

Seminario

“Deslizamiento de tierras: Medidas preventivas y sus riesgos asociados»

Dr. Ing. Luis López Quijada

-24 de Octubre de 2016 -

Seminario: “Deslizamiento de tierras: Medidas preventivas y sus riesgos asociados»

MODULO 1 ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELO

- **Propiedades del suelo y ensayos**
- **Estado Tensional e influencia del agua en el terreno**
- **Excavación a cielo abierto y movimiento del terreno**
- **Métodos de estabilidad de Taludes**
- **Casos Prácticos**

Dr. Ing. Luis López Quijada

ESTABILIDAD DE TALUDES.

La estabilidad de un talud permite equilibrio natural, el crecimiento de especies.

Mientras que la inestabilidad es un formador de suelos y geografía dinámica.

No es algo negativo es una situación que debe ser manejada.

Inestabilidad natural producto de saturación por escorrentía sub superficial.



Se hacen sentir

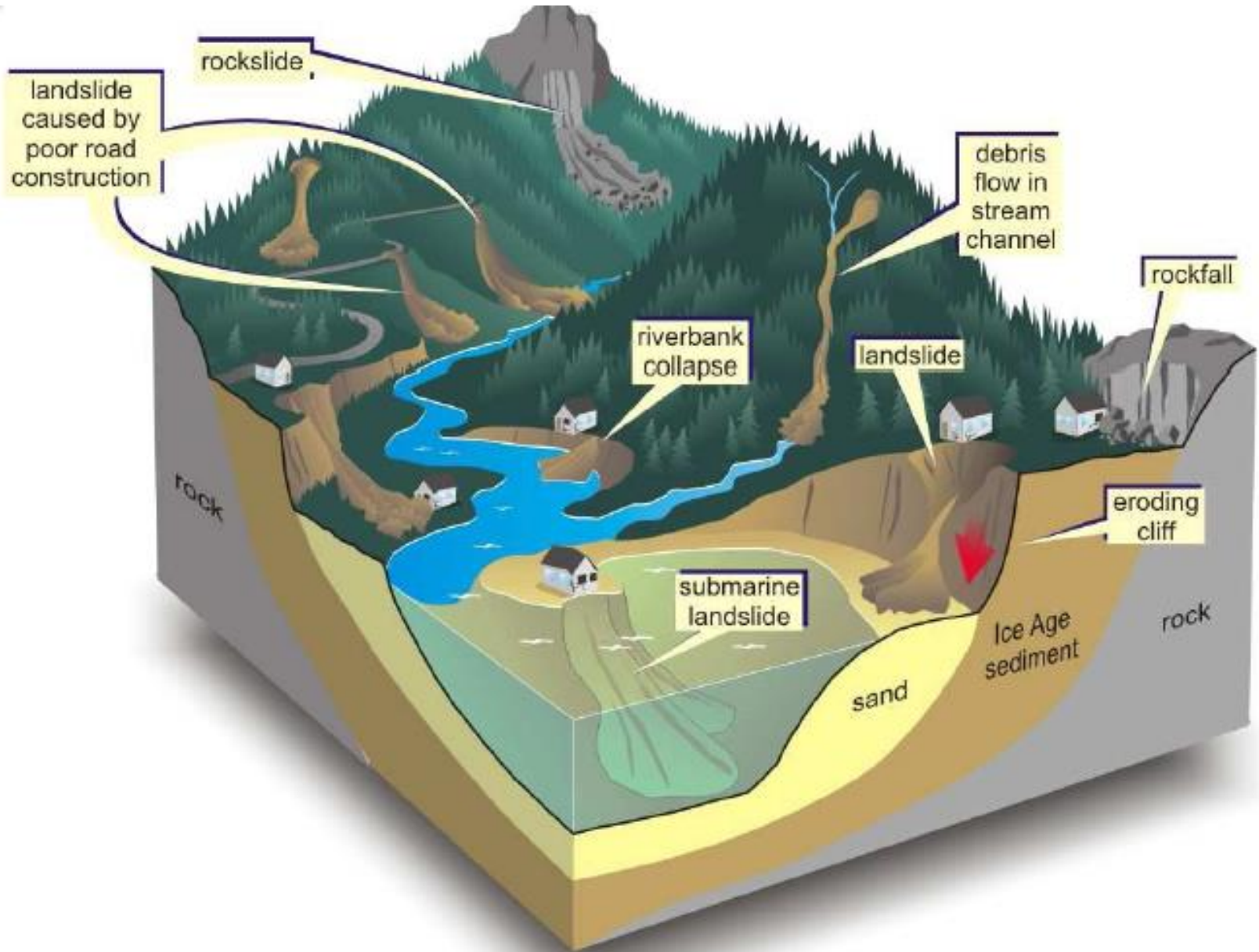


Avisan



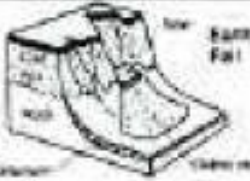
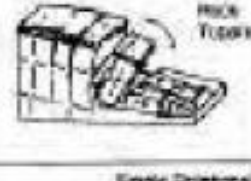
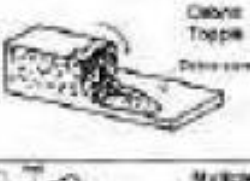










Existen

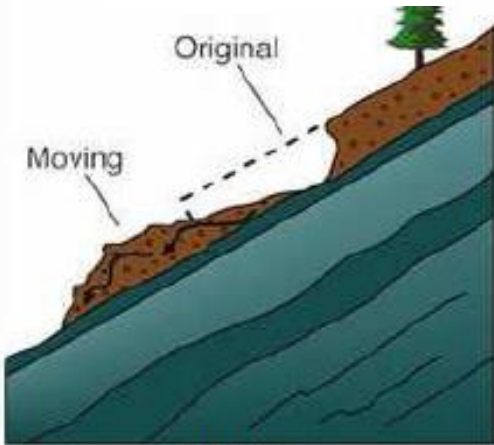






Material	ROCK	DEBRIS	EARTH
FALLS	 <p>Rock Fall</p>	 <p>Debris Fall</p>	 <p>Earth Fall</p>
	 <p>Rock Topple</p>	 <p>Debris Topple</p>	 <p>Earth Topple</p>
SLIDES	 <p>Single Rotational Rock Slide</p>	 <p>Multiple Rotational Debris Slide</p>	 <p>Successive Rotational Earth Slide</p>
	 <p>Rock Slide</p>	 <p>Debris Slide</p>	 <p>Earth Slide</p>
FLOWS	 <p>Spillaton Flow (fragile debris flow)</p>	 <p>Debris Flow</p>	 <p>Earth Flow (Mud Flow)</p>
	 <p>eg. Slump-Earthflow with rockfall debris</p>	 <p>eg. Composite, non-circular part rotational part translational slide grading to earthflow at toe</p>	

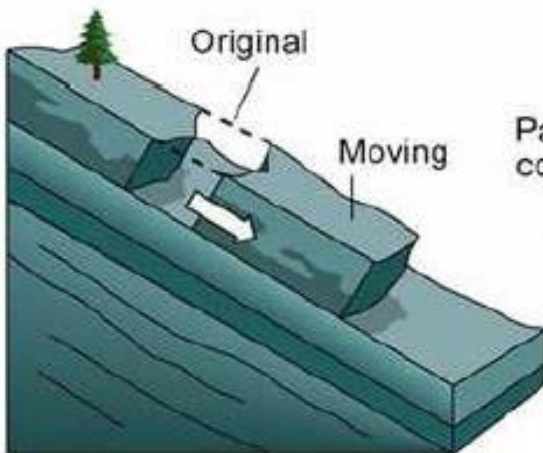
Flujo rápido



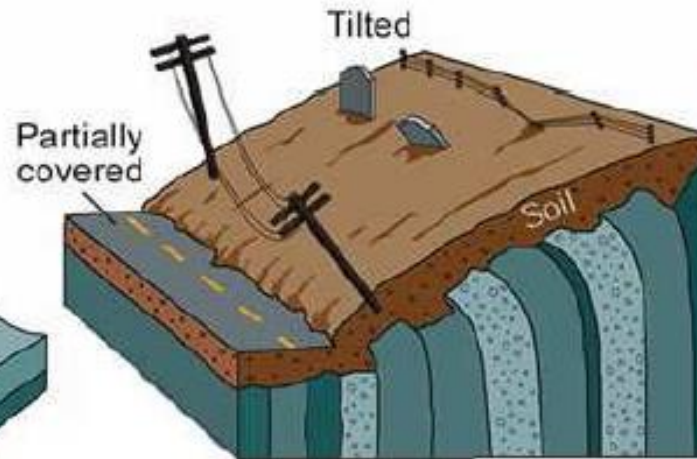
Volcamiento



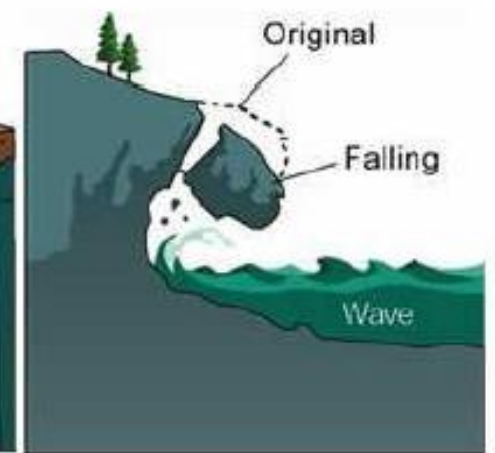
Deslizamiento circular



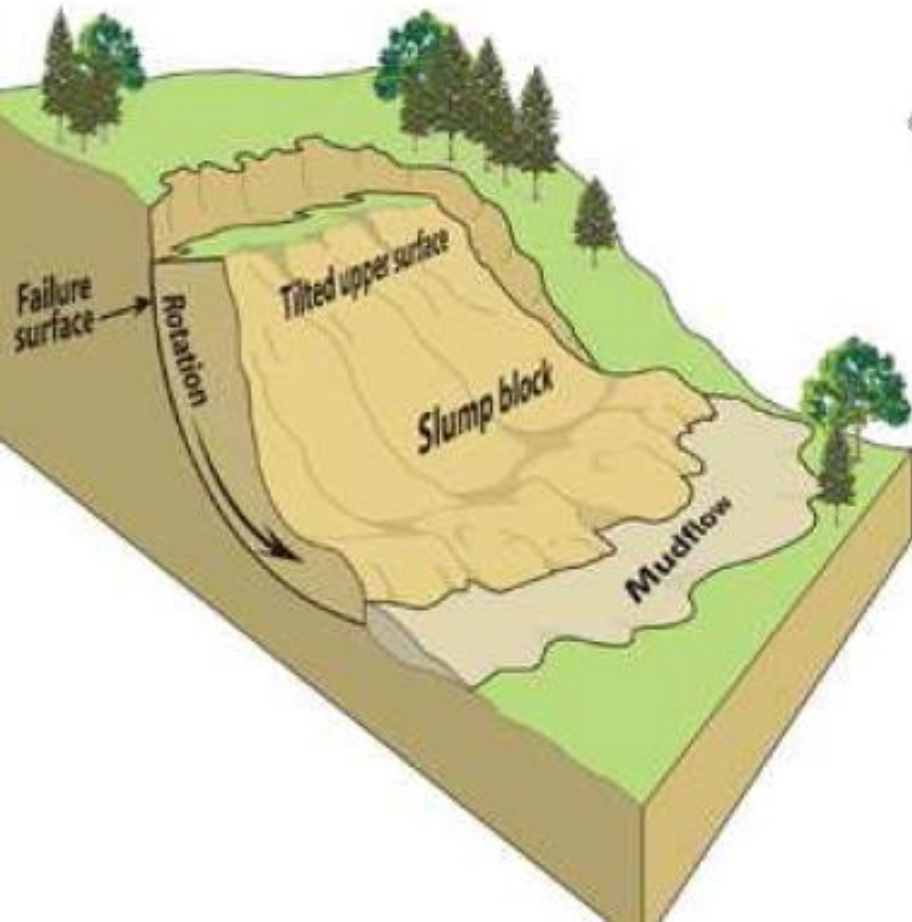
Deslizamiento en bloque



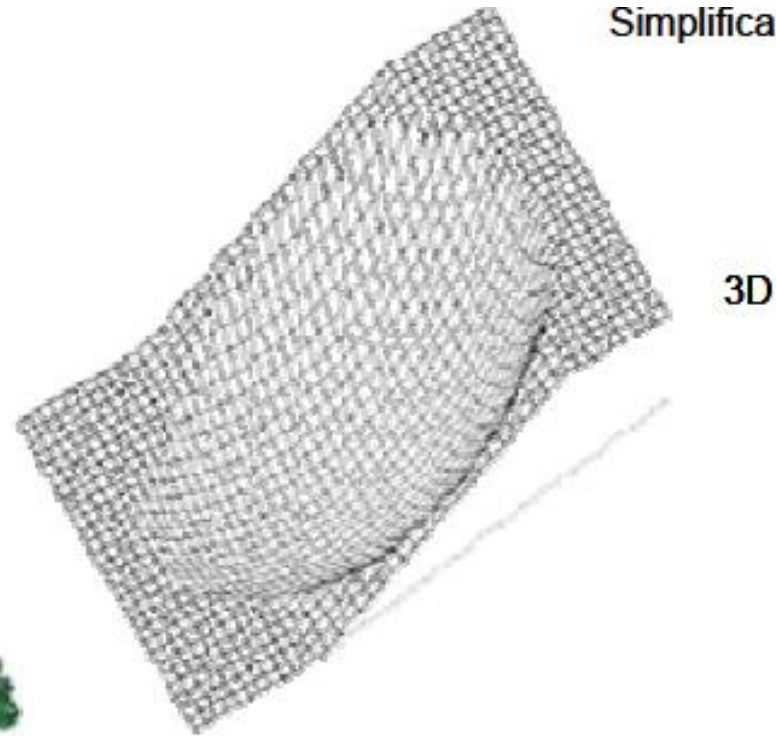
Flujo Lento



Caída



Simplificando aun más

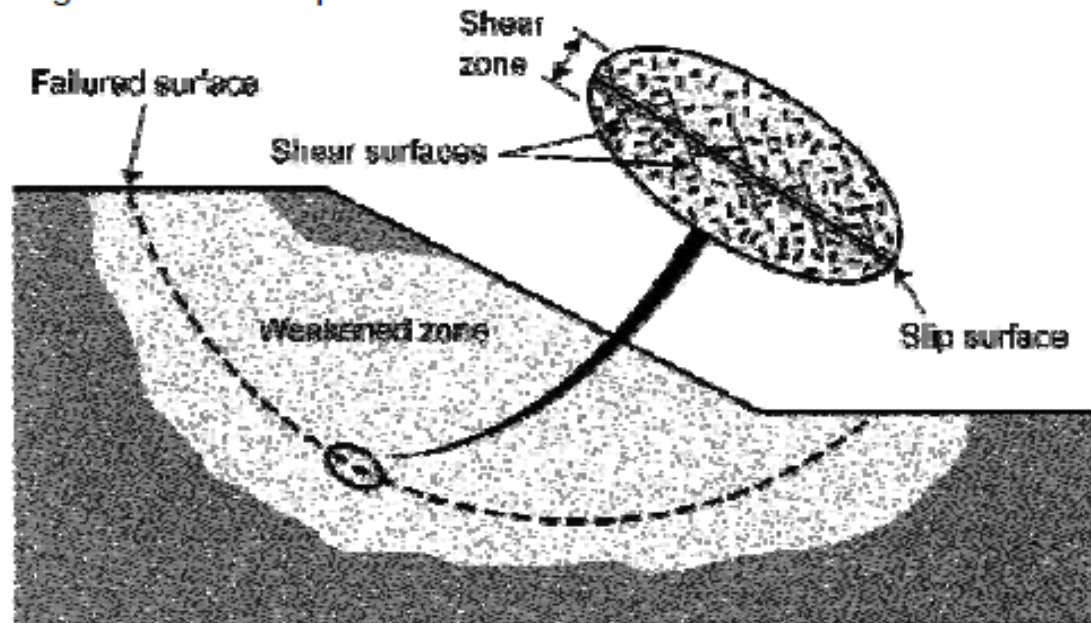


3D



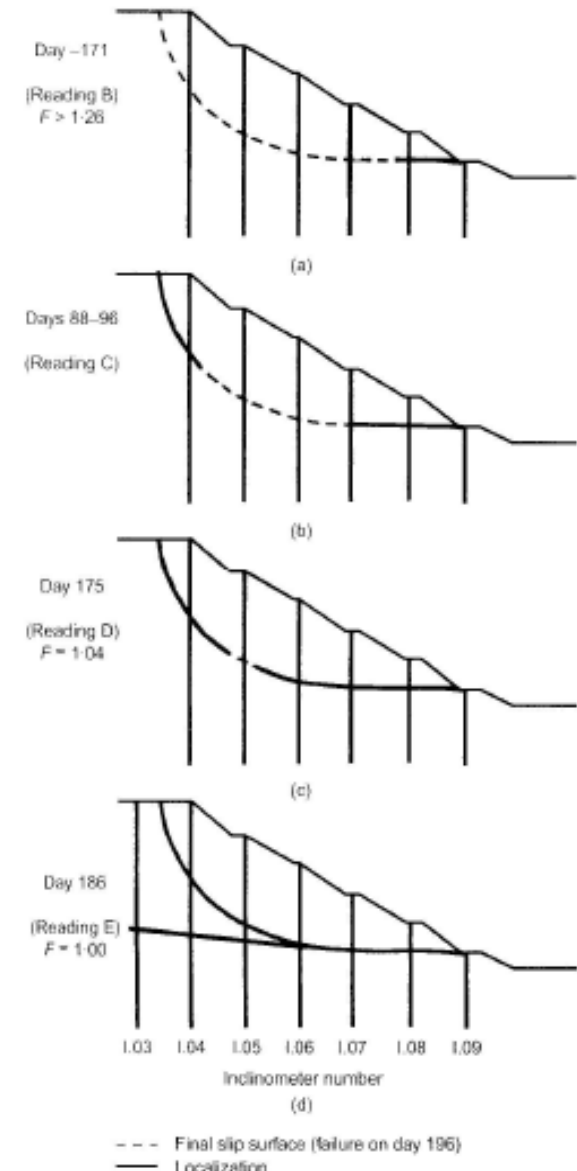
2D

Un movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Por lo tanto, las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican necesariamente que la masa sea inestable. La inestabilidad se produce como resultado de la falla de esfuerzo de corte en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento.

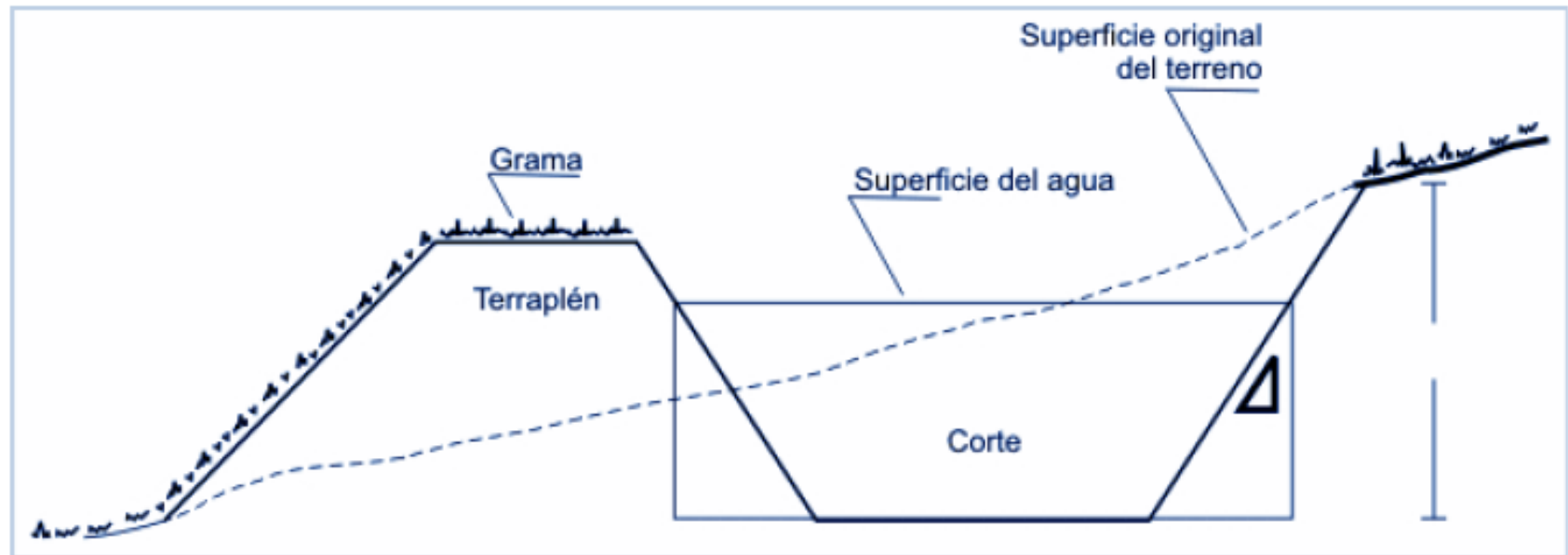


Cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en el suelo, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de estructuras de tierra como en la corrección de fallas.

Ej: Saturación de la masa de suelo; baja en los parámetros mecánicos; acción sísmica; incremento en carga aplicada; etc.



Para efectos de su estudio, los taludes pueden dividirse en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes)



DESPRENDIMIENTOS

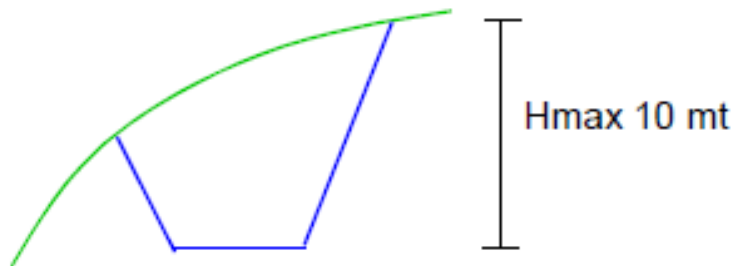
Tanto en los desprendimientos de roca como de suelo, la masa se mueve rápidamente a través del aire en caída libre. No existe un movimiento lento que precede al deslizamiento.

Se presenta principalmente en rocas afectadas por desintegración y descomposición, actuando en planos o sectores mas débiles.

La experiencia ha indicado la conveniencia de ejecutar la construcción de taludes en roca según algunos de los siguientes tipos.



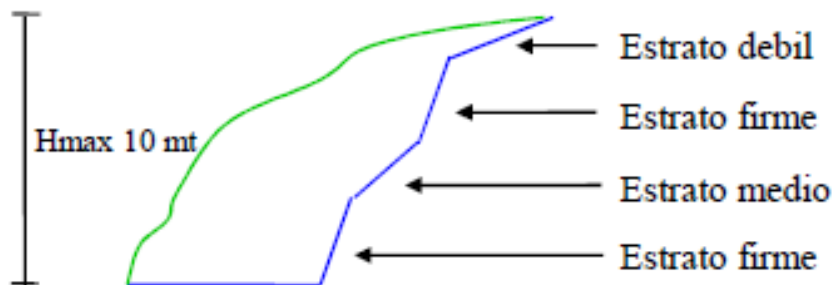
1.1 TALUD DE INCLINACIÓN UNIFORME



RECOMENDACIONES

Este sistema es recomendado cuando las propiedades mecánicas y la acción climática sobre la roca es relativamente uniforme a través de la sección considerada

1.2 TALUD DE INCLINACIÓN VARIABLE



La inclinación variable se usa cuando existen estratos de diferentes características en la sección considerada.

Los estratos más débiles tendrán una inclinación de talud mayor











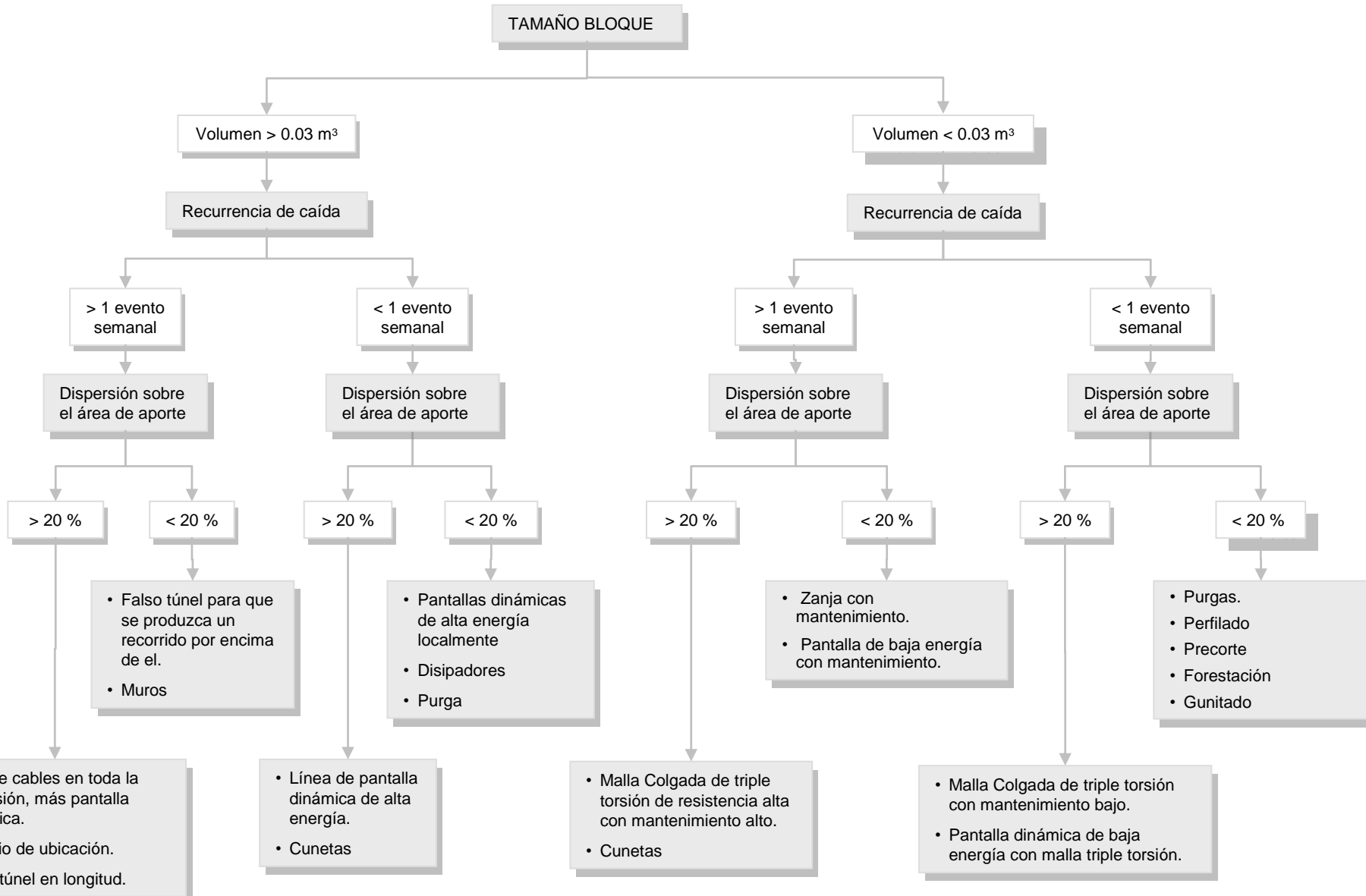






SISTEMAS DE CONTENCIÓN.

ELECCIÓN DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN. (López y Castro 2007).



DESLIZAMIENTOS

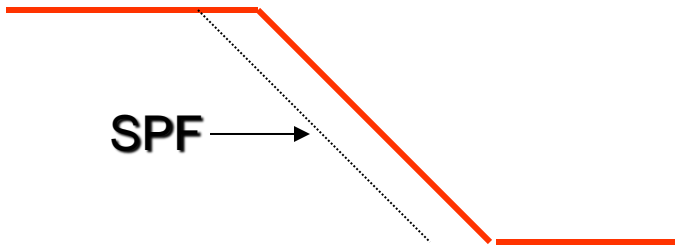
En los deslizamientos el movimiento de la masa es el resultado de una **falla de corte a lo largo de una o o varias superficies.**

Se presenta en **materiales con comportamiento elástico o semi elástico.**

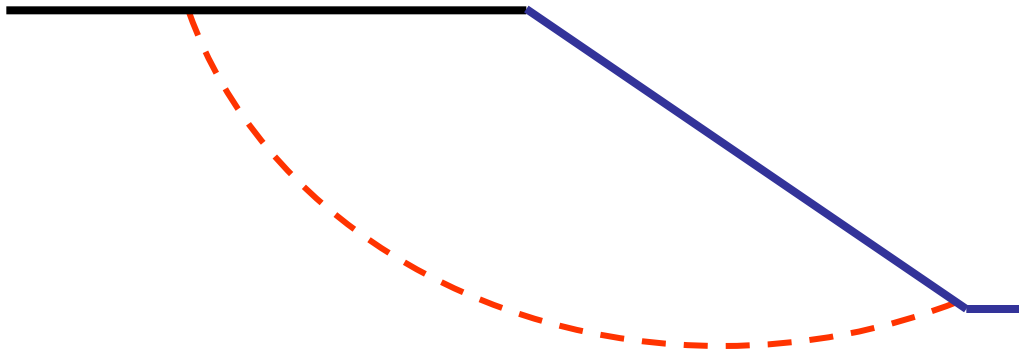
El tipo de superficie de deslizamiento por la cual se produce la falla, depende básicamente del **ángulo de inclinación del talud, de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno del suelo ϕ .**



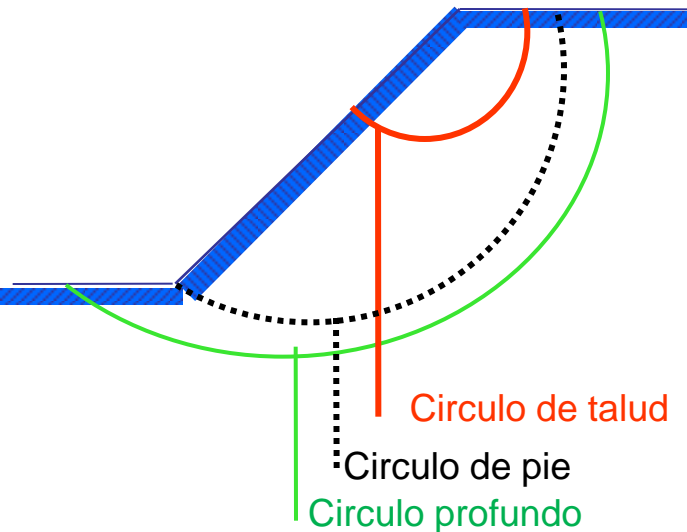
- 1.- Rotura por talud infinito: Se habla de talud infinito cuando el **espesor del material inestable es pequeño respecto a la altura del talud**.
La superficie de deslizamiento es paralela a la del talud.



- 2.- Rotura por talud finito: En este caso la **SPF se aproxima al manto de un cilindro**, por lo tanto es de tipo circular y esta definida por un radio (R) y un centro (O) (Generalmente propio de suelos con $c=0$)



RECOMENDACIONES

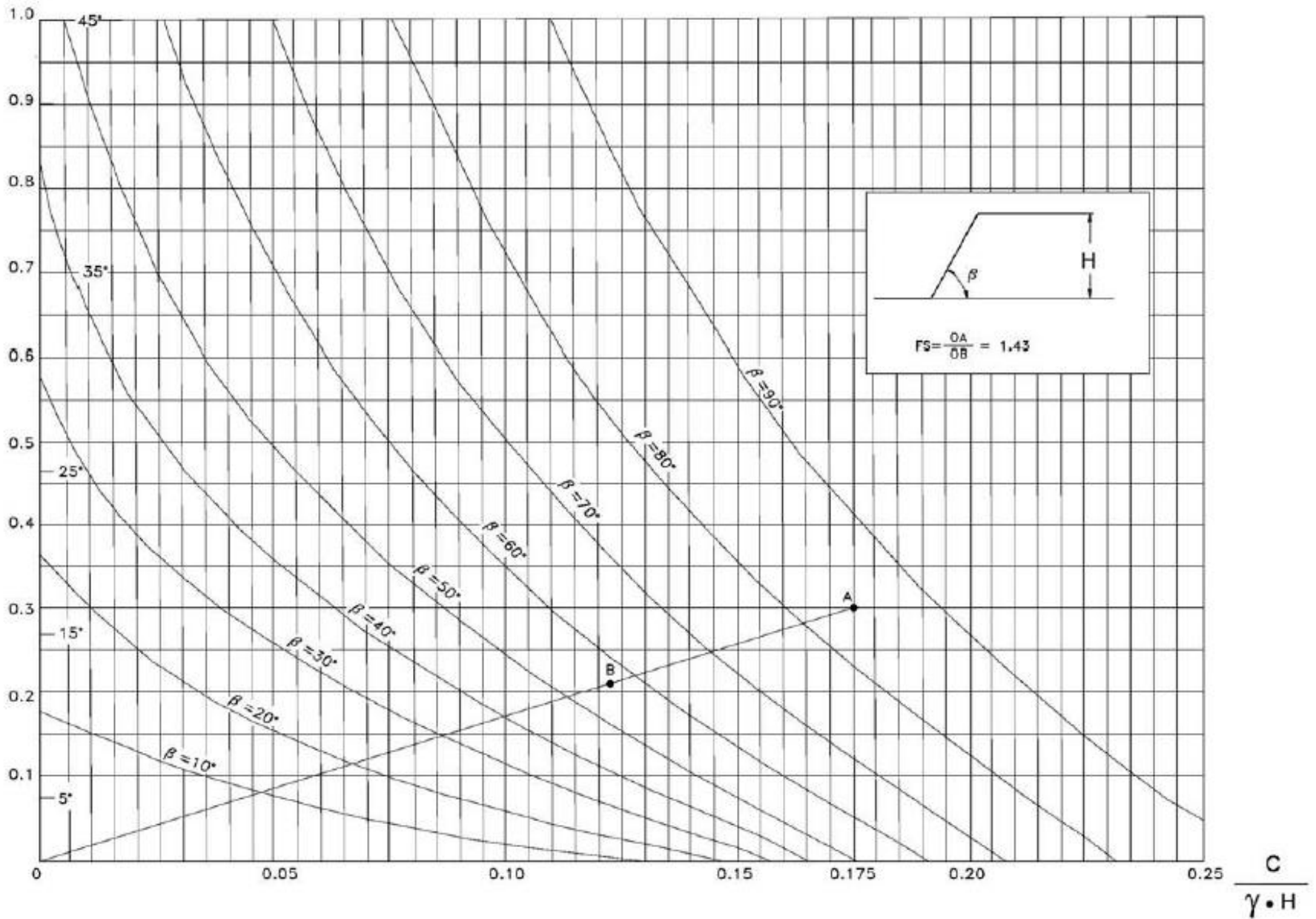


La mayor parte de las teorías cuantitativas supone que la superficie de falla es un cilindro de sección circular. En la realidad esta superficie es de sección compuesta, cuya forma depende principalmente del tipo de suelo. Sin embargo se facilita el cálculo suponiendo falla en círculo y el error no es de importancia.

Se puede indicar que para altos valores de β y/o de ϕ el círculo de falla es de pie. Para bajos valores de ϕ y suelos predominantemente cohesivos se puede producir una falla de círculo profundo. A modo de indicación muy general se pueden indicar las siguientes tipos de falla:

INCLINACION DEL TALUD β	FRICCION INTERNA ϕ	TIPO DE FALLA
Mayor de 45°		Círculo de pie o talud
30° - 45°	menor de 5° mayor de 5°	Círculo profundo Círculo de pie
15° - 30°	menor de 10° mayor de 10°	Círculo profundo Círculo de pie

$\text{tg } \phi$



FACTOR DE SEGURIDAD – METODO GRAFICO

Los trabajos de Fellenius y Taylor están resumidos en el ábaco de la Lámina 3.602.302.B, mediante el cual se puede calcular fácilmente el factor de seguridad estático a la falla por deslizamiento en suelos homogéneos. En ordenadas se encuentra el ángulo de fricción interna del suelo ϕ , expresado en grados o en su tangente correspondiente y en el rango de 0 a 45°. En abscisas se ha colocado la expresión adimensional:

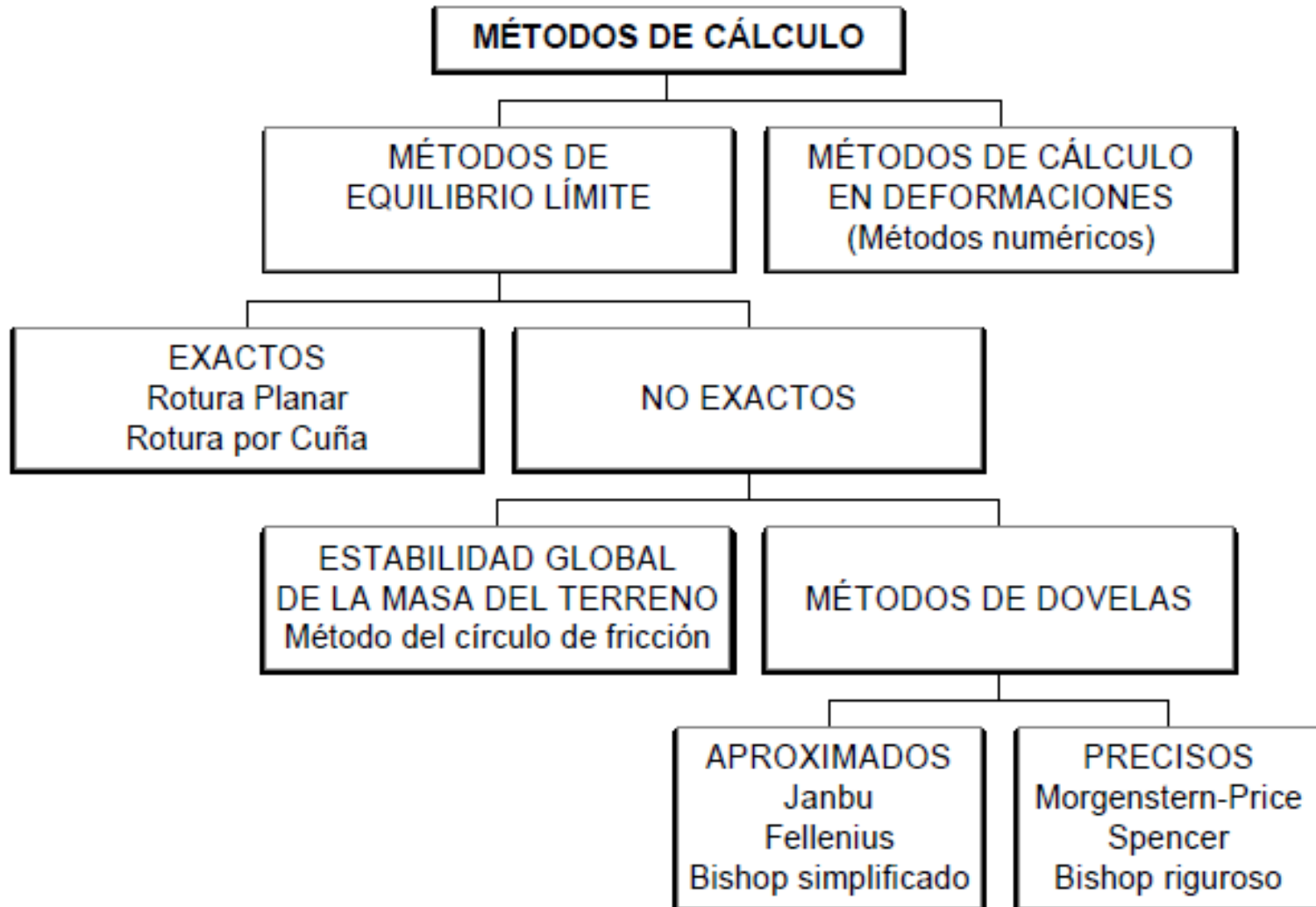
$$\frac{c}{\gamma \cdot H}, \text{ en la que}$$

- γ : densidad natural del suelo en T/m^3
 c : cohesión en T/m^2
 H : altura del corte en m

El ábaco contiene una familia de curvas que corresponden a diferentes inclinaciones β del talud del corte, variando de 10° en 10° para el rango de $\beta = 10^\circ$ a $\beta = 90^\circ$. Para valores intermedios resulta fácil interpolar linealmente.

Para determinar el factor de seguridad al deslizamiento, se coloca en el ábaco el punto A, que corresponde al problema en cuestión y que tiene las coordenadas $(\frac{c}{\gamma \cdot H}, \text{tg } \phi)$. Este punto se une con el origen O, obteniendo la recta OA.

Esta recta o su prolongación corta a la curva β correspondiente a la inclinación del talud en el punto B. El factor de seguridad al deslizamiento quedará expresado por la relación entre la magnitud OA y la magnitud OB, obtenidos del gráfico. Esto es $F.S. = \frac{OA}{OB}$



ESTABILIDAD EN TALUDES INFINITOS

- Se habla de talud infinito cuando el espesor del material inestable es pequeño respecto a la altura del talud.
- La superficie de deslizamiento es paralela a la del talud.

Suponemos que el talud tiene una gran extensión en la dirección normal a la sección indicada, por lo que se consideran únicamente los esfuerzos sobre las tres caras de este elemento. Sin embargo, con un talud infinito es lógico suponer que **los esfuerzos sobre las dos caras verticales son iguales y se equilibran.**

Si el suelo esta seco y no tiene cohesión

($c = 0$; $u = 0$; $\gamma = \gamma_d$; $\phi \neq 0$)

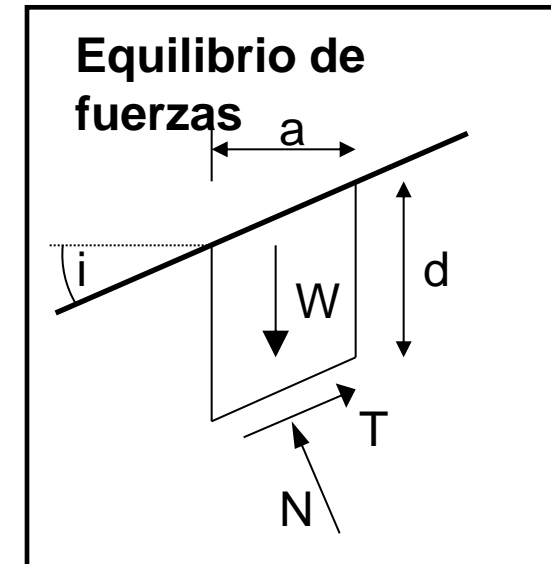
Arena seca

- Superficie de falla plana y paralela al talud
- Masa que desliza de pequeño espesor
- Tensiones en caras verticales iguales y opuestas

$$T = W \cdot \text{sen } i \quad ; \quad N = W \cdot \text{cos } i \quad ; \quad W = \gamma_d \cdot a \cdot d$$

$$FS = \frac{N \cdot \tan \phi}{W \cdot \text{sen } i} = \frac{W \cdot \text{cos } i \cdot \tan \phi}{W \cdot \text{sen } i}$$

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan i} \Rightarrow i_{\text{máx}} = \phi$$



Si se moviliza toda la resistencia al corte ($FS = 1$), el talud será estable si $i = \phi$.
Donde i es el **ángulo de reposo**

Si el suelo no está seco y no tiene cohesión

($c = 0$; $u \neq 0$; $\phi \neq 0$)

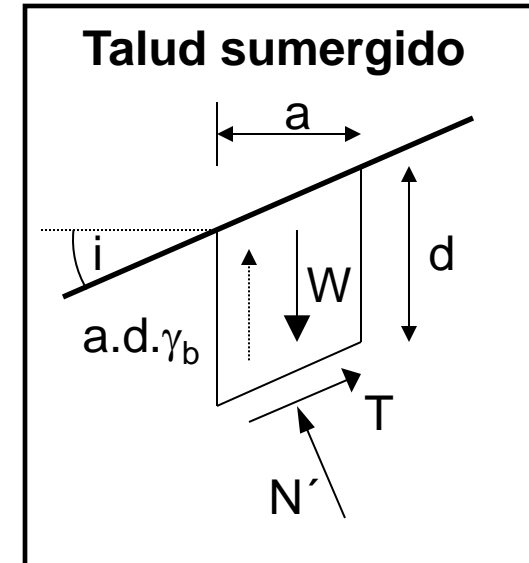
Arena sumergida

- Superficie de falla plana y paralela al talud
- Masa que desliza es de pequeño espesor
- No existe flujo de agua en el interior

$$T = W' \cdot \text{sen } i \quad ; \quad N' = W' \cdot \text{cos } i \quad ; \quad W' = \gamma' \cdot a \cdot d$$

$$FS = \frac{N' \cdot \tan \phi}{W' \cdot \text{sen } i} = \frac{W' \cdot \text{cos } i \cdot \tan \phi}{W' \cdot \text{sen } i}$$

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan i} \Rightarrow i_{\text{máx}} = \phi'$$



$$W' = \gamma_{\text{sat}} \cdot a \cdot d - \gamma_w \cdot a \cdot d$$

$$W' = \gamma' \cdot a \cdot d$$

SI EL SUELO TIENE PRESIÓN DE POROS, ESTA SATURADO Y CON COHESIÓN

- a) $N+U = W \cdot \cos\beta$
- b) $T = W \cdot \sin\beta$
- c) $U = u \cdot \frac{b}{\cos(\beta)}$
- d) $W = b \cdot z \cdot \gamma_{sat}$

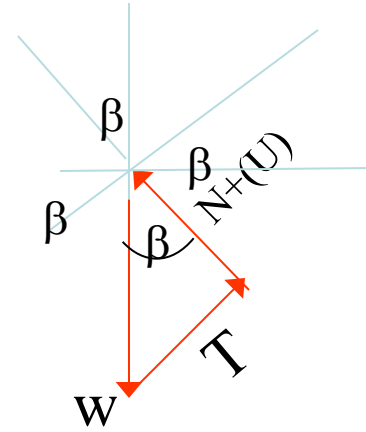
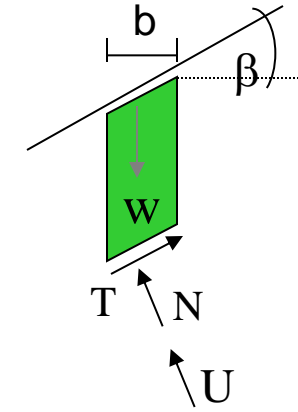
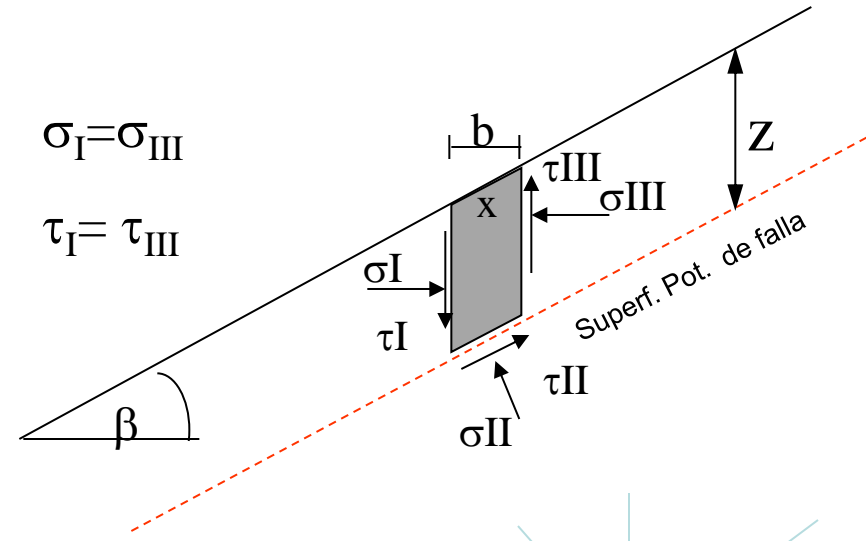
$$T = W \cdot \sin(\beta)$$

$$T = b \cdot z \cdot \gamma_{sat} \cdot \sin(\beta)$$

$$t = \frac{T}{x} = \frac{T}{\frac{b}{\cos(\beta)}} = \frac{T \cos(\beta)}{b}$$

$$\therefore N' = W \cdot \cos(\beta) - U$$

$$N' = b \cdot z \cdot \gamma_{sat} \cdot \cos(\beta) - u \cdot \frac{b}{\cos(\beta)}$$



$$\cos(\beta) = \frac{b}{x}$$

$$x = \frac{b}{\cos(\beta)}$$

$$t = \frac{T}{x} \quad u = \frac{U}{x}$$

$$U = u \cdot x$$

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas solici tantes}}$$

$$FS = \frac{\tau}{t}$$

$$FS = \frac{\sigma \cdot \text{tg}(\phi) + c}{T \cos(\beta) / b}$$

$$FS = \frac{N \cdot \cos(\beta) / b \cdot \text{tg}(\phi) + c}{T \cos(\beta) / b}$$

$$FS = \frac{(b \cdot z \cdot \gamma_{sat} \cdot \cos(\beta) - u \frac{b}{\cos(\beta)}) \cdot \cos(\beta) / b \cdot \text{tg}(\phi) + c}{(b \cdot z \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{sen}(\beta) \cos(\beta) / b)}$$

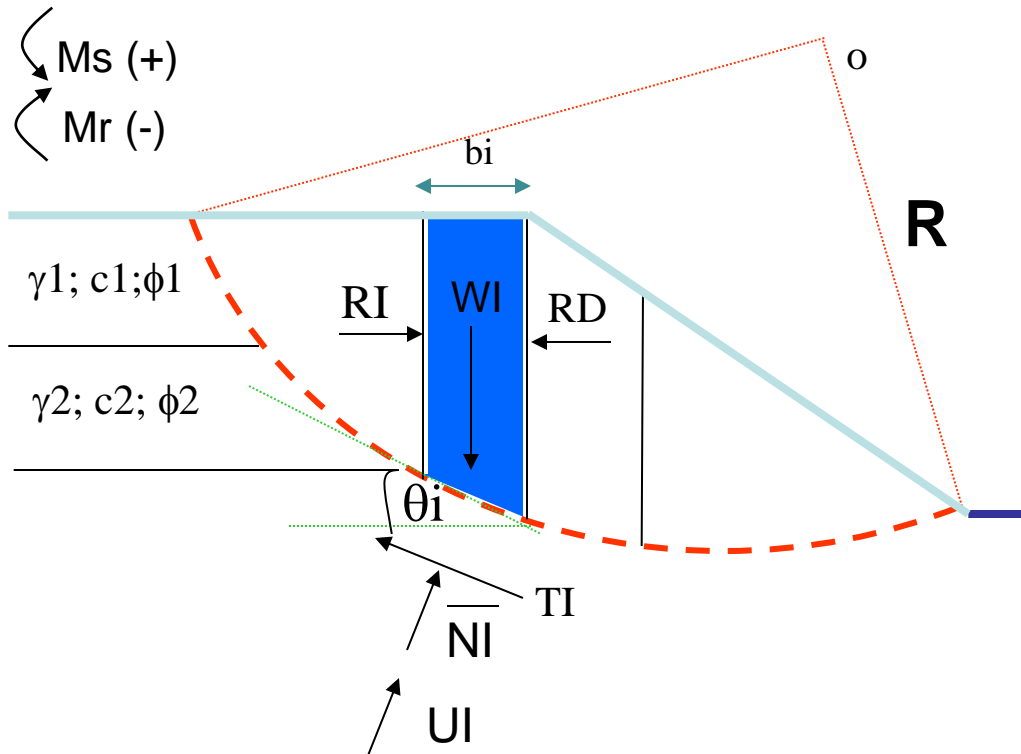
$$FS = \frac{(z \cdot \gamma_{sat} \cdot \cos^2(\beta) \cdot u) \cdot \text{tg}(\phi) + c}{z \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{sen}(\beta) \cos(\beta)}$$

$$FS = \frac{u \cdot \text{tg}(\phi)}{\tan(\beta)} + \frac{c}{z \cdot \gamma_{sat} \cdot \tan(\beta) \cos^2(\beta)}$$

2.- FALLA CIRCULAR

COMPORTAMIENTO EN SUELOS ϕ , C.

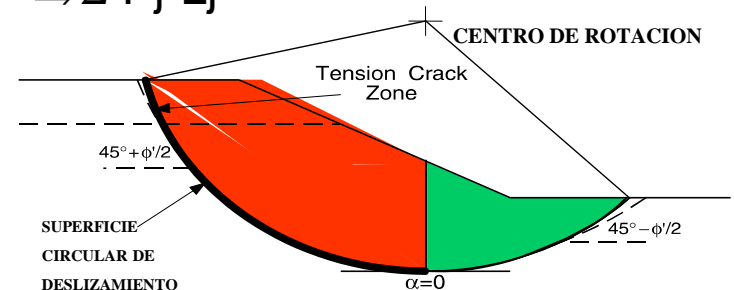
En este caso la SPF es el manto de un cilindro y por lo tanto es de tipo circular estando definida por un radio (R) y un centro (O).



Si existe fuerza adicional resistente (muro, pilote u otro) en el pie del talud se toma como Q.

$$FS = \frac{\sum Fr}{\sum Fs} = \frac{\sum (c \cdot \Delta li + N \cdot \overline{tg\phi})}{\sum T}$$

Si existen fuerzas exteriores distintas de la gravedad sobre la masa deslizante, el momento de estas fuerzas se incluye en Ms $\Rightarrow \sum P_j \cdot L_j$



ZONA DE
PRESION ACTIVA

ZONA DE
PRESION PASIVA

CIRCULO SUECO O DE FELLENIUS (1936)

$$N_i = N - U_i$$

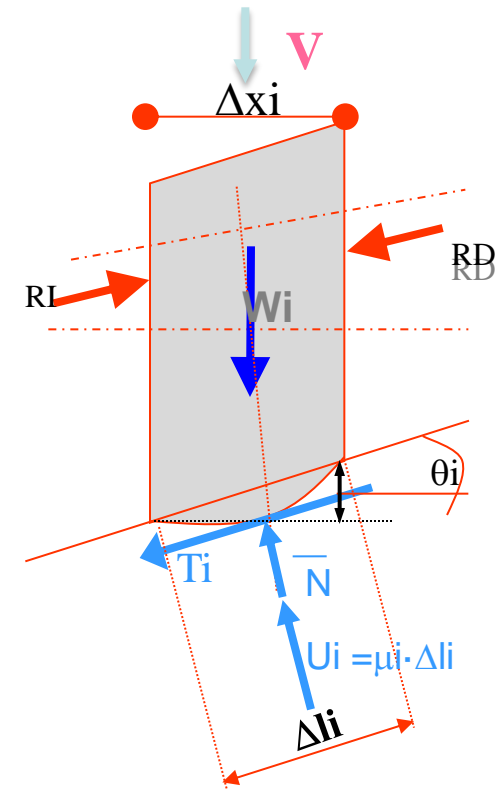
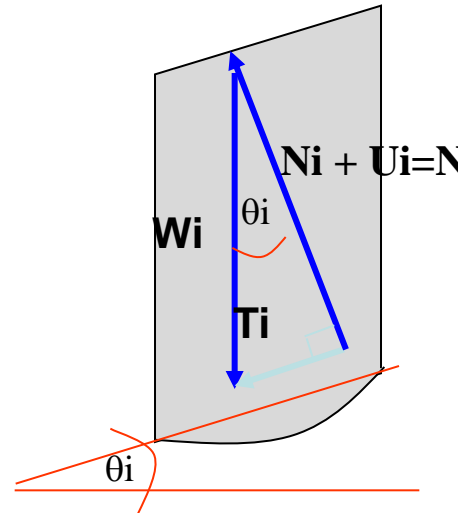
$$N_i = (W_i + V_i) \cdot \cos \theta_i - U_i$$

$$U_i = \mu_i \cdot \Delta l_i$$

$$\therefore F.S = \Sigma F_r / \Sigma F_s$$

$$F.S = \frac{c \cdot \Delta l_i + \Sigma (N - U) \cdot \operatorname{tg} \phi}{\Sigma T} \quad (1)$$

$$\Delta l_i \rightarrow \widehat{\Delta l_i}$$



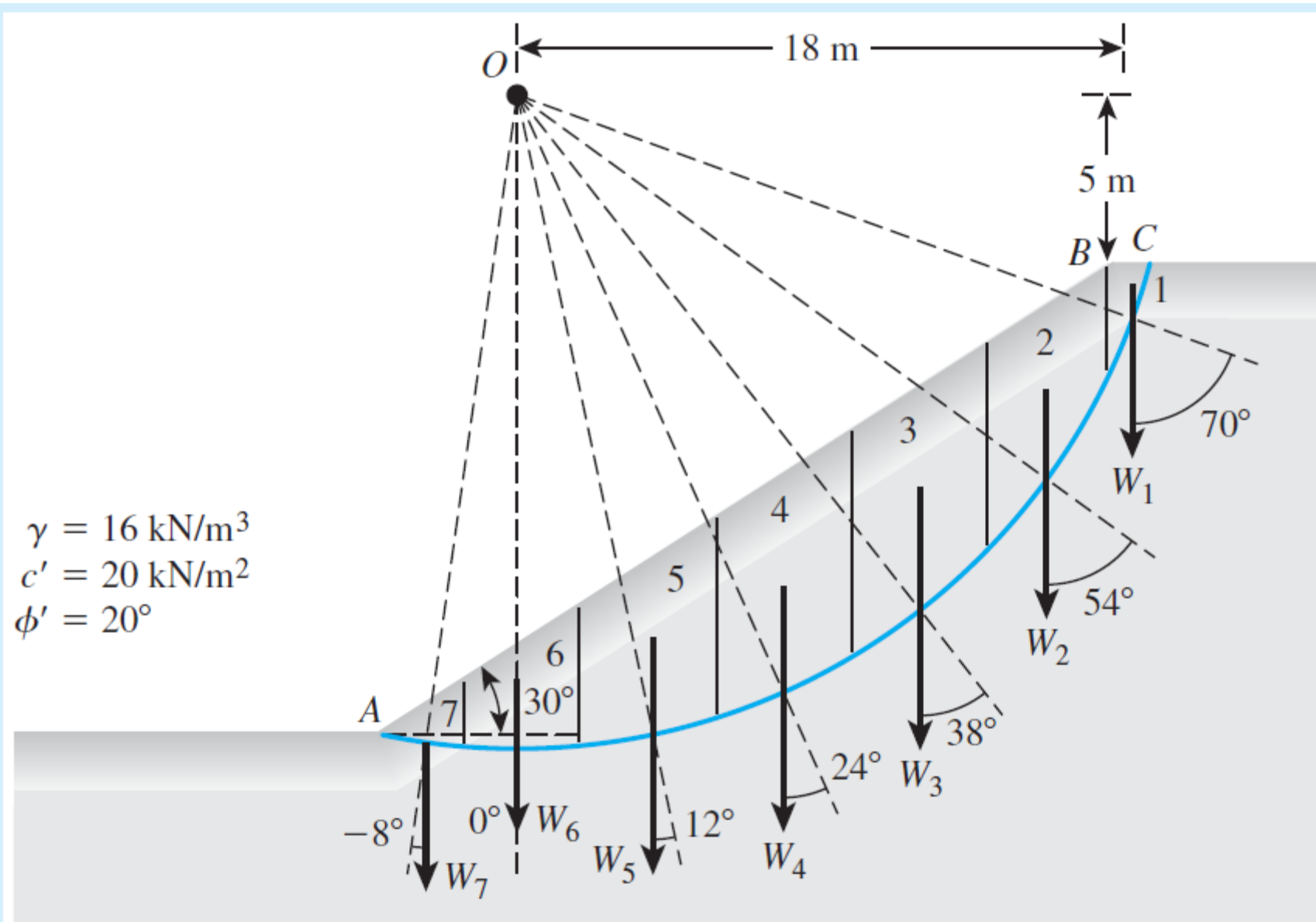
SI EXISTE NAPA SOBRE S.P.F

$$F.S = \frac{\Sigma c \cdot \Delta \cdot l_i + \Sigma (W_i \cdot \cos \theta_i - u_i \cdot \Delta l_i) \cdot \operatorname{tg} \phi}{\Sigma W_i \cdot \operatorname{sen} \theta_i}$$

Se supone que las fuerzas sobre las caras de las dovelas, tienen una resultante nula en la dirección normal al arco de deslizamiento para esa dovela

Si existe falla no drenada (suelos solamente cohesivos) $\phi=0$, ; $c = c_u = q_u/2$

$$F.S = \Sigma c \cdot \Delta \cdot l_i / \Sigma W_i \operatorname{sen} \theta$$



Solution

The sliding wedge is divided into seven slices. Now the following table can be prepared:

Slice no. (1)	W (kN/m) (2)	α_n (deg) (3)	$\sin \alpha_n$ (4)	$\cos \alpha_n$ (5)	ΔL_n (m) (6)	$W_n \sin \alpha_n$ (kN/m) (7)	$W_n \cos \alpha_n$ (kN/m) (8)
1	22.4	70	0.94	0.342	2.924	21.1	7.66
2	294.4	54	0.81	0.588	6.803	238.5	173.1
3	435.2	38	0.616	0.788	5.076	268.1	342.94
4	435.2	24	0.407	0.914	4.376	177.1	397.8
5	390.4	12	0.208	0.978	4.09	81.2	381.8
6	268.8	0	0	1	4	0	268.8
7	66.58	-8	-0.139	0.990	3.232	-9.25	65.9
					Σ Col. 6 = 30.501 m	Σ Col. 7 = 776.75 kN/m	Σ Col. 8 = 1638 kN/m

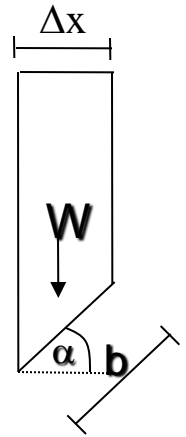
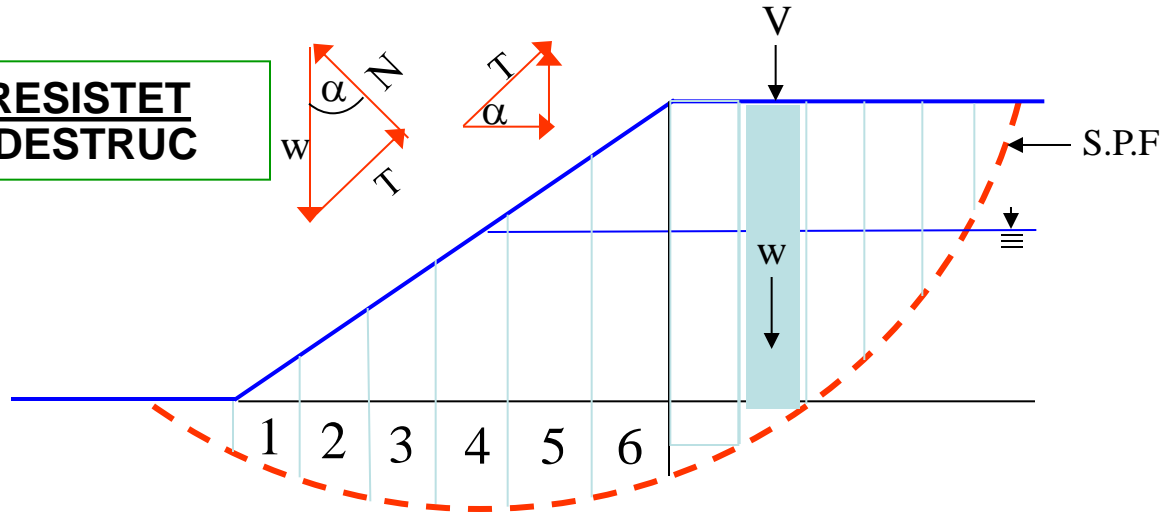
$$F_s = \frac{(\Sigma \text{ Col. 6})(c') + (\Sigma \text{ Col. 8})\tan \phi'}{\Sigma \text{ Col. 7}}$$
$$= \frac{(30.501)(20) + (1638)(\tan 20)}{776.75} = 1.55$$

$$\cos(\alpha) = \Delta x / b$$

$$b = \Delta x / \cos \alpha$$

METODO DE BISHOP (versión simplificada) 1956

$$F.S = \frac{\sum M. RESISTET}{\sum M. DESTRUC}$$



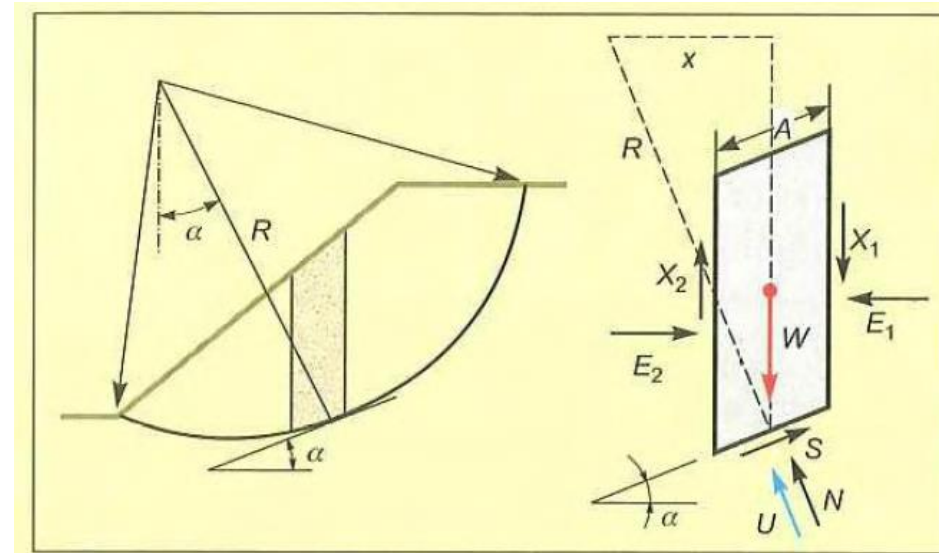
$$T_c = cb + N' \operatorname{tg} \phi$$

N-U

$$FS = \frac{\sum R(N \cdot \tan \phi + cb)}{\sum R((W + V) \cdot \operatorname{sen} \alpha)} \quad (1)$$

$$\sum F_v : N \cdot \cos \alpha - (W + V) + T_c \operatorname{sen} \alpha = 0 \quad (2)$$

$$\text{RESISTENCIA POR FRICCIÓN: } T_c = \frac{N \operatorname{tg} \phi}{F.S} \quad (3)$$



Reemplazando 3 en 2 y
dividiendo por $\cos \alpha$

$$N \cos \alpha - (W + V) + Tc \cdot \text{sen } \alpha = 0$$

$$N \cos \alpha - (W + V) + \frac{N \tan \phi}{FS} \cdot \text{sen } \alpha = 0$$

$$N \cos \alpha + N \frac{\tan \phi}{FS} \cdot \text{sen } \alpha - (W + V) = 0$$

:

$$N \left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi}{FS} \cdot \text{sen } \alpha \right) - (W + V) = 0$$

$$N \left(\frac{\cos \alpha}{\cos \alpha} + \frac{\tan \phi}{FS} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\cos \alpha} \right) = \frac{(W + V)}{\cos \alpha}$$

$$N = \frac{(W + V)}{\cos \alpha} \frac{1}{\left(1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{FS} \right)}$$

Reemplazando en ①

$$FS = \frac{\left(\frac{W + V}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{FS}} \right) \tan \phi + c \cdot \Delta x}{(W + V) \cdot \text{sen } \alpha}$$

(Según Lambe y Whitman Fig.24.14)

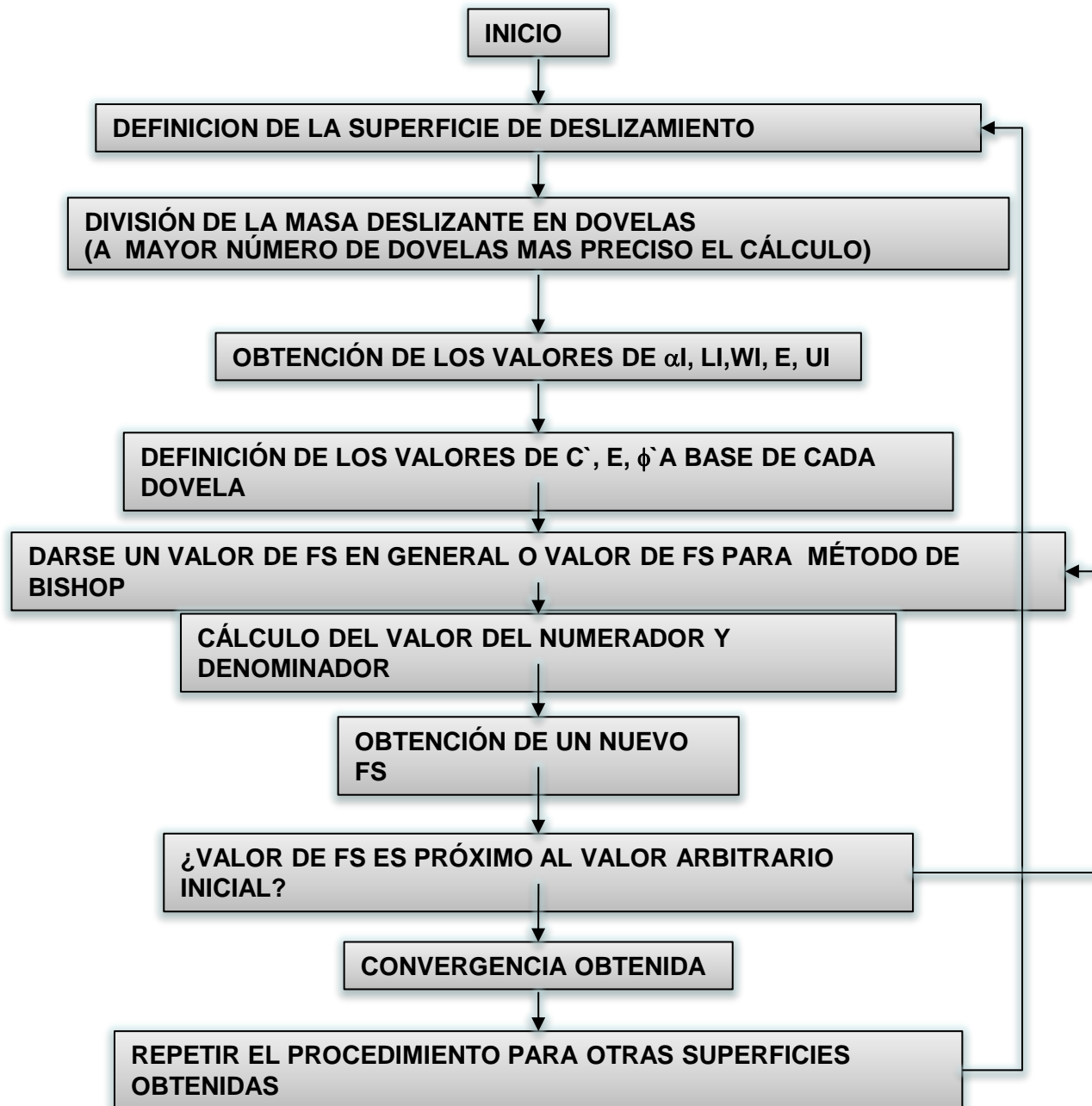
SE SUPONE QUE LAS FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE CARAS LATERALES DE DOVELAS, TIENEN UNA RESULTANTE NULA EN DIRECCIÓN VERTICAL

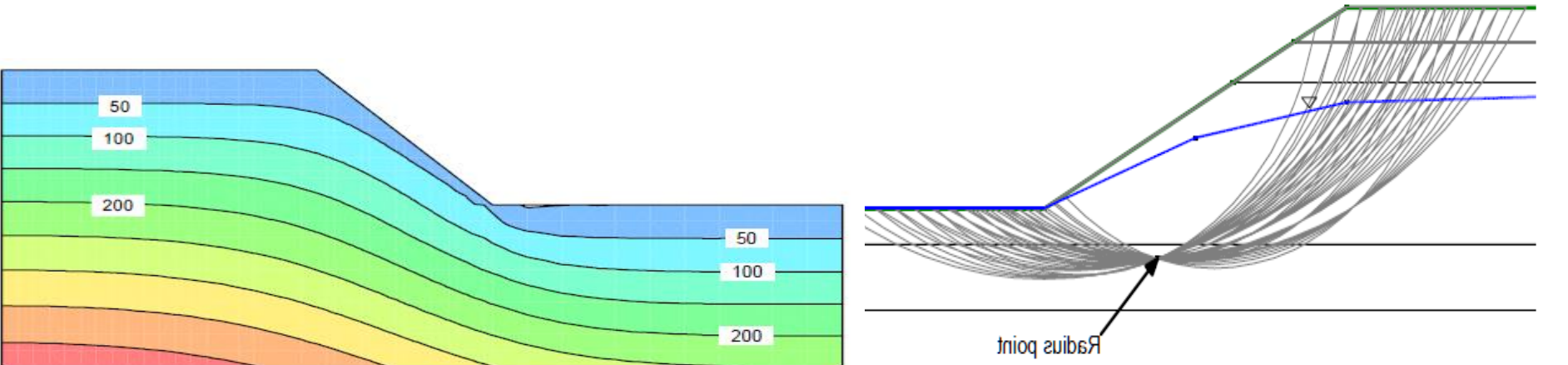
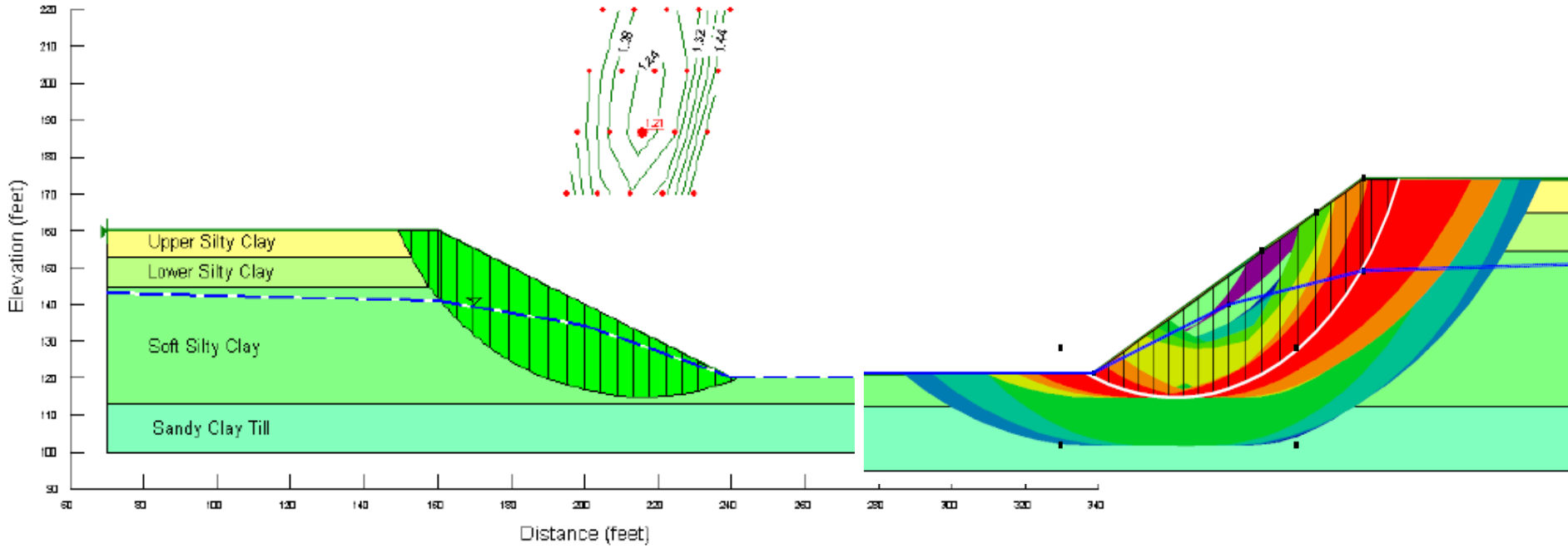
$$N_i = \frac{w_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{FS} c \Delta x_i \tan(\theta_i)}{\cos(\theta_i) \left[1 + \frac{\tan(\theta_i) \tan(\phi')}{FS} \right]}$$

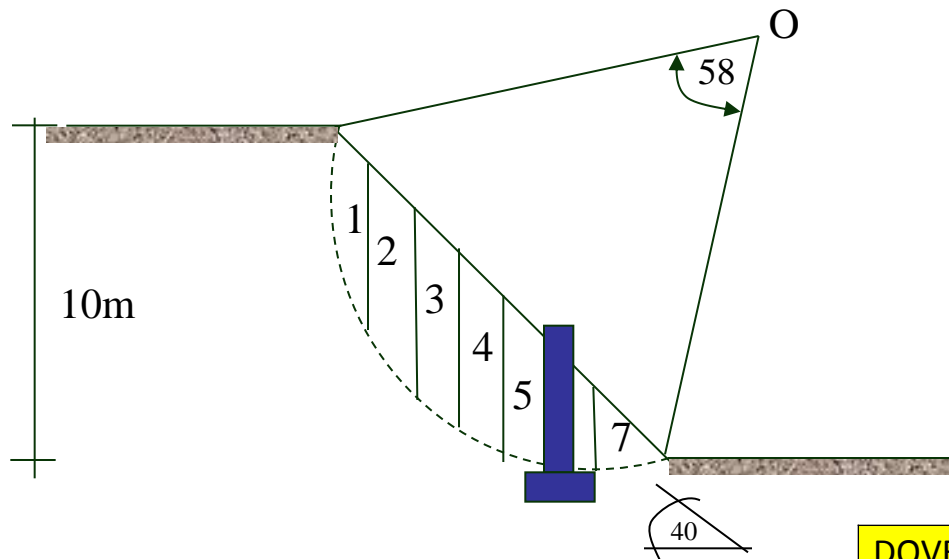
$$M_i(\theta) = \cos(\theta_i) \left(1 + \frac{\text{tg}(\theta_i) \text{tg}(\phi')}{FS} \right)$$

$$FS = \frac{\left[c \cdot \Delta x_i + (w_i - u_i \cdot \Delta x_i) \text{tg}(\phi') \right] \left[\frac{1}{M_i(\theta)} \right]}{\sum W \text{sen}(\theta_i)}$$

$$FS = \frac{\left[c \cdot \Delta x_i + (w_i - u_i \cdot \Delta x_i) \operatorname{tg}(\phi') \right] \left[\frac{1}{\cos(\theta_i) \left(1 + \frac{\operatorname{tg}(\phi') \operatorname{tg}(\theta_i)}{FS} \right)} \right]}{\sum W \operatorname{sen}(\theta_i)}$$







$c = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 25^\circ$
 $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$

$$FS = \frac{c \sum \Delta l_i + \sum N \operatorname{tg} \phi}{\sum W \operatorname{sen} \theta}$$

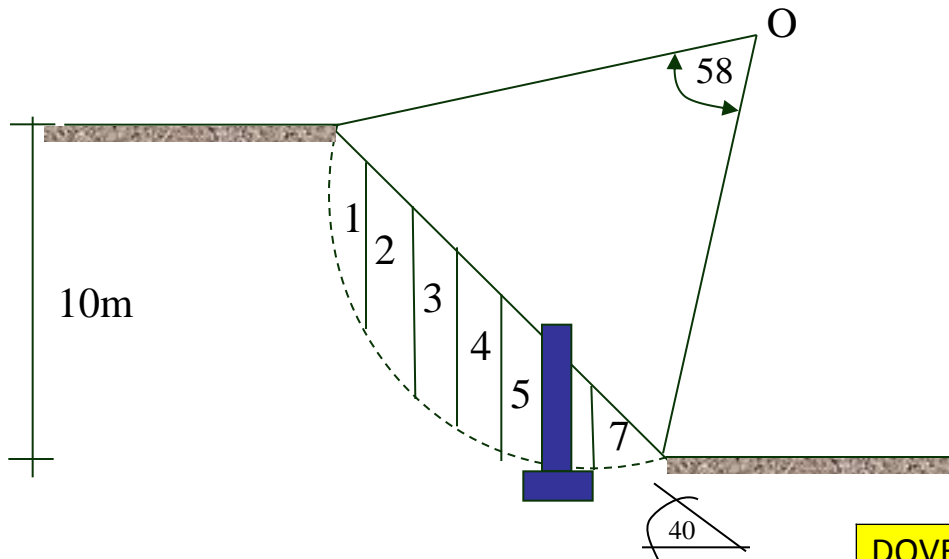
DOVELA	α_i	$D l_i$	W_i	$W \cos(\alpha)$	$W \operatorname{sen}(\alpha)$
1	61.3	3.3	5.4		
2	48.1	3.2	11.52		
3	40.4	2.6	12.46		
4	37	2.2	12.46		
5	24	2.1	10.08		
6	18.3	2.3	6.48	6.15	2.03
7	10.9	1.9	2.16	2.12	0.41

17.6 60.84 47.98 35.95

A) $FS = \frac{(2 \cdot 17,6) + (47,98 \cdot 0,47)}{35,95} = 1,6$

B) $FS = \frac{(2 \cdot (17,6 - 1,9 - 2,3)) + ((47,98 - 2,12 - 6,15) \cdot 0,47) + 20}{35,45 - (2,03 + 0,41)} = 1,96$

Se restan aquellos pesos que ya no existen por el muro y se suma muro



$C = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 25^\circ$
 $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$
 $E = 20 \text{ T/m}^2$

$$FS = \frac{c \sum \Delta l_i + \sum N \operatorname{tg} \phi}{\sum W \operatorname{sen} \theta}$$

DOVELA	α_i	$D l_i$	W_i	$W \cos(\alpha)$	$W \operatorname{sen}(\alpha)$
1	61.3	3.3	5.4		
2	48.1	3.2	11.52		
3	40.4	2.6	12.46		
4	37	2.2	12.46		
5	24	2.1	10.08		
6	18.3	2.3	6.48	6.15	2.03
7	10.9	1.9	2.16	2.12	0.41

17.6 60.84 47.98 35.95

A) $FS = \frac{(2 \cdot 17,6) + (47,98 \cdot 0,47)}{35,95} = 1,6$

B) $FS = \frac{(2 \cdot (17,6 - 1,9 - 2,3)) + ((47,98 - 2,12 - 6,15) \cdot 0,47) + 20}{35,45 - (2,03 + 0,41)} = 1,96$

Se restan aquellos pesos que ya no existen por el muro y se suma muro

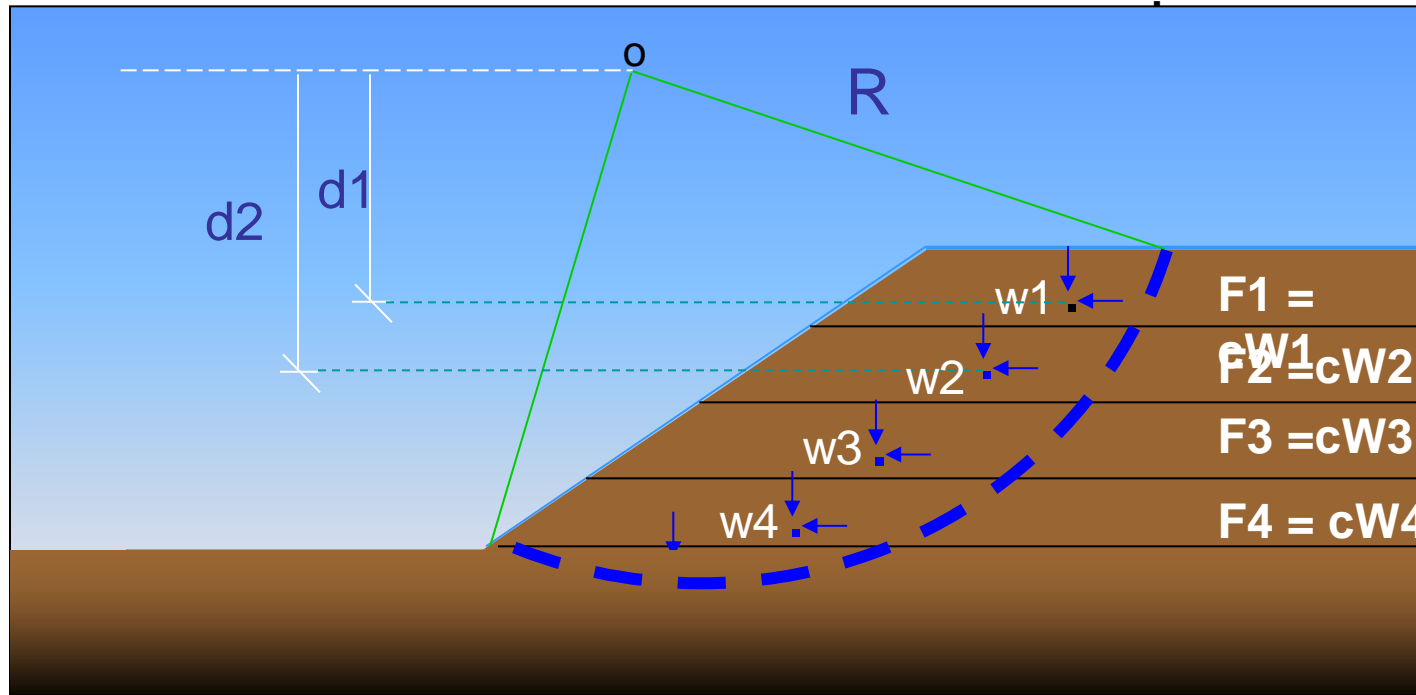
EFECTOS SISMICOS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

METODOSIMPLIFICADO

Momento motriz sísmico (M_{ms}) = $c \sum W_i d_i$

$F_i = C_i W_i$

Donde : $0.06 \leq C \leq 0.12$;
Situación anterior grandes



C : Coeficiente sísmico

W : Peso de cada estrato

d : Distancia vertical entre O y punto medio de cada estrato

$$\therefore M_{ms} = F_1 d_1 + F_2 d_2 + F_3 d_3 + F_4 d_4$$

$$\therefore F.S = \frac{M_{res}}{M_{vol} + c \sum W_i d_i}$$

ESTABILIDAD DE TERRAPLENES

CLASIFICACION DE FALLAS OBSERVADAS

- EROSIONES Y DESLIZAMIENTOS LOCALES POR FALLA AL CORTE EN TALUDES
- CORRIMIENTO DE MASA EN LADERAS DE CERRO
- ASENTAMIENTO POR DISMINUCION DE HUECOS DEL SUELO DE RELLENO
- HUNDIMIENTO POR CONSOLIDACION DEL SUELO DE FUNDACION
- FLUJO PLASTICO DEL SUELO DE FUNDACION
- ASENTAMIENTO BRUSCO POR VIBRACION Y LICUACION DEL SUELO DE FUNDACION

14.10 Fill slopes

- The strength of underlying materials often dictates the slope stability.

Table 14.10 Typical batters of fill slopes (Hoerner, 1990).

<i>Material</i>	<i>Slope batters (Vertical : Horizontal)</i>
Hard rock fill	IV: 1.5H to IV: 1H
Weak rock fill	IV: 2H to IV: 1.25H
Gravel	IV: 2H to IV: 1.25H
Sand	IV: 2.5H to IV: 1.5H
Clay	IV: 4H to IV: 1.5H

- Table assumes no surcharge at the top.
- A guide only. Depends on risk acceptable, surcharge, water table and ground underlying embankment. Slope stability analysis required.

EROSIONES Y DESLIZAMIENTOS LOCALES POR FALLA AL CORTE EN TALUDES

Este tipo de fallas se manifiesta debido a fallas por corte con desplazamientos y grietas de tracción en el coronamiento del terraplén. Se presentan fundamentalmente en suelos finos con alto contenido de finos.

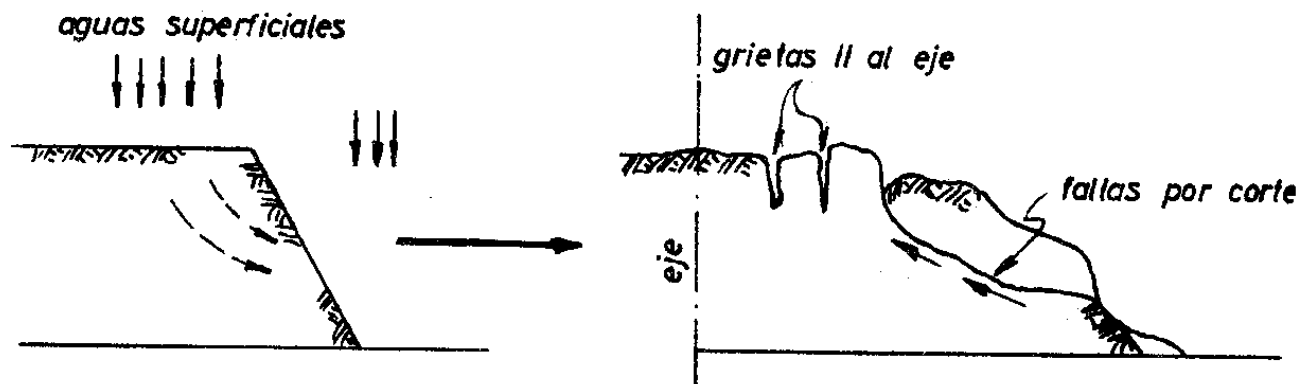
La causa principal de este fenómeno es la acción del agua superficial, que se infiltra y erosiona en el material de relleno, produciendo los siguientes efectos:

- **Disminución De La Fricción Interna Del Suelo Por Saturación De Los Finos**
- **Aumento De Peso De La Masa De Suelo**
- **Generación De Presión Hidrostática**
- **Debilitamiento De La Superficie De Corte Por Socavación.**

PRECAUCIONES

Estabilizar e impermeabilizar bermas y taludes (materia vegetal, asfalto, etc.)

Canalización de las aguas superficiales a través de cunetas , soleras, bajadas revestidas, etc. (con impermeabilización)

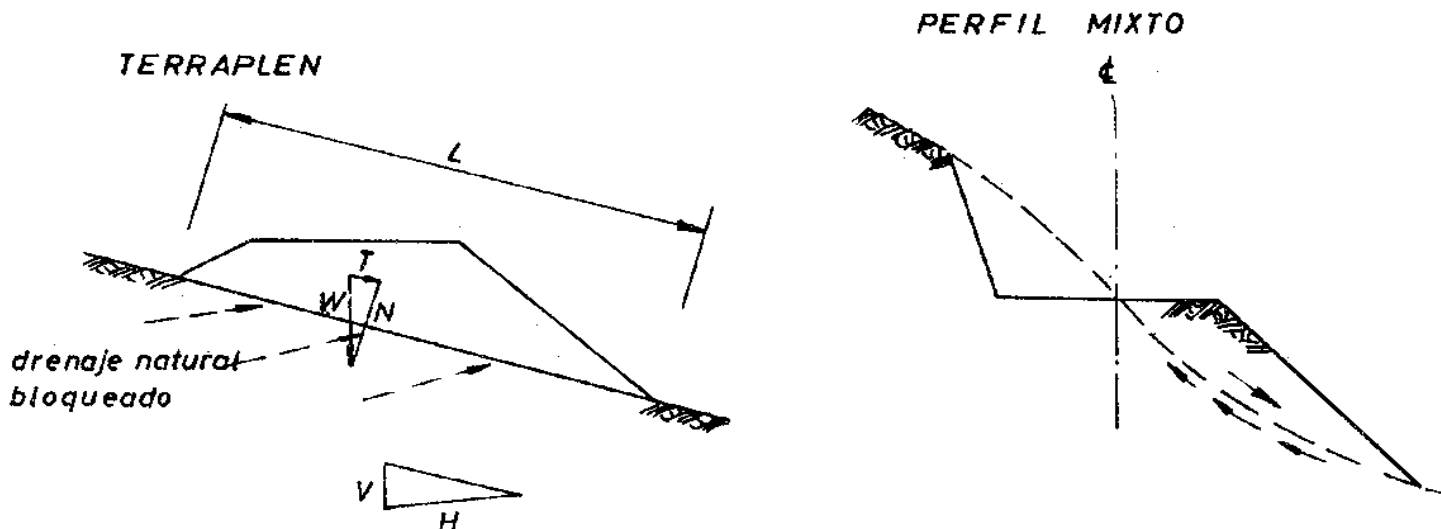


CORRIMIENTOS DE MASAS EN LADERAS DE CERROS

La construcción de terraplenes sobre planos inclinados viene normalmente acompañada de corrimientos de masas de suelo.

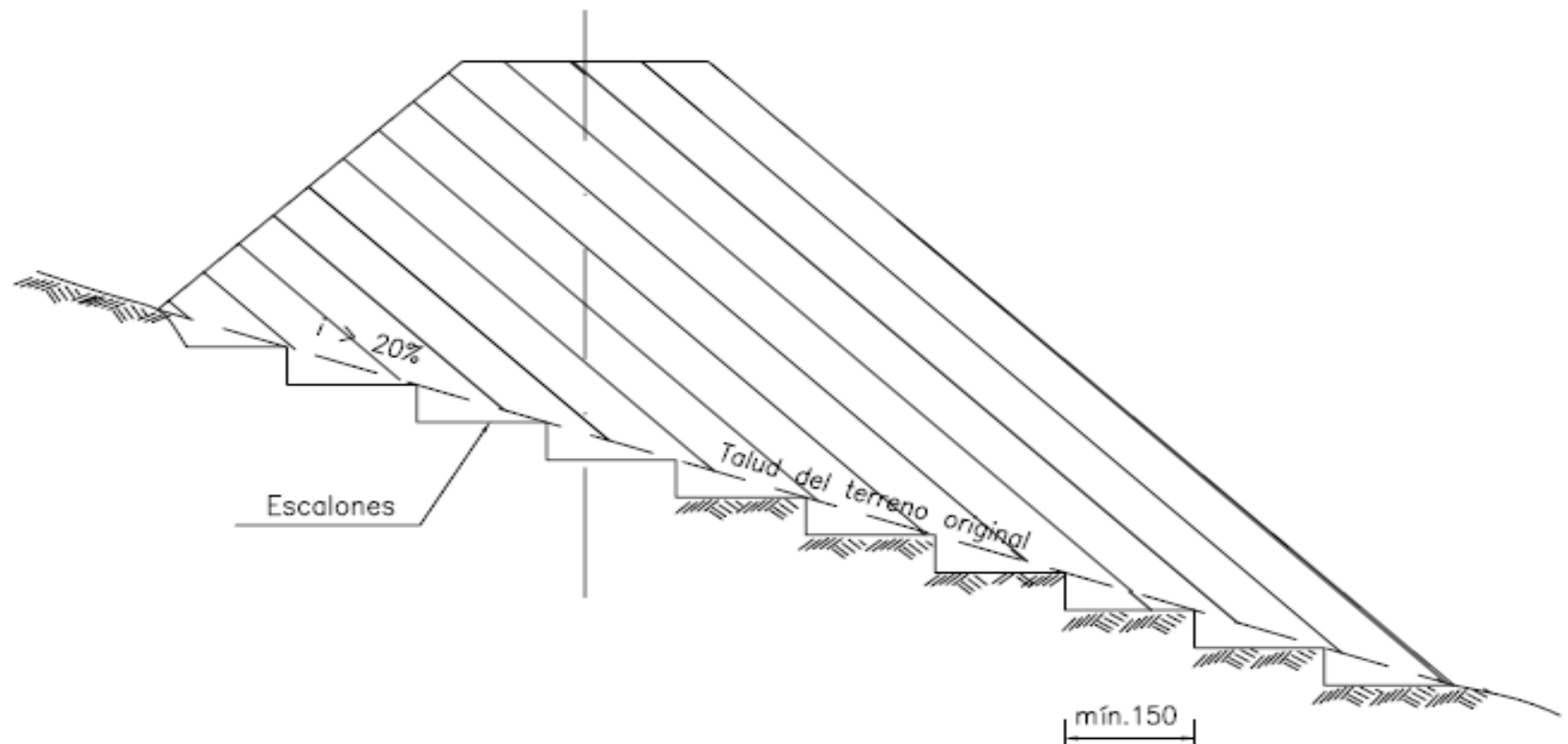
La experiencia indica que para pendientes mayores de 1:5 (V:H), ocurren anomalías de este tipo. El fenómeno se produce por un debilitamiento en el plano de contacto entre el suelo natural y el terraplén agravado por la acción del agua, (bloqueo del drenaje natural del cerro). Particularmente se observa en secciones mixtas (corte- terraplén), donde la sección de corte permanece estable.

En general pueden hacerse las siguientes consideraciones para la construcción de terraplenes en laderas de cerros.

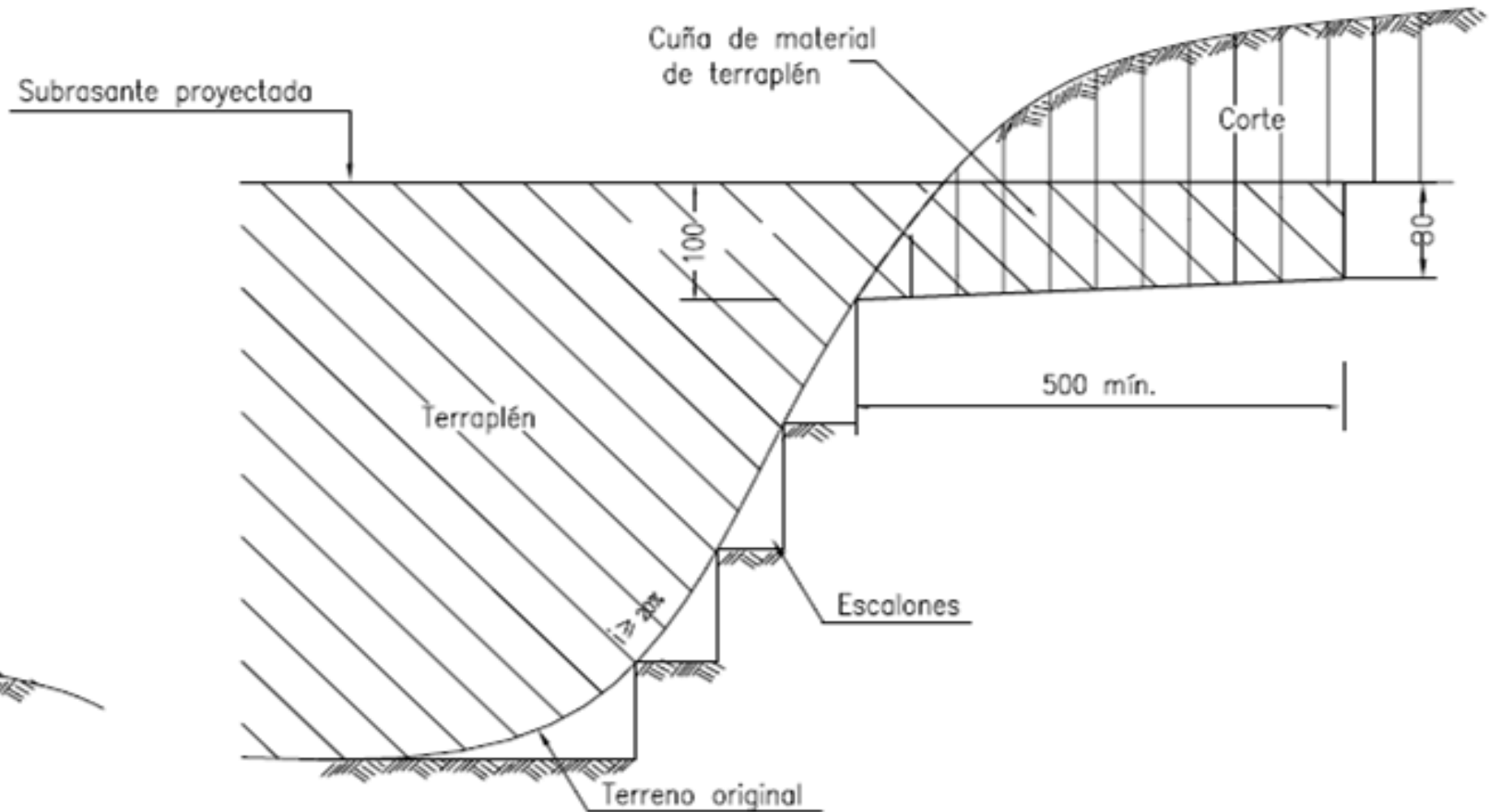


ESCALONAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION PARA TERRAPLENES

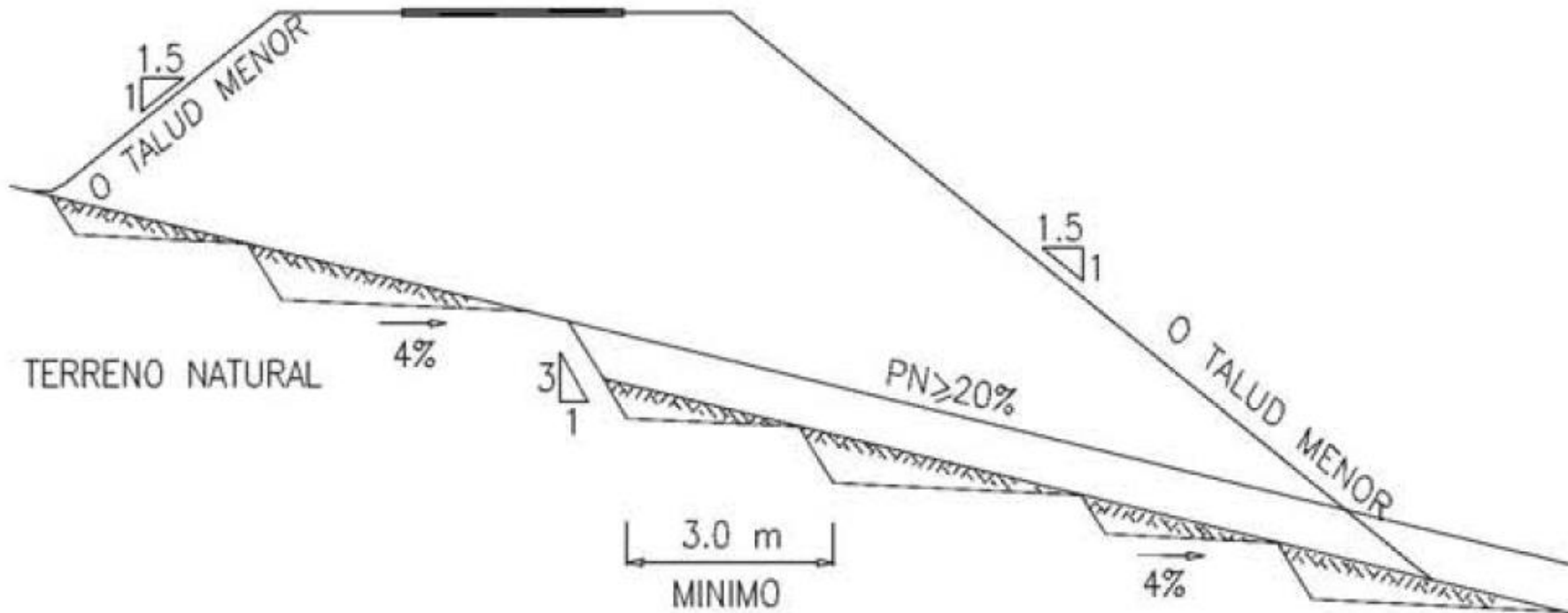
CASO LADERAS CON
INCLINACIÓN MAYOR A 20%.



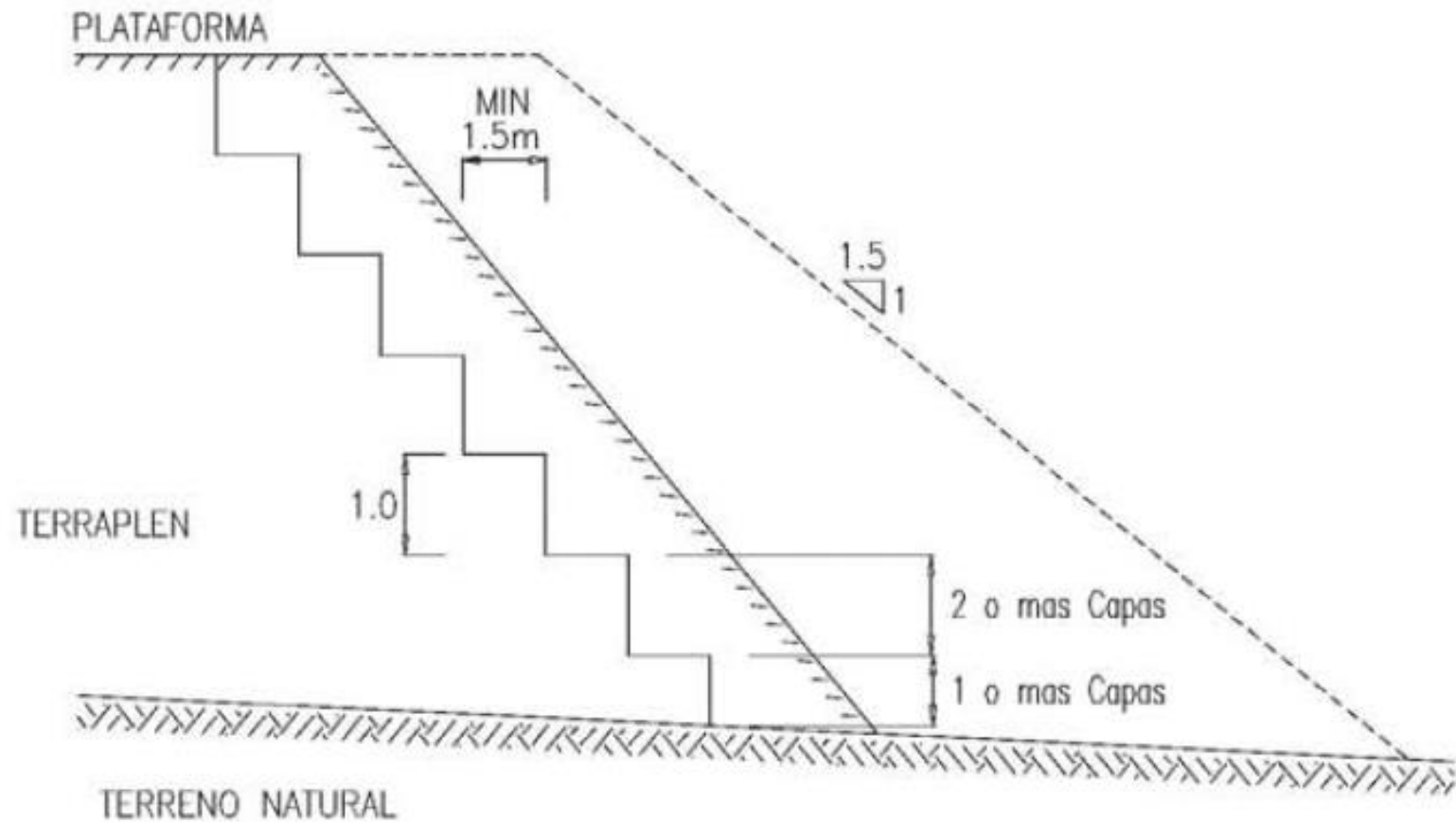
CORTE LONGITUDINAL TRANSICIONES CORTE -TERRAPLEN Y VICEVERSA



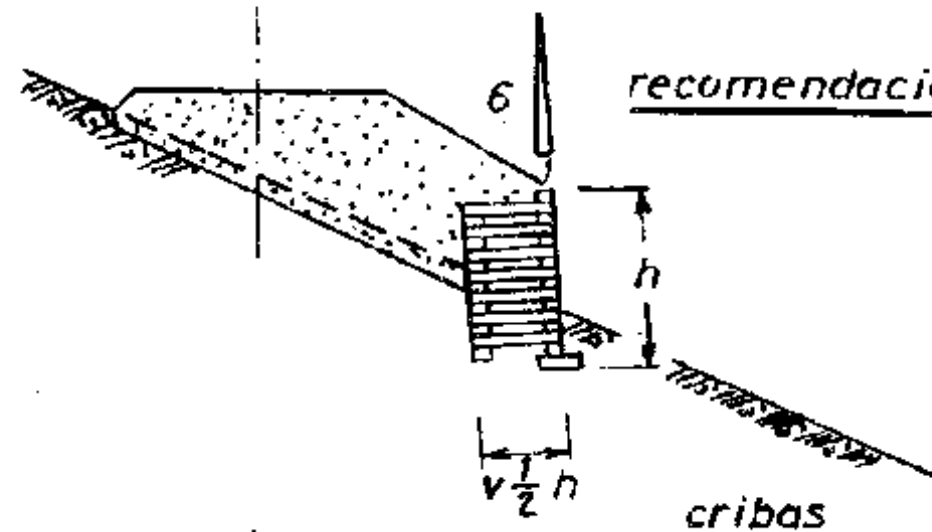
ESCALONAMIENTO DE LA BASE DEL TERRAPLEN



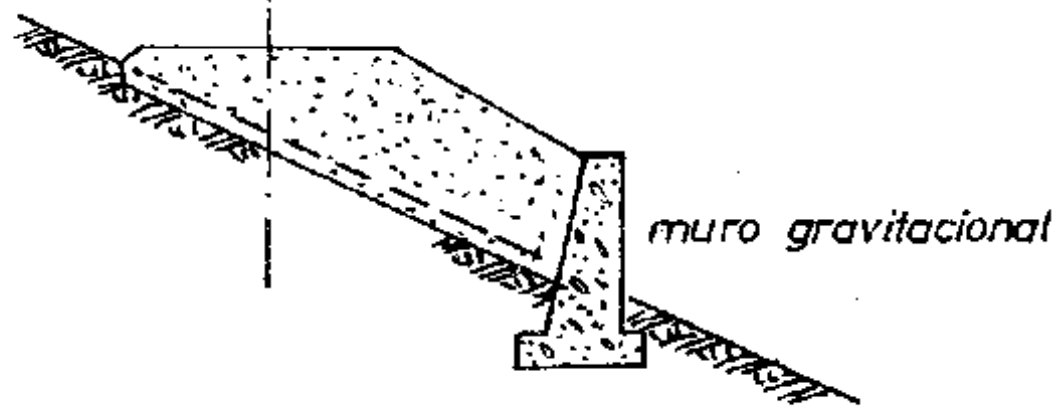
ENSANCHE DE TERRAPLEN Y CAMBIO DE TALUD



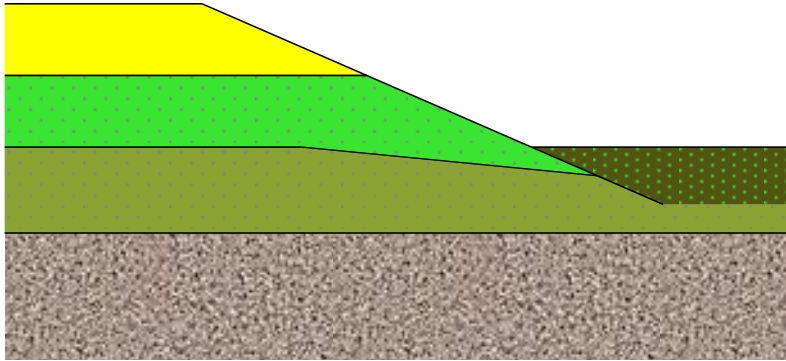
pendiente transversal 1:3 a 1:1.5 (V:H)



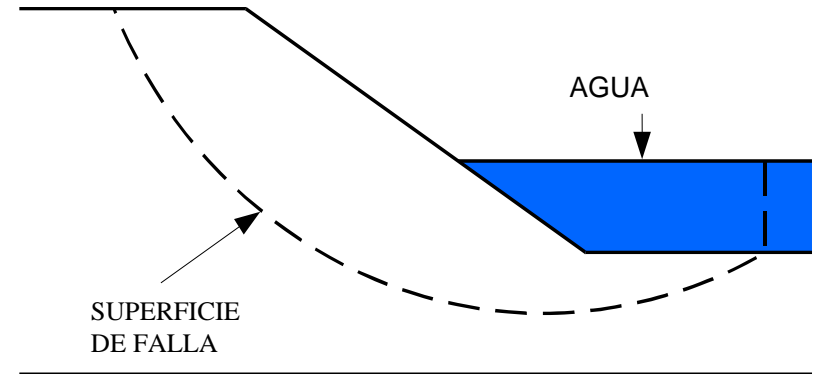
recomendación : escarpe y colocación de estructura de contención debidamente empastrada - método para verificación de estabilidad en capítulo 6



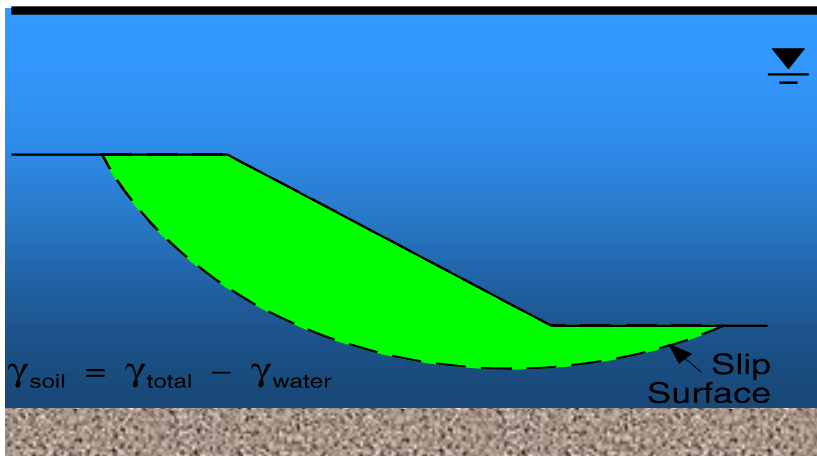
1. Múltiples tipos de suelos



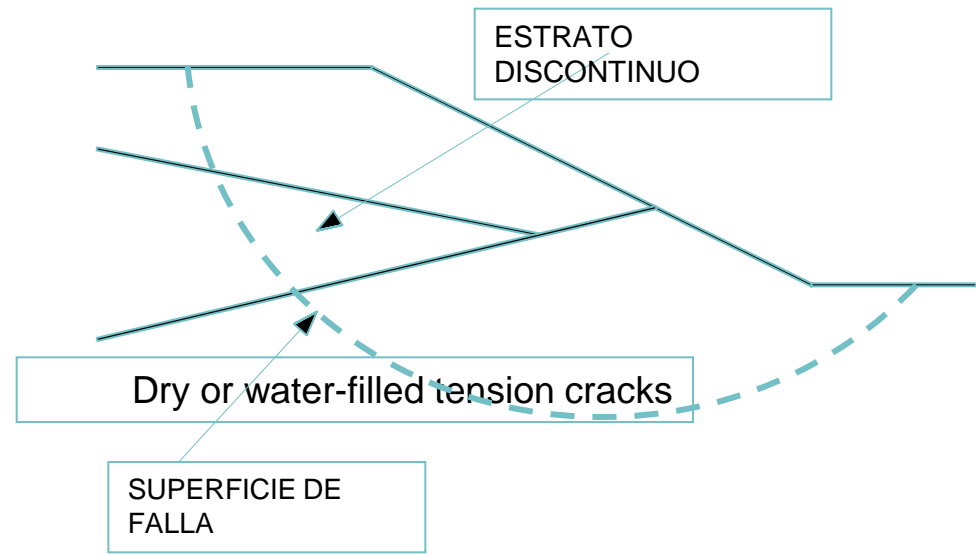
2. Sumergido parcialmente



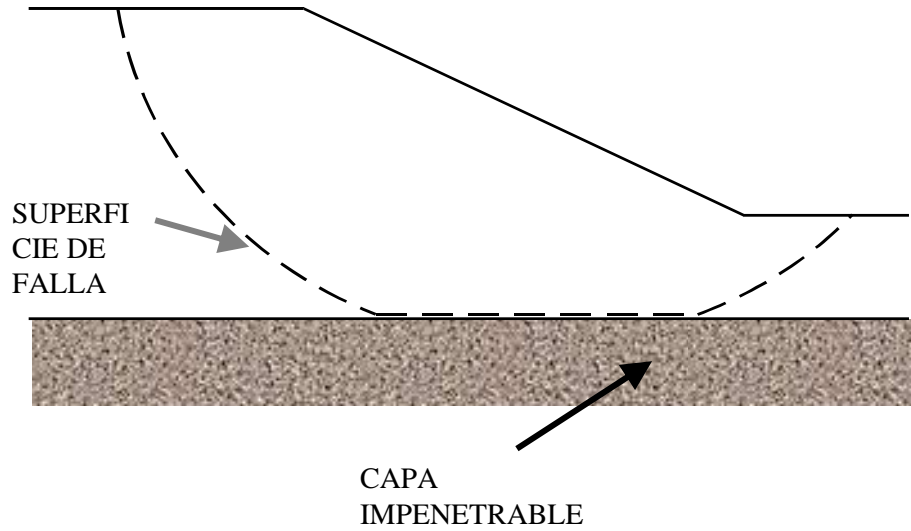
3. Sumergido totalmente



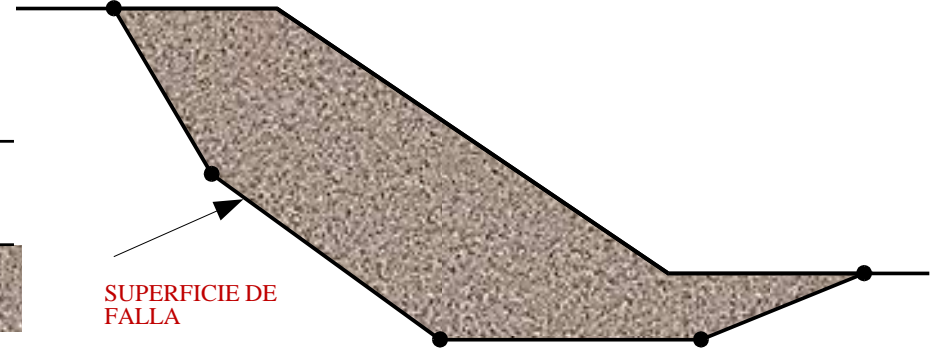
4. Estratos de suelos discontinuos y de altura variable



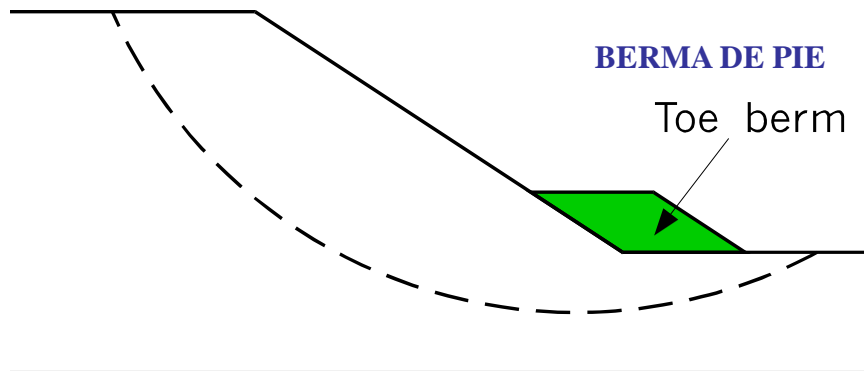
5. Capas de suelo impenetrable



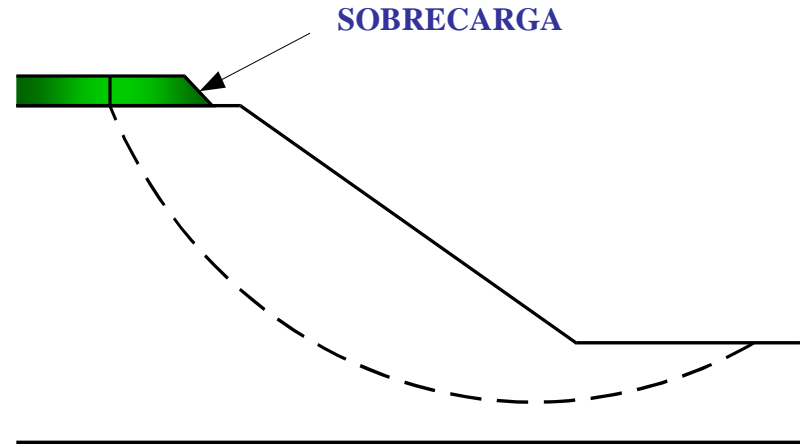
Geometría de falla especificada



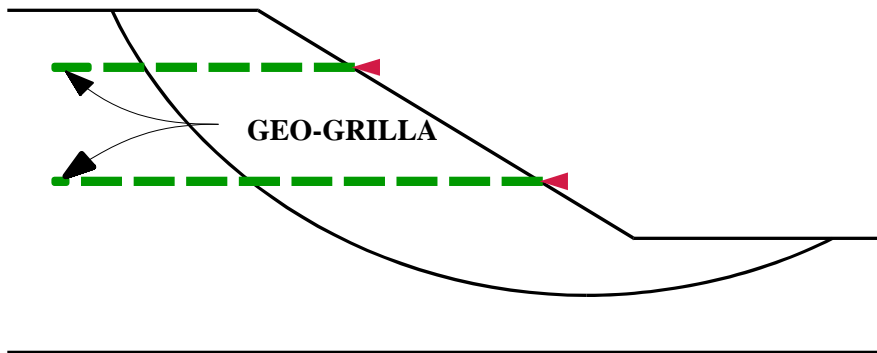
Carga al pie del talud



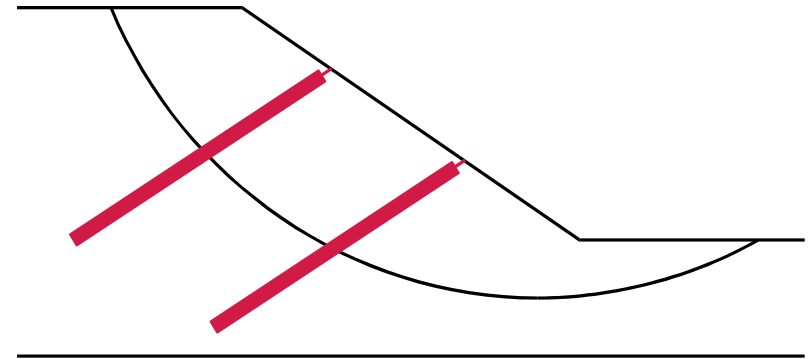
Sobrecarga uniformemente repartida



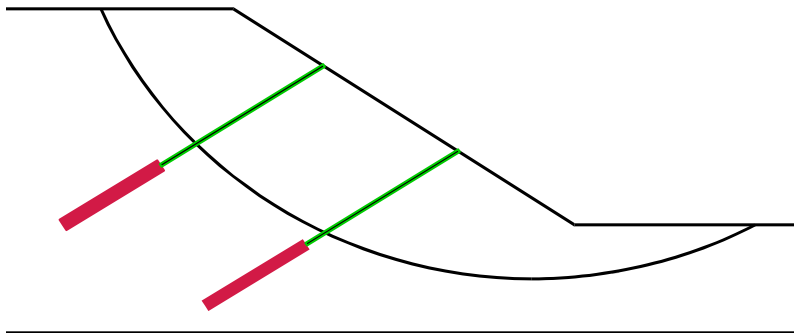
Carga de geogrillas



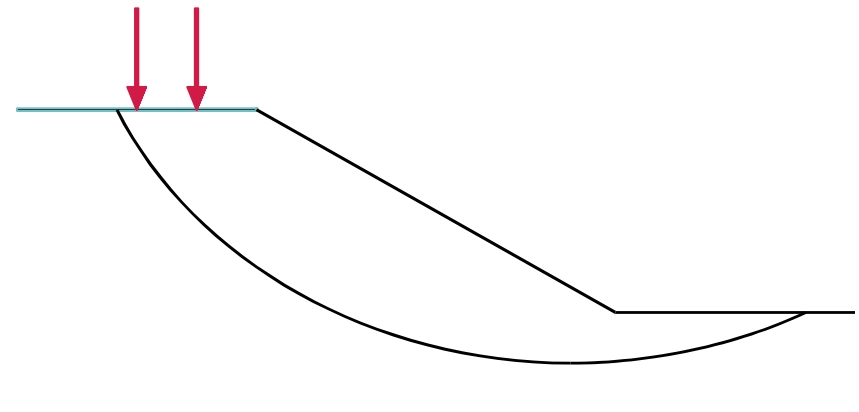
Carga por pilotaje

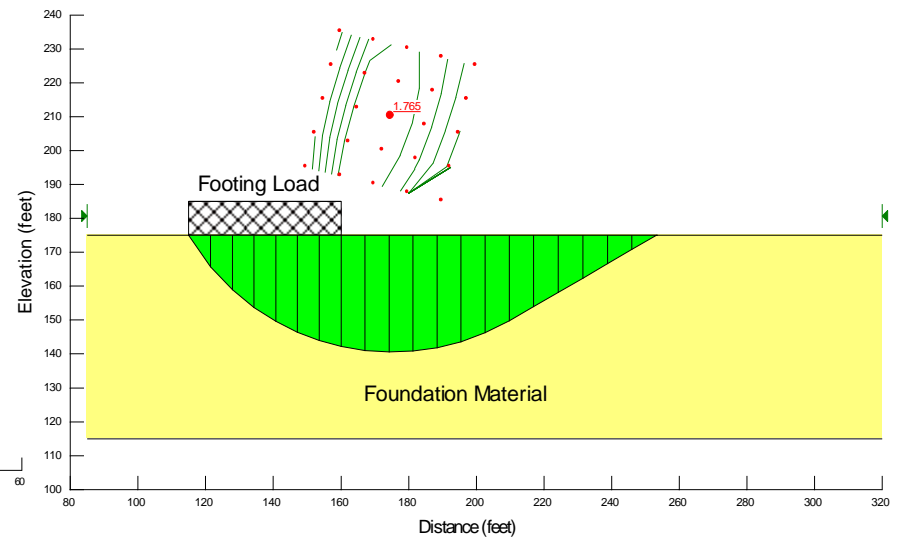
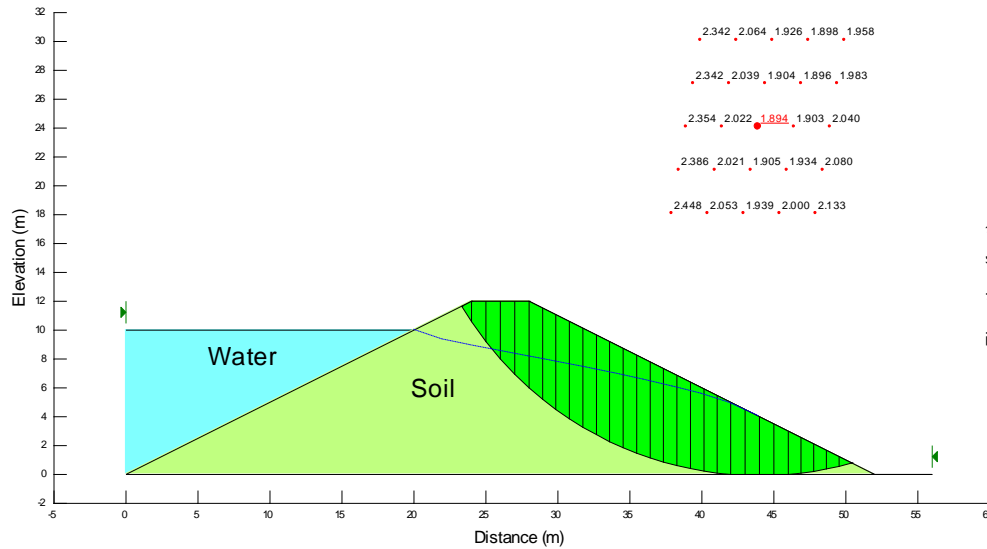
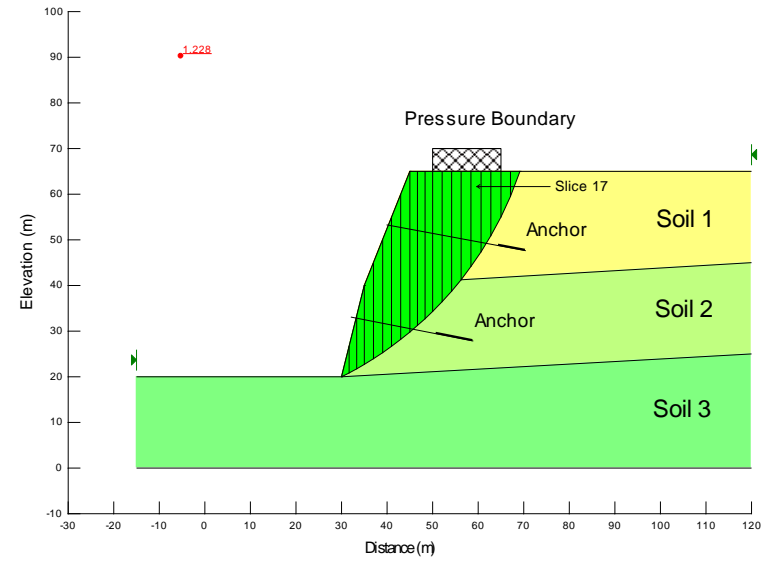
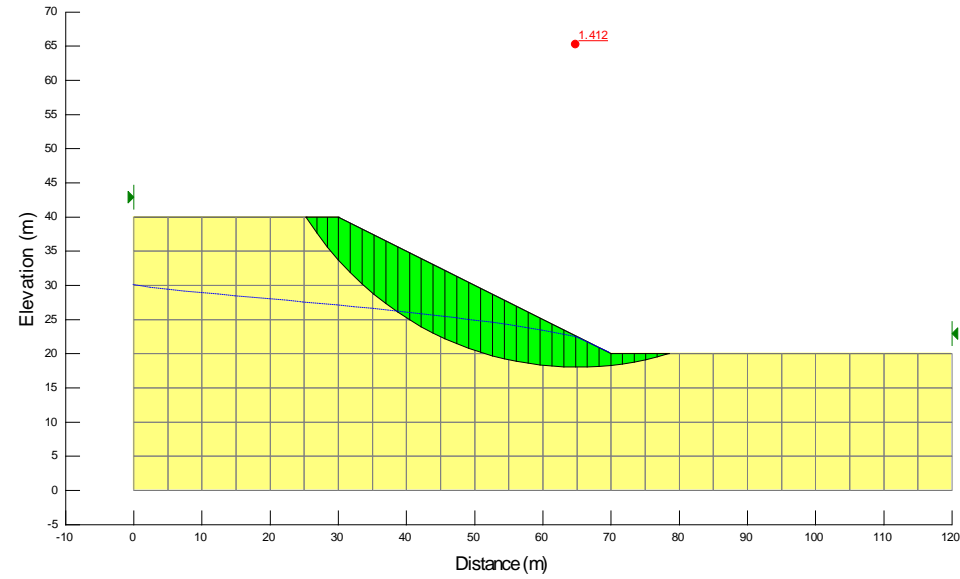


Cargas de anclaje



Cargas puntuales





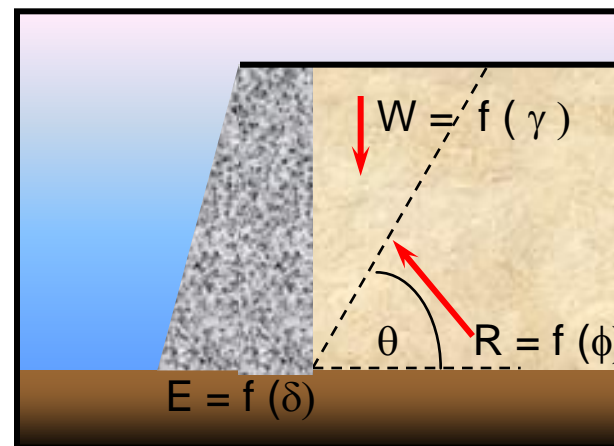
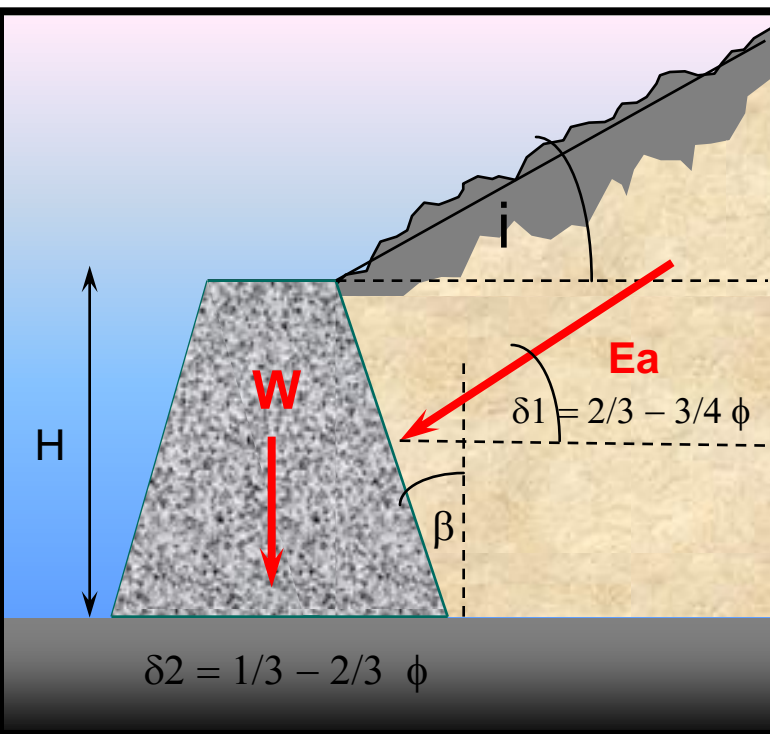
EMPUJE DE TIERRAS

Teoría de Coulomb

Esta teoría de empuje de tierras, incluye el efecto de fricción del suelo con el muro; es aplicable a cualquier inclinación de muro y a rellenos inclinados

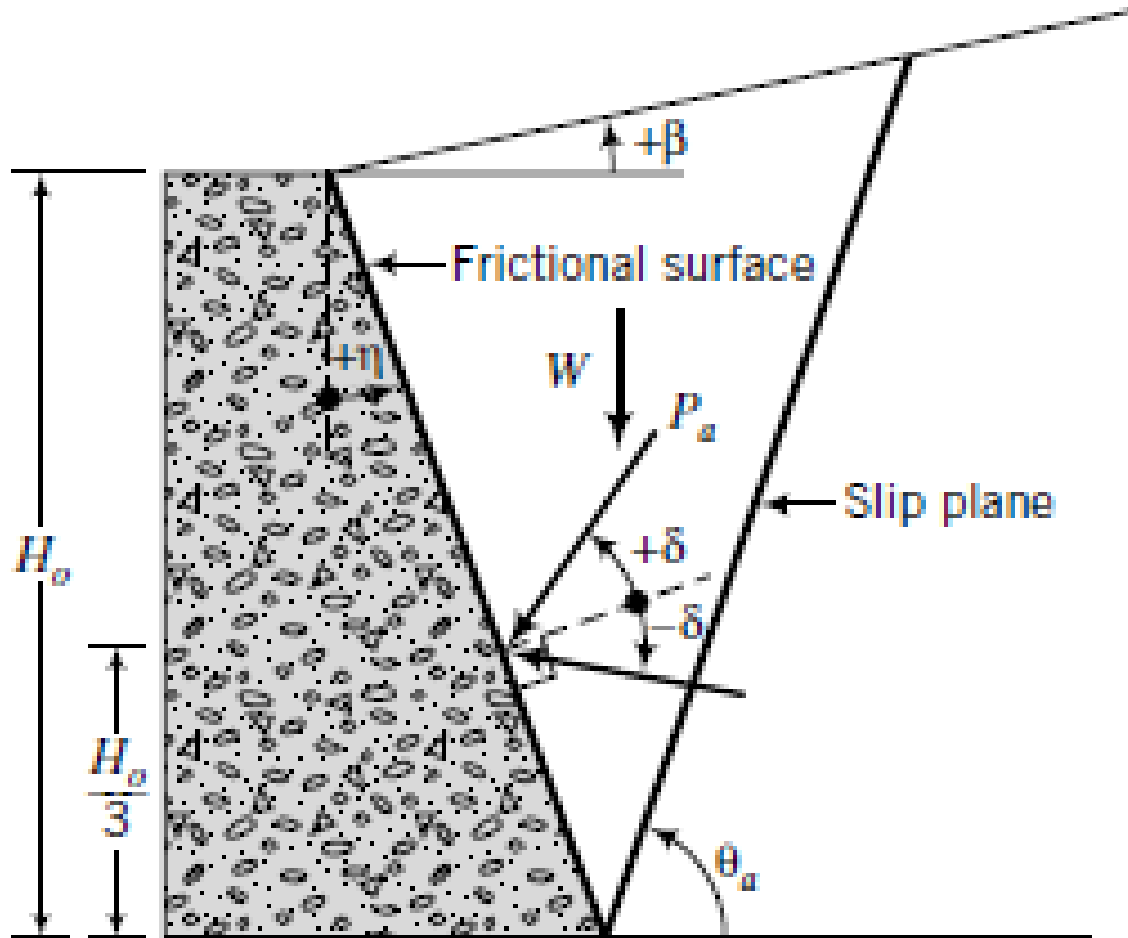
Condiciones :

- La superficie de deslizamiento es plana
- Existen fuerzas que producen el equilibrio de la cuña



Cuña plana soportada por la reacción del muro R y la del suelo W.

$$K_a = \left[\frac{\frac{\cos(\beta - \phi)}{\cos\beta}}{\frac{\cos(\beta + \delta_1) + \text{sen}(\phi - \delta_1) \text{sen}(\phi - i)}{\cos(\beta - i)}} \right]^2$$

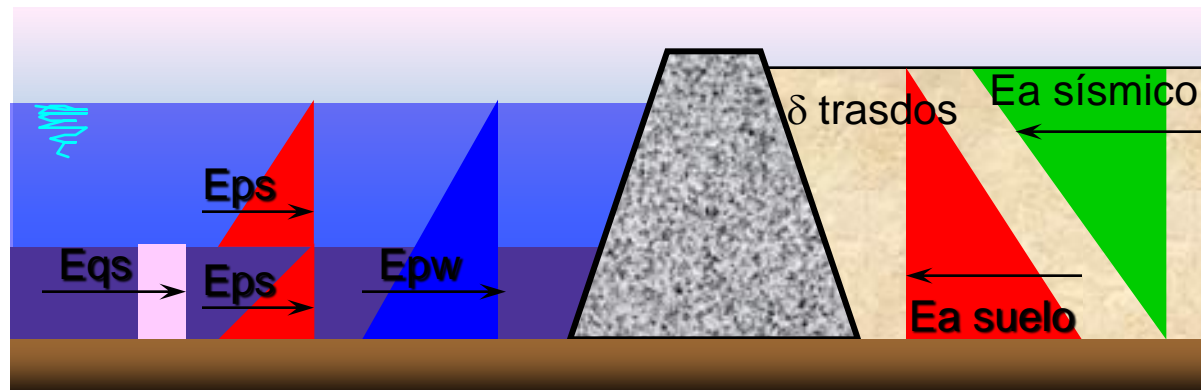


ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

El método de diseño de estructuras de contención consiste en estudiar la situación en el momento de falla, a través de teorías de estado límite, y luego introducir un FS para evitar el colapso.

ALGUNAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN :

- ✓ Empuje activo y pasivo
- ✓ Peso propio del muro
- ✓ Rozamiento suelo-muro en trasdos y base del muro (Si $\delta = 0 \Rightarrow$ Mayor FS)
- ✓ Fuerzas dinámicas
- ✓ Napa freática
- ✓ Sobrecargas
- ✓ Fuerzas de expansión del suelo



ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Requisitos

- Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_D = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{E_p + W \operatorname{tg} \delta}{E_a} > 1,0$$

- Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_V = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos volcantes}} = \frac{M (E_p) + M (W)}{M (E_a)} > 1,0$$

- Resultante de las fuerzas debe pasar por el tercio central de la base del muro
- La estructura de fundación deberá ser resistente para evitar roturas o asentamientos del subsuelo
- Resistencia a fuerzas de origen sísmico



EMPUJES SISMICOS

Empujes Sísmicos -Mononobe y Okabe

Propuesta en Japón después del terremoto de 1923. Se desarrolla en una extensión pseudoestática de la solución de Coulomb, donde fuerzas estáticas horizontales y verticales actúan por sobre la cuña estática, generando el empuje total sísmico en el muro.

HIPÓTESIS:

- El muro se desplazará para producir presión activa
- Al generarse la presión activa, se produce resistencia al corte máxima
- La cuña se comporta como cuerpo rígido, por lo tanto, las fuerzas actuantes se representan por :

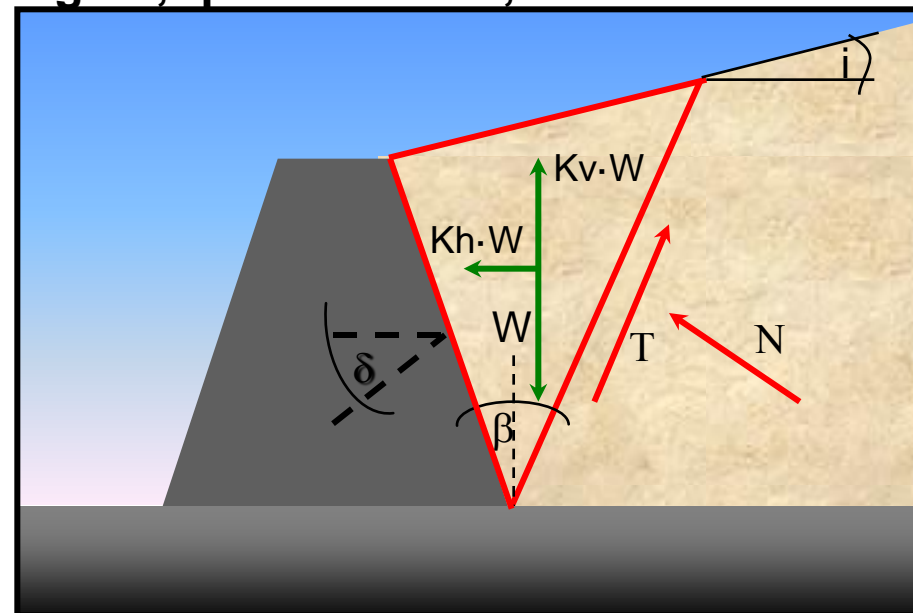
$$F_h = K_h \cdot W$$

$$F_v = K_v \cdot W$$

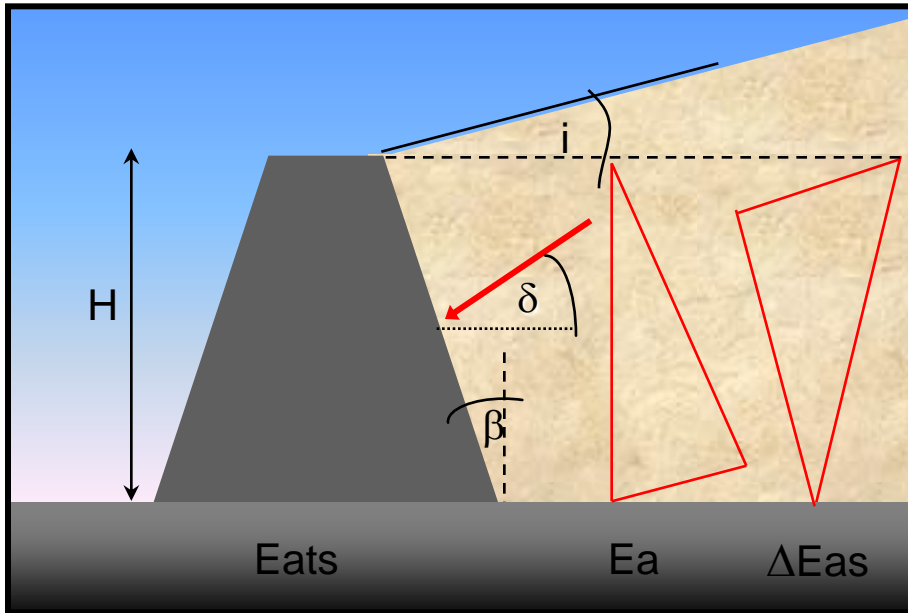
donde :

W = peso de la cuña

K_v, K_h = coeficientes sísmicos horizontal y vertical



Empujes Sísmicos - Mononobe y Okabe



$$Ea_{ts} = Ea + \Delta Ea_s$$

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka$$

$$Ea_{ts} = \frac{1}{2} \gamma H^2 Kas(1 - Kv)$$

Despejando el empuje que me interesa que

$$\Delta Ea_s = Ea_{ts} - Ea$$

$$\Delta Ea_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 Kas(1 - Kv) - \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka$$

$$\Delta Ea_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 (Kas(1 - Kv) - Ka)$$

La resultante de ΔEas actúa a $2/3 H$ medido desde la base

$$Kh = 500 / S^{0.25} \quad (e^{0,7025} M / (R + 60))^{2,71}$$

$$Kas = \frac{\cos^2\left(\phi - a \tan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) - \beta\right)}{\cos\left(a \tan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)\right) \cos^2 \beta \cos\left(\delta + \beta + a \tan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)\right) \left[1 + \frac{\left(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin\left(\phi - a \tan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) - i\right)}{\cos\left(\delta + \beta + a \tan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)\right) \cos(i - \beta)}\right)^2}{\cos\left(\delta + \beta + a \tan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)\right) \cos(i - \beta)}\right]}$$

NORMA CHILENA OFICIAL

***NCh* 433.Of1996
Modificada en 2009**

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION • INN-CHILE

Diseño sísmico de edificios

Earthquake resistant design of buildings

Primera edición : 1996
Reimpresión : 2005
Segunda edición : 2009

Descriptor: *diseño estructural, diseño sísmico, cálculo estructural, edificios, estructuras, zonas sísmicas, Chile, clasificación, análisis, fundaciones, ensayos, requisitos*

CIN 91.080

COPYRIGHT © 1997: INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION - INN

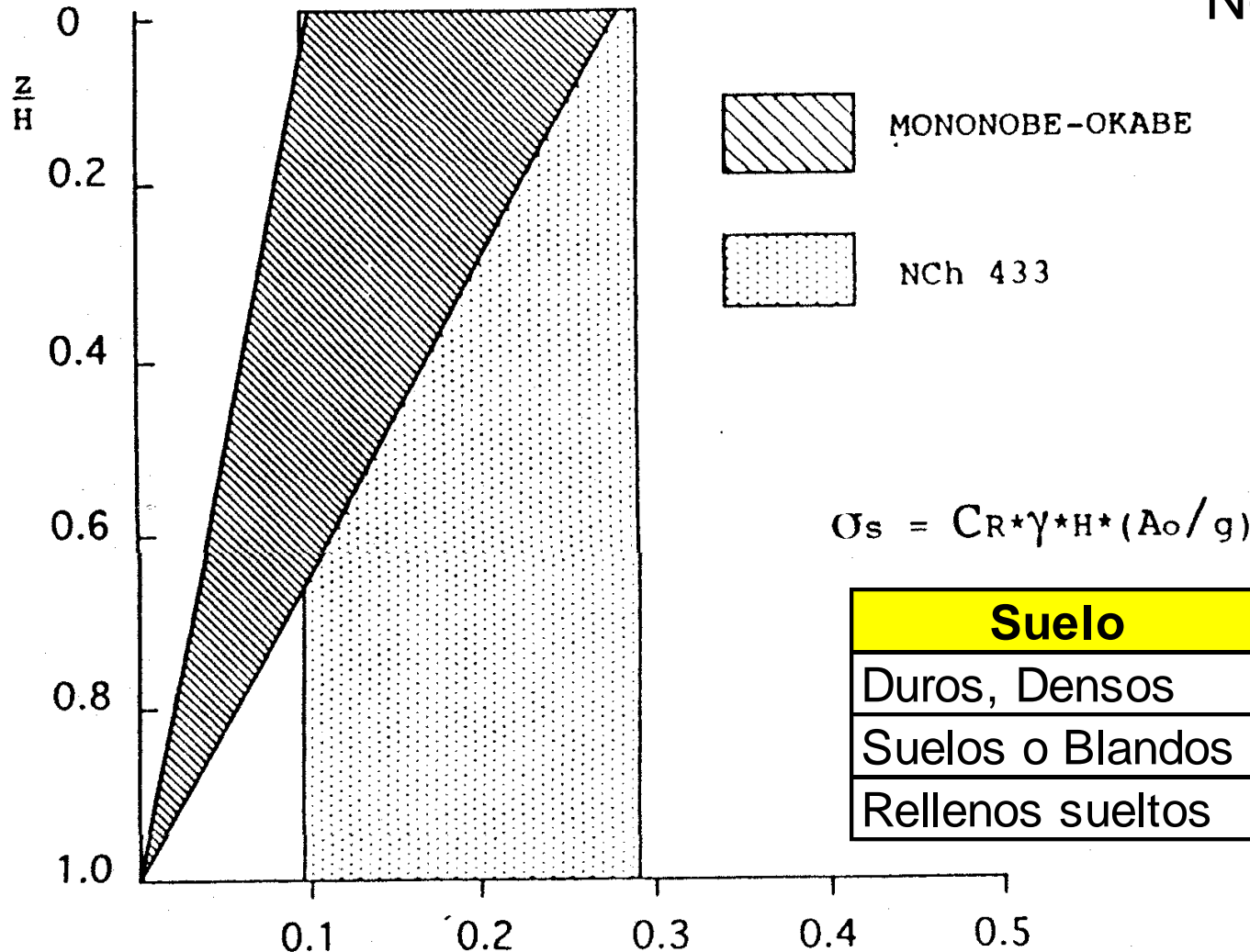
* Prohibida reproducción y venta *

Dirección : Matías Cousiño N° 64, 6° Piso, Santiago, Chile

Web : www.inn.cl

Miembro de : ISO (International Organization for Standardization) • COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas)

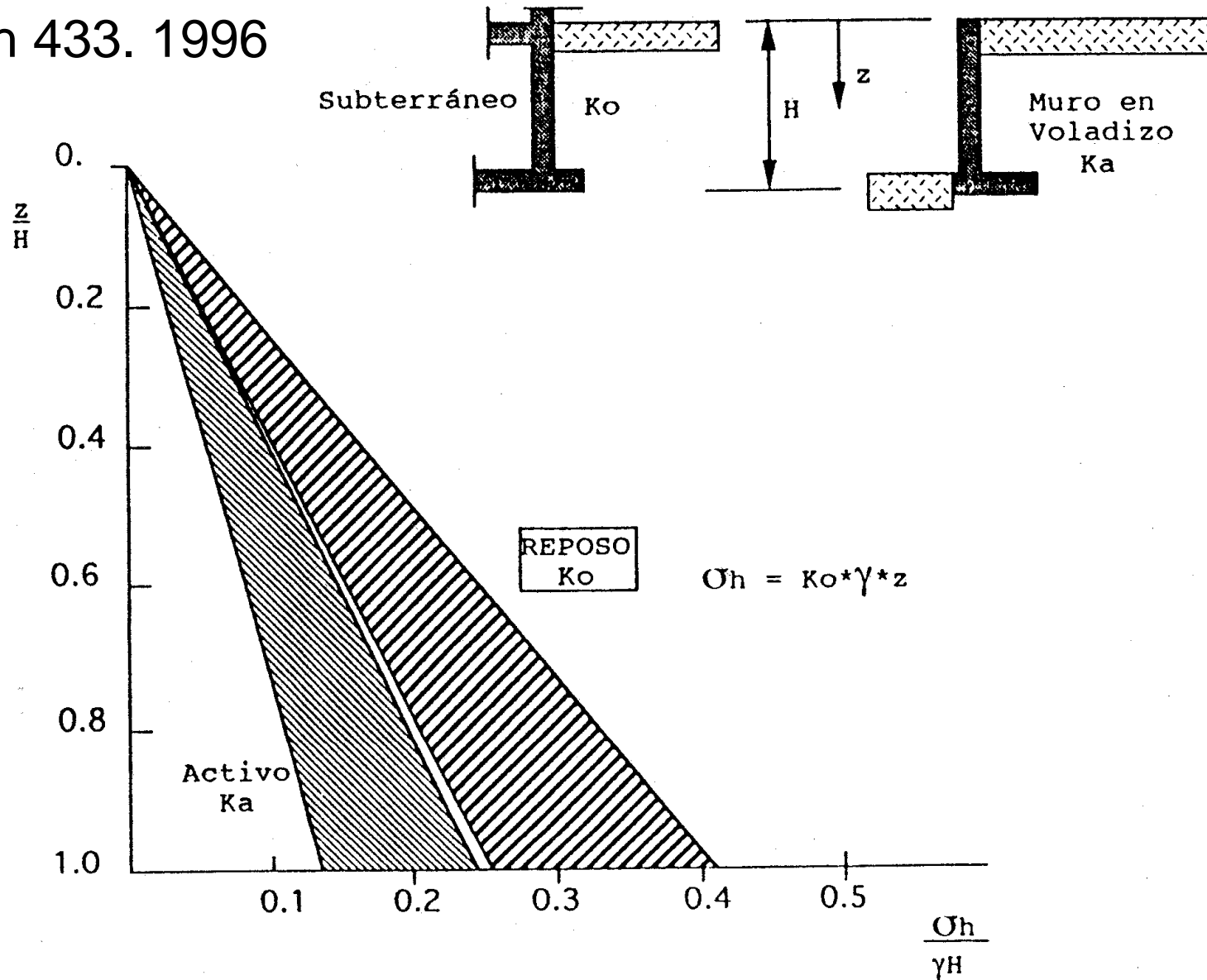
Nch 433. 1996



Suelo	Cr
Duros, Densos	0,45
Suelos o Blandos	0,70
Rellenos sueltos	0,58

$A_o = \text{aceleración efectiva máxima del suelo}$ $\frac{\sigma_s}{\gamma H}$

Nch 433. 1996



Empujes en muros subterráneos

Nch 433. 2009

C.1 La evaluación de empujes de tierra que se indica a continuación considera suelos con superficie horizontal, actuando sobre muros perimetrales verticales arriostrados por losas de piso.

C.2 La componente estática del empuje de tierras se debe evaluar para una condición de reposo.

C.3 La componente sísmica del empuje se puede evaluar usando la siguiente expresión:

$$\sigma_s = 0,3 C_R \gamma h_m A_o / g \quad (1)$$

en que:

- σ_s = presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura H del muro;
- h_m = altura del muro en contacto con el suelo;
- γ = peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro;
- A_o = aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país;
- C_R = coeficiente igual a 0,45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0,70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0,58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

Esta sollicitación se debe agregar a la acción H con el signo correspondiente.

Zonificación Geotécnica de Chile (Nch 433, 2009)

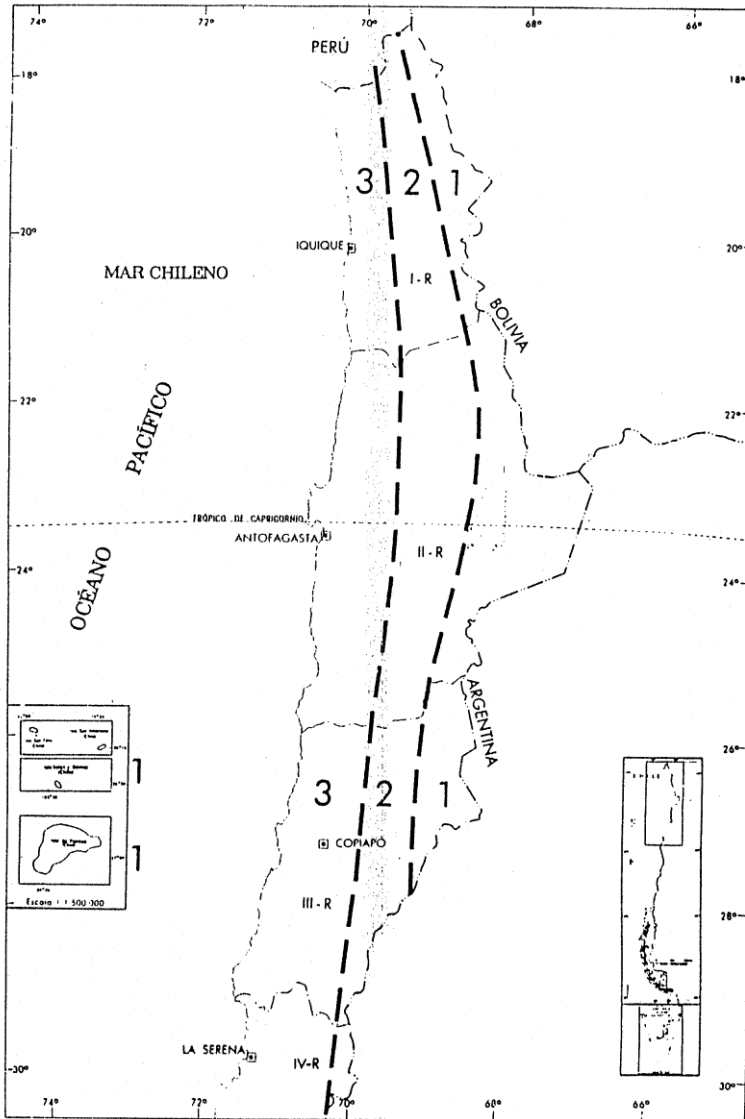


Figura 4.1 a) Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III

NCh433

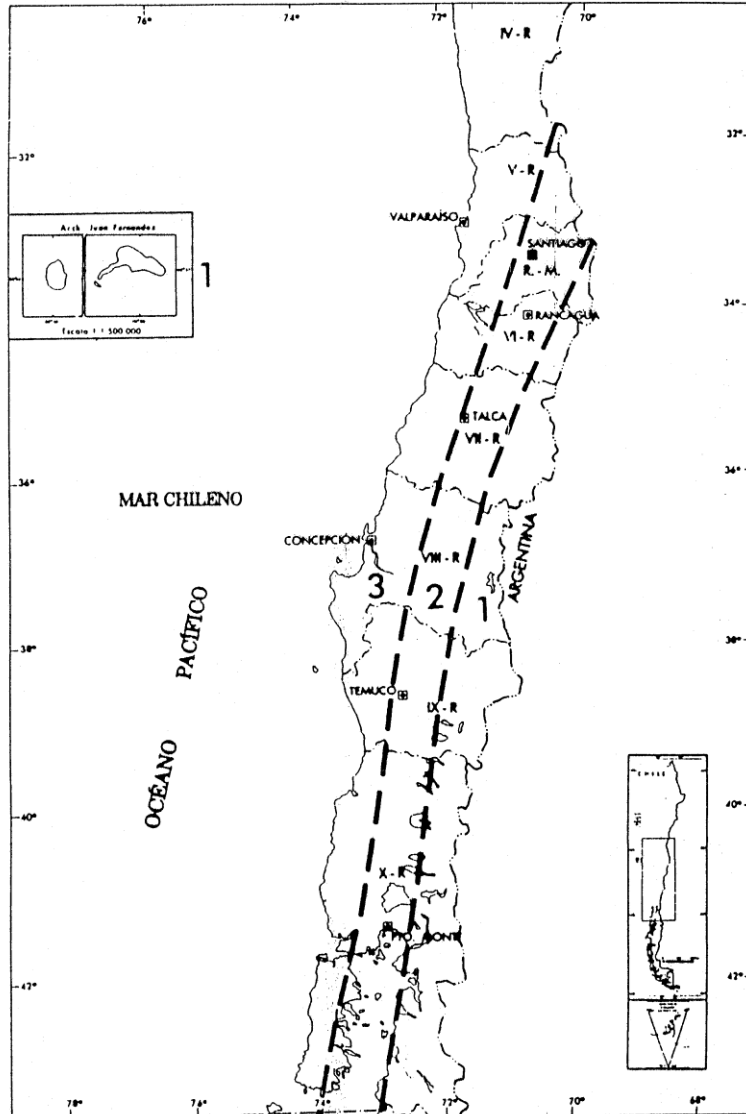


Figura 4.1 b) Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana.

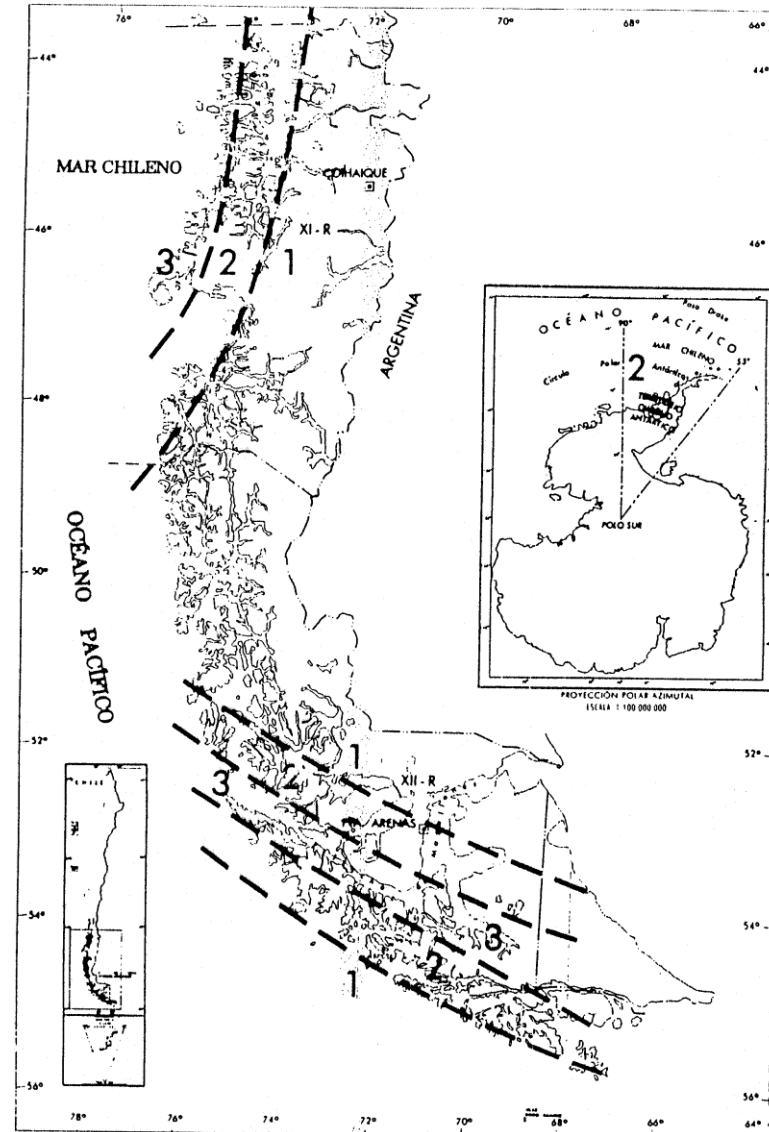


Figura 4.1 c) Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII.

Clasificación Geotecnica (Nch 433. 2009)

Suelo Tipo I	Roca
Suelo Tipo II	Suelo Firme
Suelo Tipo III	Suelo Medio Compacto
Suelo Tipo IV	Suelo Blando

Zona sísmica	Ao	Kh
1	0,20 g	0,10
2	0,30 g	0,15
3	0,40 g	0,20

Tabla 4.3 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con Tabla 6.3)

(Nch 433. 2009)

Tipo de suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.</p>
II	<p>a) Suelo con v_p igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se debe clasificar como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.</p>

(Nch 433. 2009)

Tabla 4.3 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con Tabla 6.3)

Tipo de suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y <i>RQD</i> igual o mayor que 50%.</p>
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad <i>ID(DR)</i> (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien</p> <p>c) Arena densa, con <i>ID(DR)</i> mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m. el suelo se debe clasificar como tipo I.</p>

(Nch 433. 2009)

<p>III</p>	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.</p>
<p>IV</p>	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.</p>

Decreto 61 2011

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	(N_1) (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		$\geq 0,40$ ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*



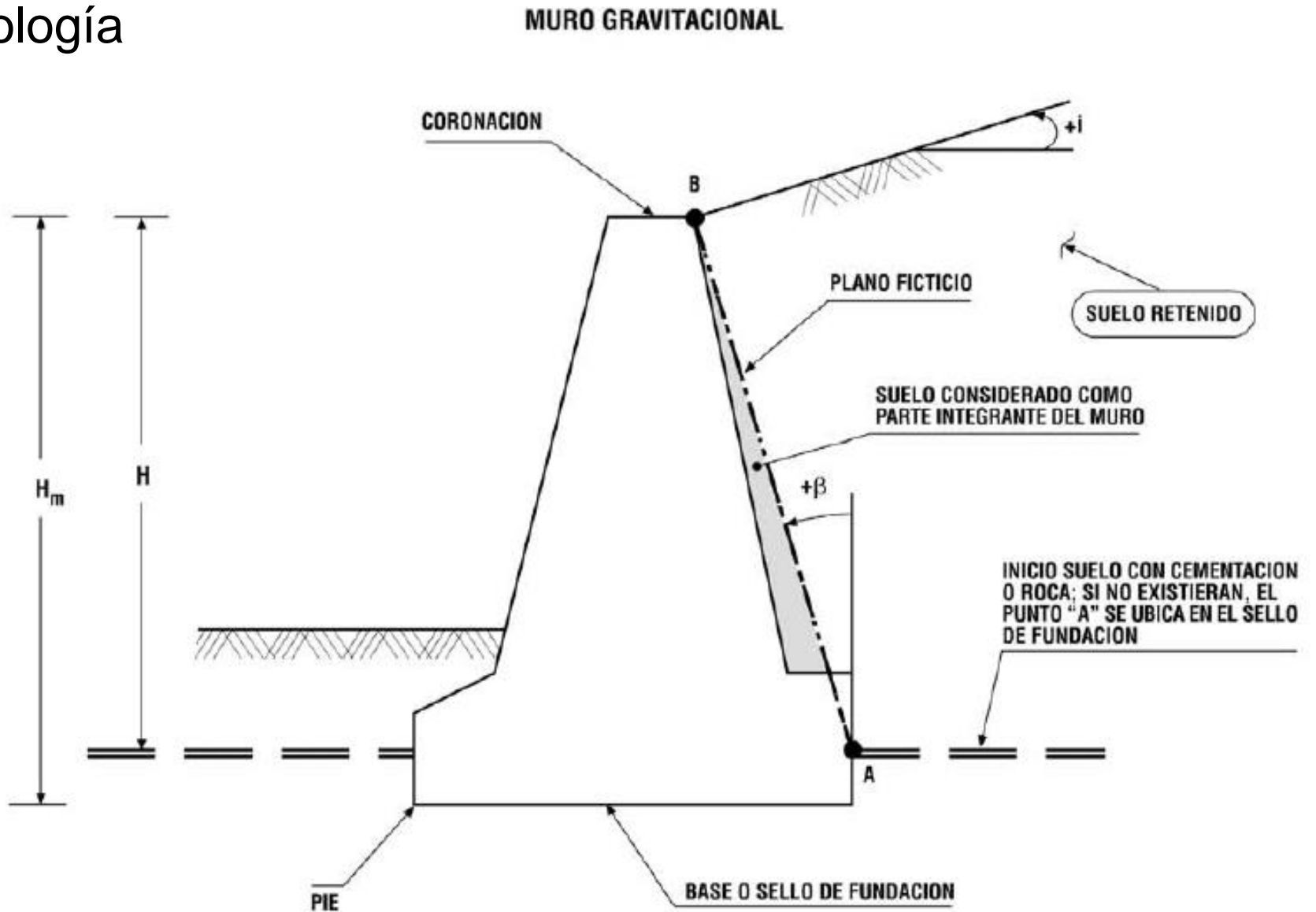
MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N° 3

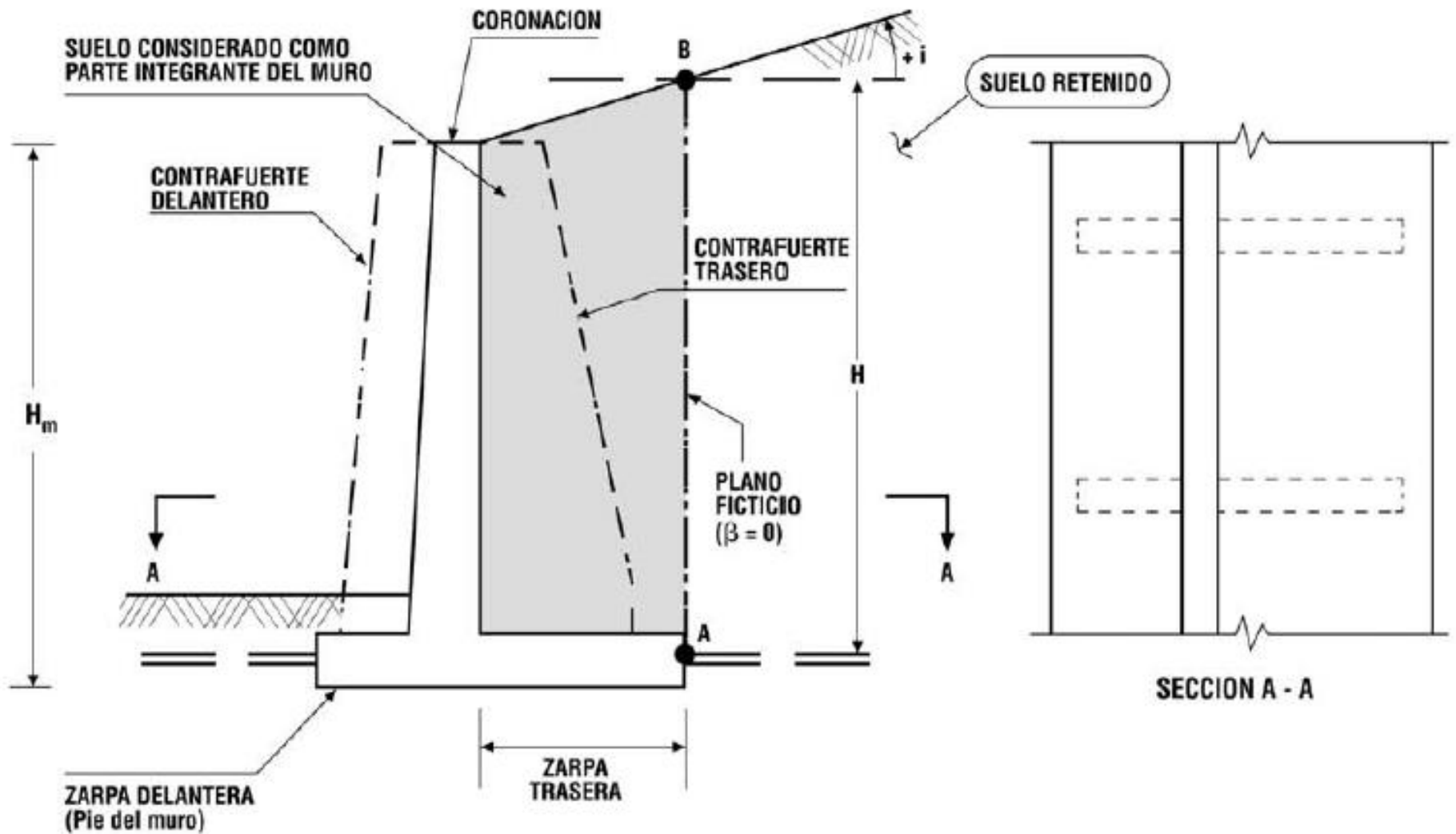
**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

EDICION 2012

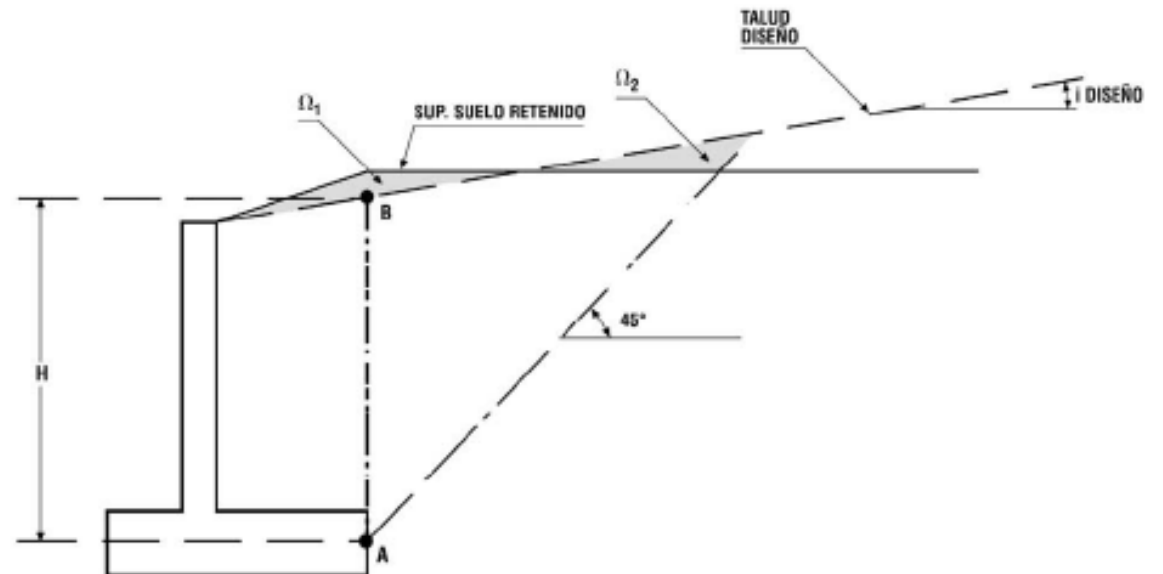
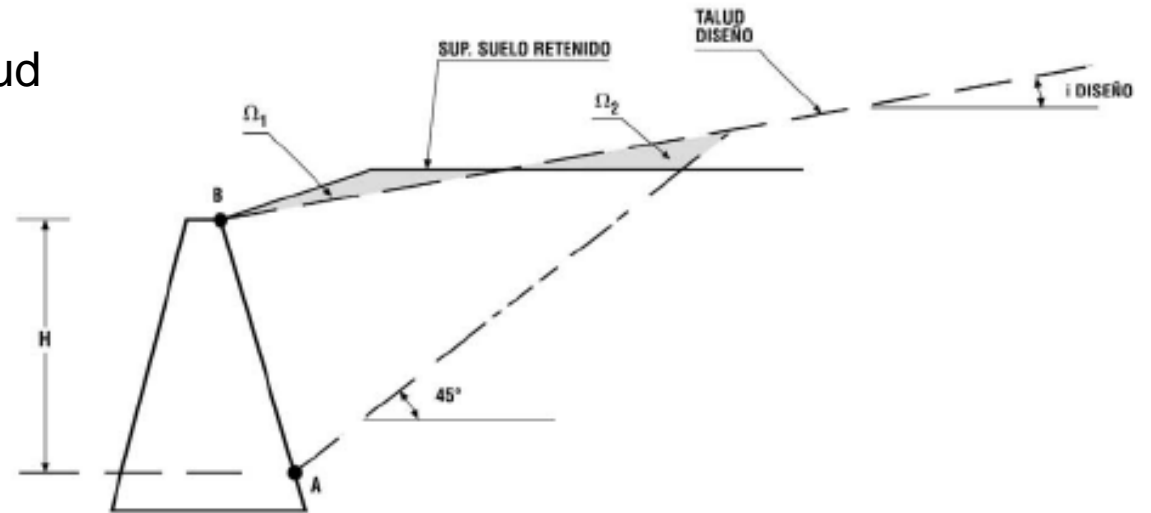
Tipología

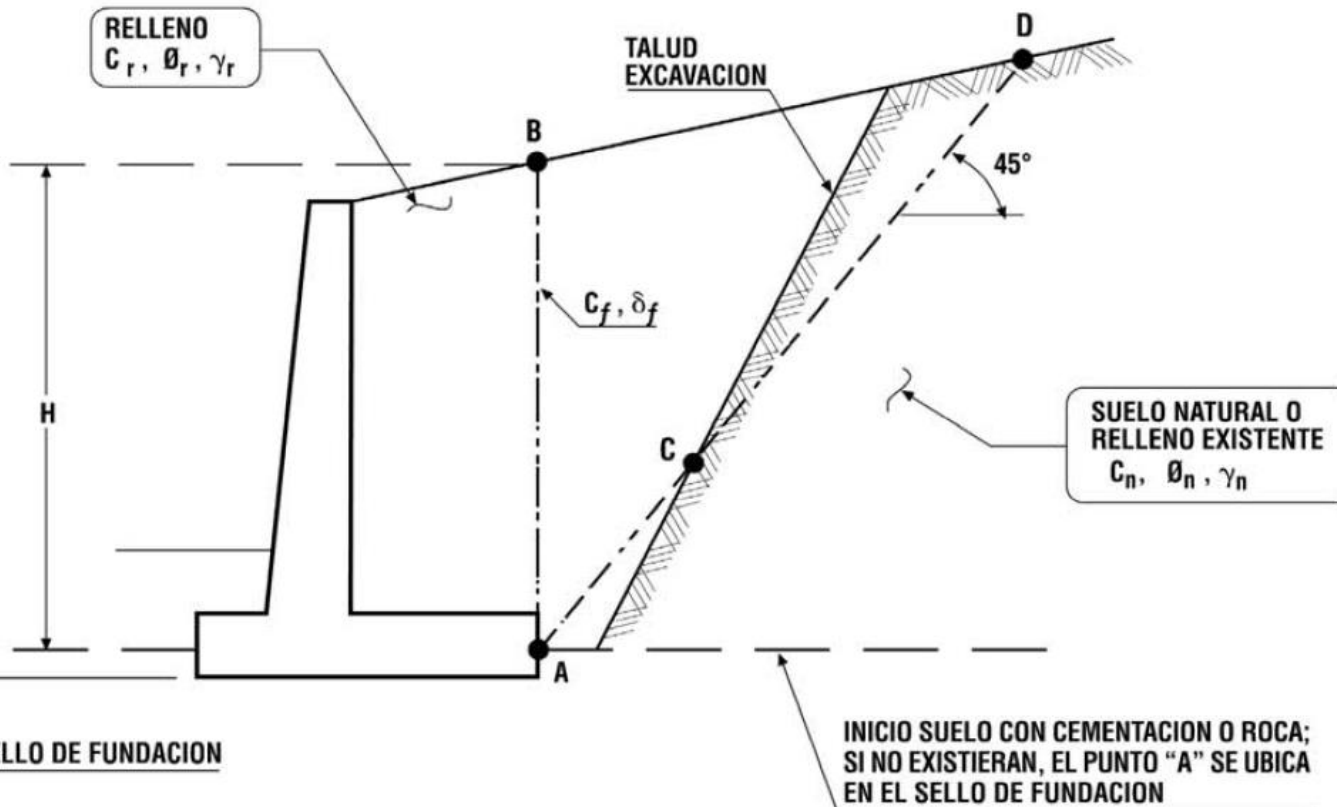


MURO CANTILEVER



Modificación de geometría de suelo para retención de un talud quebrado





Para el diseño usar:

- En el plano ficticio AB

$$C_f = 0 \text{ y } \delta_f = \frac{\theta_r}{2}$$

- Parámetros base para determinar empujes

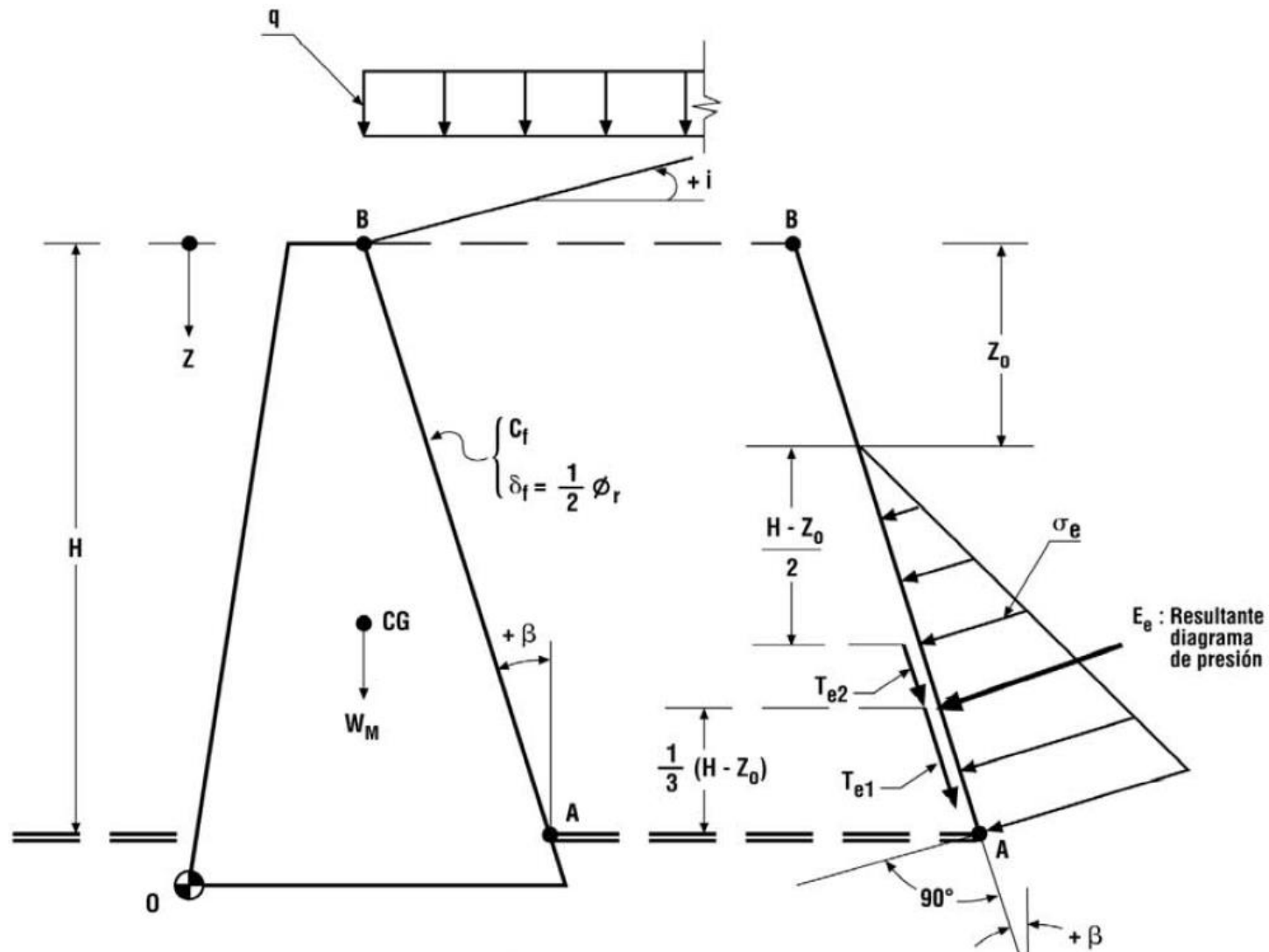
$$C^* = \frac{(C_r)(AC) + (C_n)(CD)}{AD} \leq C_r$$

$$\text{tg}\theta^* = \frac{AC\text{tg}\theta_r + CD\text{tg}\theta_n}{AD} \leq \text{tg}\theta_r$$

$$\gamma = \gamma_r$$

Deslizamiento FSED = $\frac{\sum \text{Fuerzas horizontales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales solicitantes}} \geq 1.5$

Volcamiento FSEV = $\frac{\sum \text{Momentos volcantes resistentes}}{\sum \text{Momentos volcantes solicitantes}} \geq 1.5$



(1) $\sigma_e = [(\gamma_r \cdot Z + q) K_e - 2c \sqrt{K_e}] \cos \delta_f$; si $\sigma_e < 0$ hacer $\sigma_e = 0$

$$(1) \quad \sigma_e = [(\gamma_r \cdot Z + q) K_e - 2c \sqrt{K_e}] \cos \delta_f; \quad \text{si } \sigma_e < 0 \quad \text{hacer } \sigma_e = 0$$

$$(2) \quad Z_0 = \frac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \frac{q}{\gamma_r}; \quad \text{si } Z_0 < 0 \quad \text{hacer } Z_0 = 0$$

$$(3) \quad T_{e1} = E_e \operatorname{tg} \delta_f$$

$$(4) \quad T_{e2} = \frac{C_f (H - Z_0)}{\cos \beta}; \quad \text{considerar } C_f = 0$$

$$(5) \quad K_e = \left[\frac{\frac{1}{(\cos \beta)} \cos (\beta - \phi)}{\sqrt{\cos (\beta + \delta_f)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen} (\phi + \delta_f) \operatorname{sen} (\phi - i)}{\cos (\beta - i)}}} \right]^2 \cos \beta$$

AB = Plano ficticio definido en Lámina 3.1003.401(1) A

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

W_M = Peso del muro en (tonf/ml)

C = Cohesión de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (tonf/m²)

C_f = Cohesión movilizada en el plano ficticio expresada en (tonf/m²); para efectos de diseño se le considerará nula

ϕ = Angulo de fricción de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (°)

δ_f = Angulo de fricción movilizado en el plano ficticio (°); para efectos de diseño se considerará δ_f = ϕ/2

γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)

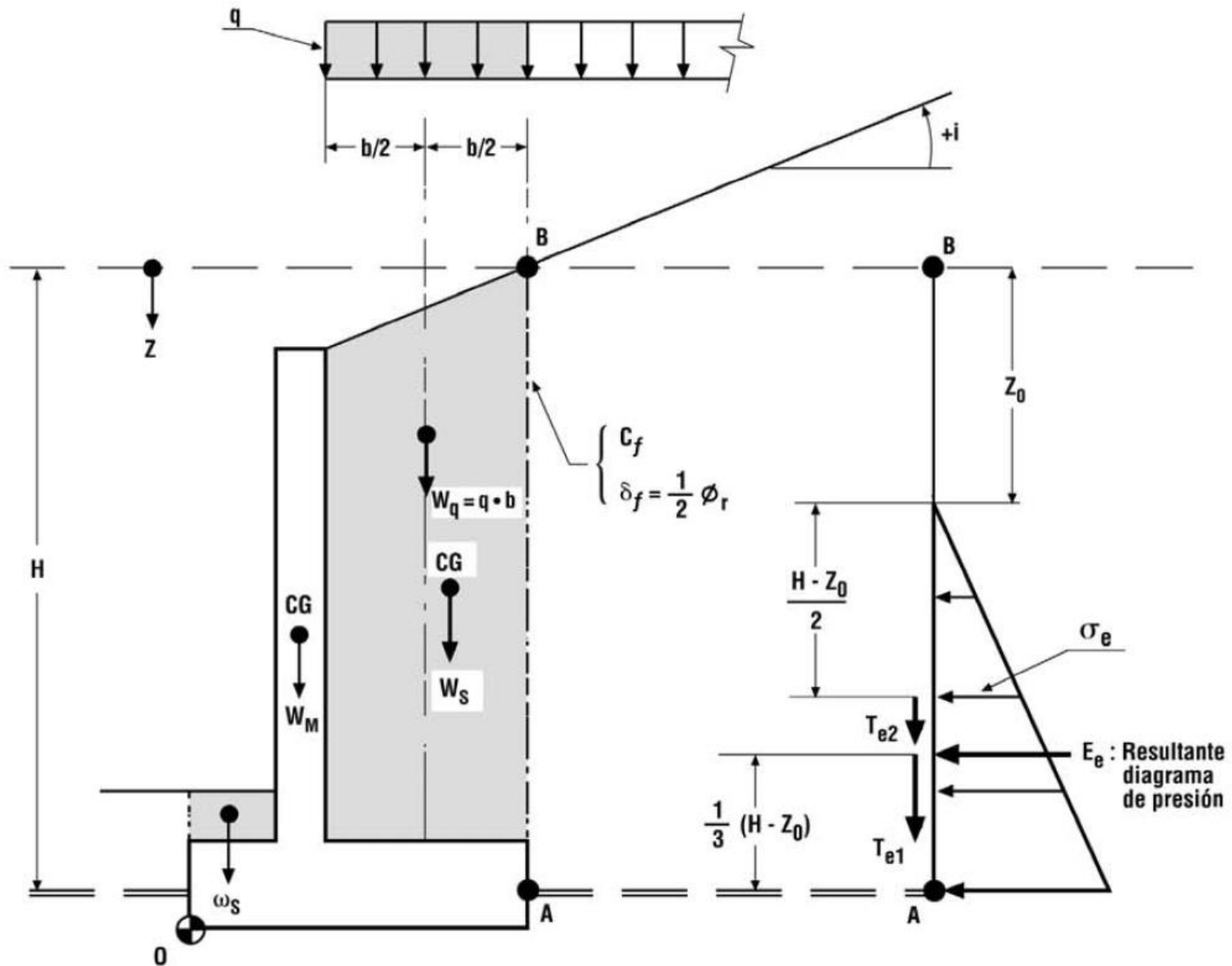
ϕ_r = Angulo de fricción del relleno en (°)

Z = Profundidad en (m)

H = Altura en (m)

E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)

σ_e = Presión estática en (tonf/m²)



$$(1) \quad \sigma_e = [(\gamma_r Z + q) K_e - 2C \sqrt{K_e}] \cos \delta_f; \quad \text{si } \sigma_e < 0, \quad \text{hacer } \sigma_e = 0$$

$$(2) \quad Z_0 = \frac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \frac{q}{\gamma_r}; \quad \text{si } Z_0 < 0 \quad \text{hacer } Z_0 = 0$$

$$(3) \quad T_{e1} = E_e \operatorname{tg} \delta_f$$

$$(4) \quad T_{e2} = C_f (H - Z_0) \quad ; \quad \text{considerar } C_f = 0$$

K_e = según ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A con $\beta = 0$

AB = Plano ficticio

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

C = Cohesión de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (tonf/m²)

γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)

ω_s = Peso del suelo sobre la zarpa delantera en (tonf/ml)

W_s = Peso del suelo sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)

W_q = Resultante sobrecarga sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)

W_M = Peso del muro en (tonf/ml)

θ_r = Angulo de fricción del relleno (°)

Z = Profundidad en (m)

H = Altura en (m)

E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)

σ_e = Presión estática en (tonf/m²)

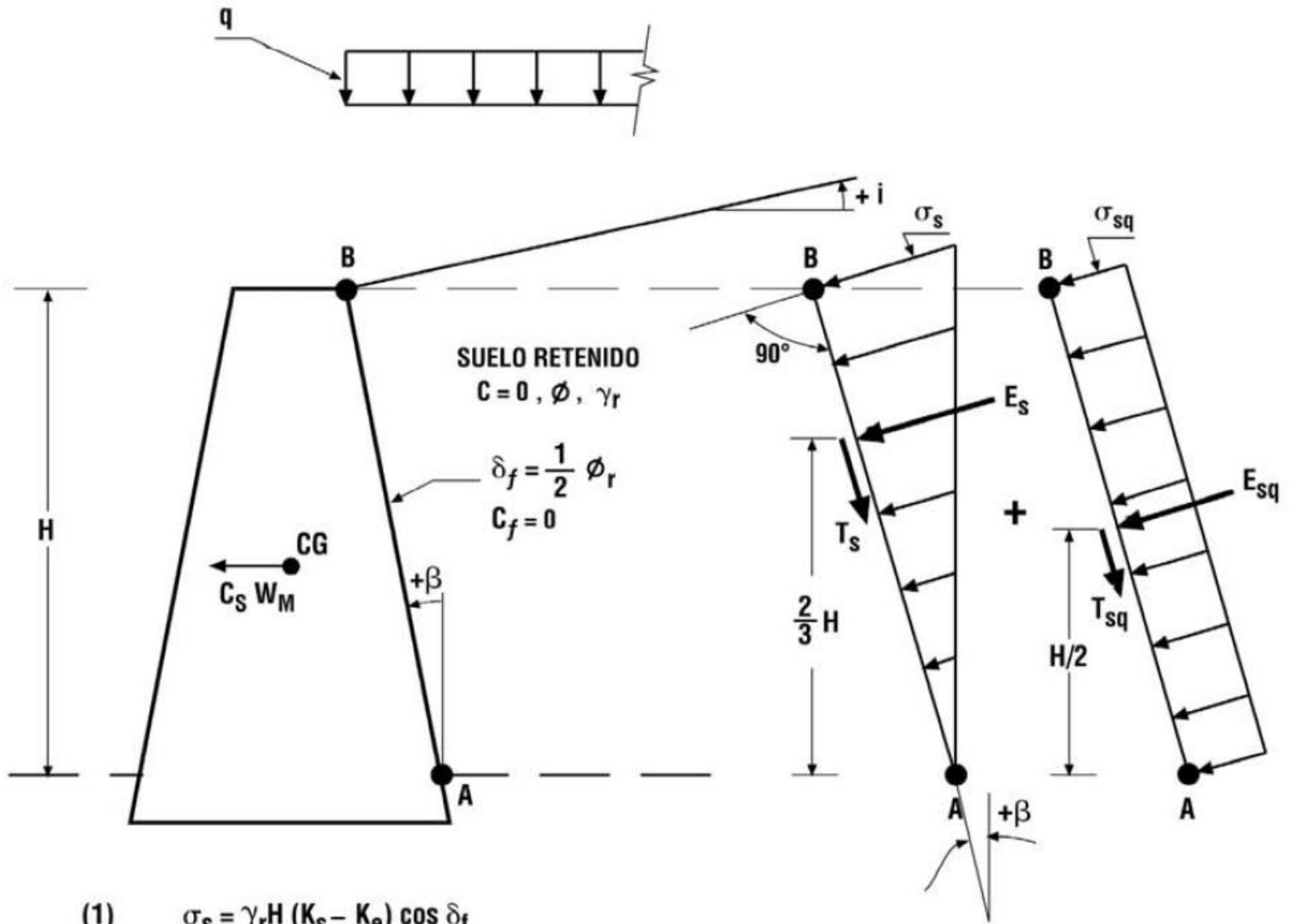
3.1003.403 Empujes de Tierra Sísmicos.

3.1003.403(1) Modelo de Análisis. Para determinar la *componente sísmica* del empuje, σ_s , se utilizarán las expresiones basadas en Mononobe y Okabe las cuales se formulan en las Láminas 3.1003.403(1)A y 3.1003.403(1)B. La expresión del coeficiente de empuje sísmico de Mononobe y Okabe establecida por la ec. (3) de la Lámina 3.1003.403(1).A, será tanto más válida en tanto se verifique $(i + \theta) < \phi$. Si $(i + \theta) > \phi$ hacer $\phi = i + \theta$, lo que implica sobrevalorar la componente sísmica del empuje ya que, para que se verifique $(i + \theta) > \phi$, el suelo debe presentar cohesión, la cual no se incluye en la expresión del coeficiente de empuje sísmico K_s . En estricto rigor, si $i + \theta > \phi$ se debe determinar *el empuje resultante estático más sísmico* mediante un análisis de estabilidad, empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional, en los que se incluya la cohesión del suelo.

Se deberá tener en cuenta la limitación del modelo de análisis expuesta en el Numeral 3.1003.401(4) para muros de contención en laderas.

El coeficiente sísmico, C_s , a utilizar en el diseño del muro de contención se determinará como $C_s = 0.5A'_0$, en que A'_0 es el coeficiente de aceleración máxima efectiva establecido en la Tabla 3.1004.302.A. Se exceptuarán situaciones especiales y a criterio de la Dirección de Vialidad, en las que el coeficiente sísmico de diseño se determinará sobre la base de corrimientos sísmicos permanentes preestablecidos (ver 3.1003.403(2) c)).

La componente sísmica calculada con las expresiones de las Láminas 3.1003.403(1)A y 3.1003.403(1)B se superpondrá al empuje estático.



(1) $\sigma_s = \gamma_r H (K_s - K_e) \cos \delta_f$

$$(1) \quad \sigma_s = \gamma_r H (K_s - K_e) \cos \delta_f$$

$$(2) \quad \sigma_{sq} = \frac{q \sigma_s}{\gamma_r H}$$

$$(3) \quad K_s = \left\{ \frac{\cos^2 (\phi - \beta - \Theta)}{\cos \Theta \cos^2 \beta \cos (\delta_f + \beta + \Theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta_f) \sin (\phi - i - \Theta)}{\cos (\delta_f + \beta + \Theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2} \right\} \cos \beta$$

K_e : según Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A

$$(4) \quad \Theta = \text{arctg } C_s$$

$$(5) \quad T_s = E_s \text{ tg } \delta_f$$

$$(6) \quad T_{sq} = E_{sq} \cdot \text{tg } \delta_f$$

W_M = Peso propio del muro en (tonf/ml)

σ_s = Componente sísmica de la presión de tierra (tonf/m²)

σ_{sq} = Componente sísmica de la presión debida a la sobrecarga, q, en (tonf/m²)

C_s = Coeficiente sísmico horizontal de diseño (adimensional)

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

E_{sq} y E_s = Resultantes diagramas de presión en (tonf/ml)

ϕ_r = Angulo de fricción del relleno (°)

ϕ = Angulo de fricción de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (°)

δ_f = Angulo de fricción movilizado en el plano ficticio (°); para el diseño se considera $\delta_f = \frac{1}{2} \phi_r$

γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)

H = Altura en (m)

3.1003.403(2) e) Factores de Seguridad. Los factores de seguridad para la condición sísmica en muros de contención en general, determinados con el empuje estático más la componente sísmica del empuje, serán:

Deslizamiento

$$FSSD \geq 1,1$$

Volcamiento

$$FSSV \geq 1,15 FSSD$$

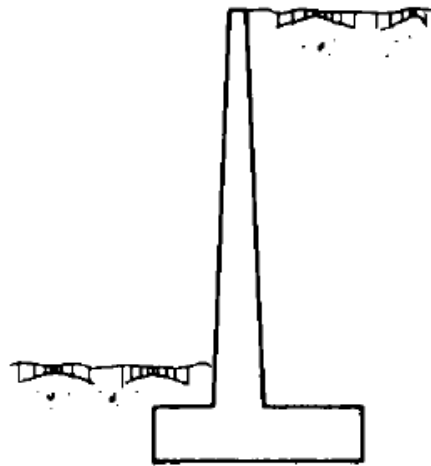
La condición $FSSV \geq 1.15 FSSD$ debe verificarse cualquiera sea el valor de FSSD. Esta condición no será exigible si se verifica $FSSV \geq 1,0$ para $C_s = A'_0$.

Para el cálculo de estos factores de seguridad se considerará 100% de la fuerza de inercia del suelo sobre la zarpa trasera del muro y 100% de la inercia del muro³.

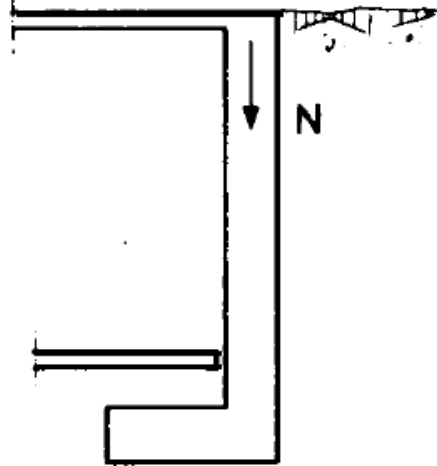
Para el caso particular de muros de contención de estribos se mantendrá lo expuesto para muros de contención en general, salvo que el factor de seguridad sísmico al deslizamiento deberá verificar $FSSD \geq 1,25$.

- CONCEPTOS, DEFINICIONES.

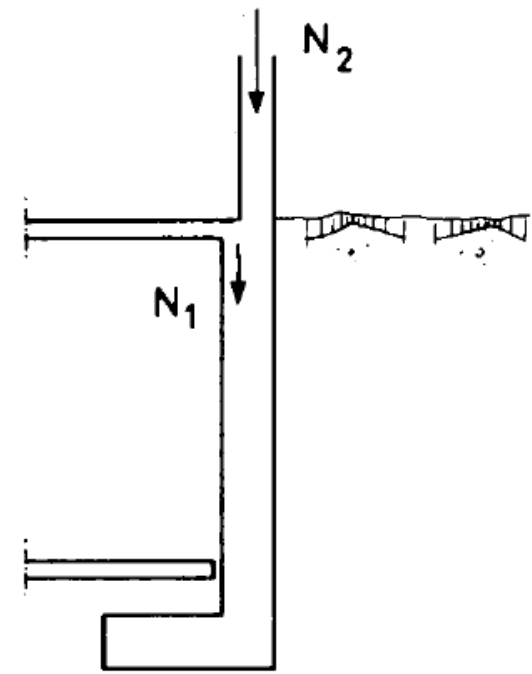
El carácter fundamental de los muros es el de servir de elemento de contención de un terreno, que en unas ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial. En la situación anterior, el cuerpo del muro trabaja esencialmente a flexión y la compresión vertical debida a su peso propio es generalmente despreciable. Otras veces soporta las cargas del nivel de obra y otras veces de niveles superiores



a)

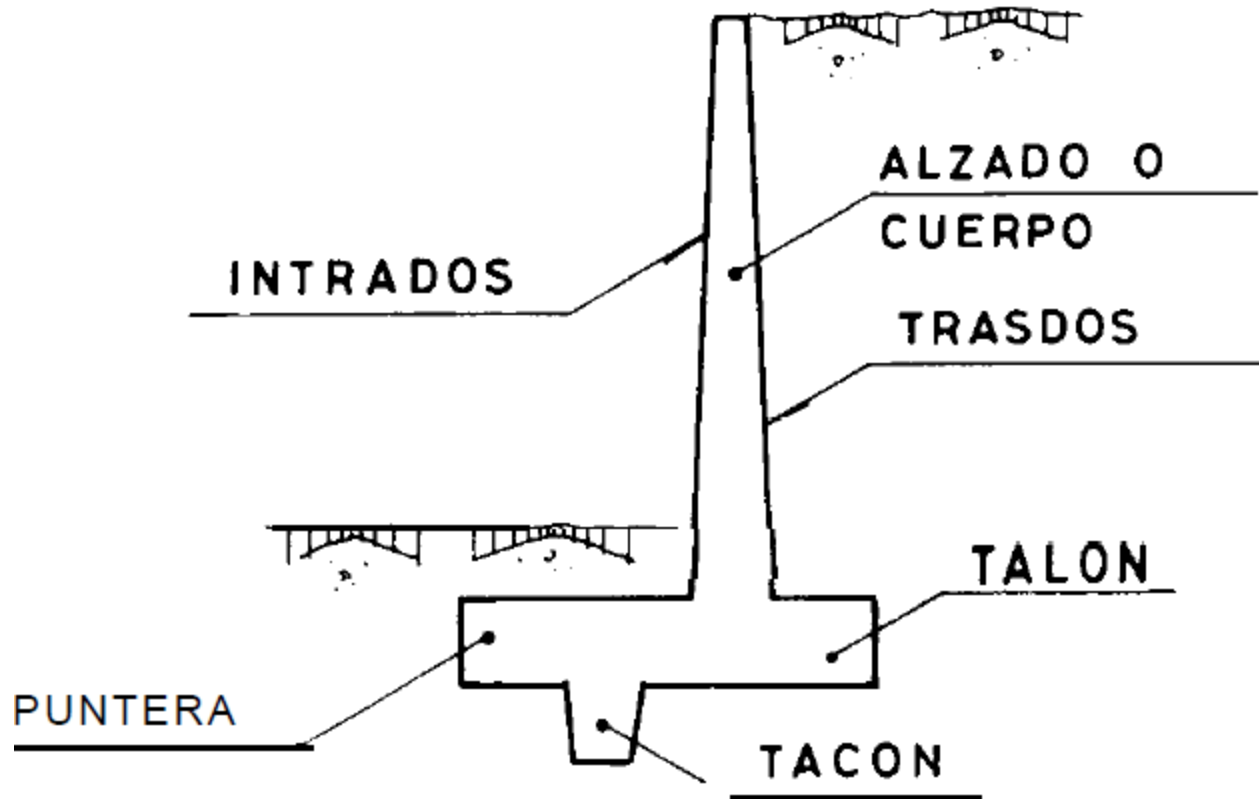


b)



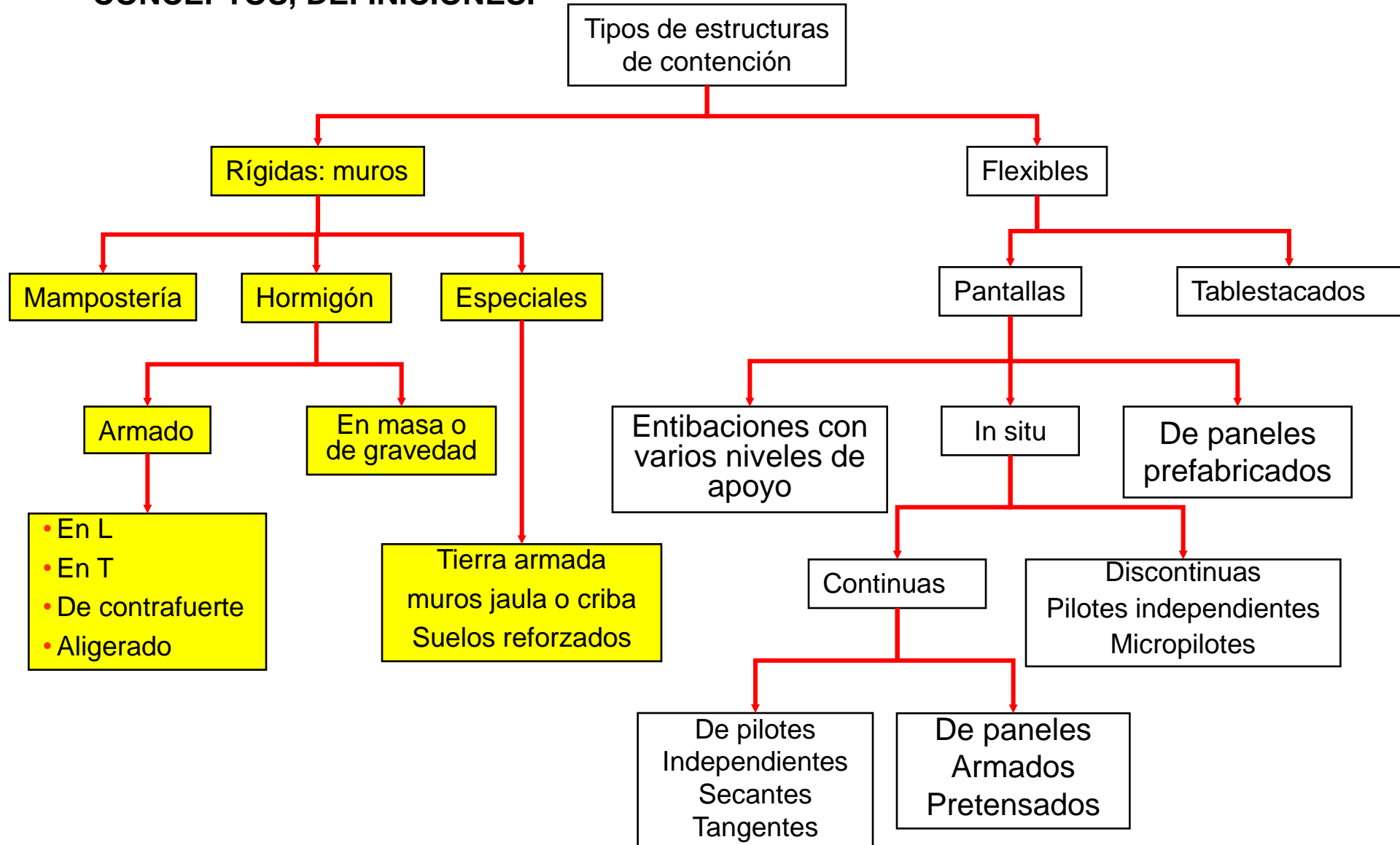
c)

- CONCEPTOS, DEFINICIONES.

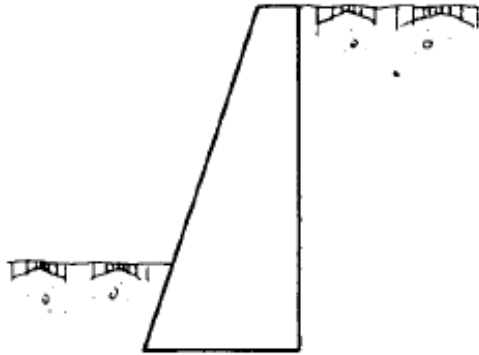


- CONCEPTOS, DEFINICIONES.

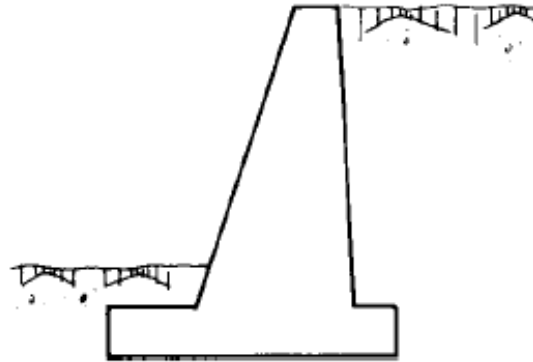
TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN



MUROS DE GRAVEDAD.

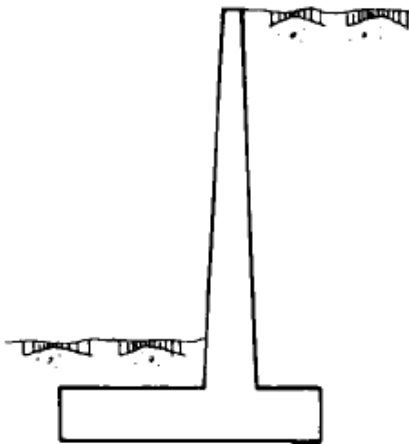


a)

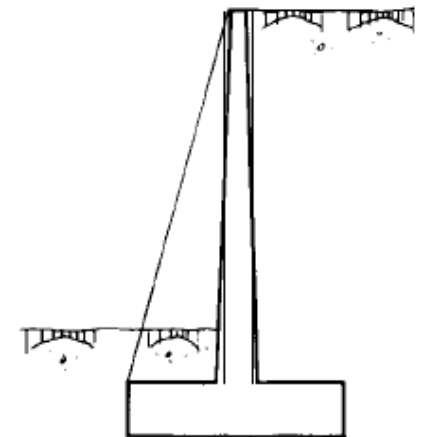
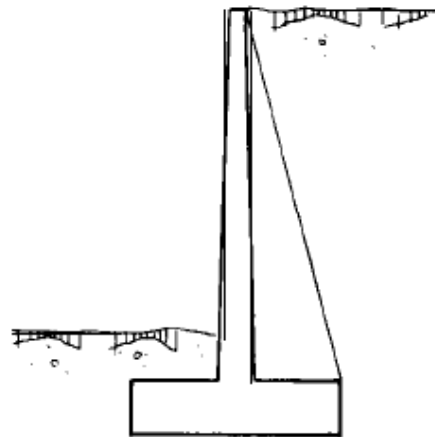


b)

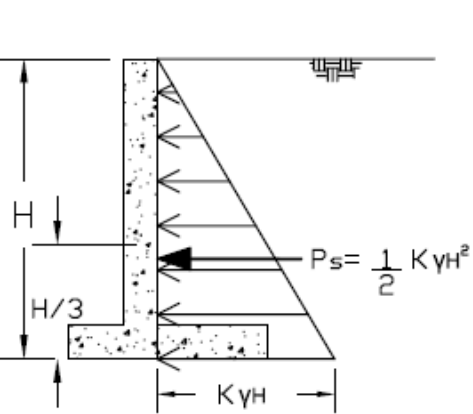
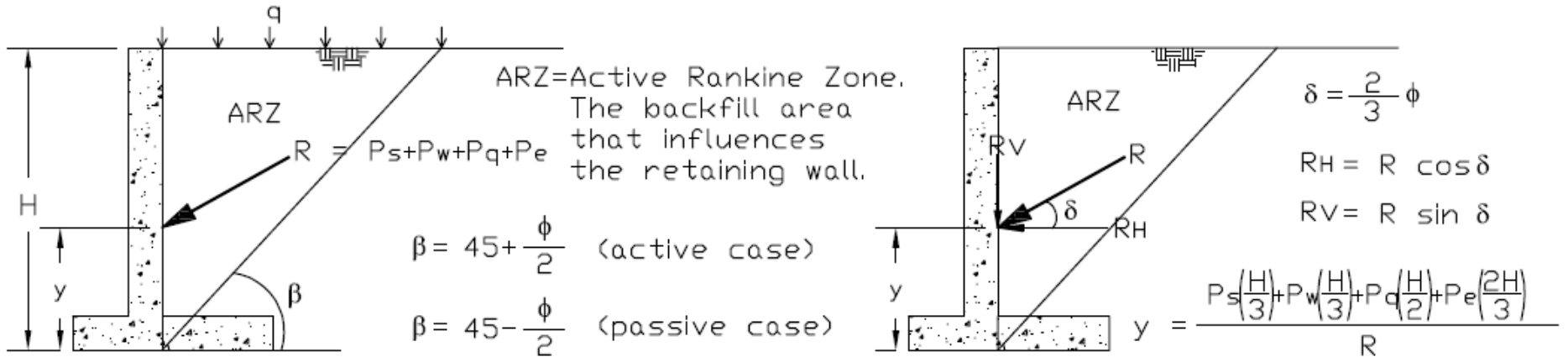
MUROS MENSULA.



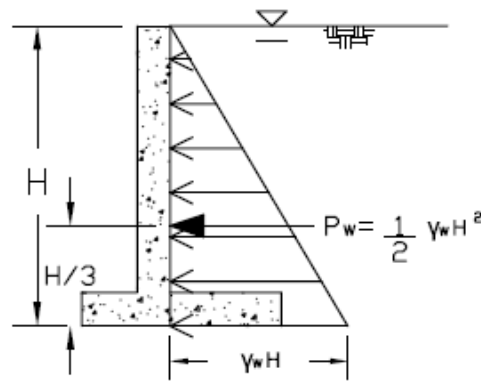
MUROS CONTRAFUERTE.



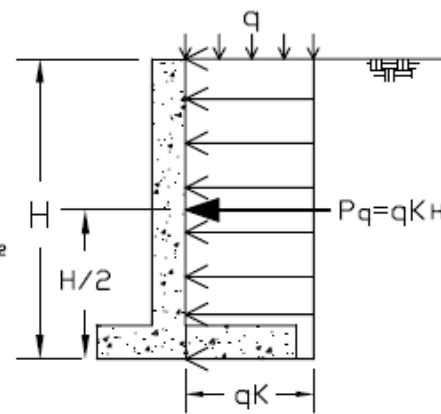
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.



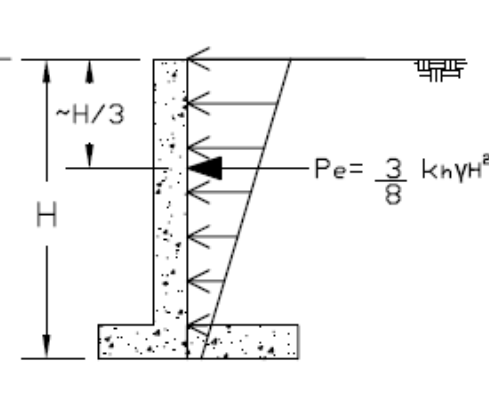
SOIL COMPONENT



PORE WATER COMPONENT

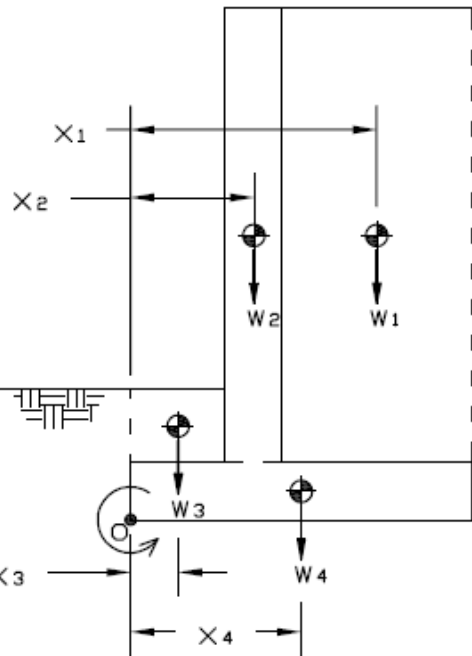


SURCHARGE COMPONENT



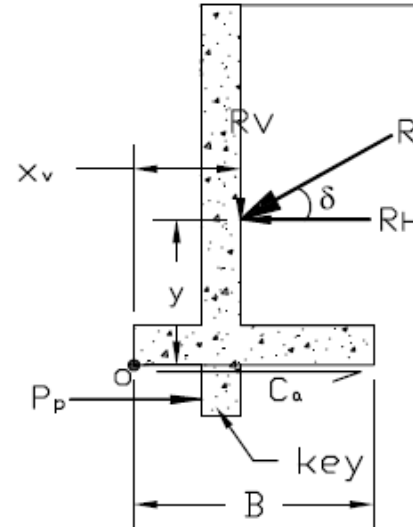
EARTHQUAKE COMPONENT

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.



OVERTURNING

$$\frac{\Sigma W_i x_i + R_v x_v}{R_H(y)} \geq F.S$$



$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

$$R_H = R \cos \delta$$

$$R_V = R \sin \delta$$

R = 'see analysis above'

$P_p = P_s$ on key only using passive pressure ('see analysis above')

y = 'see analysis above'

- $W_1 =$ (area of soil above footing heel) γ_{soil}
- $+ W_2 =$ (area of wall concrete) $\gamma_{concrete}$
- $+ W_3 =$ (area of soil above footing toe) γ_{soil}
- $+ W_4 =$ (area of footing concrete) $\gamma_{concrete}$

$$= \Sigma W_i$$

- $w_1(x_1) =$ w_1 (distance from point 'o' to centroid of W_1)
- $+ w_2(x_2) =$ w_2 (distance from point 'o' to centroid of W_2)
- $+ w_3(x_3) =$ w_3 (distance from point 'o' to centroid of W_3)
- $+ w_4(x_4) =$ w_4 (distance from point 'o' to centroid of W_4)

$$= \Sigma W_i x_i$$

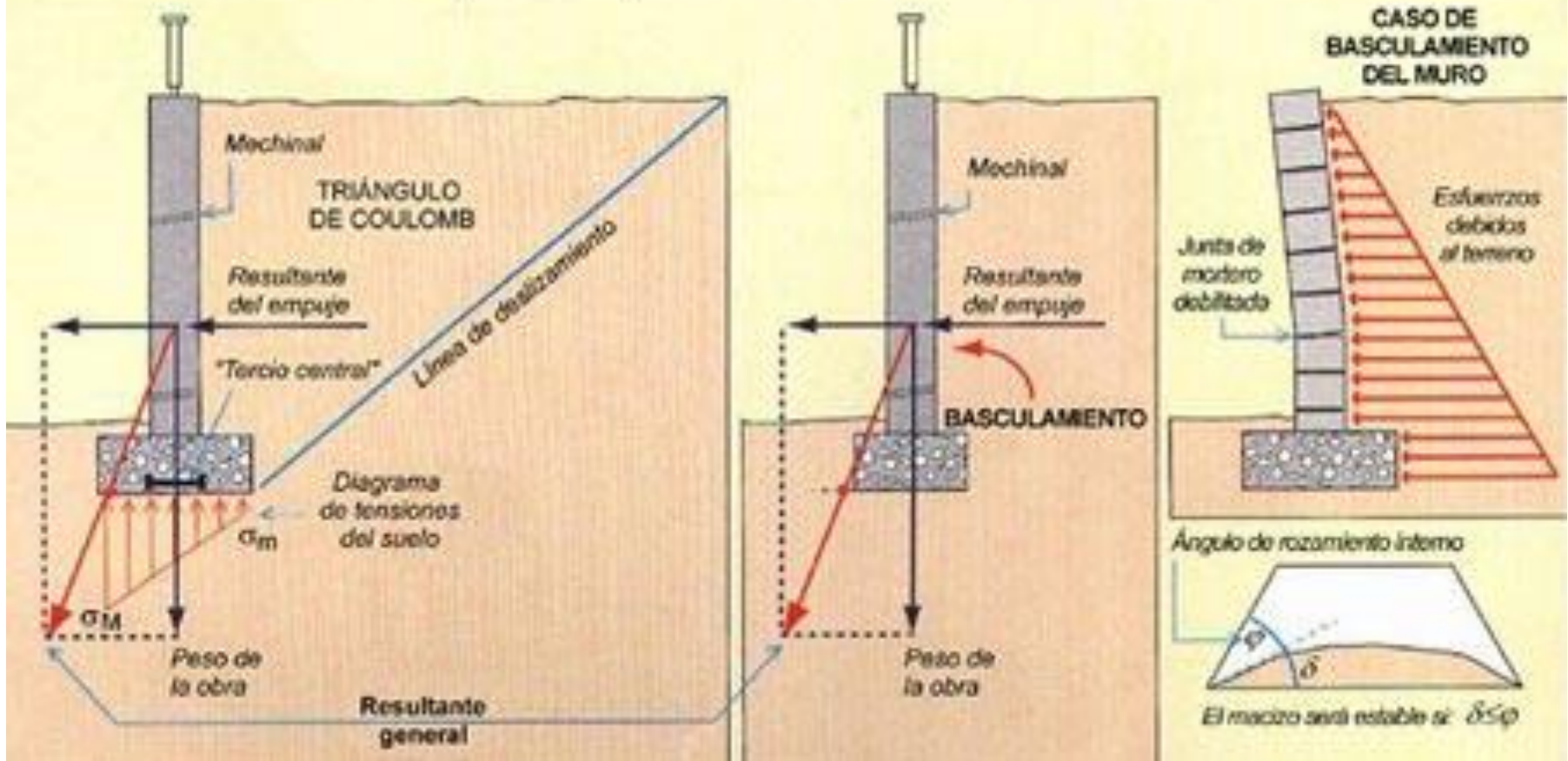
SLIDING

$$\frac{(\Sigma W_i + R_v) \tan \delta + C_a B}{R_H} \geq F.S \quad \text{no key}$$

$$\frac{(\Sigma W_i + R_v) \tan \delta + C_a B + P_p}{R_H} \geq F.S \quad \text{key}$$

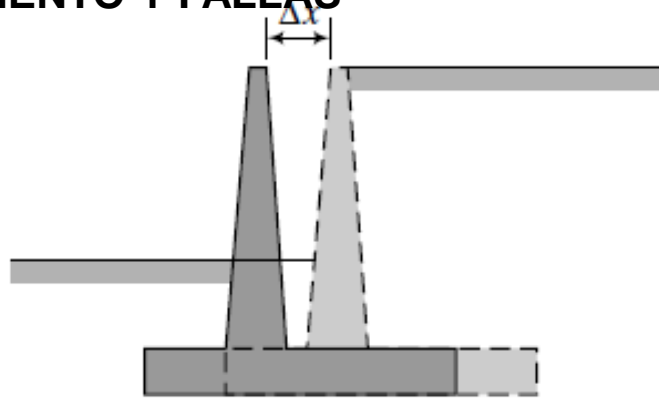
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

Esquema simplificado de solicitaciones a un muro



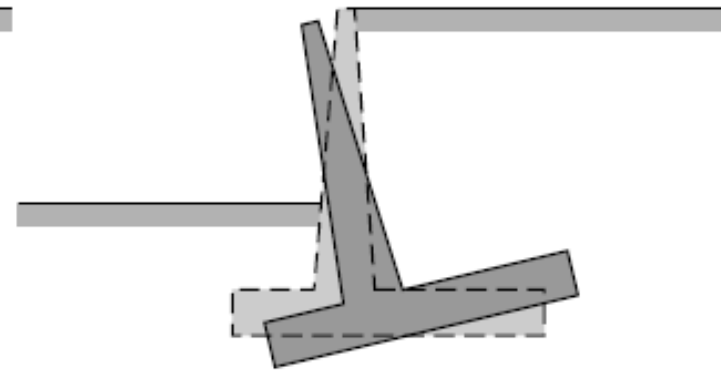
FUNCIONAMIENTO Y FALLAS

FUNCIONAMIENTO Y FALLAS

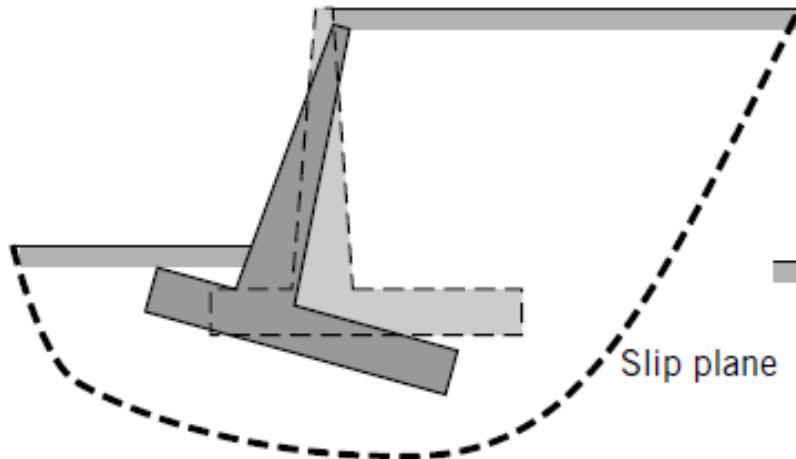


(a) Sliding or translational failure

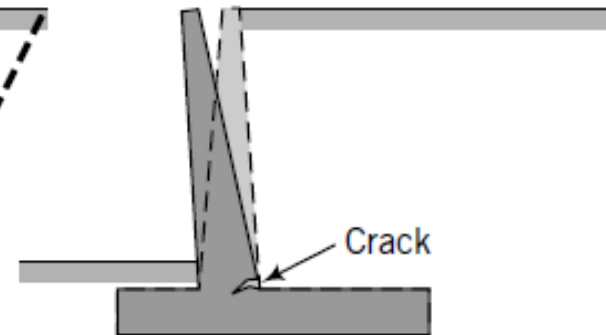
FALLAS SISTEMAS RÍGIDOS



(b) Rotation and bearing capacity failure

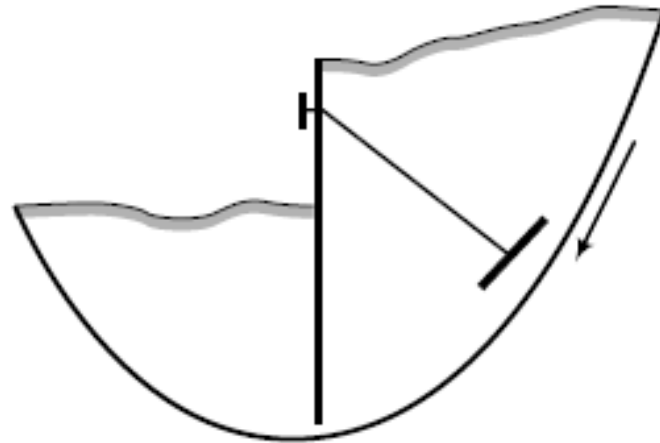


(c) Deep-seated failure

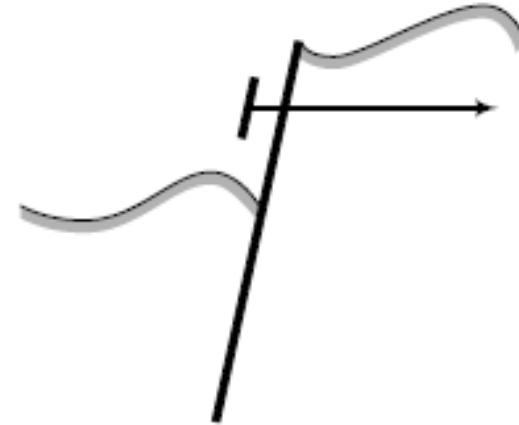


(d) Structural failure

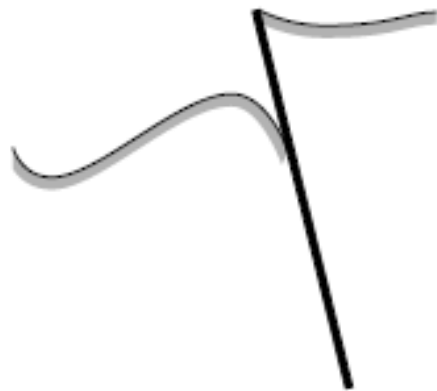
FUNCIONAMIENTO Y FALLAS



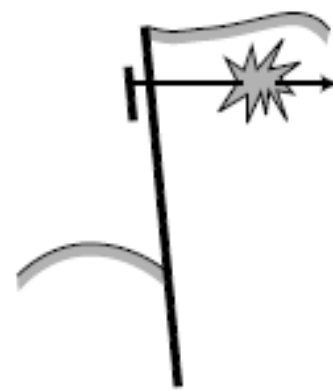
(a) Deep-seated failure



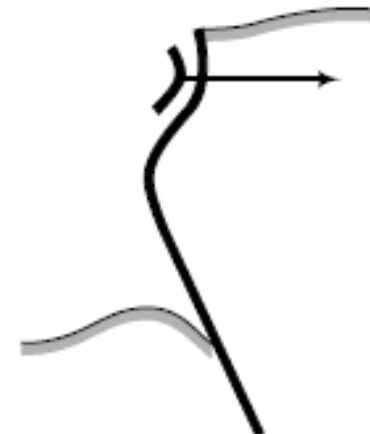
(b) Rotation about the anchor/prop



(c) Rotation near base



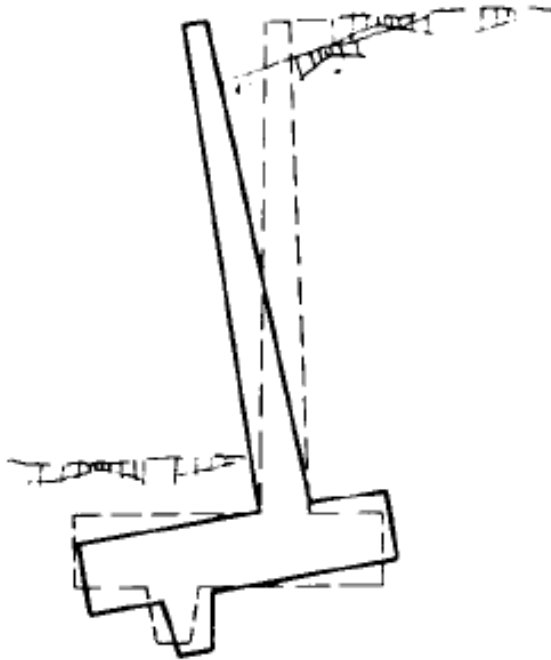
(d) Failure of anchor/prop



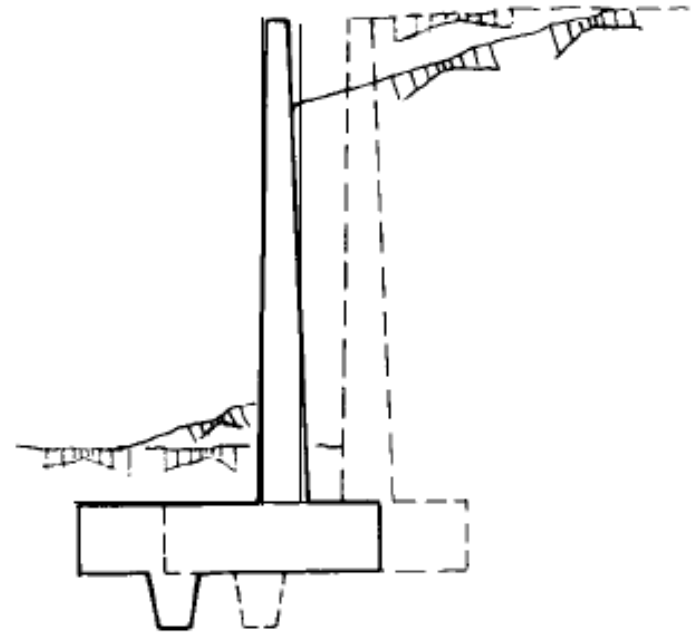
(e) Failure by bending

FORMAS DE FALLA

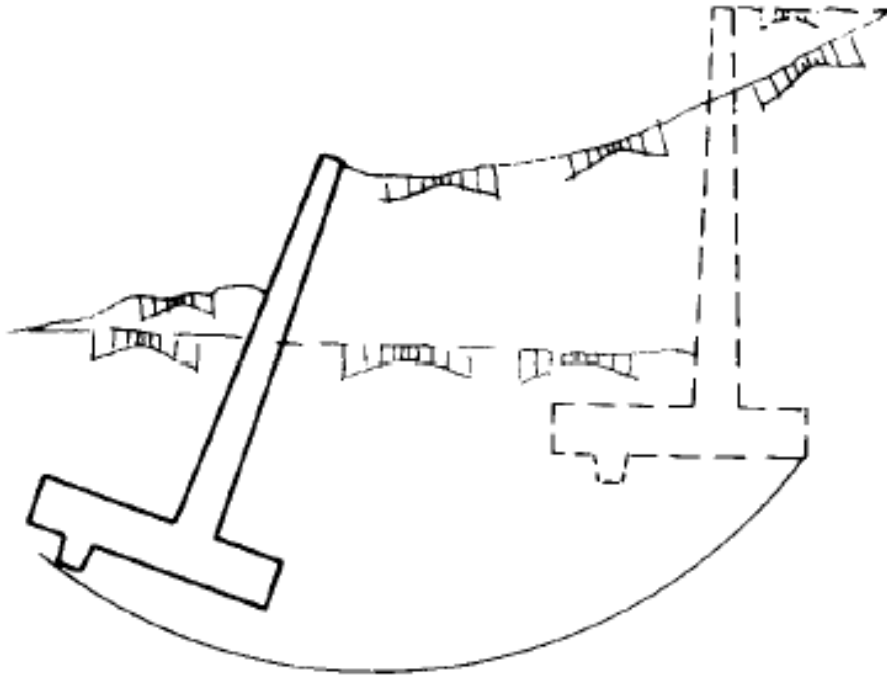
Giro excesivo del muro
considerado como un
cuerpo rígido



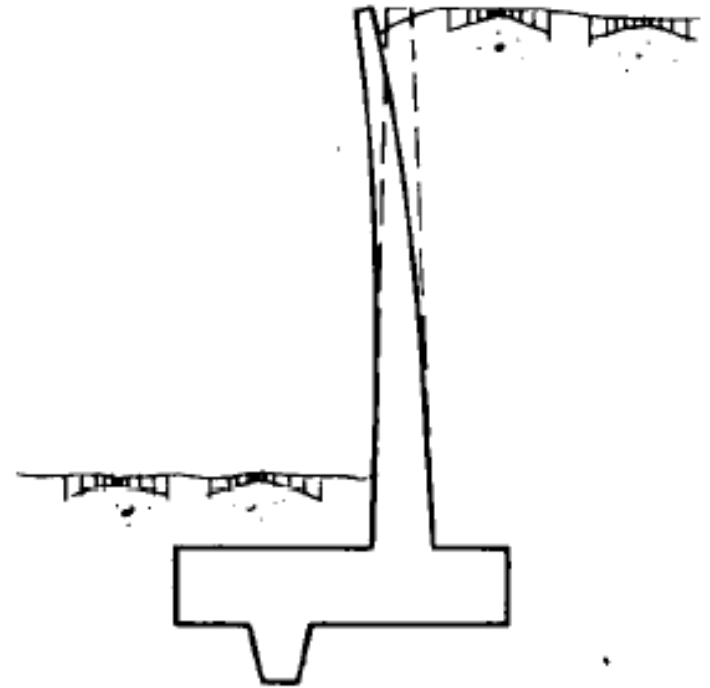
Deslizamiento del muro.



Deslizamiento profundo de muro: Es debido a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular.

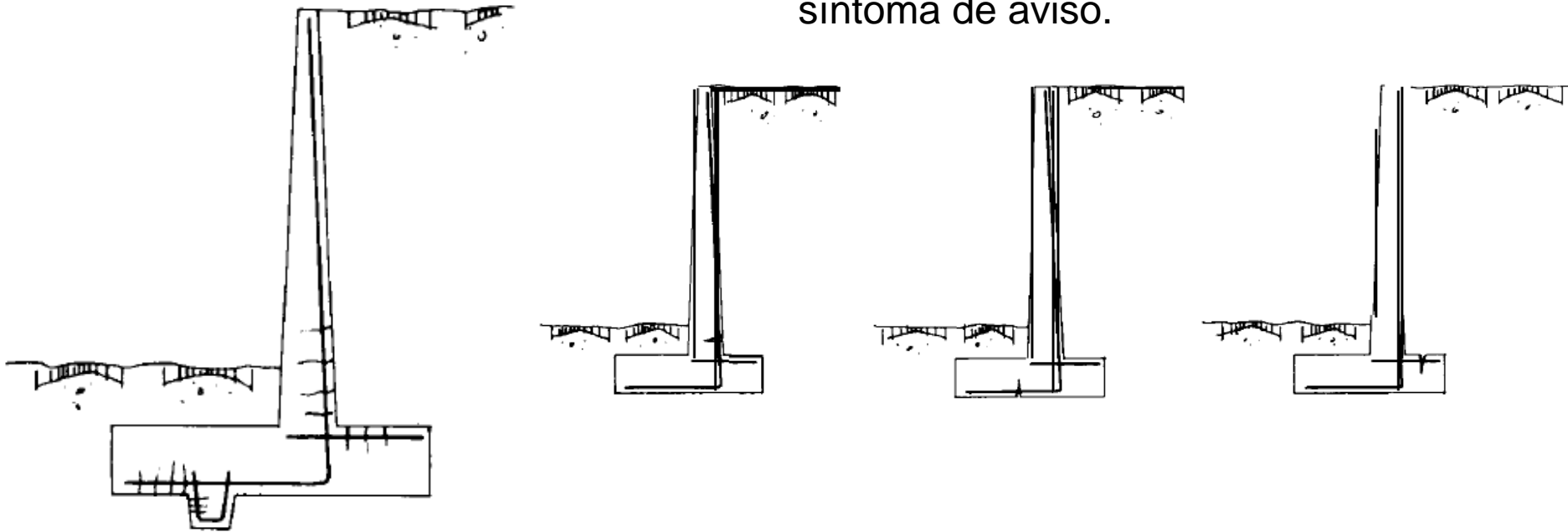


Deformación excesiva del alzado. Es una situación rara salvo en muros muy esbeltos, lo cual es un caso poco frecuente.

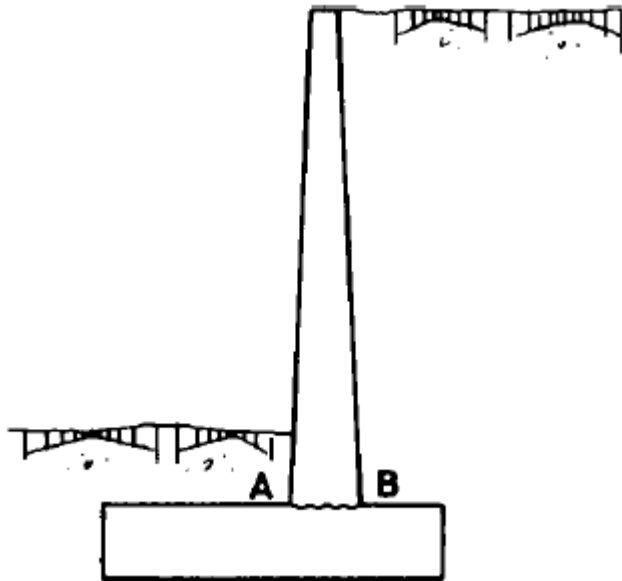


Fisuración excesiva. Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración especialmente grave si su ancho es excesivo.

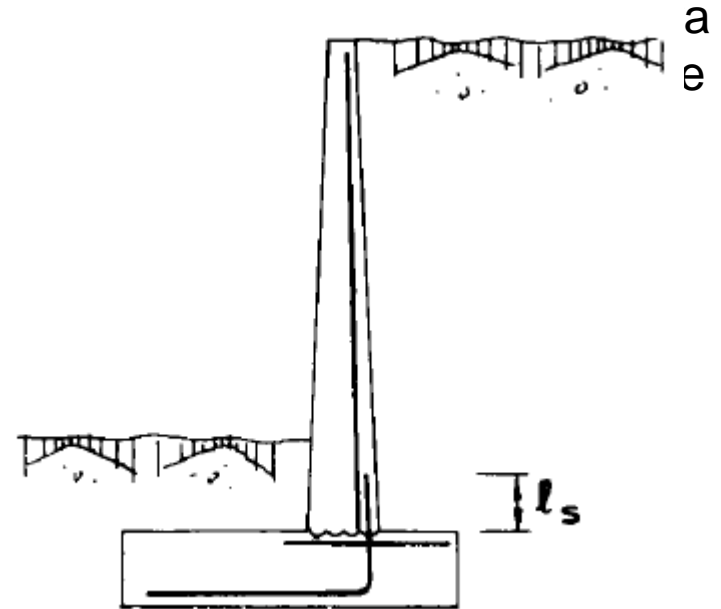
Rotura por flexión. Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de prerrotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos esta oculta, con 10 cms de hormigón, por lo cual no existe ningún síntoma de aviso.



Rotura por esfuerzo rasante. La sección peligrosa suele ser la de arranque del alzado, que es una junta de hormigonado obligada, en zona de máximo momento flector y



Rotura por fallo de solape. La sección peligrosa suele ser la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud de solape debe ser arm esfu



Fallas



Fallas



Fallas



Fallas



Fallas



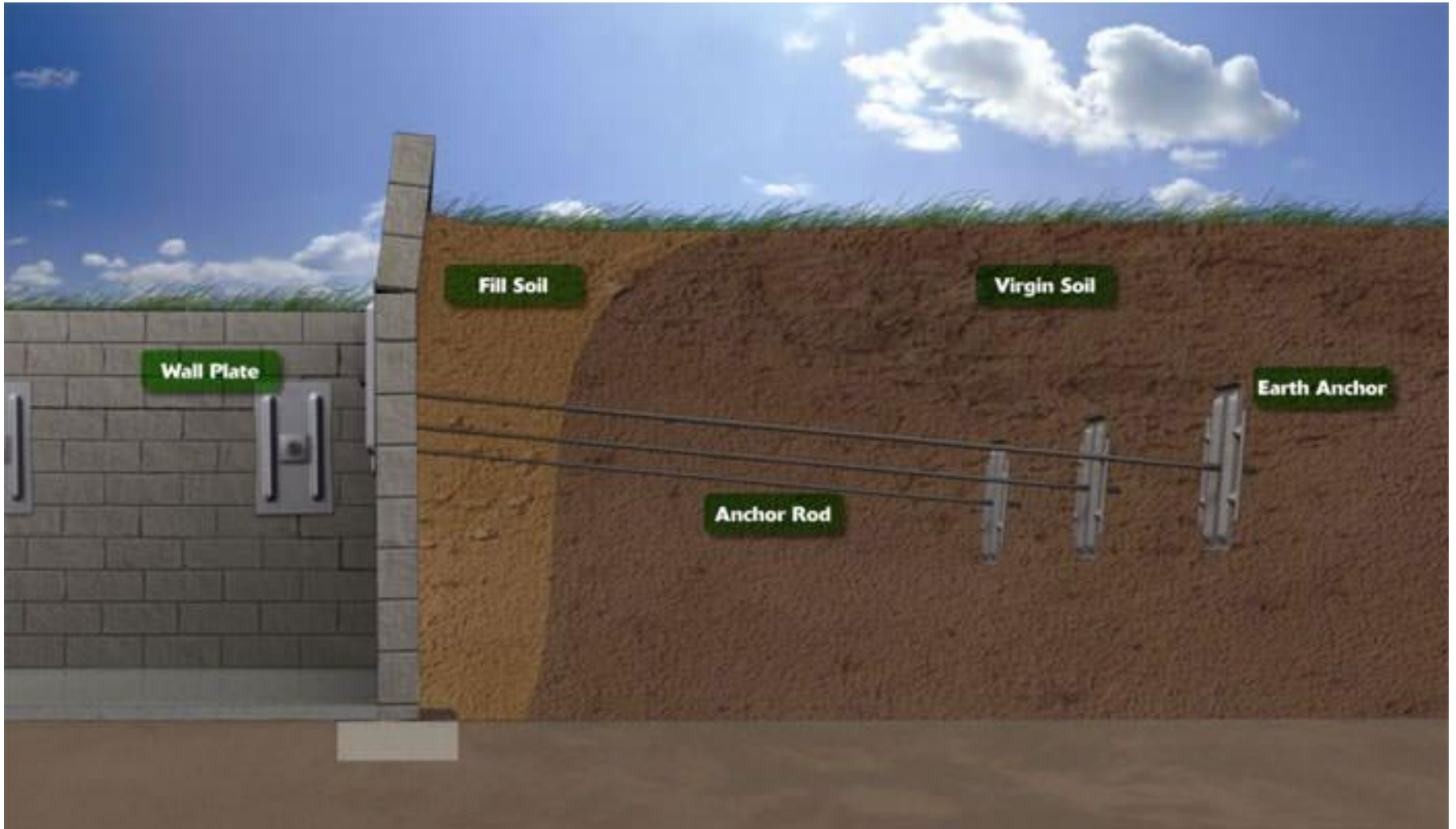


Fallas

Fallas

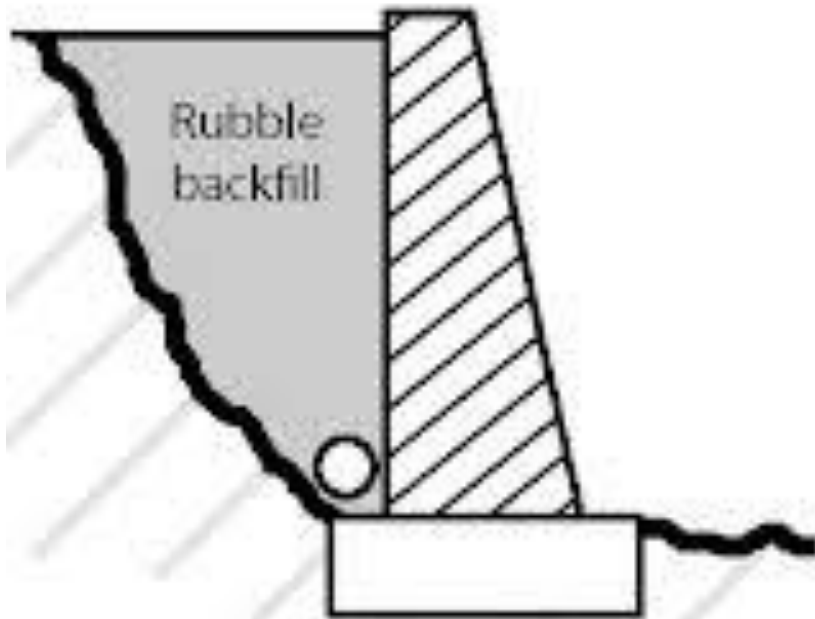


Fuerzas anexas

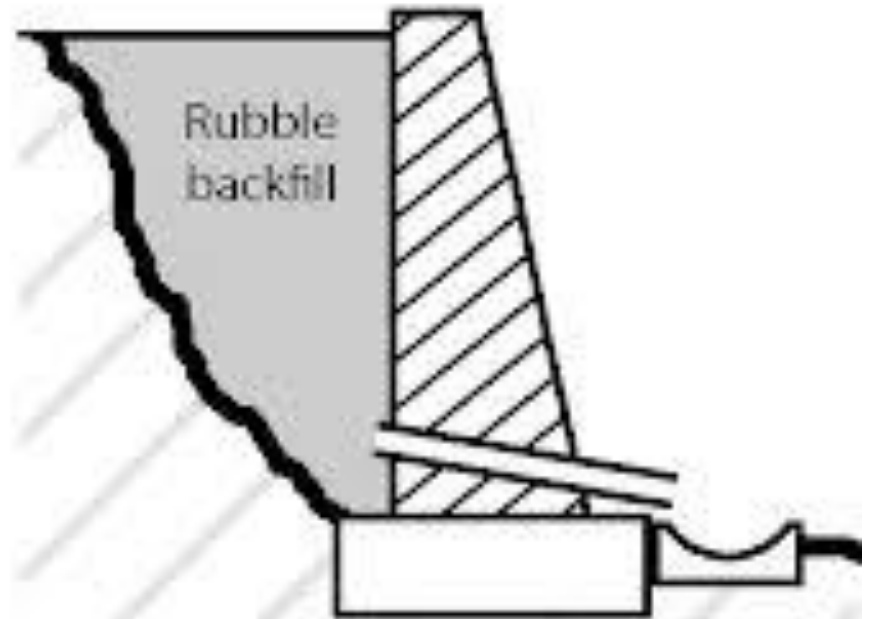


MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO

DRENAJE

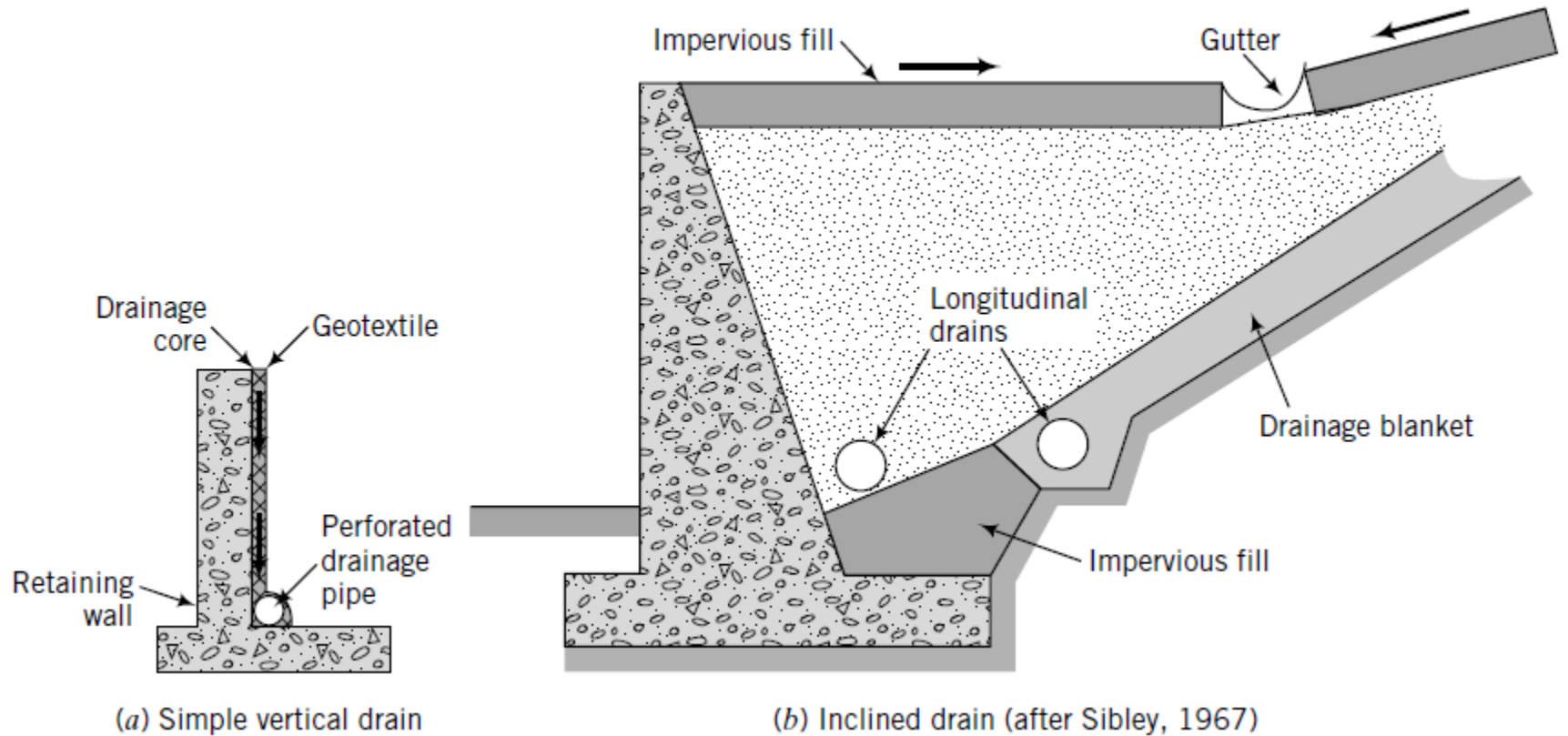


Drainage Pipe behind the wall

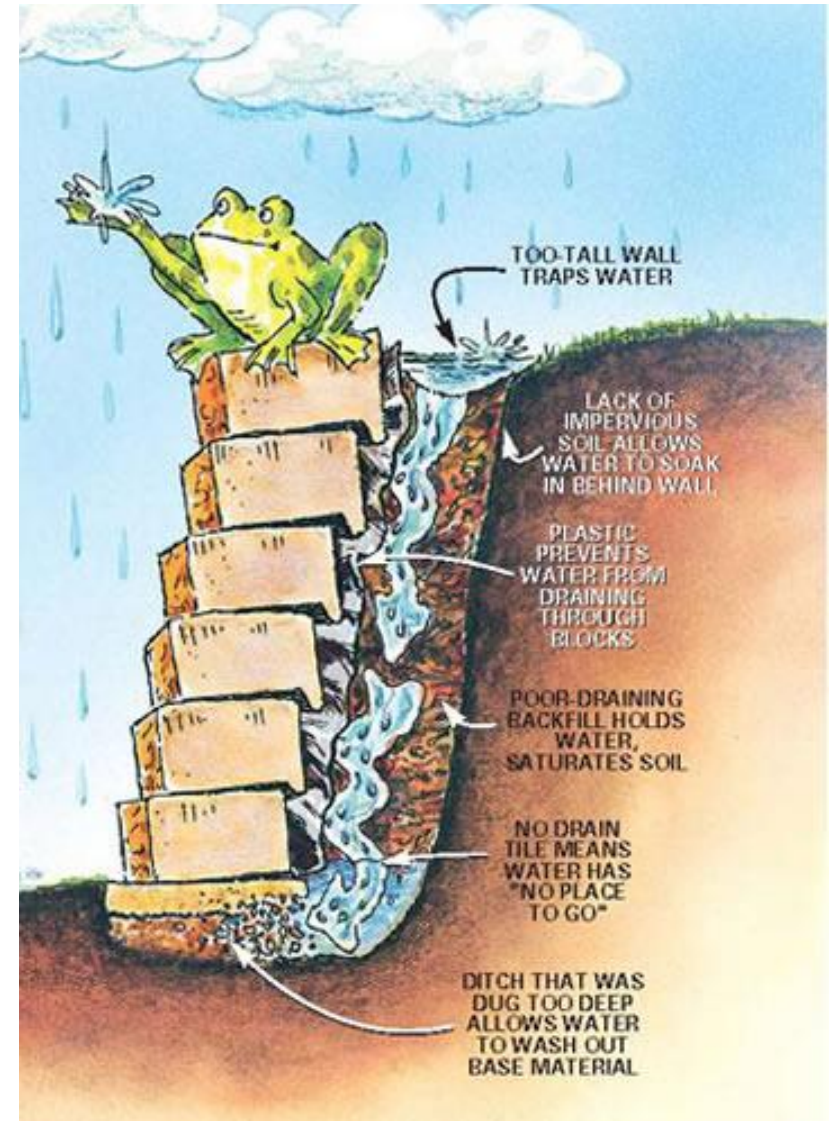
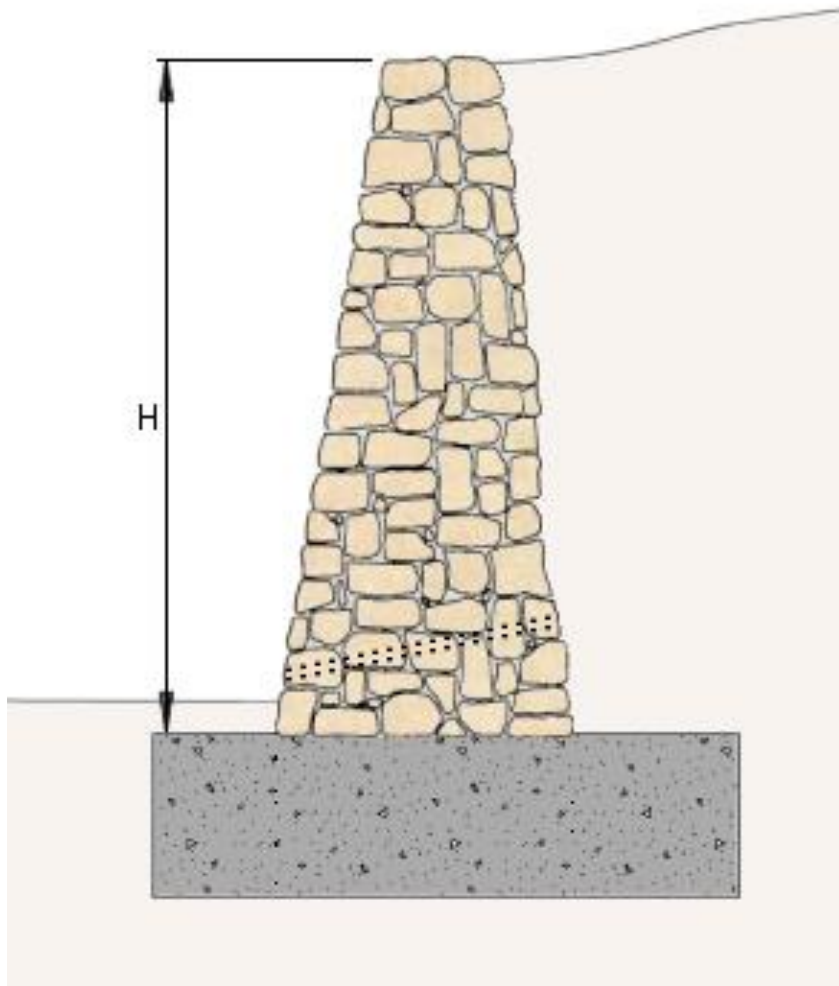


Drainage pipe through the wall

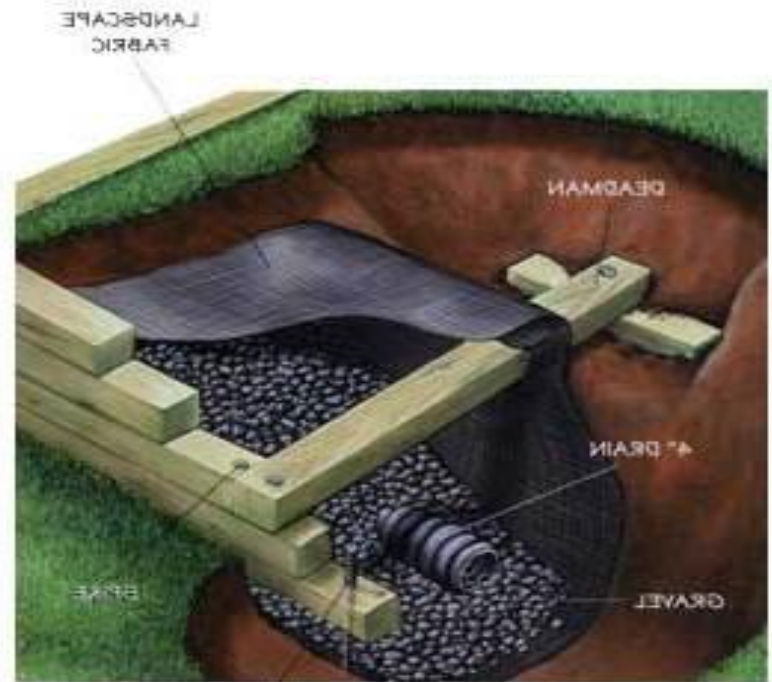
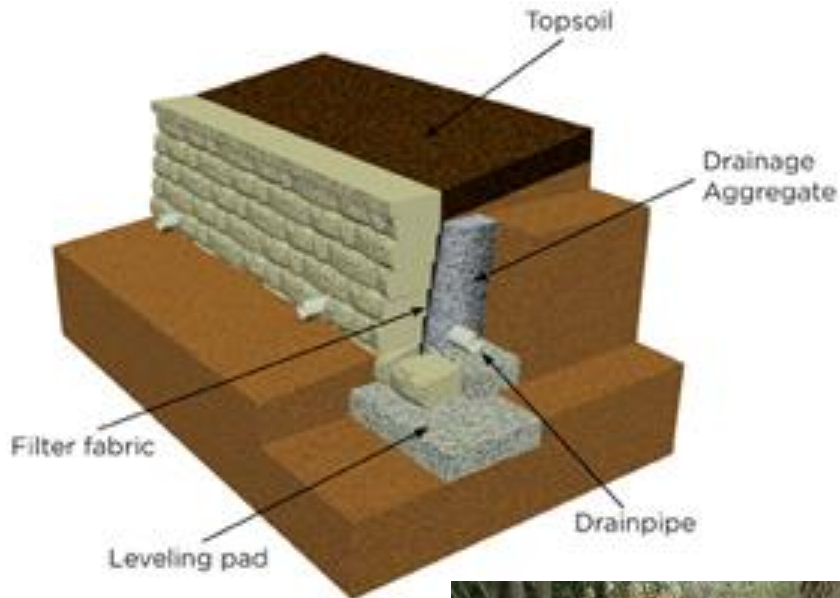
DRENAJE



DRENAJE

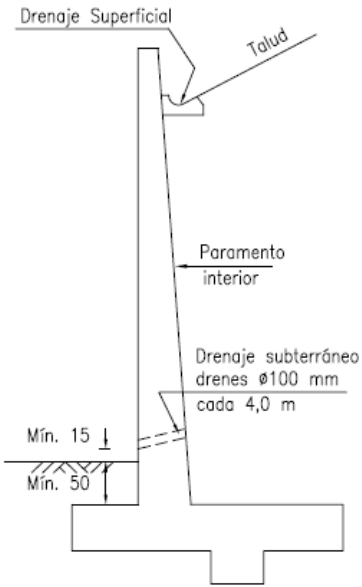


DRENAJE



KEBAK

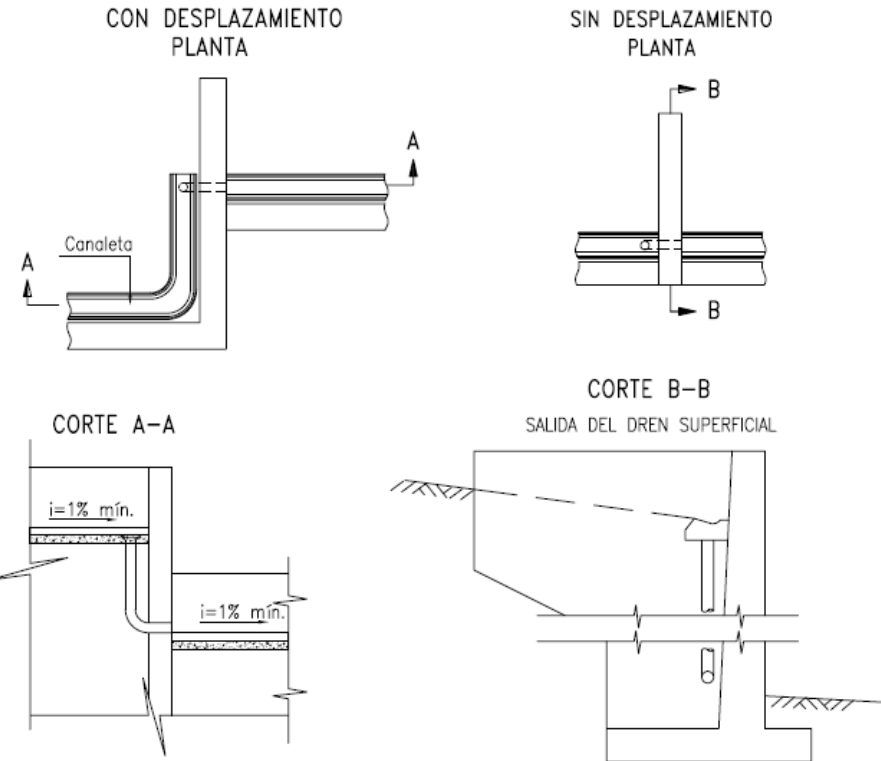
SECCION MURO TIPO



NOTAS

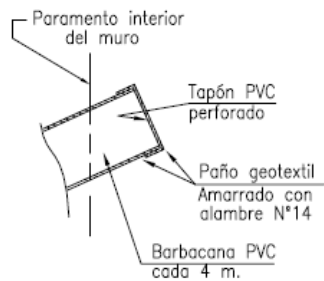
- 1.- Soluciones aplicables a los diferentes tipos de muros de contención de tierras propuestos en el volumen.
- 2.- Materiales según especificaciones lámina "parámetros y especificaciones" del muro correspondiente. Otros materiales según lo detallado en esta lámina.
- 3.- En general, al proyectar muros debe considerarse drenaje superficial y subterráneo. En ningún caso puede faltar drenaje subterráneo.
- 4.- Se proveerá barbacanas complementarias a media altura, cuando las circunstancias lo aconsejen y siempre en muros con $h > 5$ m en tal caso se contemplará la bajada de agua correspondiente, a fin de proteger la estética del muro.

**DETALLES DRENAJE SUPERFICIAL
CANALETAS EN MUROS EN DESNIVEL**



DETALLES DRENAJE SUBTERRANEO

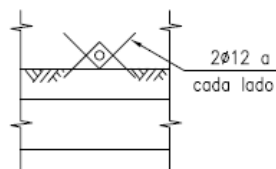
DETALLE TAPON DE BARBACANA



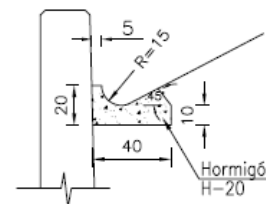
DETALLE TAPON PVC PERFORADO



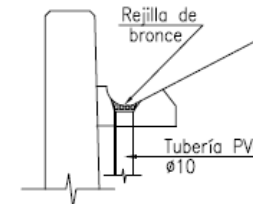
REFUERZOS EN DRENES



DETALLE CANALETA DE HORMIGON TIPO



DETALLE TUBO DE BAJADA



DETALLE REJILLA TIPICA DE BRONCE

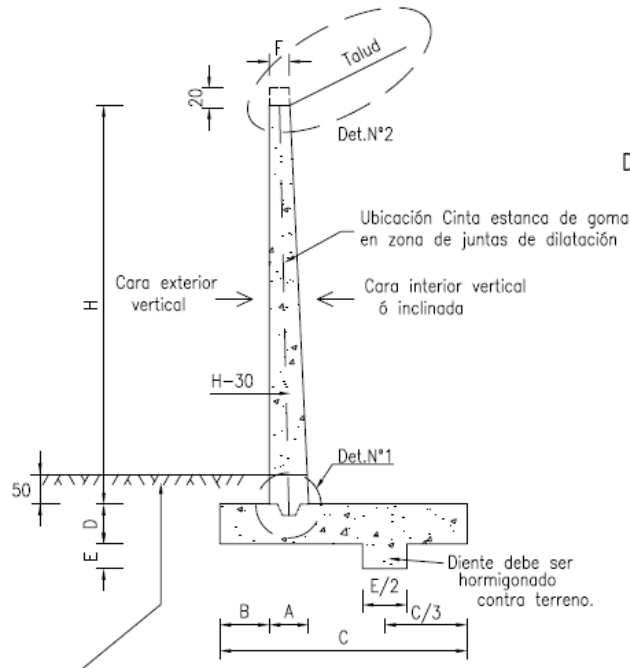




CONSTRUCCION

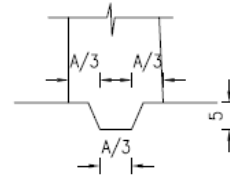


Planos y juntas

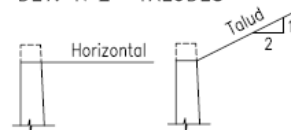


Relleno suficiente para prevenir apozamiento del agua. Construido una vez retirado el moldaje del muro y antes de construir el relleno estructural del muro.

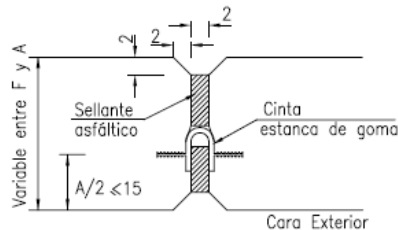
DET. N°1 LLAVE DE CORTE EN JUNTA DE CONSTRUCCION



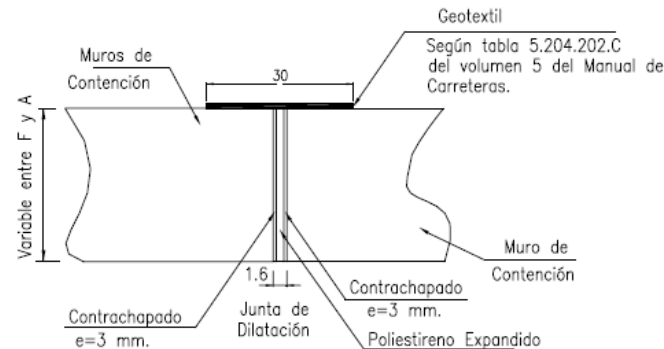
DET. N°2 TALUDES



DETALLE JUNTA DE DILATACION ESTANCA



JUNTA DE DILATACION NO ESTANCA



ESPECIFICACIONES

I.- MATERIALES (Según Manual de Carreteras, Volumen 5)

- 1.- Hormigón H-30 (zapata y elevación)
- 2.- Emplantillado H-5, e mín= 5,0 cm.
- 3.- Acero A63 - 42H
- 4.- Sellante asfáltico tipo mastic, en juntas de dilatación
- 5.- Verificar propiedades del suelo mediante calicata de 3 m. y ensayos especificados, para arenas y suelos finos.

II.- CONSTRUCTIVAS

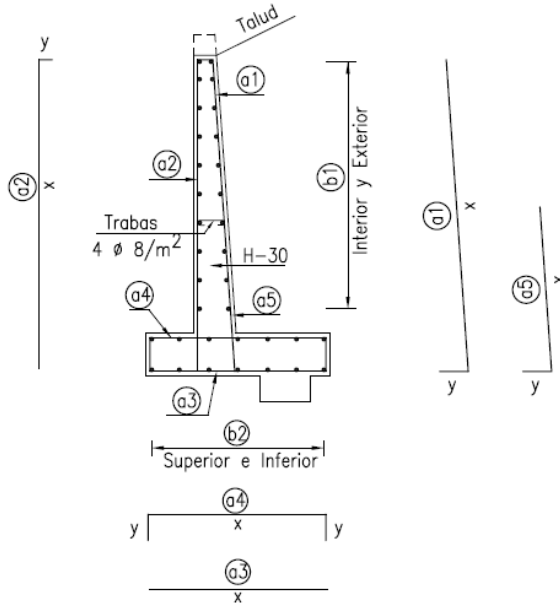
- 1.- Recubrimientos : 5,0 cm.
- 2.- Para detalle de sistema de drenaje ver lámina 4.405.002
- 3.- En suelos finos de consistencia media o baja ($\sigma_{est} < 2 \text{ kg/cm}^2$) se deberá efectuar un nuevo diseño de muro.
- 4.- Excavaciones y relleno estructural según lámina 4.002.009
- 5.- Juntas de dilatación a todo el alto del muro según Numeral 3.1003.605 del Volumen 3 del Manual de Carreteras.
- 6.- El sello de fundación será recibido por la Inspección Fiscal.
- 7.- El paramento vertical del muro lado tierras debe llevar una mano de impermeabilizante asfáltico.
- 8.- Los fierros deben respetar los diámetros de doblado mínimo que establecen las normas. Para efectos de dibujo se consideró un doblado recto.
- 9.- Cotas en centímetros.

III.- BASES DE CALCULO

- 1.- Tensiones admisibles mínimas del suelo,
 $\sigma_{est} = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.- Diseño apto para suelos granulares, arenas compactas y suelos finos de consistencia media o superior.
En arenas de compacidad baja (densidad relativa inferior a 60%), se requiere un diseño especial del muro.
En suelos finos con resistencia a la compresión simple inferior a $1,0 \text{ kg/cm}^2$ medida en laboratorio o mediante un penetrómetro de bolsillo o con un ensayo de veleta, se requerirá un diseño especial, del muro.
- 3.- Angulo de fricción interno del relleno $\phi = 37^\circ$
- 4.- Peso específico del relleno estructural $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$

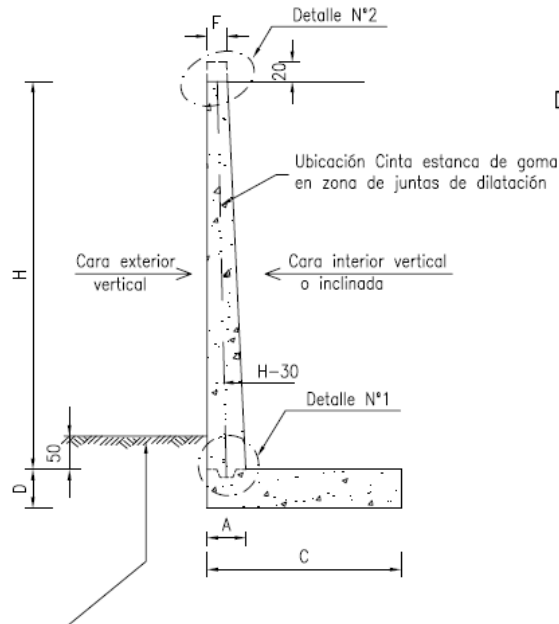
Planos y enfierradura

MURO DE CONTENCIÓN EN CANTILEVER TIPO A
COEFICIENTE DE ACELERACION C = 0,15
1,0 m < H < 3,5 m
GEOMETRIA, ARMADURA Y CUBICACIONES



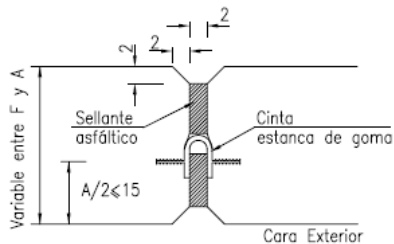
G E O M E T R I A (cm)												
	H = 100		H = 150		H = 200		H = 250		H = 300		H = 350	
	HORIZONTAL	TALUD 2:1	HORIZONTAL	TALUD 2:1	HORIZONTAL	TALUD 2:1	HORIZONTAL	TALUD 2:1	HORIZONTAL	TALUD 2:1	HORIZONTAL	TALUD 2:1
A	25	25	25	30	25	35	30	40	30	45	35	50
B	25	35	35	55	40	70	50	80	60	90	65	90
C	60	110	85	160	110	215	135	275	160	335	190	420
D	25	25	25	30	25	35	30	40	30	45	35	50
E	0	10	0	10	0	25	0	45	0	65	0	75
F	25	25	25	25	25	25	30	30	30	30	30	30
A R M A D U R A S (cm)												
a1	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø12a15	ø10a18	ø16a18	ø12a15	ø22a20	ø16a20	ø25a15	ø10a20	ø25a15
	x=115 y= 20	x=115 y= 20	x=165 y= 20	x=170 y= 30	x=215 y= 20	x=225 y= 40	x=270 y= 30	x=280 y= 50	x=320 y= 40	x=335 y= 50	x=375 y= 20	x=390 y= 50
a2	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø10a15	ø10a18	ø10a18	ø10a15	ø10a20	ø10a20	ø10a15	ø10a20	ø10a15
	x=115 y= 15	x=115 y= 15	x=165 y= 15	x=170 y= 15	x=215 y= 15	x=225 y= 15	x=270 y= 20	x=280 y= 20	x=320 y= 20	x=335 y= 20	x=375 y= 20	x=390 y= 20
a3	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø12a20	ø10a20	ø16a20	ø12a18	ø18a20	ø12a15	ø16a15
	x=50	x=100	x=75	x=150	x=100	x=205	x=125	x=265	x=150	x=325	x=180	x=410
a4	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø10a20	ø16a20	ø10a20	ø18a20	ø10a18	ø22a20	ø12a15	ø25a15
	x=50 y=15	x=100 y=15	x=75 y=15	x=150 y= 20	x=100 y= 15	x=205 y= 25	x=125 y= 20	x=265 y= 30	x=150 y= 20	x=325 y= 35	x=180 y= 25	x=410 y= 40
a5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	ø16a20	ø22a15
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	x=260 y= 40	x=320 y= 50
b1	4+4 ø10a25	4+4 ø10a25	6+6 ø10a25	6+6 ø10a25	8+8 ø10a25	8+8 ø10a25	12+12 ø10a20	12+12 ø10a20	15+15 ø10a20	15+15 ø10a20	17+17 ø10a20	17+17 ø10a20
b2	4+4 ø10a25	6+6 ø10a25	4+4 ø10a25	7+7 ø10a25	6+6 ø10a25	9+9 ø10a25	7+7 ø10a20	14+14 ø10a20	9+9 ø10a20	17+17 ø10a20	10+10 ø10a20	22+22 ø10a20
C U B I C A C I O N E S												
H-5 (m³)	0,03	0,06	0,04	0,08	0,06	0,11	0,07	0,14	0,08	0,17	0,10	0,21
H-30(m³)	0,45	0,60	0,64	0,96	0,83	1,44	1,22	2,11	1,44	2,91	1,86	3,85
Acero(Kg)	22,6	28,1	29,9	46,8	41,3	82,9	63,6	145,6	84,2	246,3	107,8	423,0

Planos y juntas

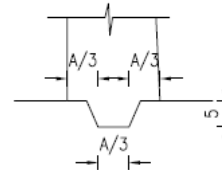


Relleno suficiente para prevenir apozamiento del agua. Construido una vez retirado el moldaje del muro y antes de construir el relleno estructural del muro.

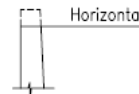
DETALLE JUNTA DE DILATACION ESTANCA



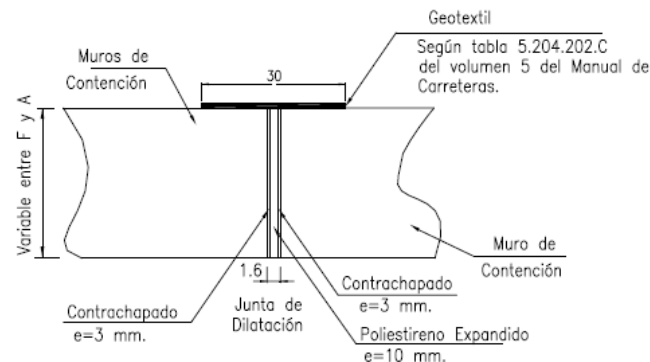
DET. N°1 LLAVE DE CORTE EN JUNTA DE CONSTRUCCION



DET. N°2 TALUD



JUNTA DE DILATACION NO ESTANCA



ESPECIFICACIONES

I.- MATERIALES (Según Manual de Carreteras, Volumen 5)

- 1.- Hormigón H-30 (zapata y elevación)
- 2.- Emplantillado H-5, e mín= 5,0 cm.
- 3.- Acero A63 - 42H
- 4.- Sellante asfáltico tipo mastic en junta de dilatación
- 5.- Verificar propiedades del suelo mediante calicata de 3 m. y ensayos especificados, para arenas y suelos finos.

II.- CONSTRUCTIVAS

- 1.- Recubrimientos : 5,0 cm.
- 2.- Para detalle de sistema de drenaje ver lámina 4.405.002
- 3.- En suelos finos de consistencia media o baja ($\sigma_{est} < 2 \text{ kg/cm}^2$) se debiera efectuar un nuevo diseño de la zapata del muro.
- 4.- Excavaciones y relleno estructural según lámina 4.002.009
- 5.- Juntas de dilatación a todo el alto del muro según Numeral 3.1003.605 del Volumen 3 del Manual de Carreteras.
- 6.- El sello de fundación será recibido por la Inspección Fiscal.
- 7.- El paramento vertical del muro lado tierras debe llevar una mano de impermeabilizante asfáltico.
- 8.- Los fierros deben respetar los diámetros de doblado mínimo que establecen las normas. Para efectos de dibujo se consideró un doblez recto.
- 9.- Cotas en centímetros.

III.- BASES DE CALCULO

- 1.- Tensiones admisibles mínimas del suelo,
 $\sigma_{est} = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.- Diseño apto para suelos granulares, arenas compactas y suelos finos de consistencia media o superior.
En arenas de compacidad baja (densidad relativa inferior a 60%), se requiere un diseño especial del muro.
En suelos finos con resistencia a la compresión simple inferior a 1.0 kg/cm^2 medida en laboratorio o mediante un penetrómetro de bolsillo o con un ensayo de veleta, se requerirá un diseño especial del muro.
- 3.- Angulo de fricción interno del relleno $\phi = 37^\circ$
- 4.- Peso específico del relleno estructural $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$