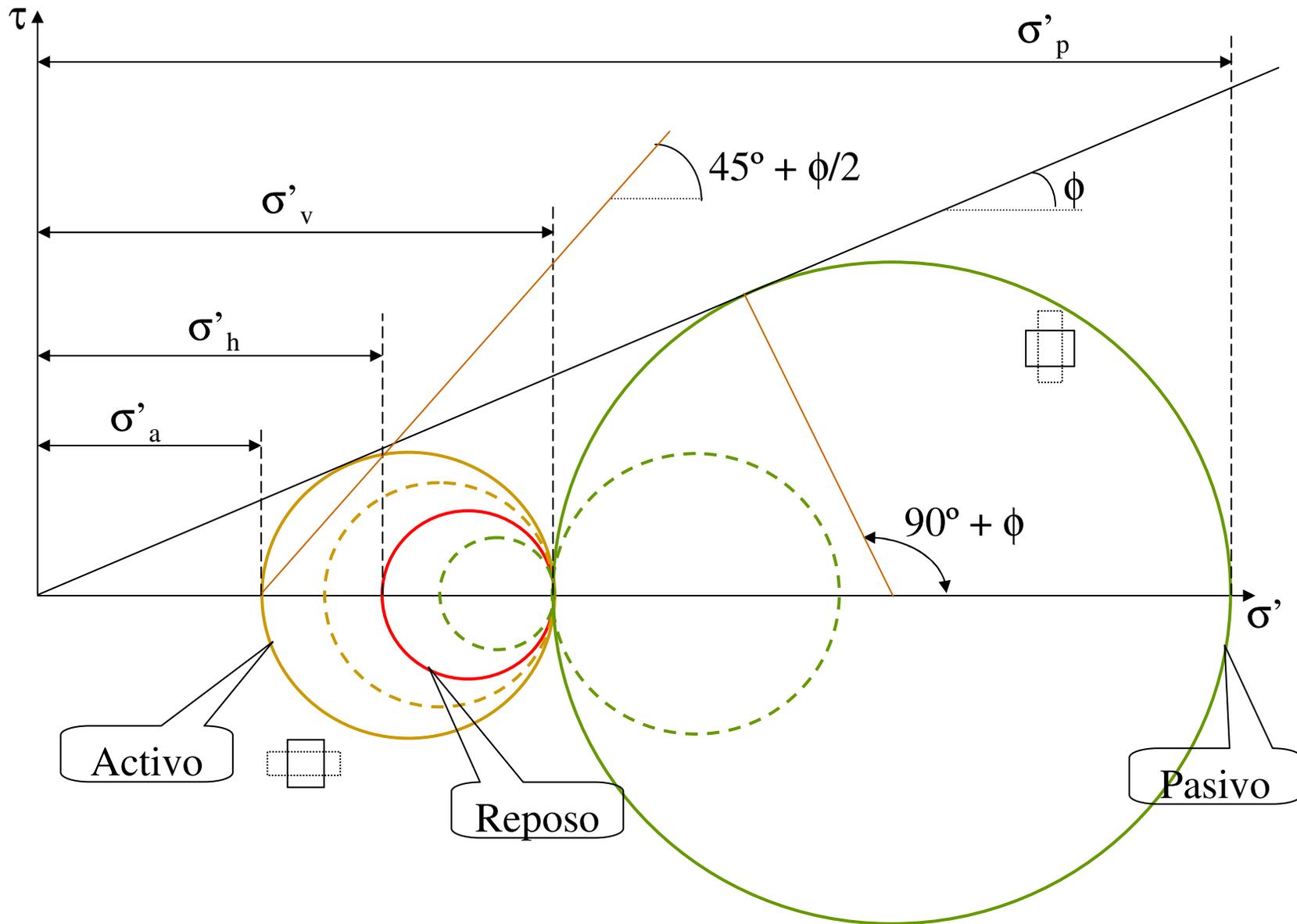
- Es posible admitir desplazamientos laterales de muros hasta desarrollar completamente resistencia al corte de suelos
 - Permite calcular estabilidad de muros para mínimo empuje activo
 - Análisis en *estado plástico* o *estado límite* es más conveniente

- Teorías de equilibrio plástico o límite, para el cálculo de empujes de suelo
 - Teoría de Rankine (1857)
 - Teoría de Coulomb (1776)

TEORÍA DE RANKINE (1857)

- Hipótesis
 - Resistencia al corte del suelo obedece la ley de Coulomb
 - Relleno de superficie horizontal
 - Muro vertical
 - No existen tensiones tangenciales entre el paramento vertical de muro y el suelo (Muro “liso”)
 - Superficie de napa o nivel de agua en la masa del suelo es horizontal
 - Sobrecargas uniformemente distribuidas en superficie del terreno

Teoría de Rankine (1857)



Teoría de Rankine (1857)

Estado activo

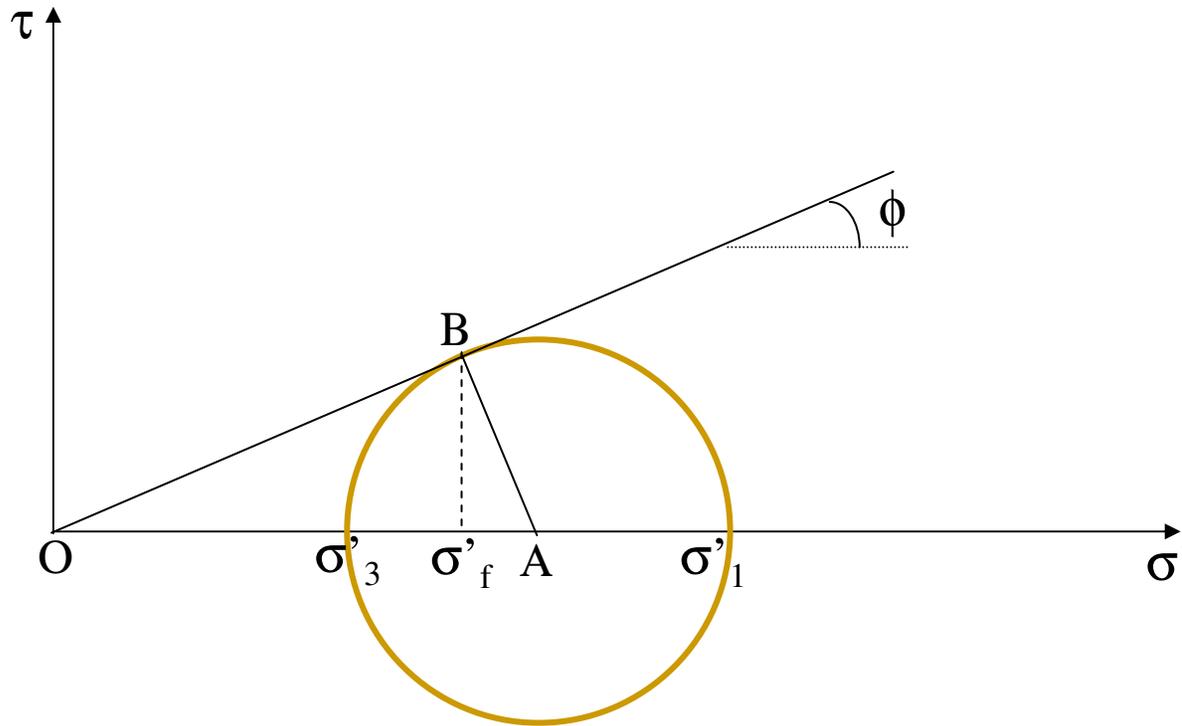
$$\sigma'_a = K_a \times \sigma'_v \quad K_a: \text{Coeficiente de empuje activo}$$

Estado pasivo

$$\sigma'_p = K_p \times \sigma'_v \quad K_p: \text{Coeficiente de empuje pasivo}$$

- K_a y K_p : *esfuerzos conjugados*
- Estados tensionales $(\sigma'_{ha}; \sigma'_v)$ y $(\sigma'_v; \sigma'_{hp})$: *estados de Rankine*

Arena



$$\sigma'_3 = OA - AB = OA \times (1 - \text{sen } \phi)$$

$$\sigma'_1 = OA + AB = OA \times (1 + \text{sen } \phi)$$

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} = \frac{1}{N_\phi}$$

Arena

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{N_\phi}$$

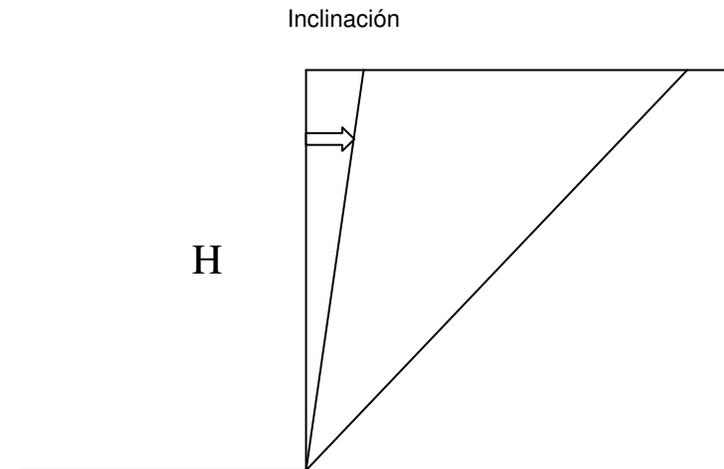
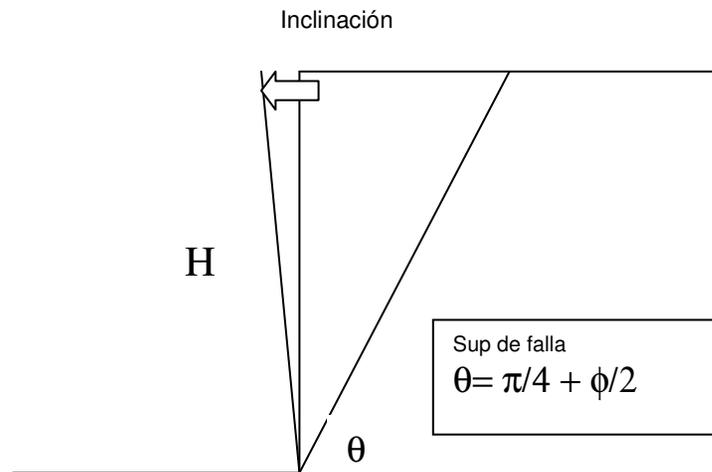
$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{K_a} = N_\phi$$

$$K_a < K_0 < K_p$$

Empuje de arena sobre muros

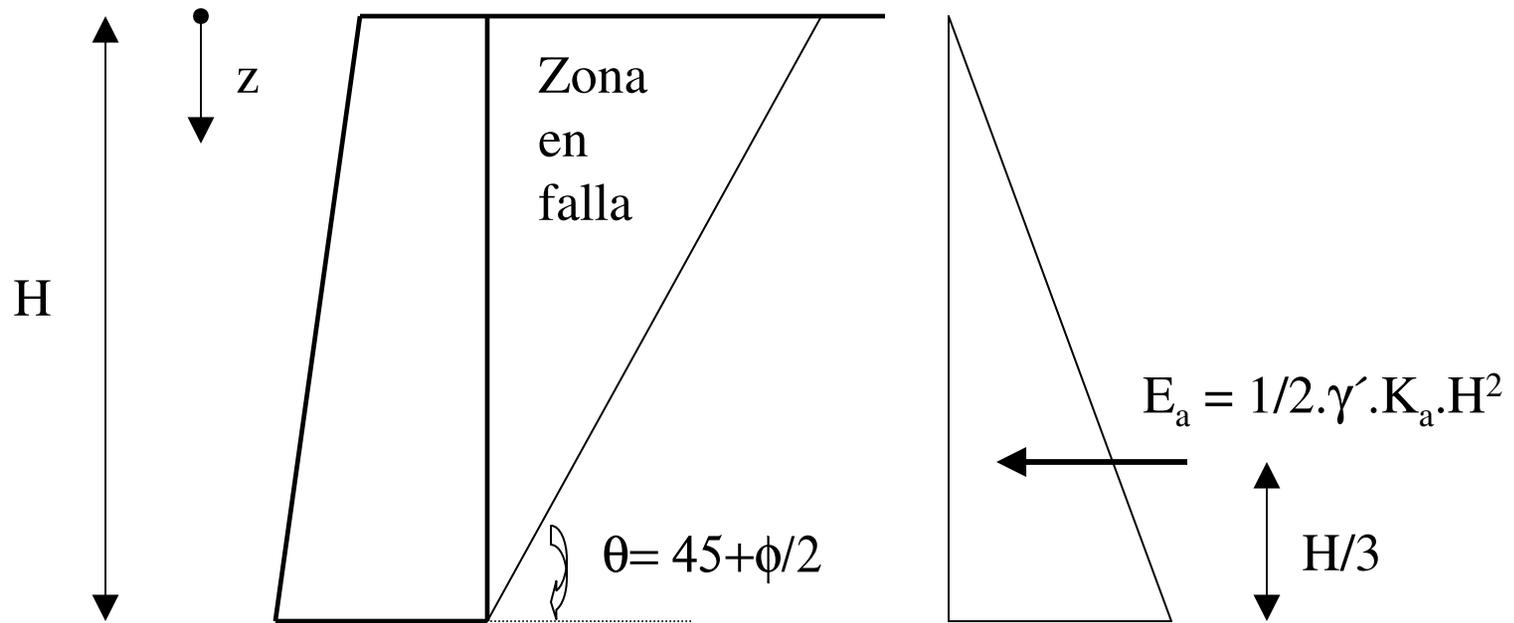
Líneas de deslizamiento: Por propiedades del círculo de Mohr

- Superficie de falla activa forma ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con plano horizontal
- Superficie de falla pasiva forma ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con plano vertical



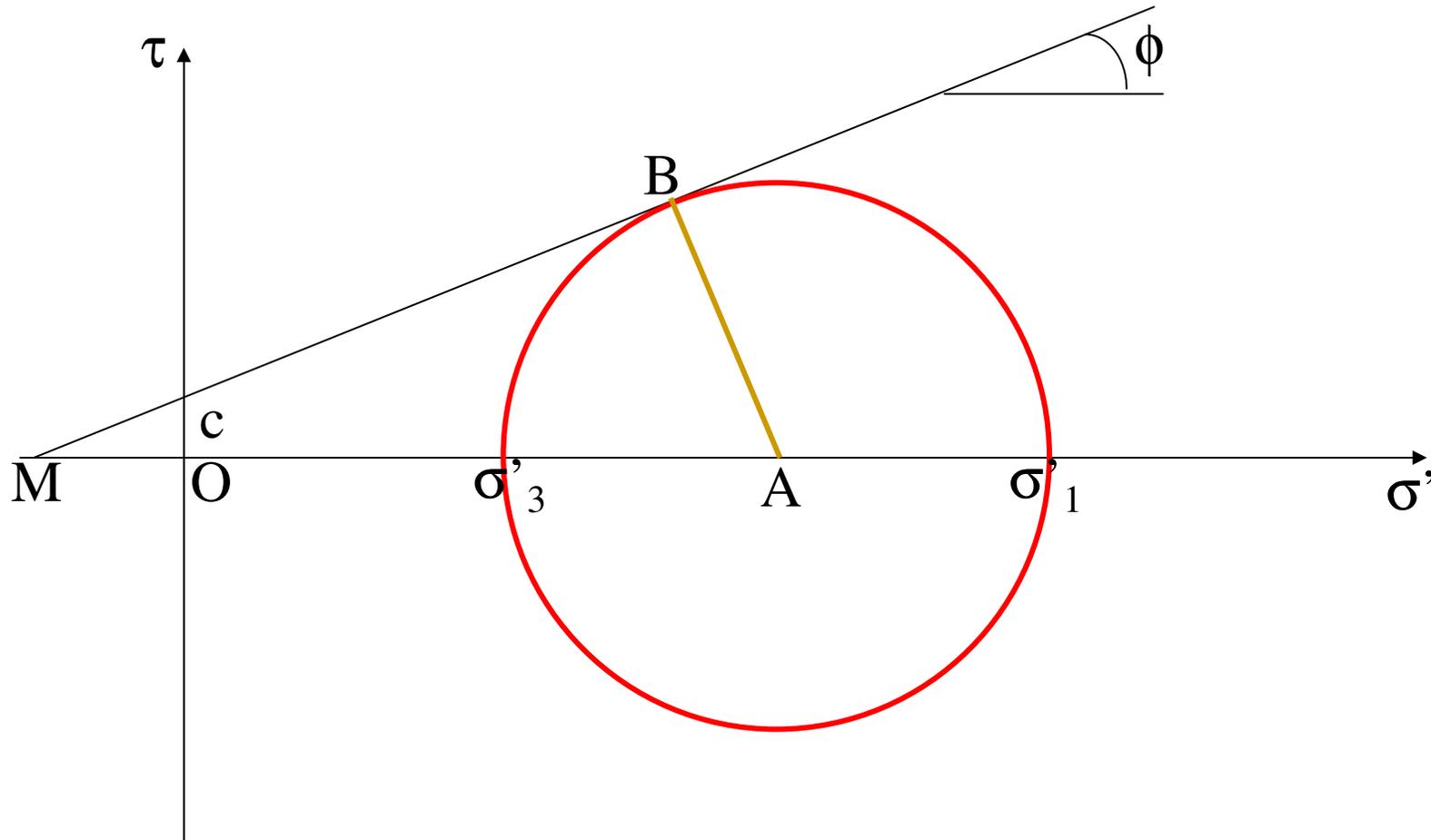
Empuje de arena sobre muros

La magnitud y la posición del empuje del suelo sobre el muro se calcula integrando el perfil de tensiones horizontales en toda la altura del muro.



Si existe napa de agua, en estado estático, hay que agregar el empuje que la misma produce. La magnitud de este empuje sobre el muro será: $E_w = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2$

Arcilla en Condiciones Drenadas



$$\text{sen } \phi = \frac{AB}{MA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) + c \cdot \cot \phi}$$

Arcilla en Condiciones Drenadas

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right) - 2c \cdot \sqrt{\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}}$$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right) + 2c \cdot \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}}$$

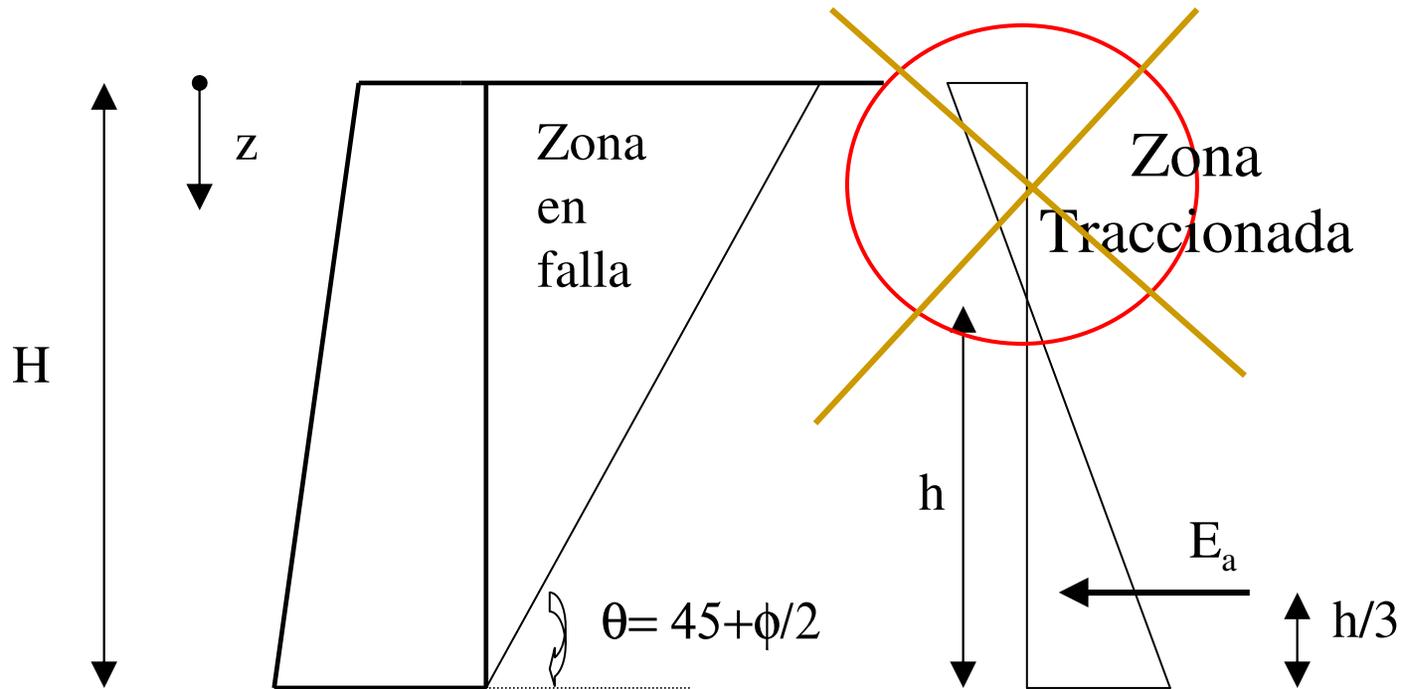
Tensiones conjugadas

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c \sqrt{K_p}$$

Empuje de arcilla sobre muros en condiciones drenadas

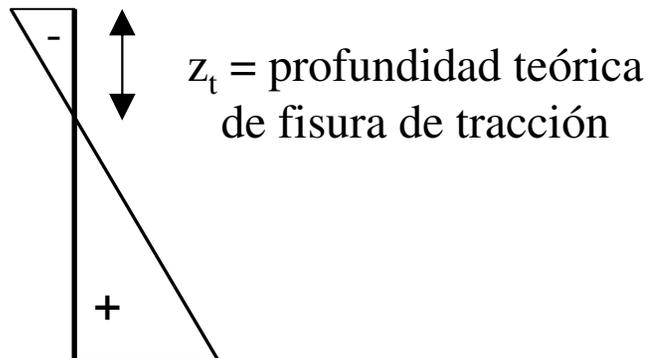
Distribución de tensiones horizontales sigue siendo lineal, desplazada un valor constante dado por la cohesión



Si existe agua, en estado estático, hay que agregar el empuje que la misma produce.

Empuje de arcilla sobre muros en condiciones drenadas

- Suelo no soporta tracciones \Rightarrow zona de fisuramiento
- Las fisuras pueden llenarse de agua \Rightarrow empuje de agua



$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c \cdot \sqrt{K_a} = 0$$

$$K_a \sigma'_v = 2c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z_t = \frac{2c}{\sqrt{K_a}}$$

$$z_t = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

Empuje de arcilla sobre muros en condiciones drenadas

Altura crítica H_c : Es la altura teórica que puede mantenerse un suelo sin soporte

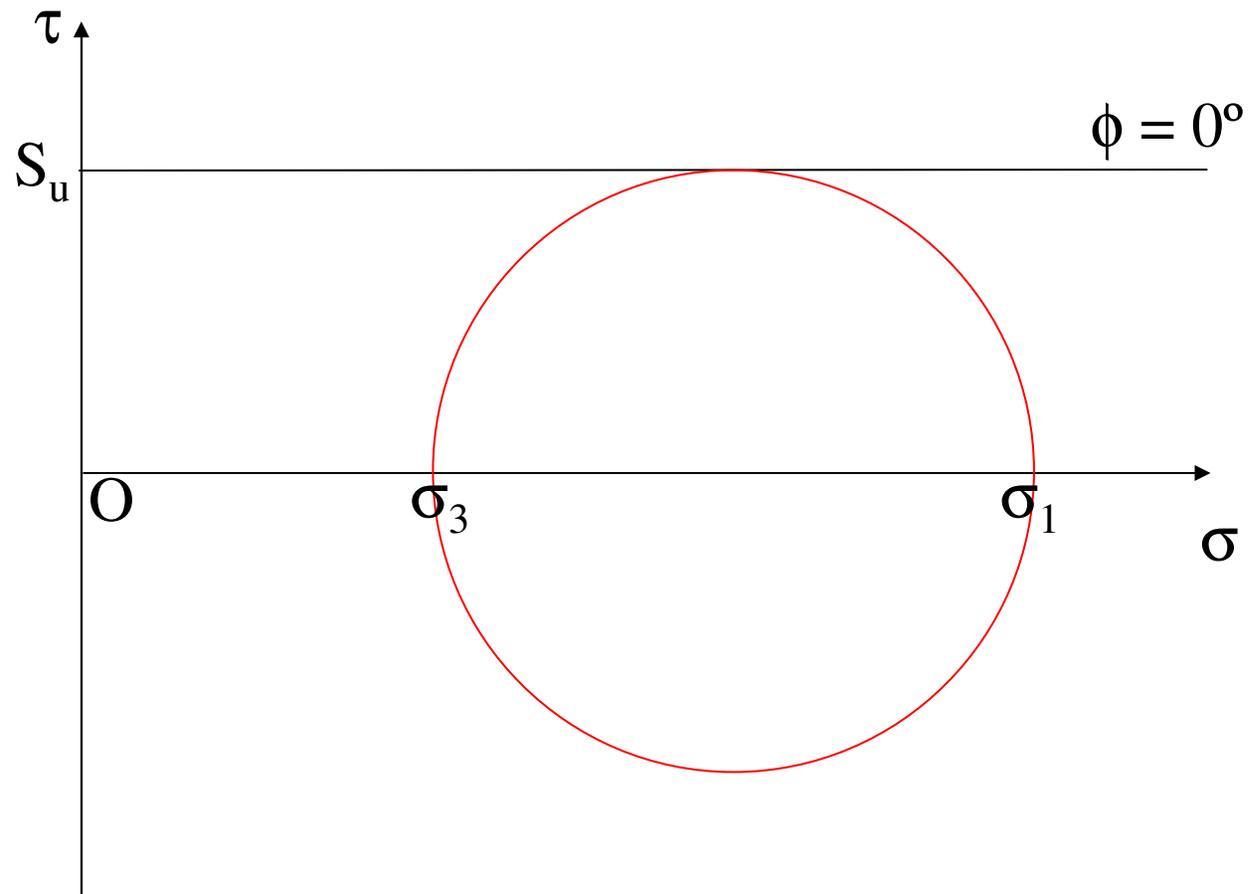
$$E_A = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_A - 2c \cdot H \cdot \sqrt{K_A} = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma' H_c K_A = 2c \cdot \sqrt{K_A}$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma' \cdot \sqrt{K_a}}$$

¡Este es un desarrollo teórico y su utilización debe ser cuidadosa! No es recomendable tenerla en cuenta sin conocimiento del suelo

Arcilla en Condiciones no Drenadas



$$K_a = K_p = 1$$

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2 \cdot S_u$$

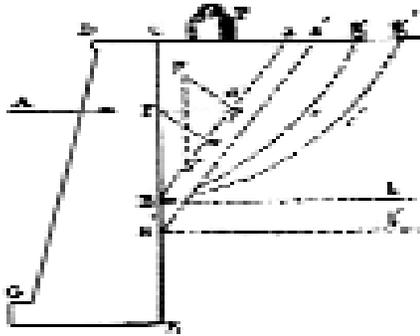
$$\sigma_{hp} = \sigma_v + 2 \cdot S_u$$

En Tensiones
totales

Discusión de la Teoría de Rankine

- Condición de paramento liso no es real \Rightarrow existen tensiones tangenciales entre paramento vertical de muro y suelo \Rightarrow superficies de deslizamiento no son planas
- Estados activos y pasivos responden a niveles de deformación horizontal diferentes \Rightarrow no se alcanzan simultáneamente \Rightarrow Considerar movilización completamente de estado pasivo no es seguro
- Se utilizan parámetros resistentes para condición de suelos saturados. En general los suelos del relleno están no saturados

TEORÍA DE COULOMB (1776)

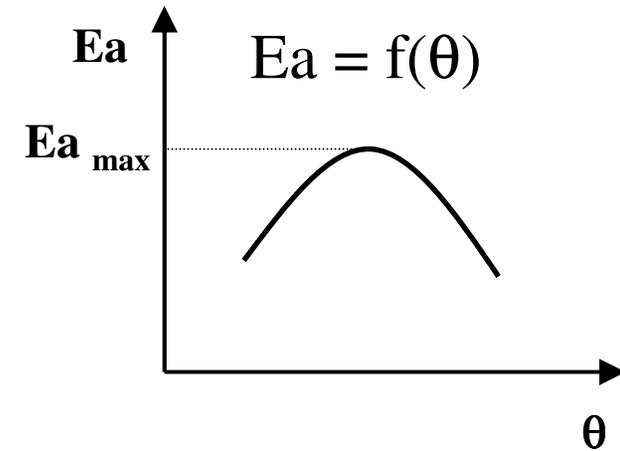
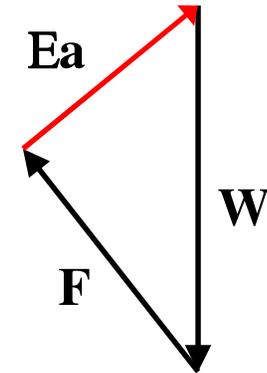
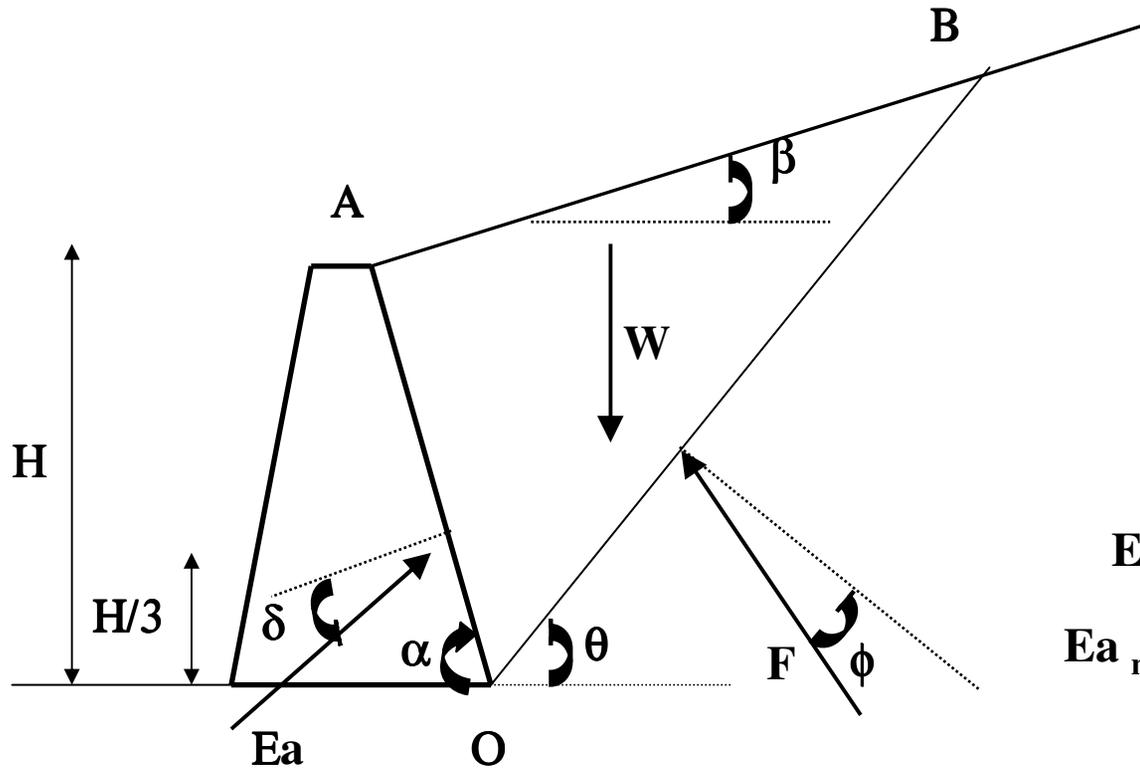


Permite considerar efectos no previstos por la Teoría de Rankine

Hipótesis:

- Resistencia al corte del suelo obedece la ley de Coulomb
- Cohesión aparente del suelo es nula (suelo granular)
- Hay fricción entre el suelo y el muro
- No hay adherencia entre el suelo y el muro
- La superficie del terreno puede ser horizontal o inclinada
- El respaldo del muro puede ser vertical o inclinado
- Superficie de falla supuesta plana (“cuña de falla”)
- No hay sobrecarga en la superficie del terreno
- Suelo seco o completamente sumergido

Teoría de Coulomb (1776)



Fricción suelo-muro $\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$

Incógnitas del problema: magnitudes de E_a y F
 ángulo θ ($W = f(\theta)$)

Teoría de Coulomb (1776)

Solución:

- Gráfica (polígono de fuerzas)
- Analítica (ecuaciones cardinales de equilibrio de fuerzas)

$$E_a = W \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)}$$

$$W = \gamma \cdot \text{Área}_{ABO}$$

$$\text{Área}_{ABO} = \frac{H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)}$$

Teoría de Coulomb (1776)

La tercera ecuación se obtiene maximizando E_a : $\frac{\partial E_a}{\partial \theta} = 0$

\Rightarrow Se obtiene θ_{crit} que se sustituye en la ecuación de E_a

Empuje activo general:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Teoría de Coulomb (1776)

Para muro con respaldo vertical ($\alpha = 90^\circ$)

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \delta \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos \delta \times \cos \beta}} \right]^2}$$

Si además superficie horizontal ($\beta = 0$) y sin fricción entre muro y suelo ($\delta = 0$)

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a \Rightarrow \text{Coinciden Rankine y Coulomb}$$

Para empuje pasivo: $\phi \longrightarrow -\phi$ $\delta \longrightarrow -\delta$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

No recomendable

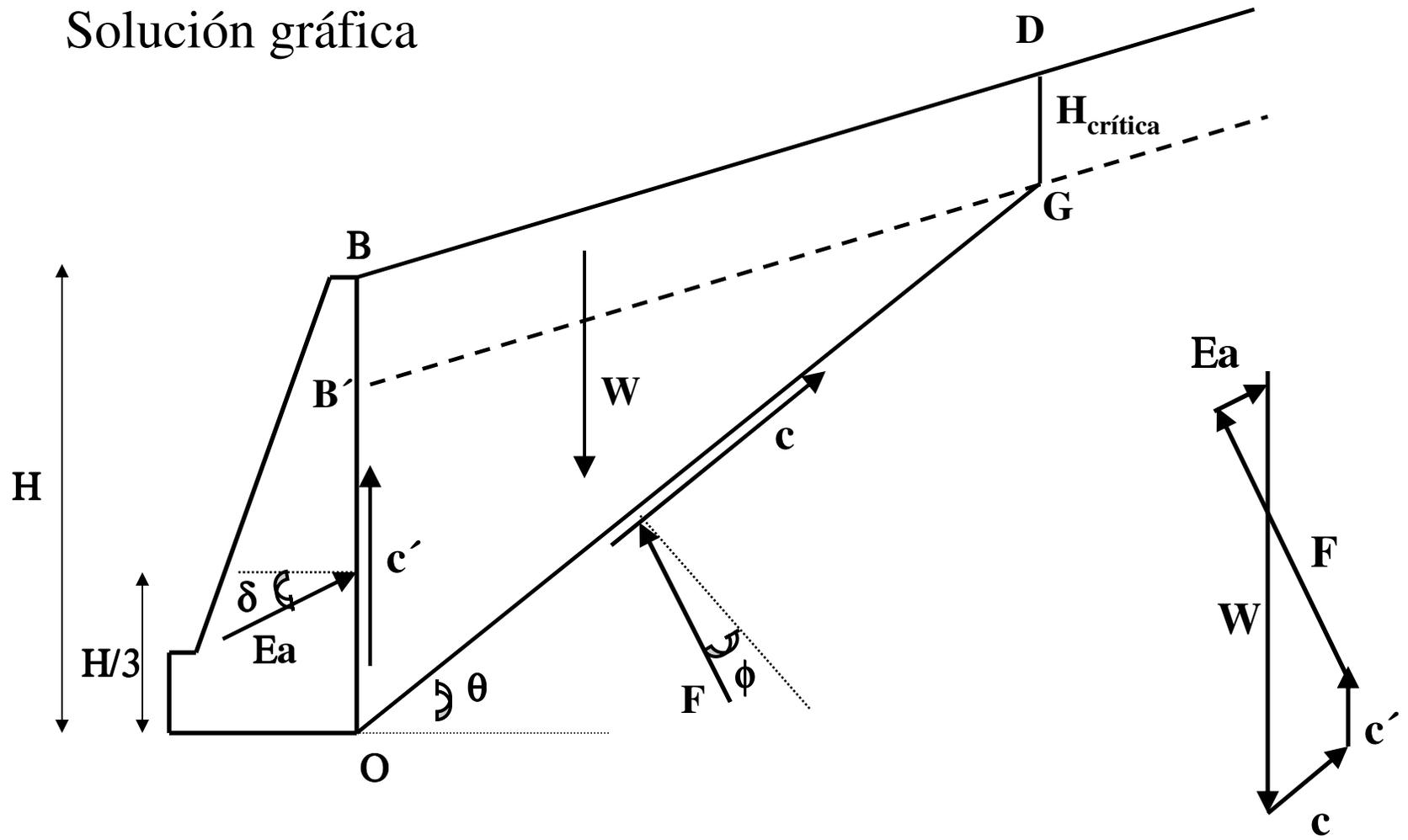
Método de las cuñas de Coulomb

Hipótesis:

- Resistencia al corte del suelo obedece la ley de Coulomb
- Suelo cohesivo ($c > 0$)
- Fricción entre el suelo y el muro $\delta > 0$
- Hay adherencia entre el suelo y el muro (a)
- La superficie del terreno puede tener forma irregular
- El respaldo del muro es plano, pudiendo ser inclinado
- Superficie de falla supuesta plana (“cuña de falla”)
- Puede haber sobrecargas en la superficie del terreno
- Puede existir napa o nivel de agua o flujo de agua
- Masa de suelo uniforme o estratificada

Método de las cuñas de Coulomb

Solución gráfica



Discusión de la Teoría de Coulomb

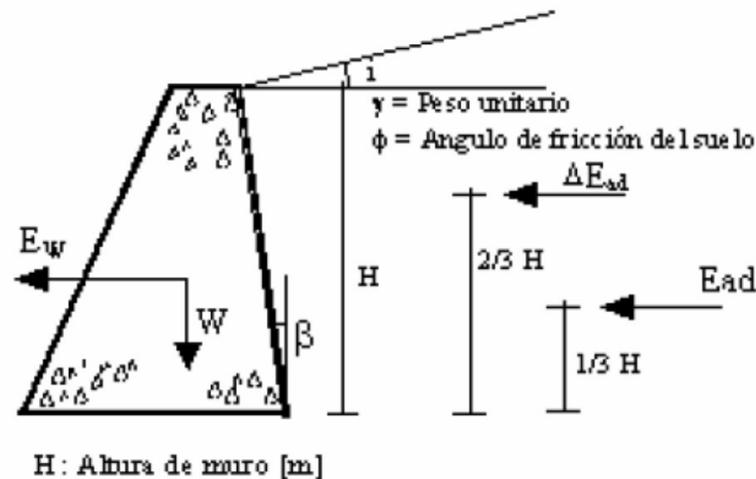
- El método no considera estado de tensiones en interior ni exterior de la cuña.
- La suposición de superficie plana de falla no satisface condiciones de equilibrio límite
- La “cuña de falla” es considerada como un rígido

- Aún así las soluciones obtenidas por la Teoría de Coulomb son muy próximas a las obtenidas por modelos de falla más precisos, siendo un método aun válido para su aplicación práctica para el caso de empujes activos
- No es recomendable su utilización para el caso de empujes pasivos pues da valores muy altos. Para este caso es recomendable utilizar teorías que consideran superficies de falla curvilíneas

Empujes sismicos : Mononobe Okabe

Corresponde a una extensión pseudo-estática de la expresión de Coulomb. Fuerzas de inercia horizontales y verticales actúan sobre la cuña de Coulomb adicionalmente al peso propio, lo que genera el empuje total, que para suelos granulares es :

$$P_{AE} = 0,5 \gamma H^2 K_{ad} (1 - K_V)$$



siendo

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

K_h : coef de empuje sismico horizontal

K_v : coef de empuje sismico vertical

- La componente estática del empuje activo es $P_{\text{estático}}$ y actúa a $H/3$ de la base del muro.

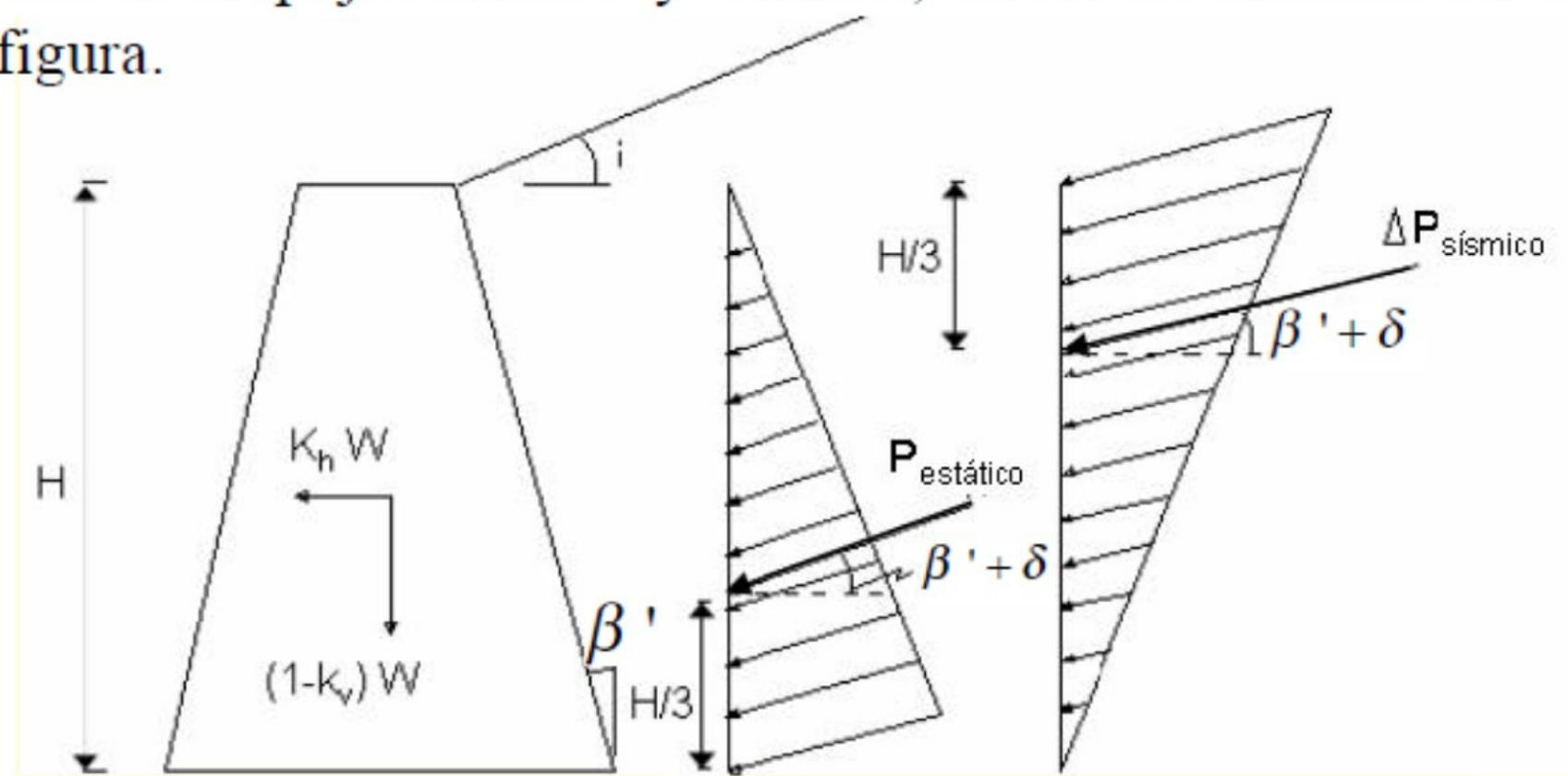
donde

$$P_{\text{estático}} = P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$K_a = \left[\frac{\frac{1}{\cos(\beta')} \cos(\beta' - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta' + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\cos(\beta' - i)}}} \right]^2$$

- La componente sísmica del empuje es $\Delta P_{\text{sísmico}}$ y actúa a $2H/3$ de la base del muro.
- $$\Delta P_{\text{sísmico}} = P_{\text{AE}} - P_{\text{estático}}$$
- Estos empujes van inclinados un ángulo δ con respecto al muro.

- Las fuerzas de inercia actúan sobre el muro simultáneamente con el empuje estático y sísmico, como se muestra en la figura.



- En general se usa K_h entre 0.12 y 0.25 y $K_v = 1/2 K_h$ ó 0.

Empujes sismicos

Característica	Hipótesis
Desplazamiento del estribo	1/1000 a 5/1000 de la altura en la parte superior
Tipo de suelo	Granular, no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento rígido-plástico. Sólido rígido. Aceleraciones inducidas uniformes.
Superficie de falla	La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro.
Efectos de borde	El muro es lo suficientemente largo para considerar despreciables los efectos de borde.
Aceleración	Uniforme en toda la cuña deslizante.

En caso de muros cantilever debe incluirse el peso del suelo sobre el muro

Este método no es aplicable a suelos cohesivos

Empujes sismicos

Hipótesis	Métodos	
Desplazamientos restringidos	Okabe (1926) y Mononobe (1929) Kapila (1962) Arango (1969) Matsuo y O'Hara (1960)	
	Métodos simplificados	Seed y Whitman (1970) Terzariol et al. (1987b)
Desplazamientos controlados	Richards y Elms (1979) Zarrabi (1979) Wong (1982) Terzariol et al. (1987a)	

Coeficiente sismico horizontal K_h

Zona sísmica	a_o
1	0.2
2	0.3
3	0.4

Lo habitual es diseñar con $k_h = a_o/2$ y los siguientes factores de seguridad mínimos.

Condición	Deslizamiento FS.d	Volcamiento FS.v
Estática	1.5	1.5
Estática + dinámica	1.3	1.4

Si el desplazamiento es mayor que el admisible se deberá redimensionar el muro, aumentando k_h .

Si no se admiten desplazamientos laterales se deberá diseñar con k_h igual a a_{max} . En la práctica esto se traduce en disminuir los factores de seguridad admisibles, proponiéndose $FS.d > 1.1$ y $FS.v > 1.2$. (Ortigosa, 1997).

Muros Reforzados

Principios Basicos

- ★ Suelo resiste a compresión (estando confinado) pero es debil en tracción



Muros Reforzados Principios Basicos

- ★ Resistencia a tracción puede ser brindada por refuerzo



Muros Reforzados

Principios Basicos

- ★ Interaccion entre refuerzo y suelo es por fricción o interlocking mecanico

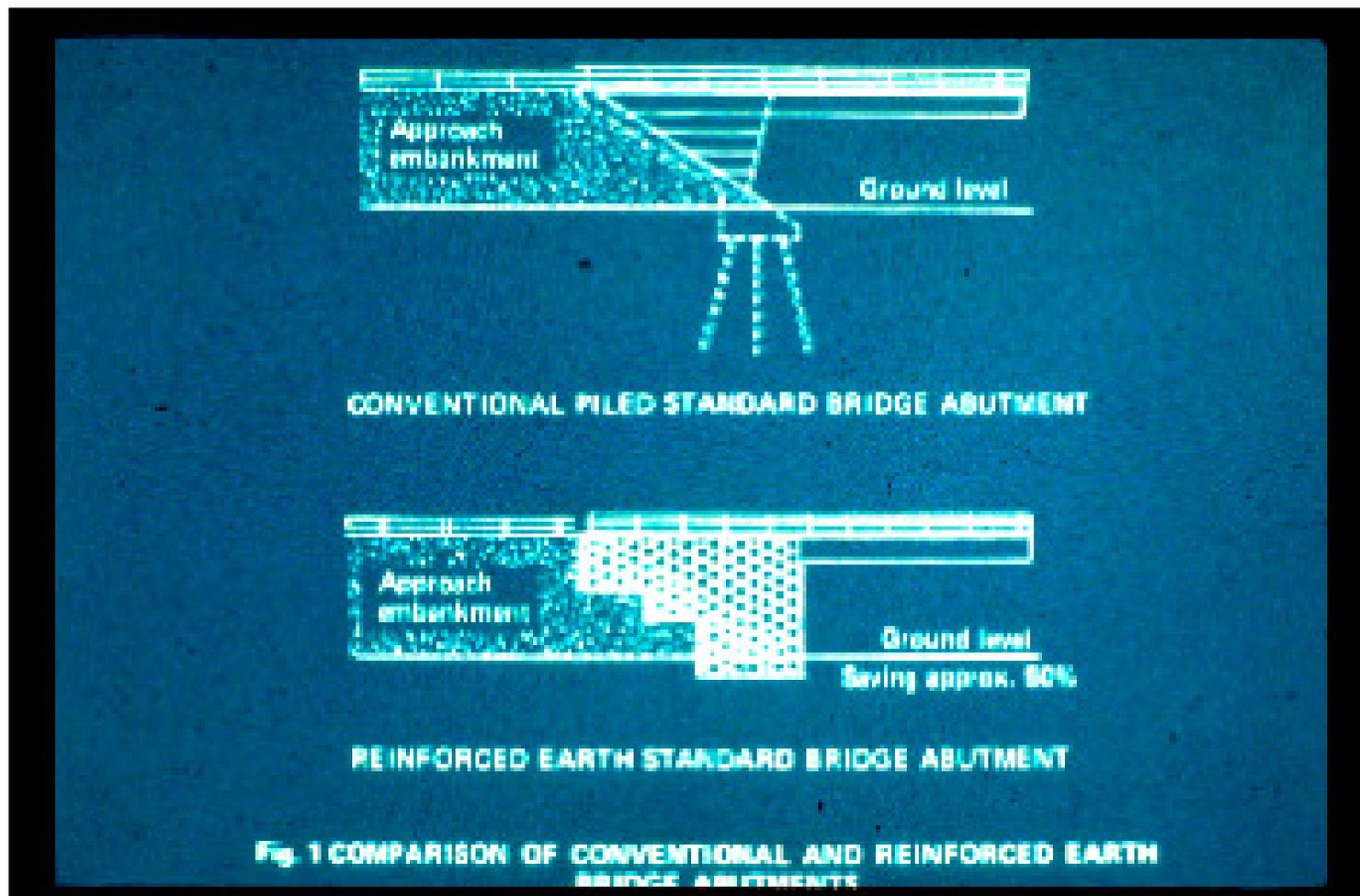


Muros Reforzados

Principios Basicos

- ★ Para que el suelo reforzado trabaje, el suelo y el refuerzo deben deformarse
- ★ En una estructura estable la deformación en el suelo y en el refuerzo deben ser iguales (hay compatibilidad de deformaciones)
- ★ La deformación en el suelo reforzado esta influenciada por:
 - La rigidez del refuerzo
 - Propiedades del suelo
 - El estado tensional del suelo

Generalmente su costo es más bajo y presentan beneficios técnicos



- ★ A menudo pueden proyectarse sobre fundaciones de menores dimensiones y sobre suelos de menor capacidad de soporte



- ★ **Los muros reforzados son completamente compatibles con las tendencias modernas de diseño de puentes integrales**

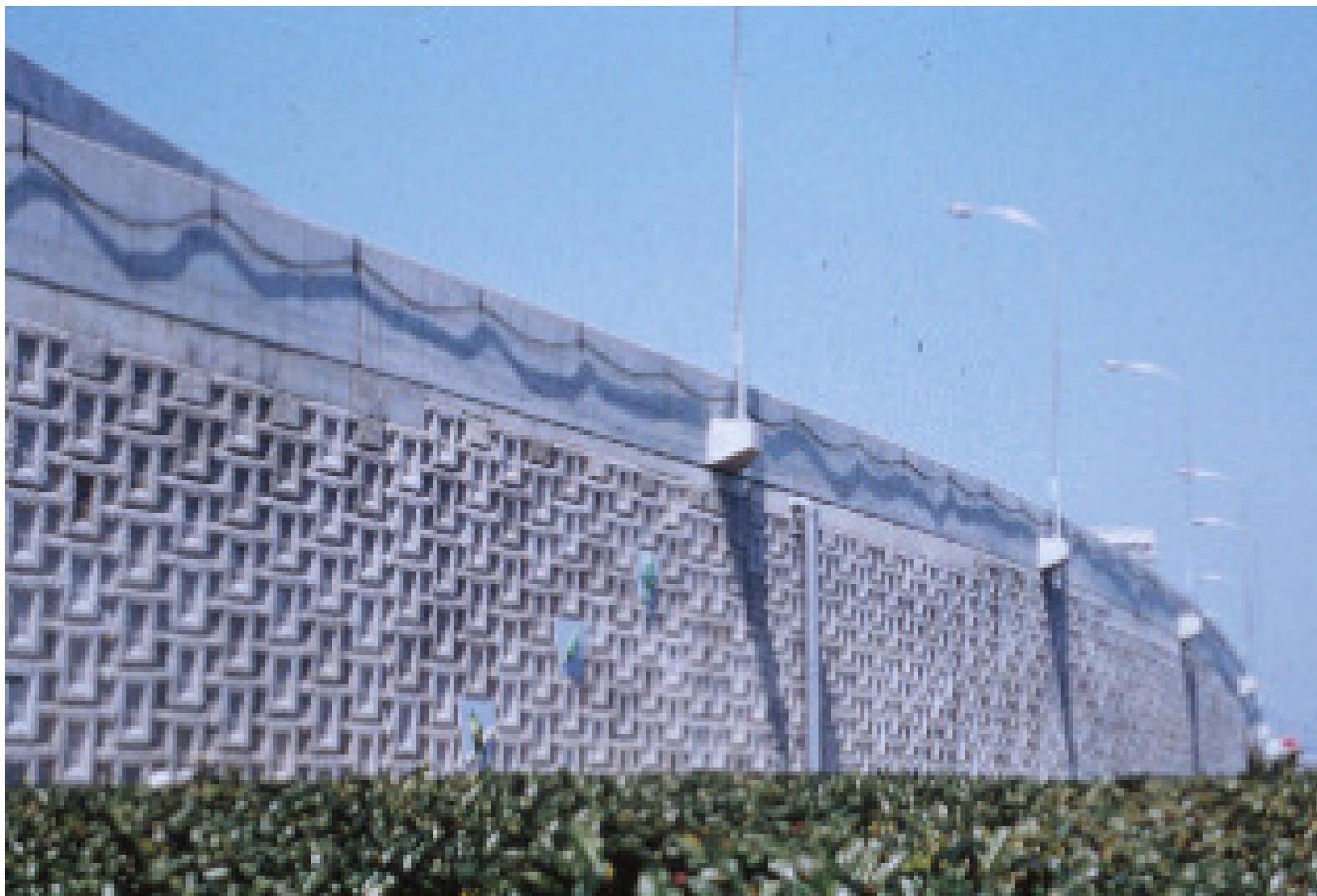
Su comportamiento sísmico ha sido probado



Tipos de muros

- ★ Los muros reforzados se definen como estructuras verticales si su inclinación es mayor a 80° . Se emplean para formar:

- ★ Muros reforzados convencionales



- ★ Muros en condiciones adversas



* Estribos de puentes

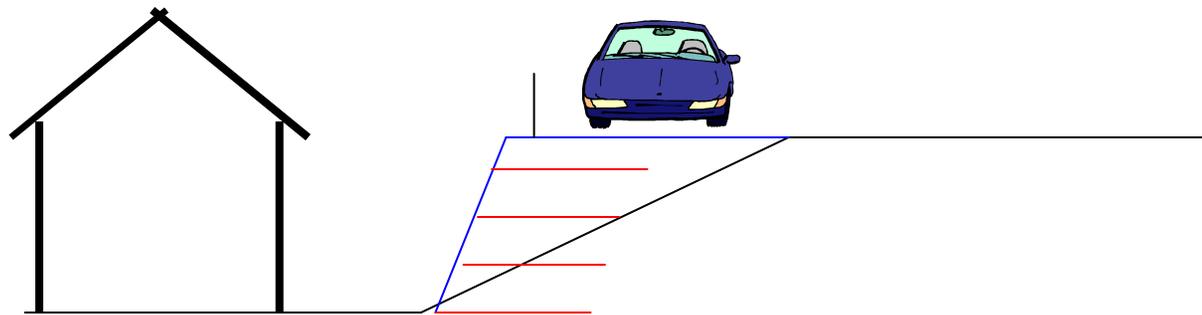


* Muros temporales



* Estructuras Industriales



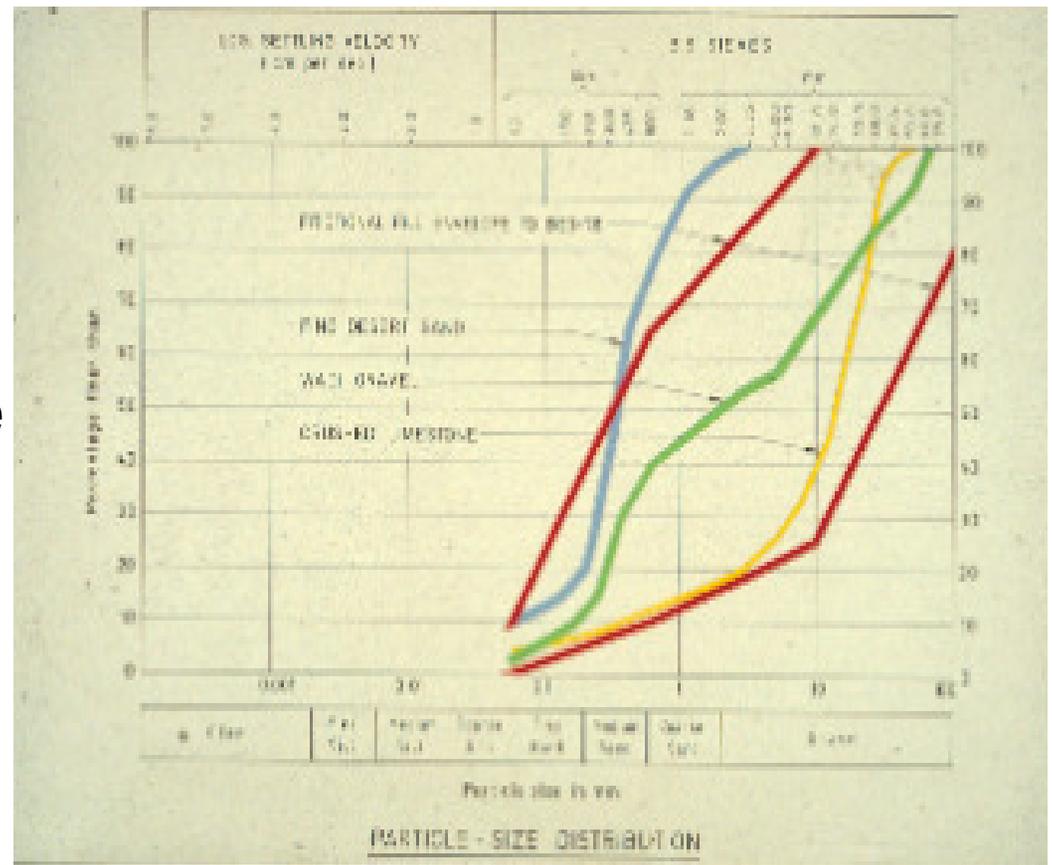


Principales Elementos de Muros reforzados

- Suelo
- Refuerzo
- Recubrimiento frontal

Principales Elementos de Muros reforzados

- ★ El material de relleno estructural puede corresponder a una banda relativamente ancha, generalmente de menor exigencia que el relleno de muros convencionales.
- ★ El relleno ideal es un suelo granular con la mas alta resistencia al corte posible



Principales Elementos de Muros reforzados

- ★ El refuerzo puede consistir en varias opciones:

Principales Elementos de Muros reforzados

- ★ Tirantes



Principales Elementos de Muros reforzados

- ★ Geogrids (Geogrillas)



Principales Elementos de Muros reforzados

★ Fajas



Principales Elementos de Muros reforzados

- ★ Anclajes



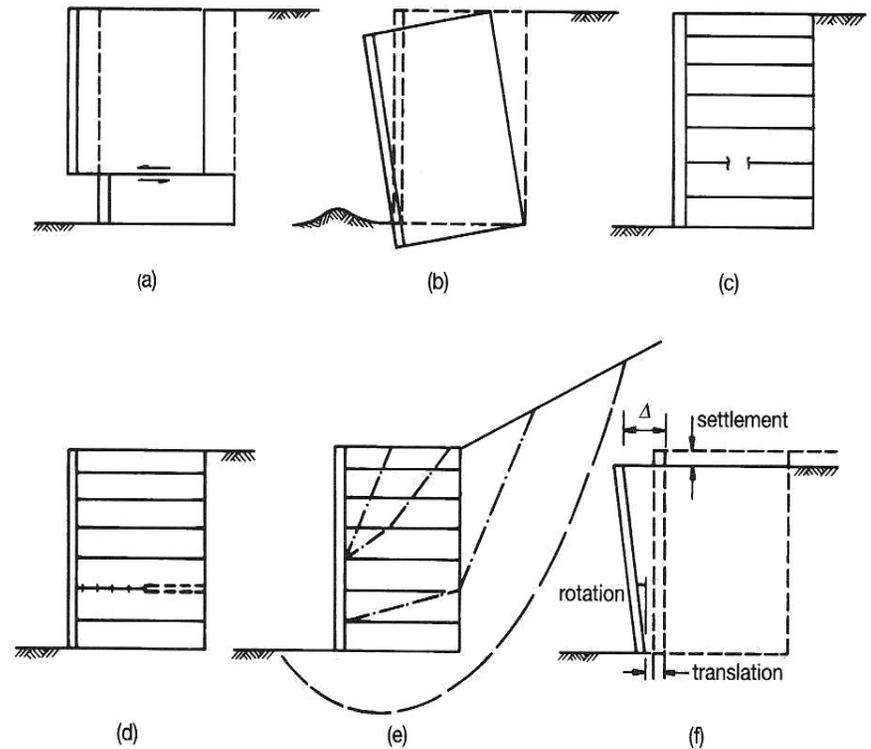
Diseño de muros reforzados

- ★ Los muros se diseñan para mantener su estabilidad ante:
 - Un estado límite último
 - Un estado límite de serviciabilidad

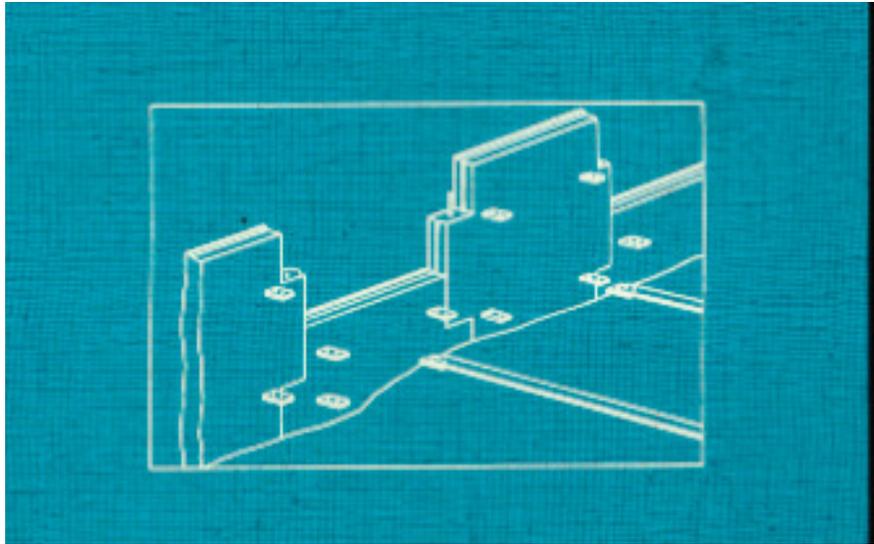
Diseño de muros reforzados

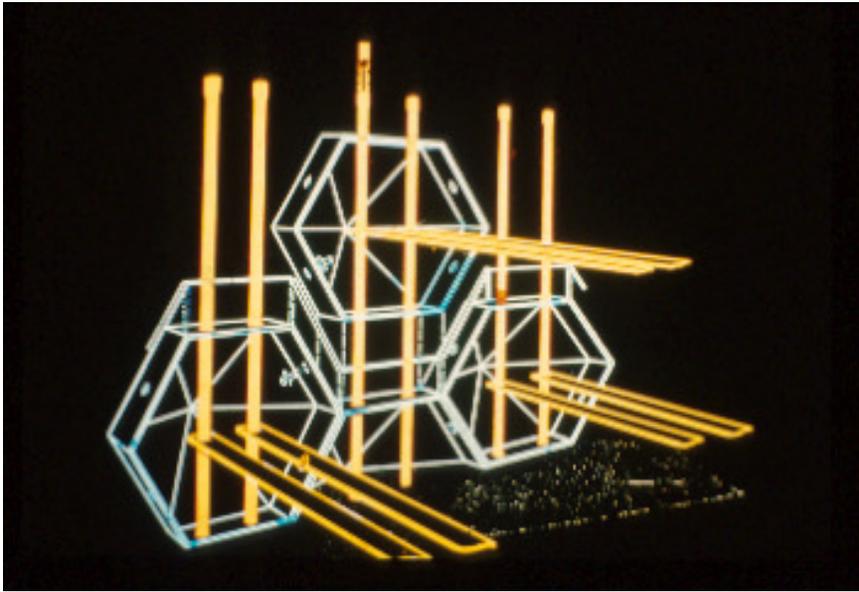
Mecanismos de falla de suelo reforzado pueden identificarse como **modos limites** cubriendo:

- (a) Falla por deslizamiento
- (b) Falla por capacidad de soporte
- (c) Ruptura de refuerzo
- (d) Arrancamiento del refuerzo
- (e) Falla por deslizamiento/cuña
- (f) Rotación y asentamiento









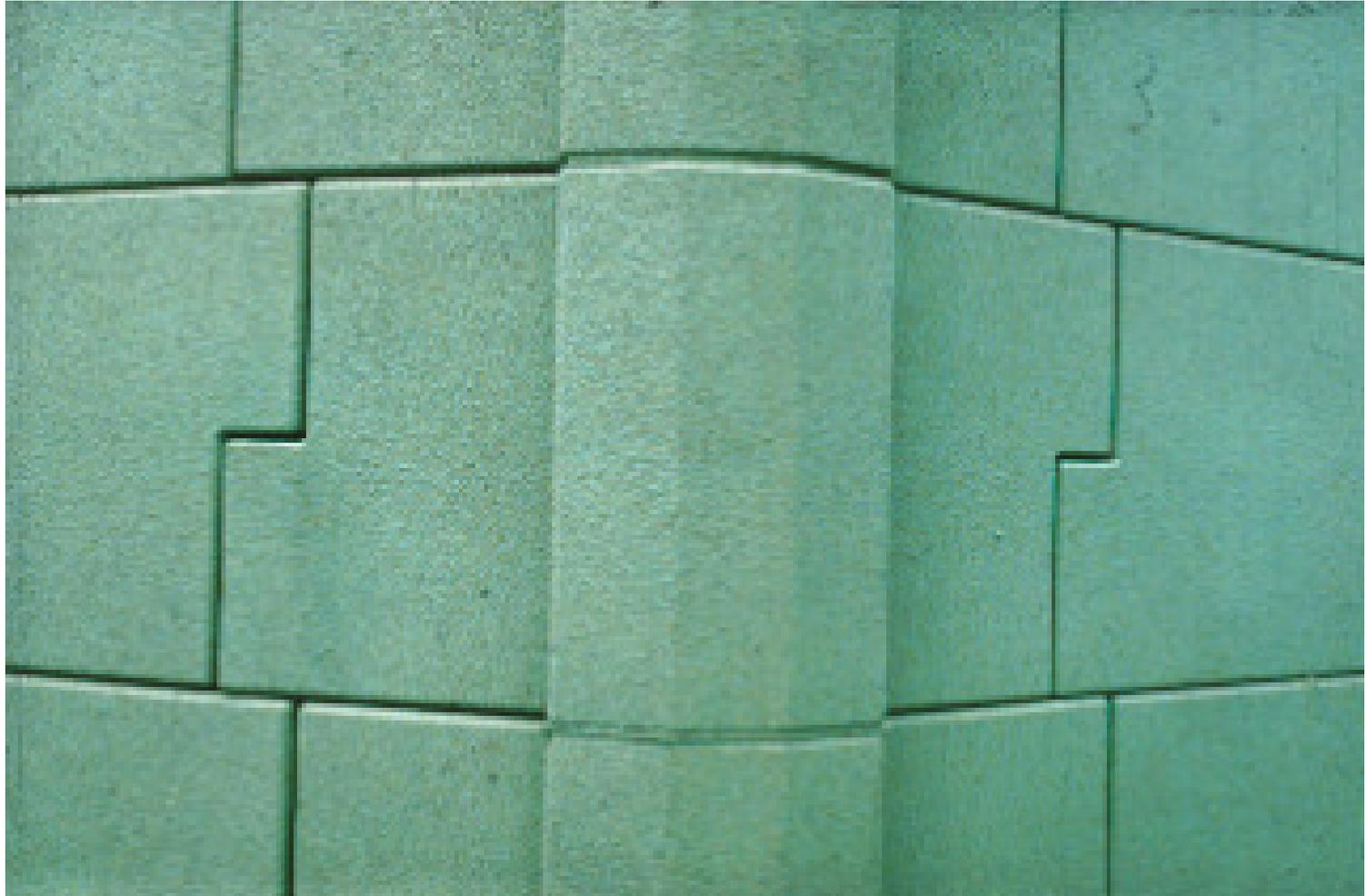














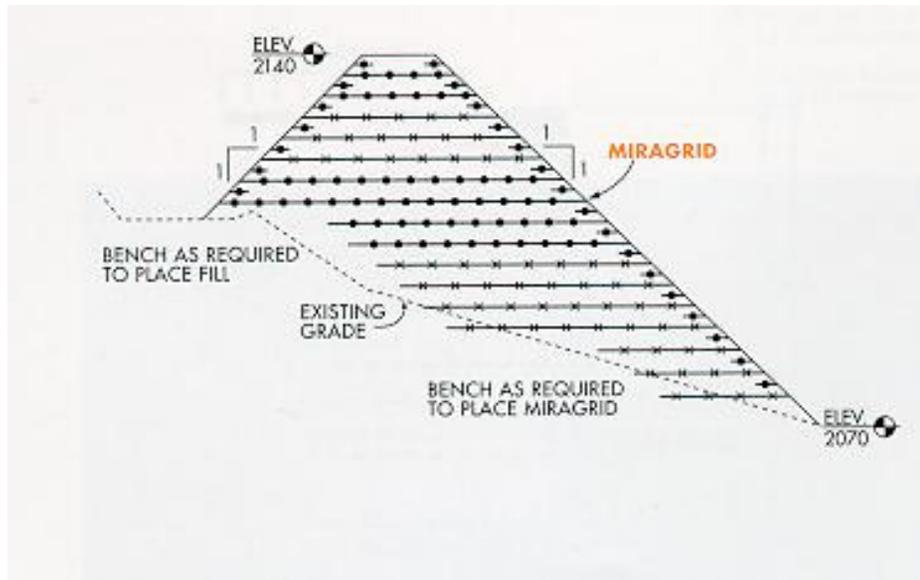




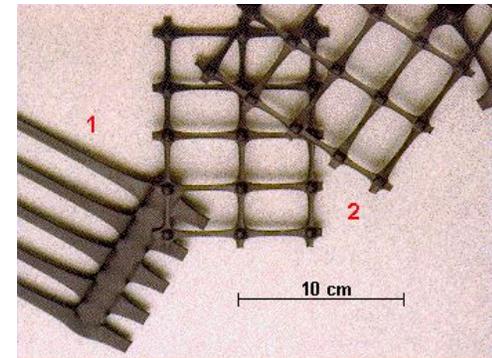
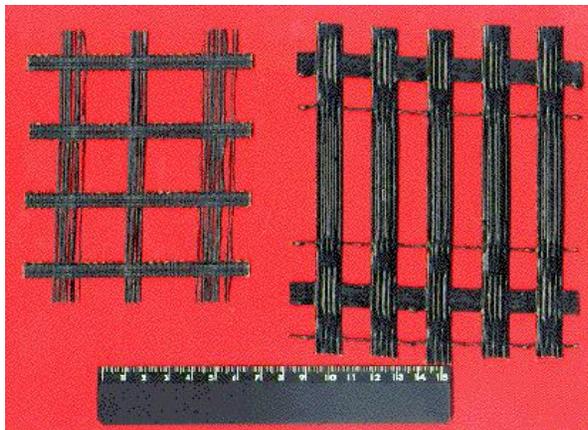


Materiales de refuerzo

Geogrillas



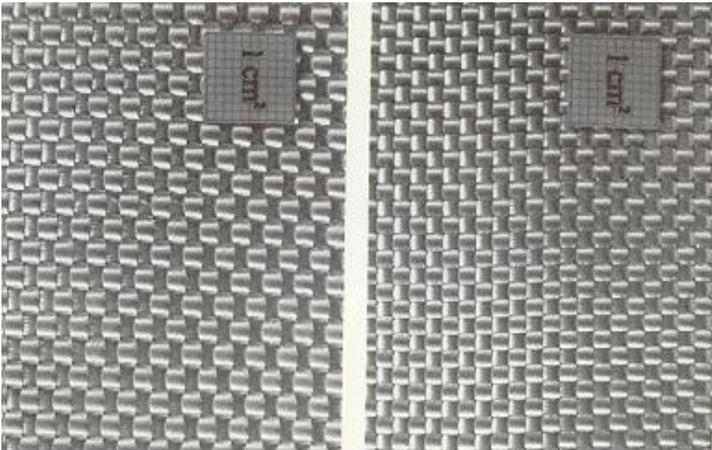
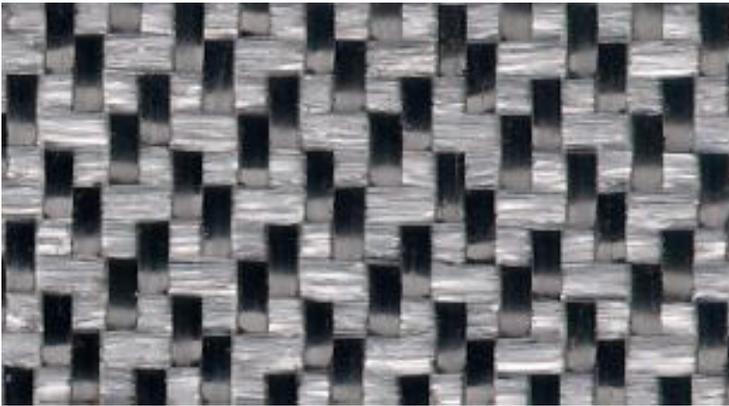
- * Principal función: resistir tracciones
- * Aplicaciones:
 - Muros reforzados
 - Taludes reforzados
- * Materiales:
 - Poliester recubierto Con PVC o latex
 - Hdpe



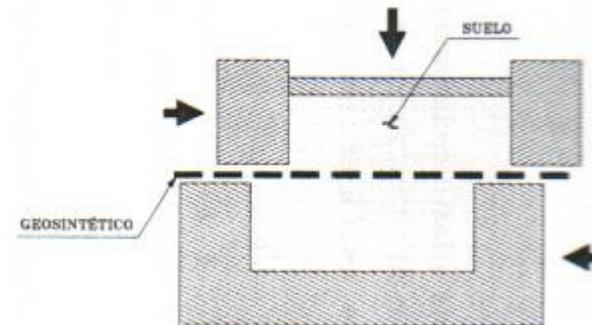
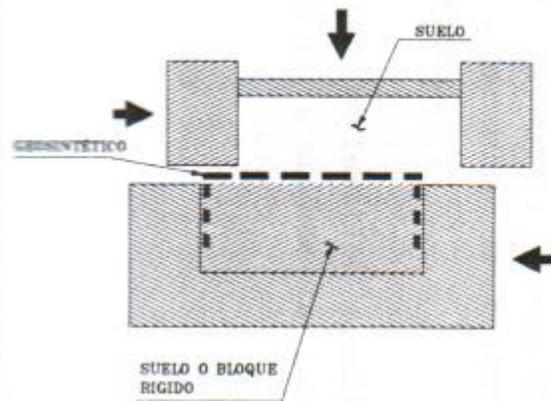
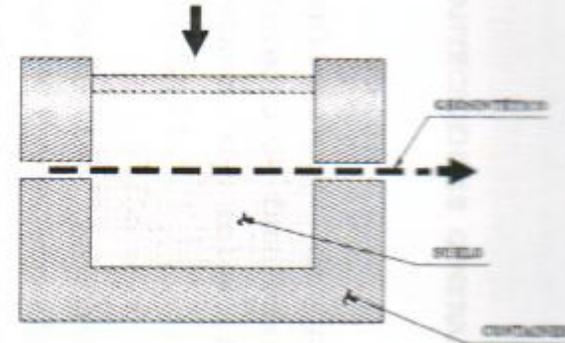
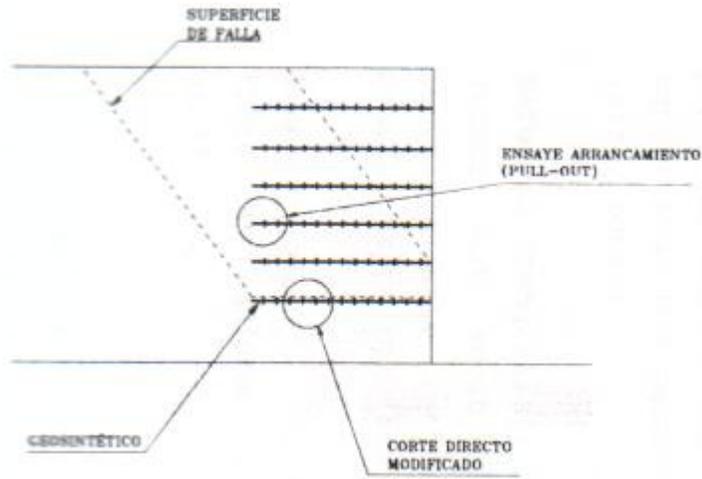
Materiales de Refuerzo

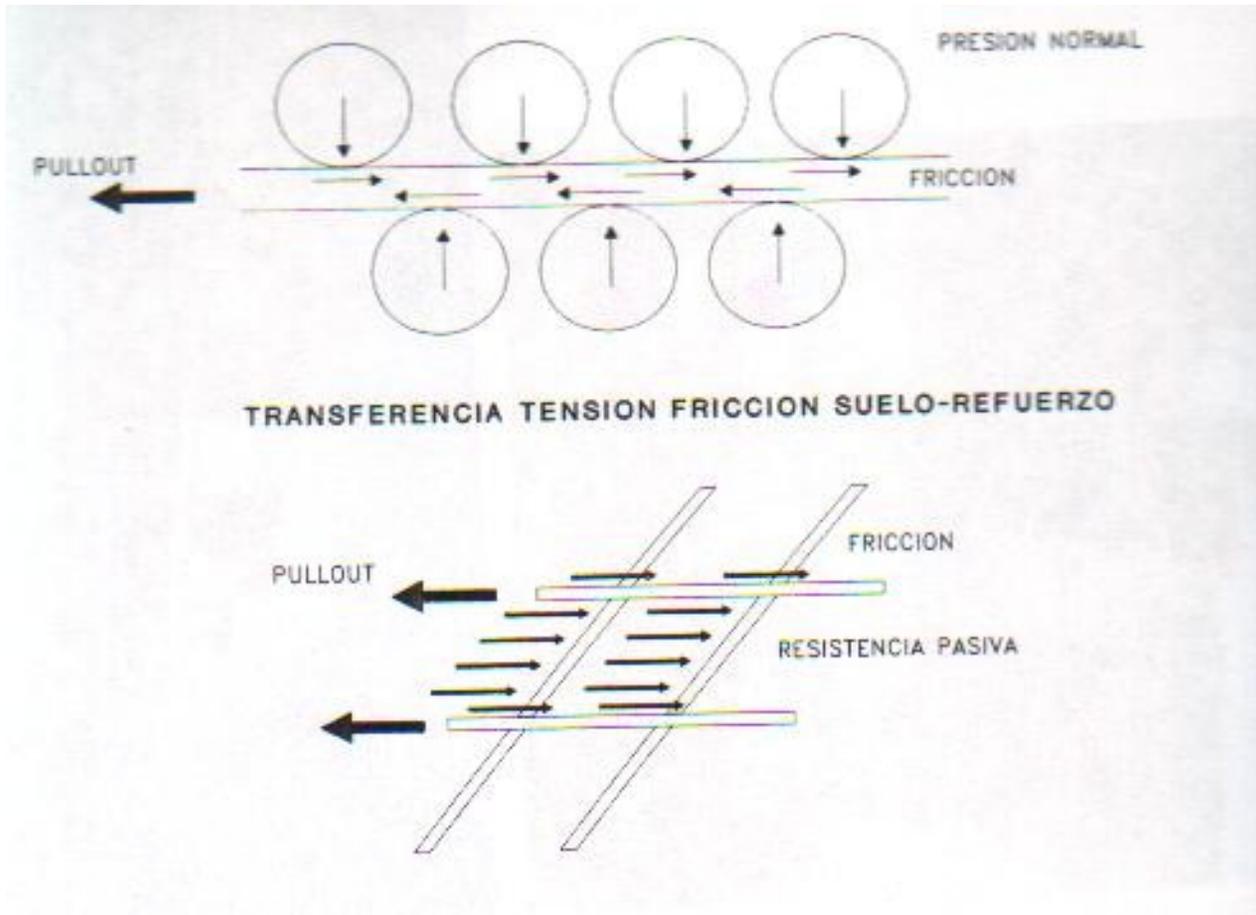
Geotextiles

- * Geotextiles fabricados con propiedades mecánicas tracción deformación acordes con la función
 - Geotextiles tejidos: filamentos ortogonales, alta resistencia mecánica con baja deformación.
 - * Raffia: baja permeabilidad.
 - * Telas de ingeniería: alta permeabilidad.
 - Geotextiles no tejidos calandrados: resistencia mecánica media con deformación baja a media; Baja permeabilidad.
 - Geotextiles no tejidos agujados: resistencia mecánica media con deformación media a alta.



Ensayes para determinar interacción





Ensayes para determinar propiedades de diseño de refuerzos

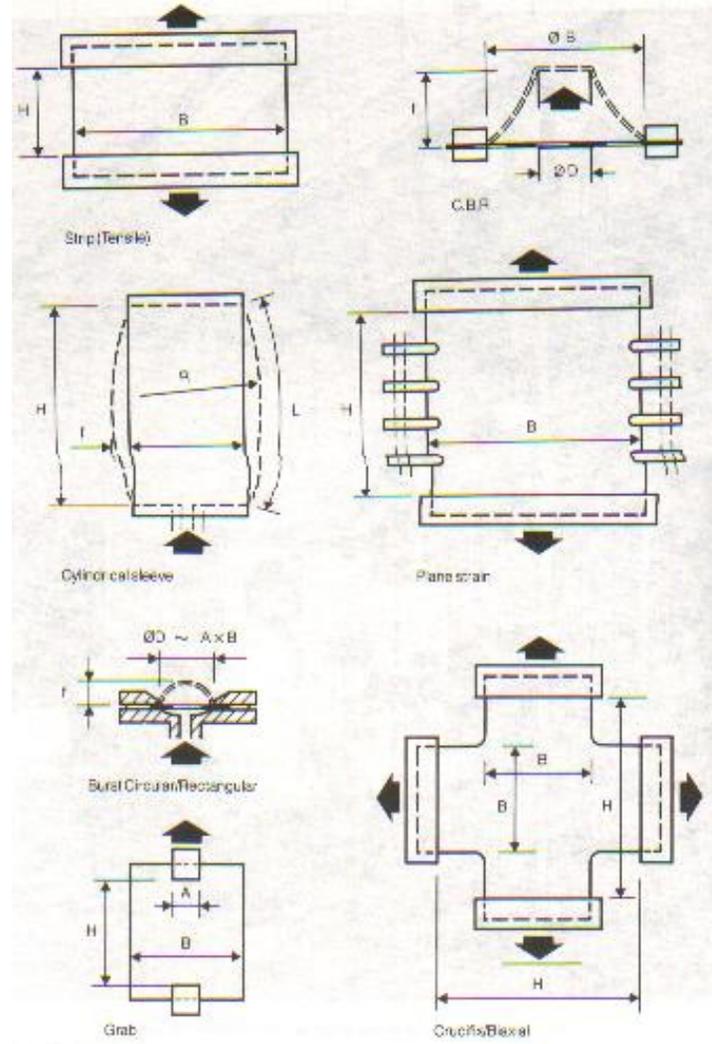
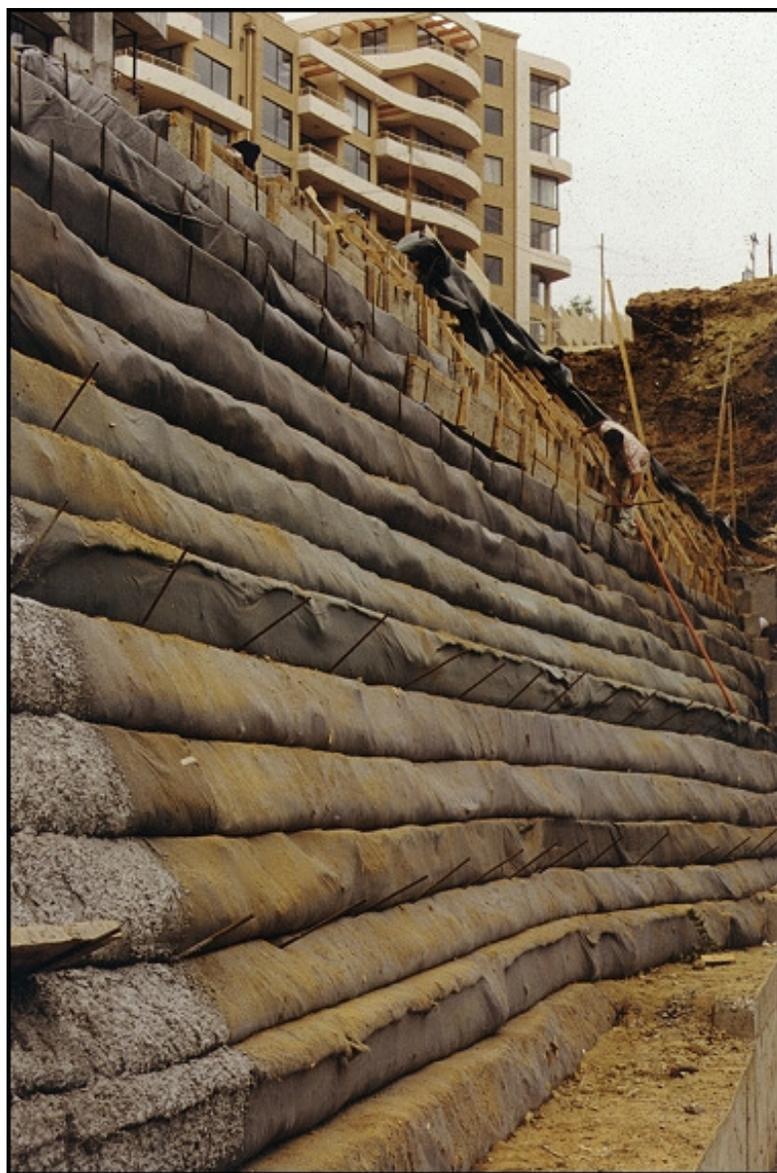
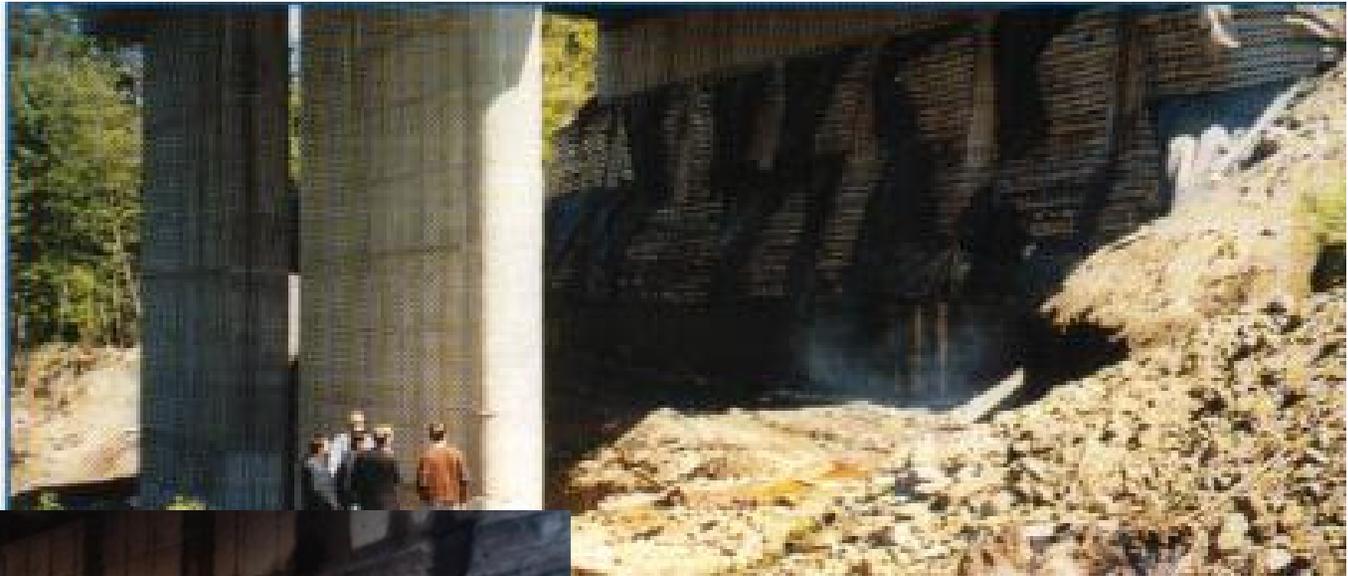


FIG. 4. Ensayos para determinar propiedades de diseño de refuerzos.









METODOS DE DISEÑO



METODO AASHTO

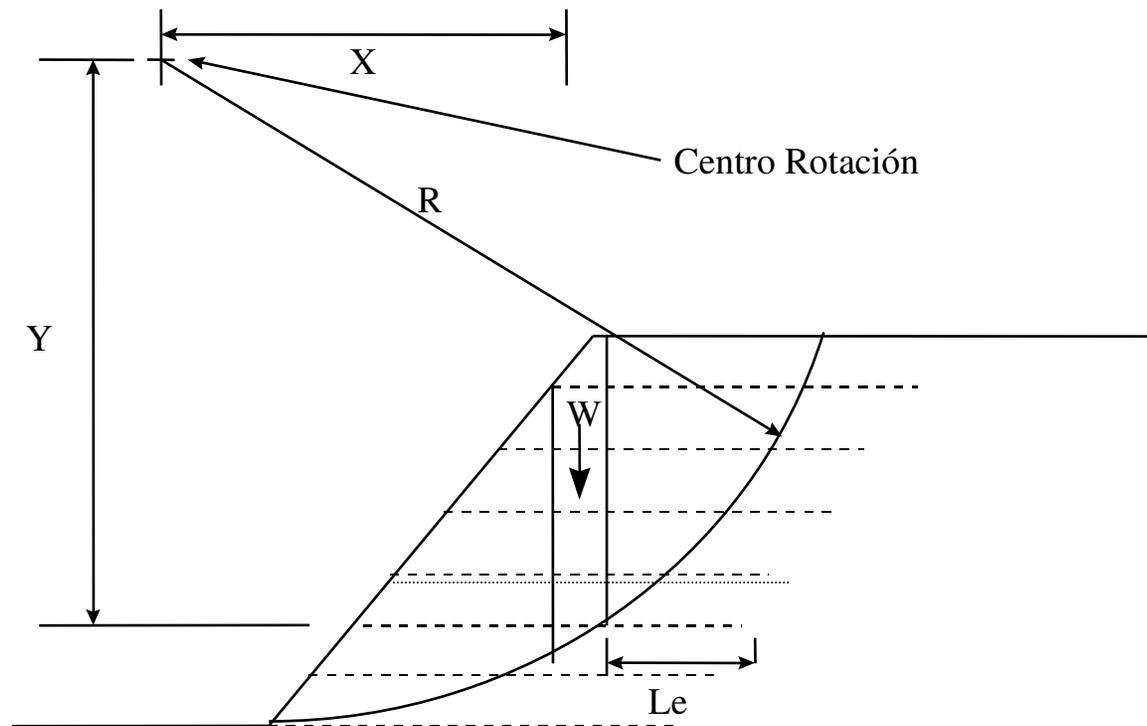
El diseño de los muros de tierra reforzada se efectúa siguiendo la metodología y recomendaciones elaboradas por la Federal Highway Administration, en el documento “Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines” (2001).

Este método de diseño considera dos aspectos fundamentales:

- * Estabilidad Externa: Se refiere a la interacción del bloque de suelo reforzado con los empujes de tierra del relleno contenido, la capacidad de soporte del suelo de fundación, seguridad al volcamiento y la evaluación de la estabilidad frente a una falla global que involucre una superficie de deslizamiento profunda.
- * Estabilidad Interna: Evalúa la seguridad frente a fallas producidas por ruptura de los refuerzos, arranque de los refuerzos de la zona de adherencia y rotura de la conexión entre los refuerzos y el revestimiento frontal.

En ambos casos se debe efectuar un análisis estático y sísmico. La verificación de la estabilidad interna debe completarse una vez que se defina el sistema de conexión refuerzo-revestimiento.

Metodos Diseño



Consideraciones de Diseño

Recomendaciones en el diseño de los muros:

- ★ Los muros deben dimensionarse de manera que se permita la configuración de una berma horizontal de 1.5 m. al pie (Mínimo recomendado = 1.2 m).
- ★ Considerando la inclinación de los taludes en la base de los muros, éstos deben empotrarse al menos una quinta parte de la altura libre.
- ★ La longitud mínima de los refuerzos adoptada debe ser $0.8 H$ (H = altura total).
- ★ Se debe adoptar una longitud constante de los refuerzos para cada altura de muro.
- ★ El coeficiente sísmico considerado debe basarse en estudios de riesgo sísmico locales y/o en NCh correspondientes, siendo valores recomendables $KH = 0,15$ a 0.20 .

Resistencia interna

Resistencia a la ruptura

Esta dada por:

$$T_{LP} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} RF_D RF_{ID}}$$

donde:

T_{LP} Resistencia a tracción a largo plazo por unidad de ancho de refuerzo

T_{ult} Resistencia de tracción última obtenida de ensayos (ASTM D 4595, para geotextiles), basada en un valor mínimo promedio por rollo.

RF_{CR} Factor de reducción por creep. Es la razón entre la resistencia última y la resistencia límite de creep, obtenida de ensayos de creep de laboratorio. Los rangos típicos de reducción son función del tipo de polímero.

Tipo de Polímero	Factor de reducción por Creep
Poliéster (PET)	1.6 a 2.5
Polipropileno (PP)	4.0 a 5.0
HDPE	2.6 a 5.0

RF_D Factor de reducción por durabilidad.

Depende de la susceptibilidad del geosintético al ataque de microorganismos, químicos, oxidación, hidrólisis.

Puede variar típicamente entre 1.1 y 2.0.

RF_{ID} Factor de reducción por daño de instalación.

Puede variar entre 1.05 y 3.00, dependiendo de la graduación del relleno y la masa del refuerzo por unidad de ancho.

El valor mínimo que debe adoptarse es 1.10.

La resistencia de diseño a largo plazo es

$$T_{adm} = \frac{T_{LP}}{FS_G}$$

donde:

T_{adm} Resistencia a largo plazo de diseño.

FS_G Factor de seguridad global.

Toma en cuenta todas las incertidumbres relacionadas con la geometría de la estructura, propiedades del relleno y cargas externas.

Para muros permanentes, típicamente se usa $FS = 1.50$.

En el análisis estático, debe cumplirse:

$$T_{adm} \geq T_{max}$$

Donde T_{max} es la fuerza estática solicitante por unidad de ancho.

En el análisis sísmico, la resistencia última debe cumplir:

En el análisis sísmico, la resistencia última debe cumplir

$$T_{ult} \geq S_{rs} + S_{rt}$$

donde

S_{rs} es la resistencia por unidad de ancho requerida para el componente estático de carga y

S_{st} la resistencia por unidad requerida para el componente dinámico de carga.

Resistencia al arranque

La resistencia al arranque del refuerzo, por unidad de ancho, está dada por la expresión:

$$P_r = F^* \alpha \sigma_v' L_e C$$

donde:

- L_e Longitud anclada o longitud de adherencia en la zona resistente detrás de la superficie de falla
- C Perímetro unitario efectivo del refuerzo. En el caso de geotextiles, mallas y geogrillas, $C=2$.
- F^* Factor de resistencia al arranque
- α Factor de corrección por escala. Considera la reducción no lineal del esfuerzo en la longitud de adherencia de elementos altamente extensibles, basados en ensayos de laboratorio. Generalmente 1.0 para refuerzos metálicos y 0.6 a 1.0, para refuerzos geosintéticos.
- σ_v' Presión vertical efectiva en la interfaz suelo – refuerzo.

En ausencia de datos de ensayos, el valor de F^* para geosintéticos se puede adoptar conservadoramente como:

$$F^* = 2/3 \tan \phi$$

donde

Φ es el ángulo de fricción peak del suelo

Para el análisis estático debe cumplirse:

$$L_e \geq \frac{FS_A T_{\max}}{C F^* \gamma z R_C \alpha} \geq 1\text{m}$$

Con FS_A . Factor de seguridad al arrancamiento

Para el análisis sísmico debe cumplirse

$$L_e \geq \frac{0.75 F_{SA} T_{total}}{C (0.8F^*) \gamma z R_C \alpha} \geq 1m$$

con

$$T_{total} = T_{max} + T_{md}$$

donde T_{max} y T_{md} son los componentes estático y dinámico de las cargas, respectivamente.

La longitud total del refuerzo, L , requerida para la estabilidad interna se determina con:

$$L = L_A + L_e$$

donde L_A se determina con la ecuación:

$$L_A = (H-Z) \tan(45 - \phi/2)$$

siendo Z la profundidad del nivel de refuerzo

Fuerzas solicitantes

La fuerza solicitante estática, por unidad de ancho para un nivel de refuerzo es:

$$T_{\max} = \frac{\sigma_H S_V}{R_c}$$

donde:

T_{\max} Fuerza solicitante por unidad de ancho

σ_H Empuje horizontal a la profundidad del refuerzo

S_V Espaciamiento vertical entre capas de refuerzo.

La razón de cobertura R_c es empleada para relacionar la fuerza por unidad de ancho de refuerzos discretos a la fuerza por unidad de ancho requerida para la estructura entera.

$$R_c = b / S_H$$

donde:

b Ancho de la franja de refuerzo geogrilla o geotextil

S_H Espaciamiento horizontal entre los centros de las franjas.

(R_c es 1 en caso de un refuerzo continuo).

En el análisis estático se utiliza el coeficiente de empuje activo de Rankine y se consideran las cargas vivas para el cálculo de T_{max} .

En el análisis sísmico no se consideran las cargas vivas y se incorpora la fuerza inercial del muro reforzado, definida por:

$$P_I = K_H W_A$$

donde:

W_A Peso de la cuña activa, cuyo límite se define desde la base del muro con un ángulo de $45 + \phi/2$.

K_H Coeficiente sísmico.

El incremento dinámico, T_{md} , directamente inducido por la fuerza inercial, se distribuye en las distintas capas de refuerzos en forma proporcional a su “área resistente” (L_{ei}) en una carga por unidad de ancho:

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum L_{ei}}$$

Para la ruptura del geosintético, el refuerzo debe diseñarse para resistir los componentes estático y dinámico de la carga.

Para el componente estático

$$T_{max} = \frac{S_{rs} R_C}{0.75 FS RF_{CR} RF_D RF_{ID}}$$

Para el componente dinámico, donde la carga se aplica por un período corto, la reducción por creep no se incorpora:

$$T_{md} = \frac{S_{rt} R_C}{0.75 FS R_{FD} R_{ID}}$$

Resistencia Externa

Empujes

En el análisis estático, los empujes se calculan con el coeficiente de empuje de Rankine, incluyendo el efecto de las cargas vivas.

En el análisis dinámico los empujes se determinan mediante el método de Mononobe Okabe, excluyendo el efecto de las cargas vivas. En este análisis se incorporan además, las fuerzas inerciales del muro y del terraplén superior.

Para el cálculo de la fuerza inercial, se considera como bloque rígido el volumen rectangular de altura H, cuya base es igual a 0.5 H:

$$P_{IB} = K_H (0.5 \gamma H^2)$$

El punto de aplicación de esta carga es el centroide del volumen reforzado considerado.

En caso de existir un terraplén fundado sobre el muro reforzado, debe incorporarse la inercia del volumen que se encuentra sobre la longitud de 0.5 H; el punto de aplicación de esta fuerza es el centroide del volumen de terraplén considerado.

Capacidad de Soporte

La capacidad de soporte última se calcula utilizando los métodos clásicos de mecánica de suelos. La capacidad de soporte admisible se obtiene aplicando un factor de seguridad de 3, en el caso estático, y 2, en el caso sísmico.

$$q_{ultt} = c N_c + 0.5 L \gamma N_\gamma$$

$$q_{e adm} = q_{ult} / 3$$

$$q_{s adm} = q_{ult} / 2$$

La presión vertical en la base se determina asumiendo la distribución propuesta por Meyerhoff:

$$q_{max} = V / (L - 2e)$$

donde:

V Fuerza vertical total

e Excentricidad

L Longitud de los refuerzos (dimensión de base del muro)

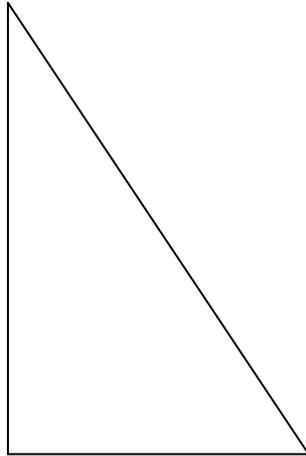
Estabilidad frente al volcamiento

La excentricidad debe cumplir:

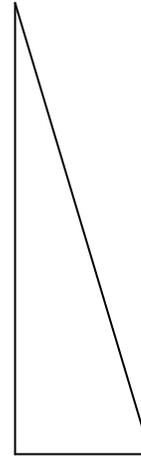
$$e < L / 6$$

Comentarios

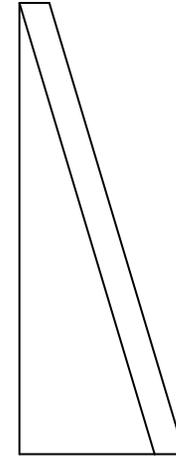
Presión
Vertical con
profundidad



Tensión
Lateral en
refuerzo con
profundidad
(usando K)



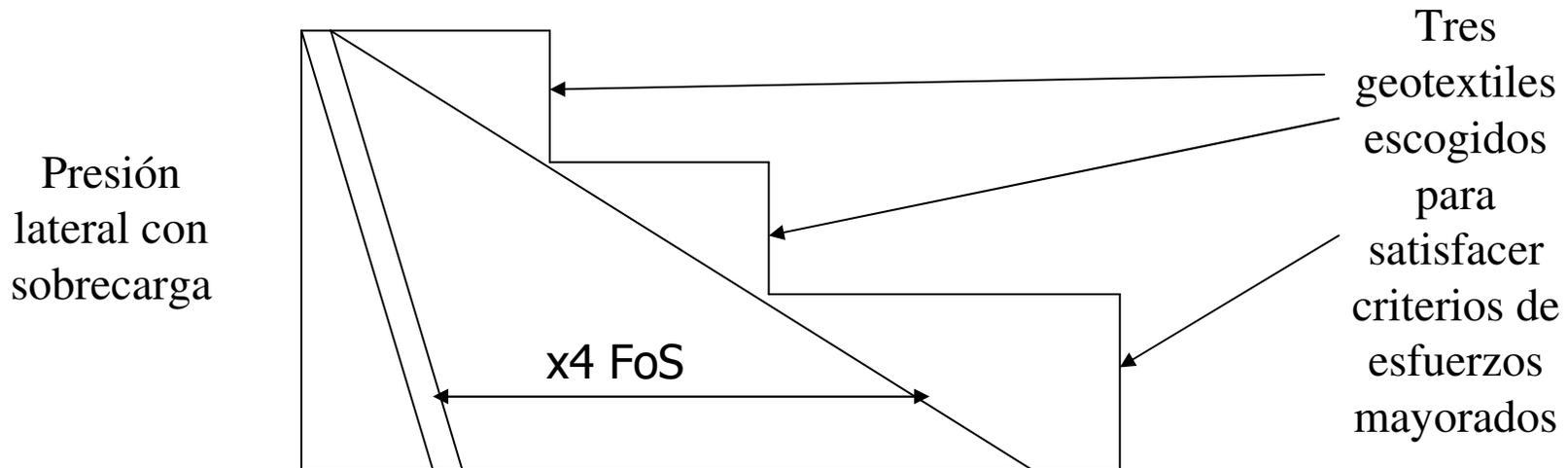
Tensión
Lateral en
refuerzo con
profundidad
mas
sobrecarga



Se ignora la presencia del refuerzo y la dinámica de la secuencia constructiva

Se incorpora FS de cerca de 4 a las fuerzas de tracción calculadas

Then we add even more for practicality in the choice of available products



Así no sabemos exactamente si nuestro diseño está ajustado o no, sólo sabemos que no ha fallado antes los sismos

Time in seconds: 0.00



Time in seconds: 0.04



Time in seconds: 0.08



Time in seconds: 0.12



Time in seconds: 0.16



Time in seconds: 0.20



Time in seconds: 0.24



Time in seconds: 0.28



Time in seconds: 0.32



Time in seconds: 0.36



Time in seconds: 0.40



Time in seconds: 0.44



Time in seconds: 0.48



Time in seconds: 0.52



Time in seconds: 0.56



Time in seconds: 0.60



Time in seconds: 0.64



Time in seconds: 0.68



Time in seconds: 0.72



Time in seconds: 0.76



Time in seconds: 0.00



Time in seconds: 0.04



Time in seconds: 0.08



Time in seconds: 0.12



Time in seconds: 0.16



Time in seconds: 0.20



Time in seconds: 0.24



Time in seconds: 0.28



Time in seconds: 0.32



Time in seconds: 0.36



Time in seconds: 0.40



Time in seconds: 0.44



Time in seconds: 0.48



Time in seconds: 0.52



Time in seconds: 0.56



Time in seconds: 0.60



Time in seconds: 0.64



Time in seconds: 0.68



Time in seconds: 0.00



Time in seconds: 0.04



Time in seconds: 0.08



Time in seconds: 0.12



Time in seconds: 0.16



Time in seconds: 0.20



Time in seconds: 0.24



Time in seconds: 0.28



Time in seconds: 0.32



Time in seconds: 0.36



Time in seconds: 0.40



Time in seconds: 0.44



Time in seconds:0.48



Time in seconds: 0.52



Time in seconds: 0.56



Time in seconds: 0.00



Time in seconds: 0.04



Time in seconds: 0.08



Time in seconds: 0.12



Time in seconds: 0.16



Time in seconds: 0.20



Time in seconds: 0.24



Time in seconds: 0.28



Time in seconds: 0.32



Time in seconds: 0.36



Time in seconds: 0.30

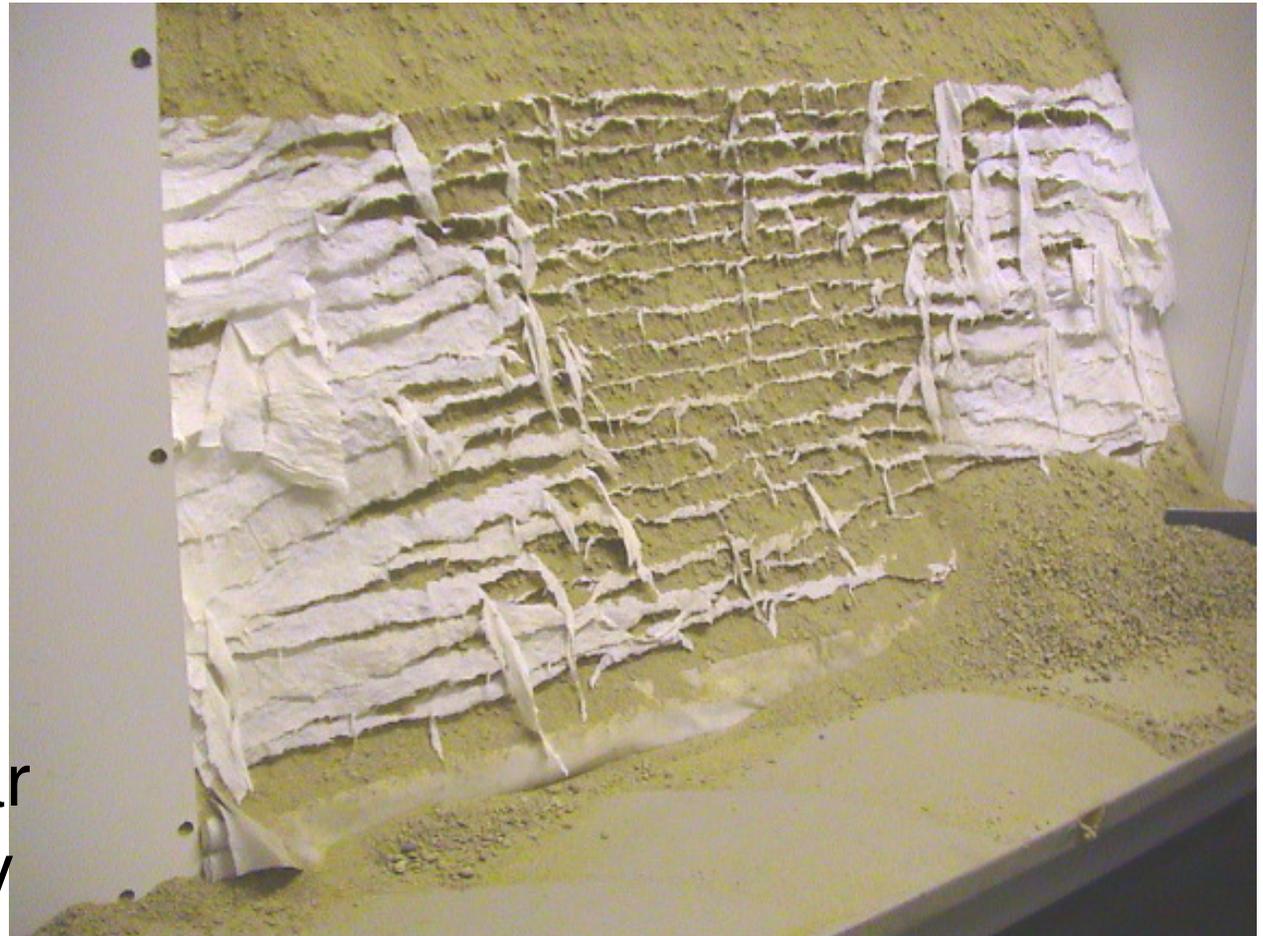


Time in seconds: 0.34



THIS IS A DIFFERENT C-PM material micro-model test with surcharge loading

- * The shape of the slip is apparent
- * There is a realistic failure
- * Note the model does not fall away at the rear instantaneously





Muro temporal



Reparación de deslizamientos



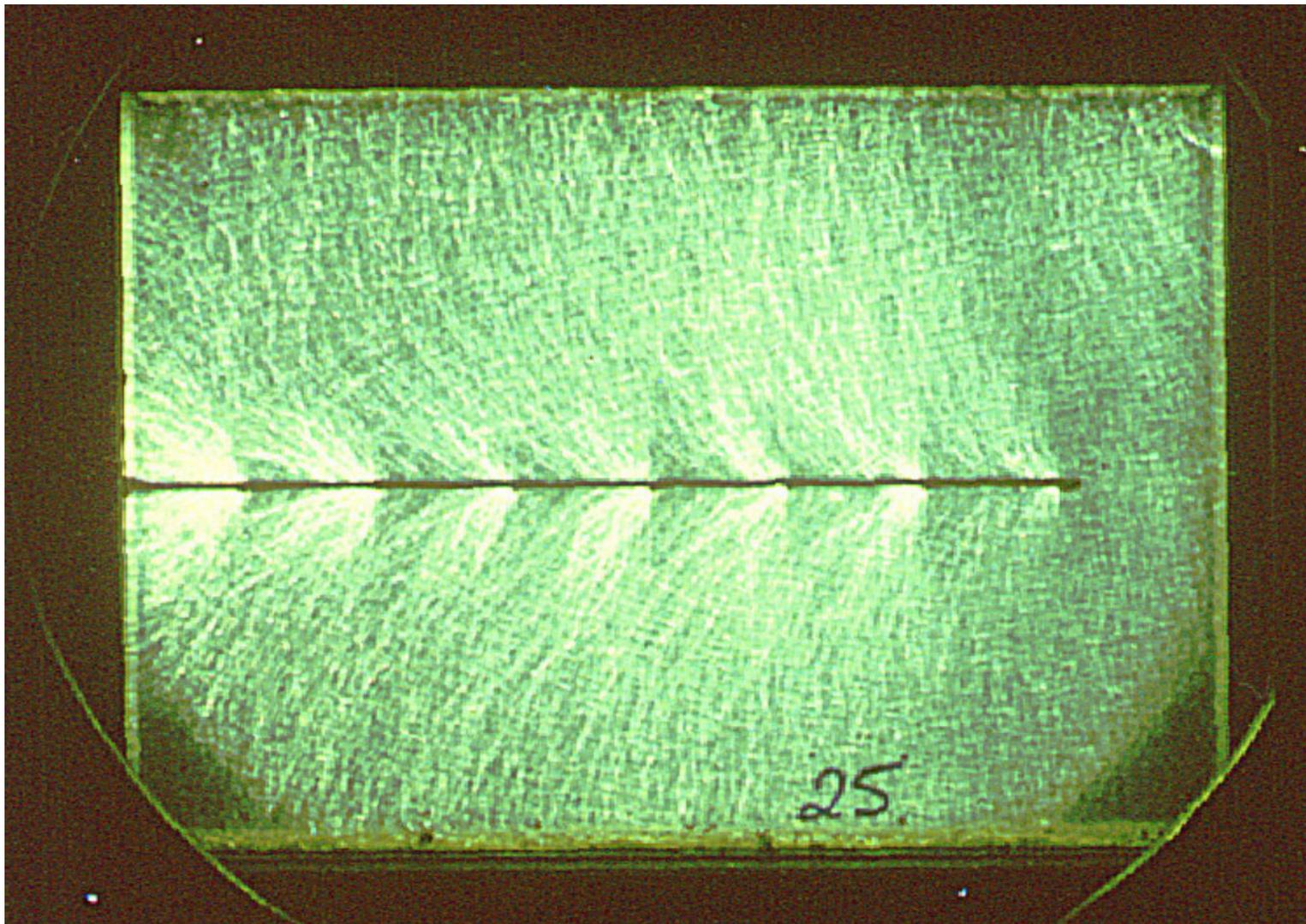
Uso de rellenos inutilizables como rellenos estructurales (baja resistencia al corte)



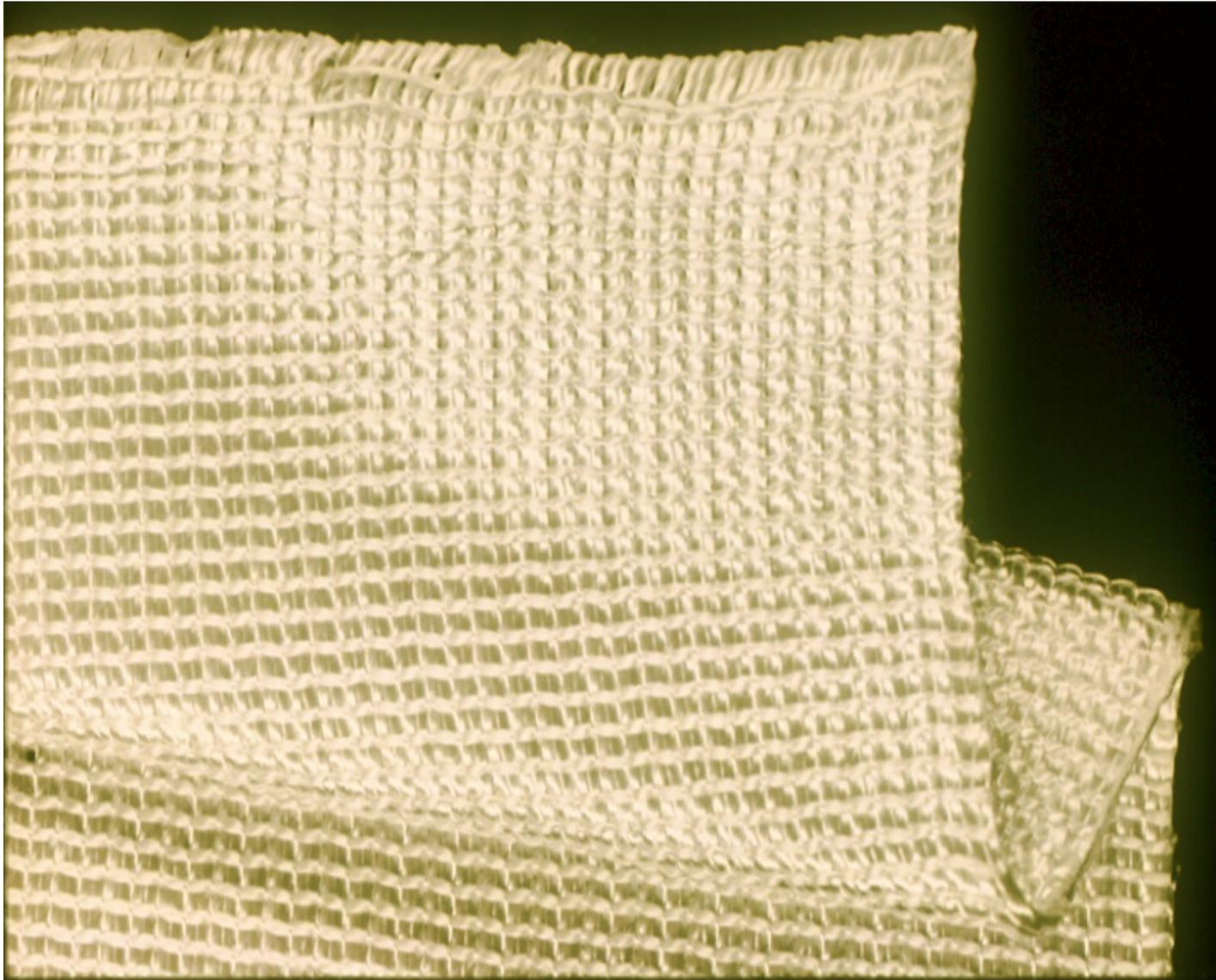
Geogrillas uniaxiales



Geogrillas/interlock suelos



Geotextiles tejidos



Geotextiles no tejidos



Preferentemente
Aplicaciones
temporales

Materiales de relleno

- ★ Rellenos granulares
- ★ Rellenos cohesivos

Métodos de diseño

- ✦ Existen varios
- ✦ El más difundido es el AASHTO
- ✦ Todos tienen pasos típicos

Paso 1

Establecer la geometría, cargas, y criterios de diseño:

- **Geometría**
- **Cargas**
- **Requerimientos de comportamiento**

Paso 2

Determinar la estratigrafía y caracterización de suelos y sus propiedades de ingeniería de los suelos basales y empréstitos para rellenos:

- **Perfil estratigráfico**
- **Propiedades índice suelos, resistencia al corte, peso unitario y parámetros de consolidación**
- **Niveles freáticos**
- **Causas de inestabilidad si es aplicable en casos de re-construcción**

Paso 3

Determinar propiedades de material de relleno (empréstitos)

- **Análisis granulométrico y límites de Atterberg**
- **Ensayes compactación o densidad máxima y mínima**
- **Parámetros resistencia al corte**
- **Composición química del suelo**

Paso 4

Determinar parámetros de diseño para el refuerzo.

- **Resistencia a ruptura a largo plazo**
- **Resistencia al arrancamiento Pull-out**
- **Coeficiente de fricción**

Paso 5

Determinar el factor de seguridad del talud no reforzado:

Análisis de estabilidad de taludes convencional (próximo capítulo)

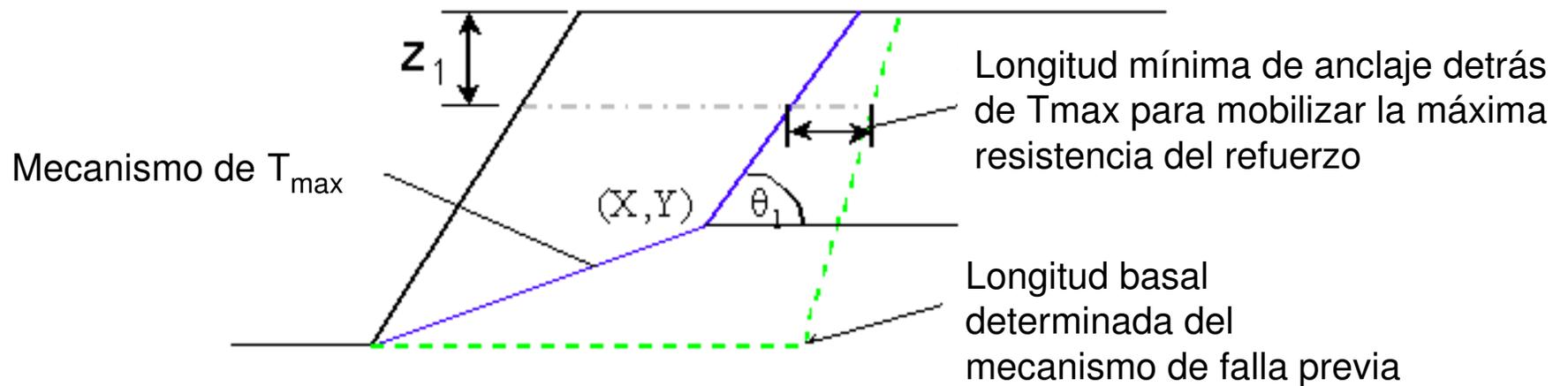
- **¿Se requiere refuerzo?**
- **Establecer el tamaño de la zona crítica a ser reforzada**

Paso 6

Establecer disposición de refuerzos

- ***Método 1:*** Directo usando reglas de diseño, experiencia o cartas
- ***Método 2 :*** Método Iterativo usando prueba y error

Método de la Cuña de dos partes (Carreteras Británicas)

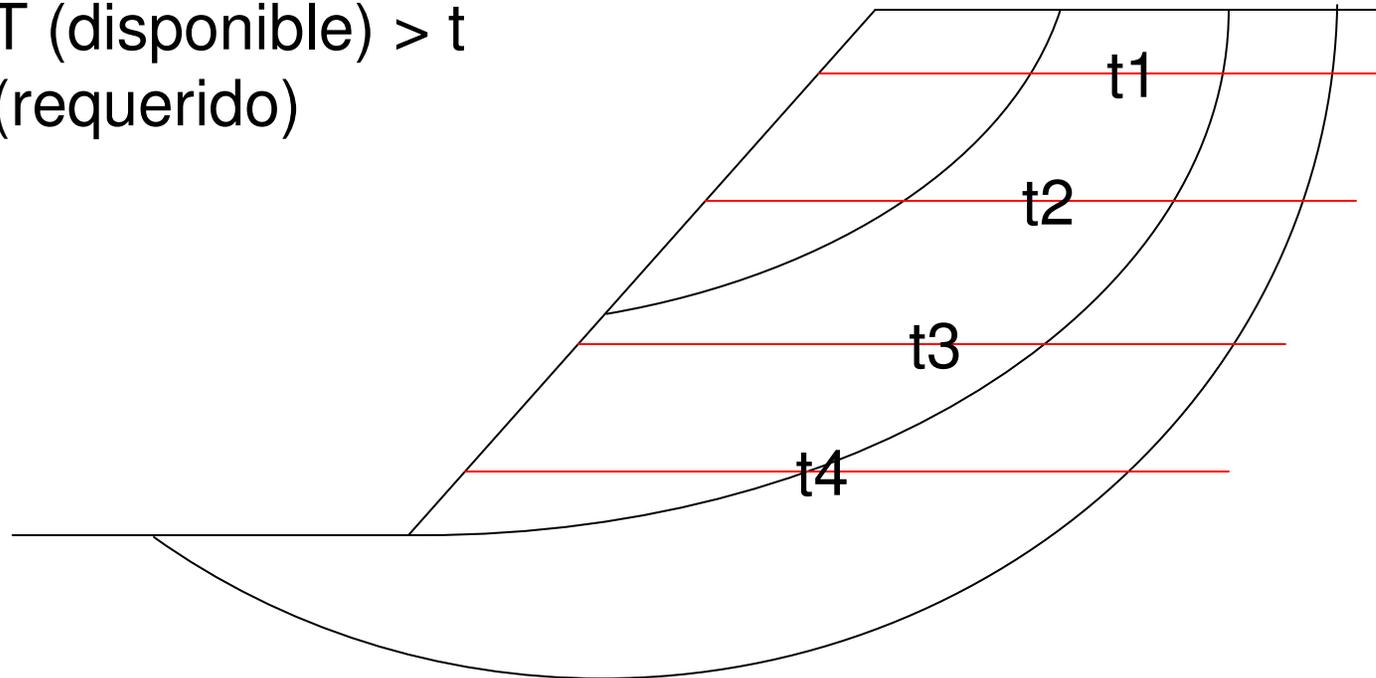


Superficies de prueba

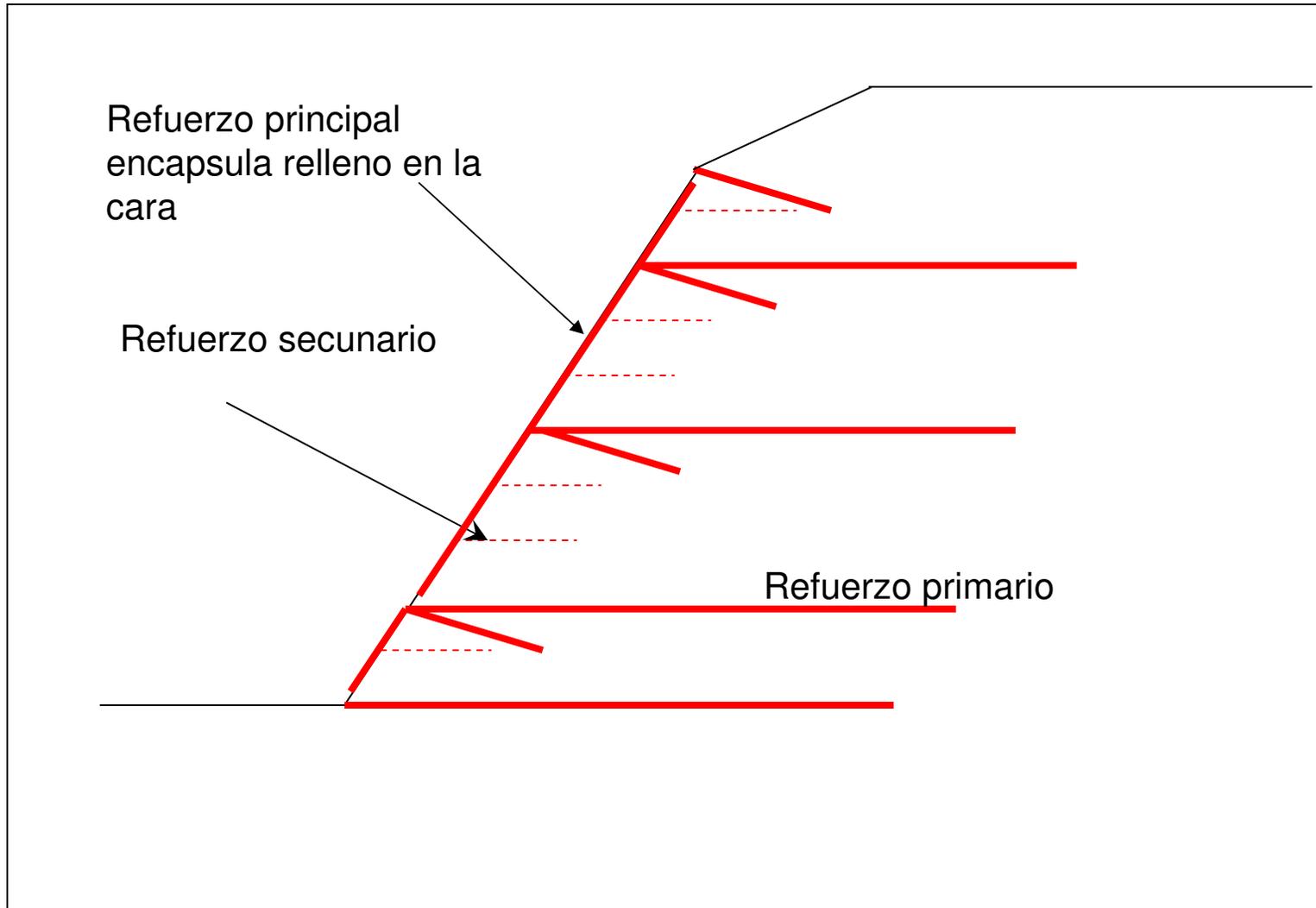
Se parte con una disposición de refuerzos tentativa

$$T \text{ (disponible)} = t1+t2+t3+t4$$

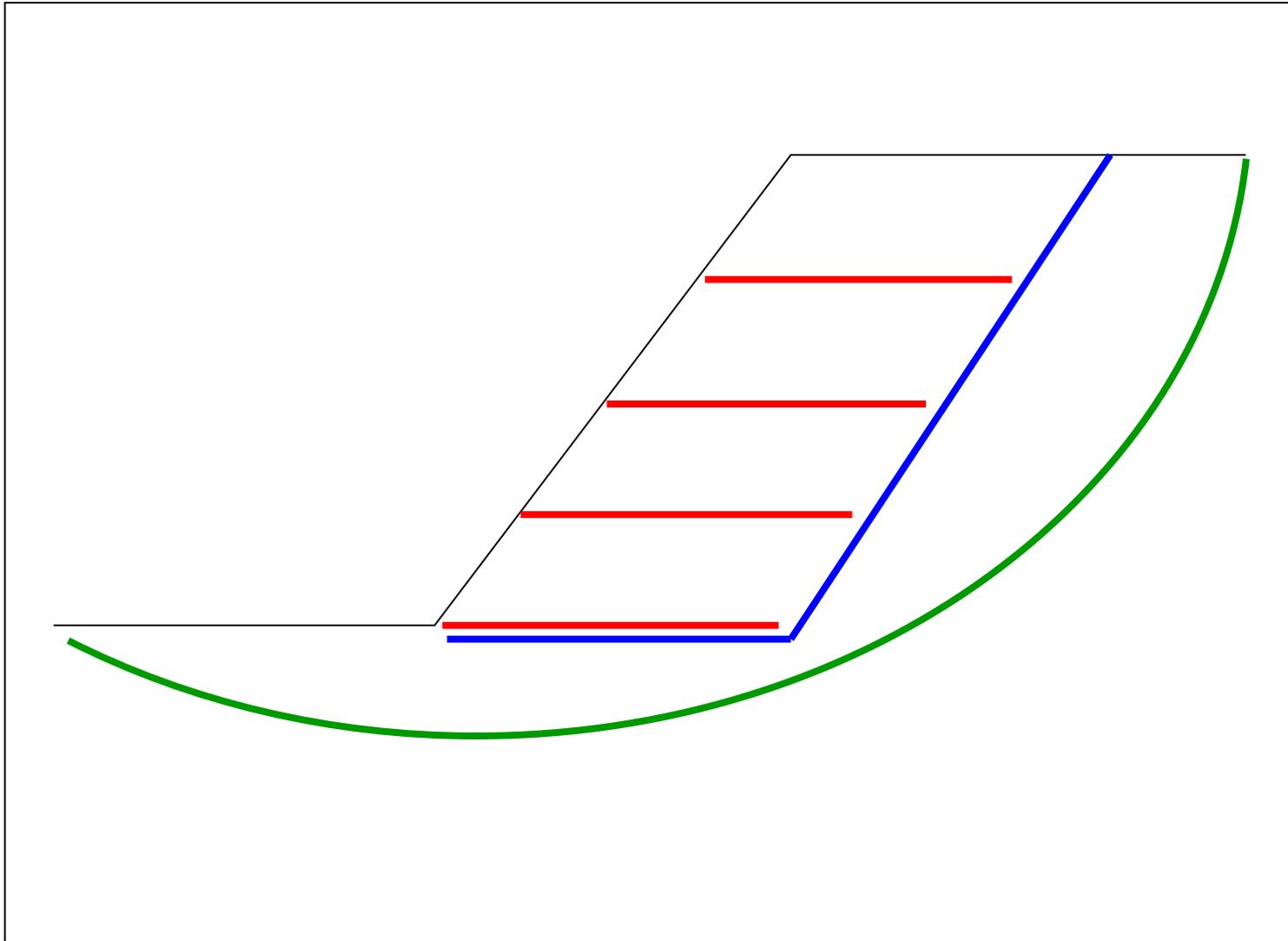
$T \text{ (disponible)} > t$
(requerido)



Disposición típica de refuerzos



Verificación de estabilidad externa



Paso 8

Evaluar requerimientos de control de aguas lluvia y sub-superficiales

- **Drenes localizados en respaldo o detras de la zona reforzada.**
- **Colectores de aguas superficiales encima del talud reforzado.**
- **Revestimiento en cara de muro**

El proceso de diseño se completa con este paso.















