



5. Diseño y cálculo de estructuras de contención

5.1.) Introducción

1

• **Una estructura de contención:** obra de fábrica cuya misión es soportar adecuadamente las acciones provenientes del terreno y del exterior, motivadas por el hecho de que el suelo no tiene entidad propia para facilitar el cambio de nivel tan bruscamente como se desea.



• **proyectada para;**

- **Soportar** los empujes del terreno y cargas exteriores con integridad del material que lo constituye.
- **Trasmitir** a las zonas del terreno situadas por debajo del nivel de servicio más bajo –o de excavación– las acciones anteriores en unas condiciones aceptables para el propio terreno

5.2.) Tipos de estructuras de contención

2

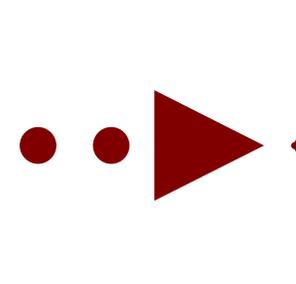
•Atendiendo a su comportamiento estructural;

–**RÍGIDAS**; Cumplen su función sin cambiar de forma. Ello implica que sus movimientos serán prácticamente de giro y desplazamiento del conjunto, sin que aparezcan deformaciones apreciables de flexión.



MUROS

–**FLEXIBLES**; Cumplen su función experimentando deformaciones apreciables de flexión.



TABLESTACADOS

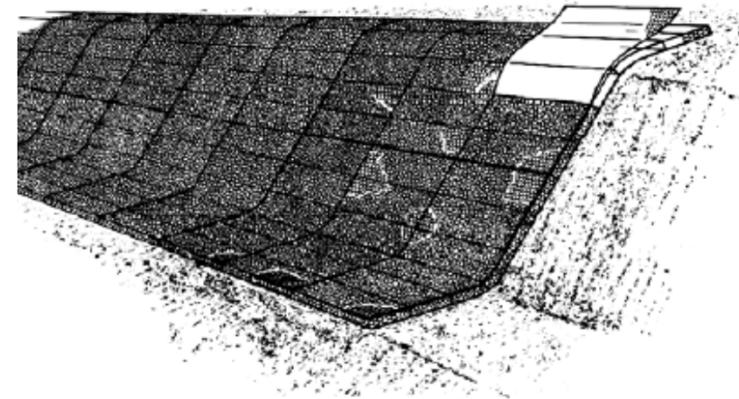
PANTALLAS CONTINUAS

5.2.1) Tipología de muros (I)

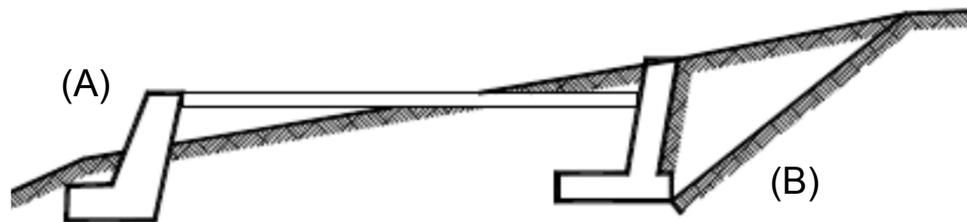
3

•Por su uso o función;

–**REVESTIMIENTO O RECUBRIMIENTO;** no contiene ni sostiene, sólo recubre para evitar el desplazamiento por meteorización o erosión del suelo



–**SOSTENIMIENTO;** sostiene las tierras. Se llama “de pie” cuando su altura es menor que la mitad de la altura total del terraplén sostenido (A).



–**CONTENCIÓN;** contiene el desmonte, escalón o desnivel de terreno de mayor altura de lo que por sí mismo puede aguantar. (B)



5.2.1) Tipología de muros (II)

4

• **Por su forma;**

– **CONTINUOS;** Sin salientes ni escalones.

Dependiendo del trasdós pueden ser:



a) Verticales



b) en desplome



c) en talud

– **DISCONTINUOS;**

• **Con contrafuertes;**

Los contrafuertes unen entre sí el vástago y la losa de base, reduciendo así el cortante y el momento flector.

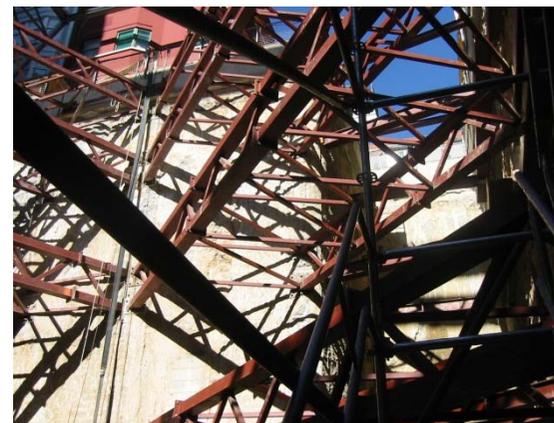
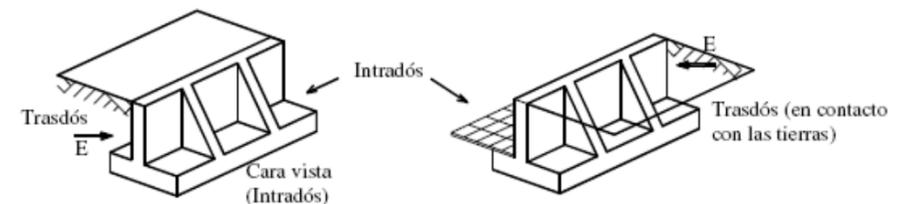
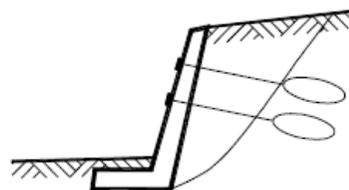
Pueden estar en el trasdós o en el intradós.

Recomendables para muros de altura superior a 8m.

• **Anclados**

• **Apuntalados**

• **De tierra armada**



5.2.1) Tipología de muros (III)

5

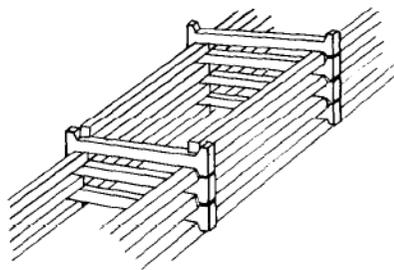
•Por su material;

–**MAMPOSTERÍA**;

–**GAVIONES**; formados por cajas metálicas apiladas llenas de gravas y cantos.

–**HORMIGÓN**; in situ o prefabricados

–**ENCRIBADOS (MIXTOS)**; formados por piezas prefabricadas de hormigón de muy diversos tipos que forman una red espacial que se rellena con el propio suelo.



–**SUELO REFORZADO**;

–**VEGETALES**;



5.2.1) Tipología de muros (IV)

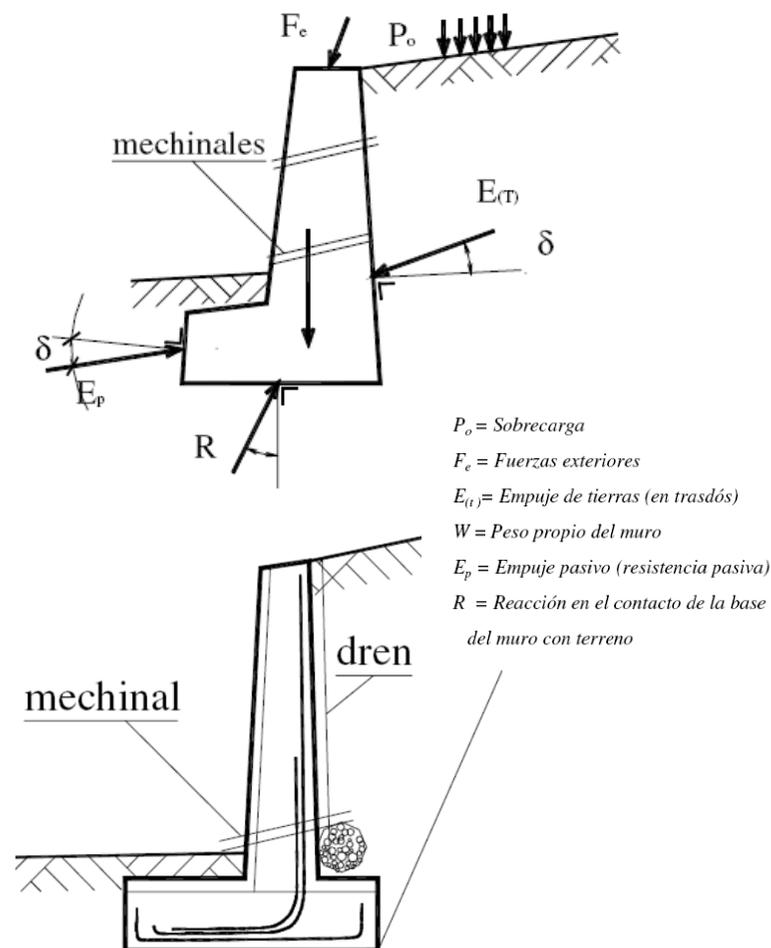
6

•Por su resistencia estructural a sus empujes;

–**GRAVEDAD**; Su estabilidad depende de su peso propio. La fuerza correspondiente al peso propio, compuesta con la del empuje de tierras, da una resultante que deberá pasar por el núcleo central de la base. Por esta condición son muy gruesos. Son típicos los de escolleras, gaviones, mampostería en seco o con mortero. Necesitan sólo armadura de retracción. Colocación de mechinales cada 3m tanto en vertical como en horizontal

–**SEMI-GRAVEDAD**; Más esbeltos que los de gravedad. Necesitan armadura en el tablero prolongada en la zapata (armadura principal), y otra secundaria, de protección a los cambios de temperatura (armadura de temperatura)

–**MUROS A FLEXIÓN, EN VOLADIZO (cantilever) o EN T INVERTIDA**; El tablero y la base son de hormigón armado (debe resistir flectores y cortante). Como material de relleno se utiliza arena limpia y grava. Recomendable en suelos poco permeables efectuar un dren continuo de respaldo.

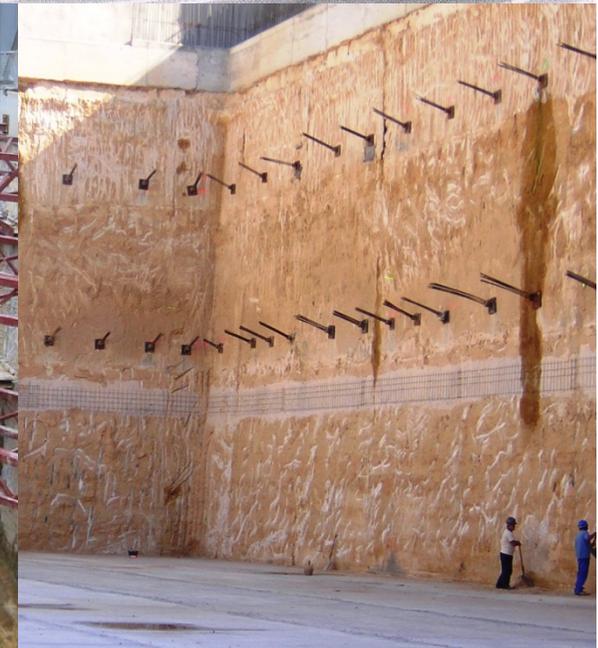
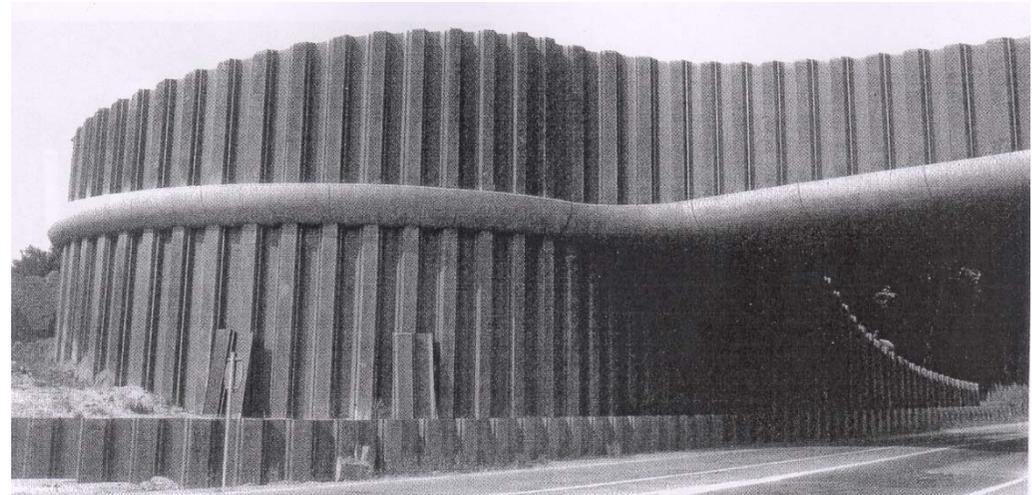


5.2.2.) Tipología de estructuras flexibles

7

•**TABLESTACAS;** Constituidas generalmente por elementos metálicos hincados, los cuales quedan en contacto mediante juntas-guía que sirven para guiar la hinca de los elementos siguientes y garantizan la estanqueidad del conjunto. Las tablestacas pueden ir en voladizo (foto derecha) o anclada.

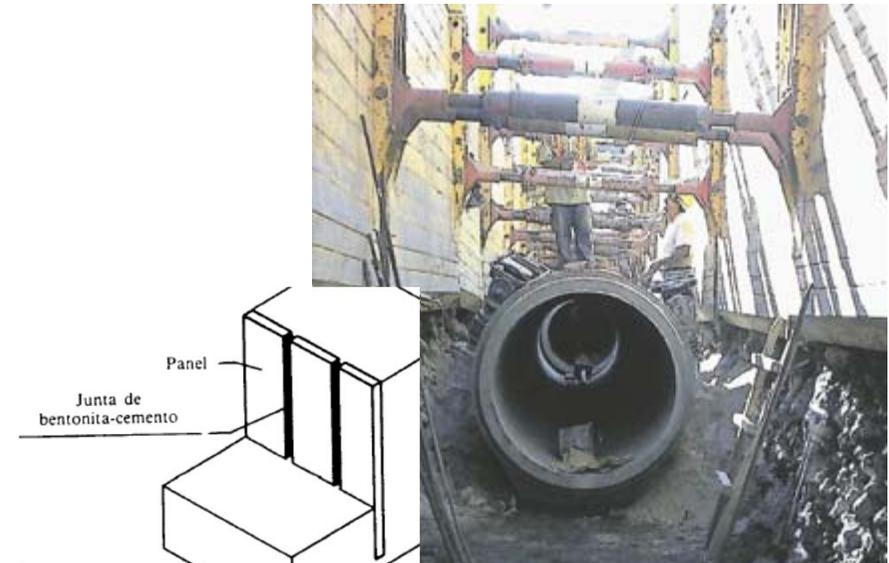
•**PANTALLAS CONTINUAS IN SITU;** De hormigón armado (más habituales), pretensadas o pilotes secantes. Pueden ser en voladizo o ancladas/arriostradas



5.2.2.) Tipología de estructuras flexibles

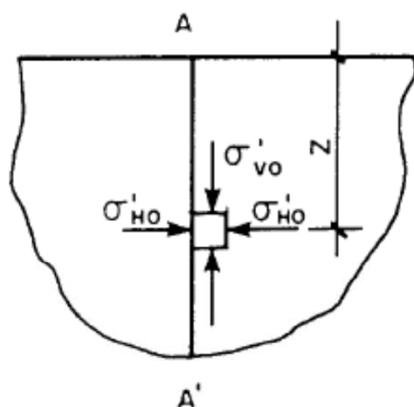
8

- **PANTALLAS DISCONTINUAS IN SITU;** De pilotes tangentes, pilotes independientes y micropilotes.
- **PANTALLAS DE PANELES PREFABRICADOS;** Análogas a las continuas, pero que están constituidas por elementos de hormigón prefabricados que quedan unidos al fraguar una lechada de bentonita-cemento.
- **ENTIBACIONES (con varios niveles de apoyo);** Constituidas por elementos de madera y/o metálicos, que funcionan como pantallas de tablestacas.

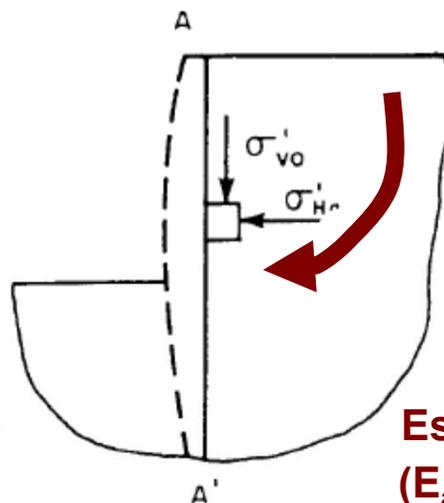


5.3.) Empuje de tierras. Estados límites

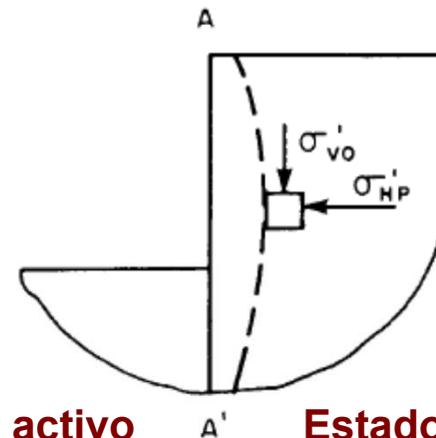
- El empuje sobre el trasdós de una estructura proviene del desequilibrio tensional creado al realizar la obra que separa los dos niveles de diferente cota que definen la altura del muro.
- La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad de la estructura de contención;
 - Si las deformaciones son prácticamente nulas, la masa del suelo se encuentra igual que en la situación inicial, estando en el caso de **EMPUJE AL REPOSO (E_0)**
 - Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el inicial (reposo) hasta el **EMPUJE ACTIVO (E_a)**, que es el mínimo valor posible de empuje.
 - Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de tal manera que este empuja sobre las tierras, el empuje actuante asciende desde el inicial al **EMPUJE PASIVO (E_p)**, que es el máximo valor que puede alcanzar el éste.



Estado inicial
Empuje al reposo (E_0)



Estado activo
(E_a) < (E_0)



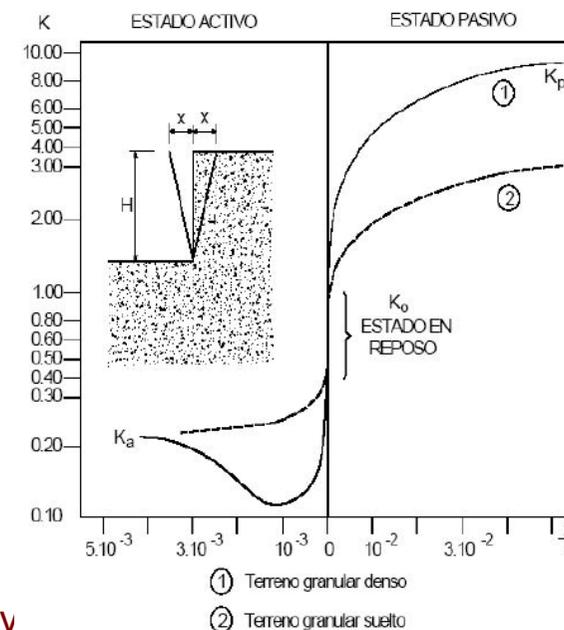
Estado pasivo
(E_p) > (E_0)

5.3.) Empuje de tierras. Estados límites

10

- Existen, pues, dos estados límites; **ACTIVO** y **PASIVO**
- El movimiento horizontal necesario en la cabeza del muro (δ_H), suponiendo que este gira al nivel de fondo de excavación (profundidad H), para llegar a dichos estados ha sido definido por Sowers

Tipo de suelo y compacidad o consistencia	Rotación x/H	
	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	10^{-3}	$2 \cdot 10^{-2}$
Granular suelto	$4 \cdot 10^{-3}$	$6 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo duro	10^{-2}	$2 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo blando	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$



- Las tensiones horizontales, pueden escribirse respecto de las σ_v
 - **ESTADO DE REPOSO**; $\sigma'_{H0} = K_0 * \sigma'_v$, siendo K_0 el coeficiente de empuje al reposo
 - **ESTADO LÍMITE ACTIVO**; $\sigma'_{Ha} = K_a * \sigma'_v$, siendo K_a el coeficiente de empuje activo
 - **ESTADO LÍMITE PASIVO**; $\sigma'_{Hp} = K_p * \sigma'_v$, siendo K_p el coeficiente de empuje pasivo
- Existen varios métodos para calcular los empujes activo y pasivo, destacando los de Rankine, Coulomb, Caquot & Kerisel, Sokolowski ...

5.3.1.) Estado de reposo

11

- Suelo en reposo (deformación lateral nula)

- Tensión vertical total;

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$u = \gamma_w * h_w$$

- Tensión vertical efectiva;

- Si existe nivel freático;

$$\sigma' = \gamma_{\text{efectiva}} * h$$

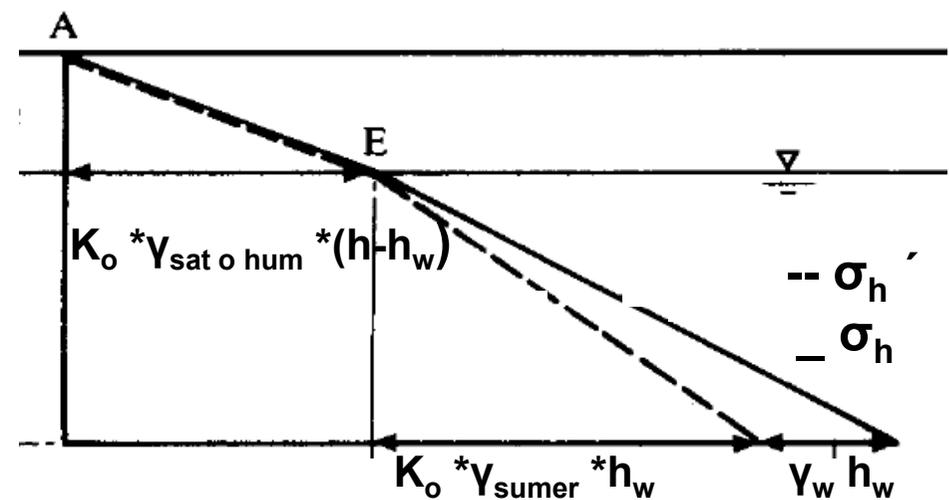
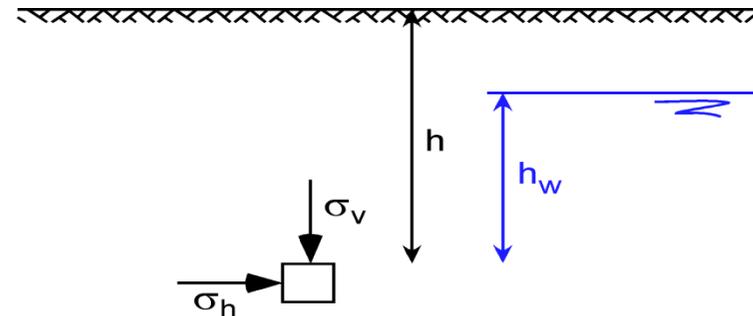
$$\gamma_{\text{efectiva}} \begin{cases} \gamma_{\text{sumergida}} & \text{en } h_w \\ \gamma_{\text{saturada o humeda}} & \text{en } h - h_w \end{cases}$$

- Si no existe nivel freático;

$$\sigma' = \sigma$$

- K_0 , coeficiente de empuje de tierras al reposo;

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$$

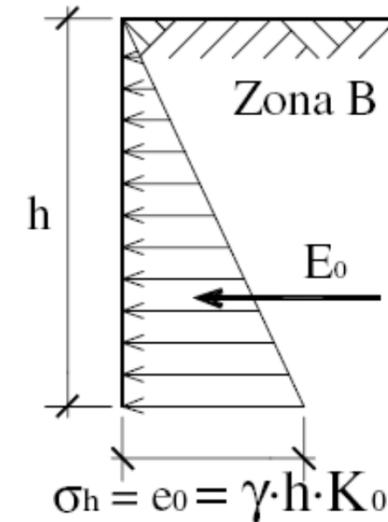


5.3.1.) Estado de reposo

- Las tensiones horizontales depende de “la historia” del suelo
- La resultante del empuje en reposo (sin movimiento) será;

$$E_0 = \frac{1}{2} e_0 \cdot h = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot K_0 \cdot h = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot h^2$$

- Las siguientes expresiones determinan el coeficiente de empuje;
 - Comportamiento elástico; $K_0 = \nu / (1 - \nu)$
 - Jaky (1944); $K_0^{NC} = 1 - \sin(\Phi)$, *suelos normalmente consolidados*
 - Ireland (1955); $K_0^{NC} = 0,95 - \sin(\Phi)$, *suelo NC*
 - $K_0^{SC} = (1 - \sin(\Phi)) OCR^{1/2} / OCR$; Razón de sobreconsolidación.



Suelos sobreconsolidados

- $K_0^{SC} > K_0^{NC}$
- Valores usuales de K_0 ;

- para $\sigma'_h \leq \sigma'_v$:

en arenas flojas:

$$K_0 = 0,50 \text{ a } 0,65$$

en arenas densas:

$$K_0 = 0,35 \text{ a } 0,45$$

en arcillas:

$$K_0 = 0,70 \text{ a } 0,75$$

- para suelos compactados:

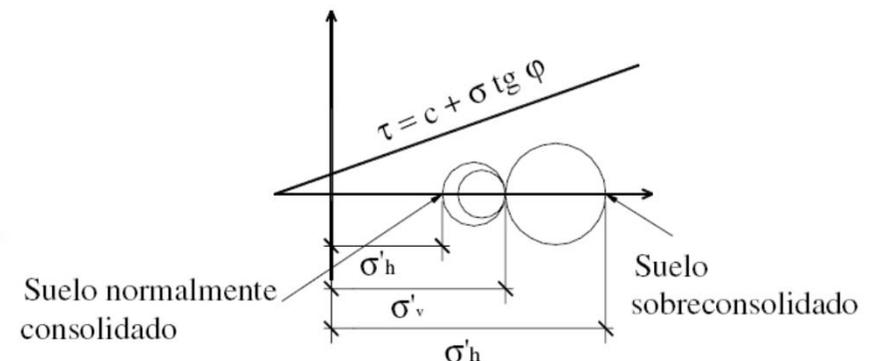
en arenas compactadas:

$$K_0 = 1,00 \text{ a } 2,00$$

en arcillas compactadas:

$$K_0 = 0,80 \text{ a } 1,50$$

- La representación de tensiones del estado de equilibrio al reposo, en círculos de Mohr, confirmará su no tangencia a la recta de rotura de Coulomb (ya que no es un estado límite)



5.3.2.) Empuje activo

• Los movimientos de una estructura de contención no arriostrada son suficientes para considerar que el empuje en su trasdós será de tipo activo, lo cual resulta más económico que el considerar la situación de reposo.

• Con el movimiento (generalmente giro en el punto más bajo del trasdós) del muro, el terreno de detrás experimenta una descompresión horizontal, acompañada de un ligero asiento

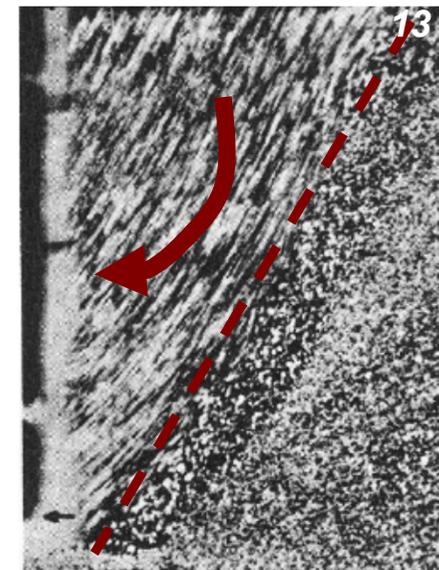
• Cuando el giro del muro es importante, puede apreciarse que una cuña de terreno le acompaña, resultante un destacable asiento.

• Al descenso del terreno se opone el rozamiento suelo-estructura, apareciendo una fuerza de componente paralela al trasdós y descendente; $\tau = \sigma'_h \cdot \tan(\delta)$.

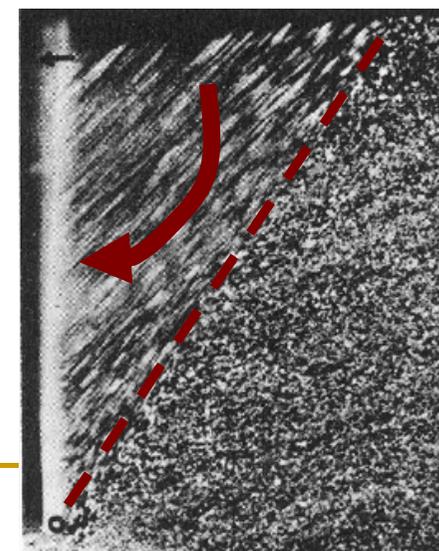
• El ángulo de rozamiento movilizado δ será menor que Φ , y dependiendo del autor adopta el valor $1/3\Phi$, $2/3\Phi$ ó $3/4\Phi$.

• En la práctica es muy corriente adoptar $\delta = 0$ para el caso de la coronación del terreno sea horizontal (se está del lado de la seguridad)

• Por lo general este rozamiento es favorable a la estabilidad del muro, aunque si el terreno del trasdós es de muy poca compacidad, los asientos propios del terreno pueden ser grandes y originar un rozamiento inverso, desfavorable al muro.



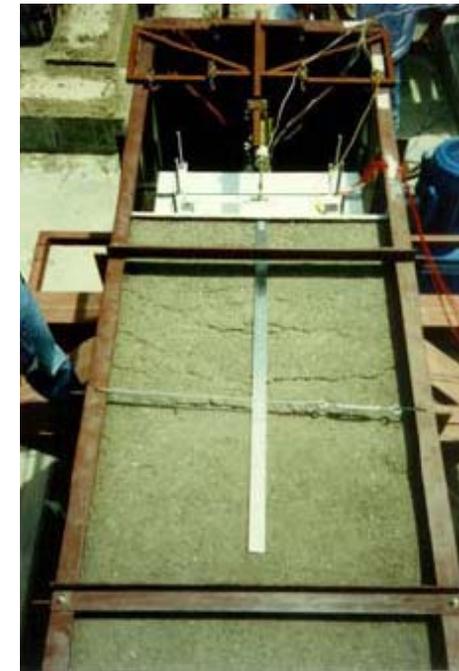
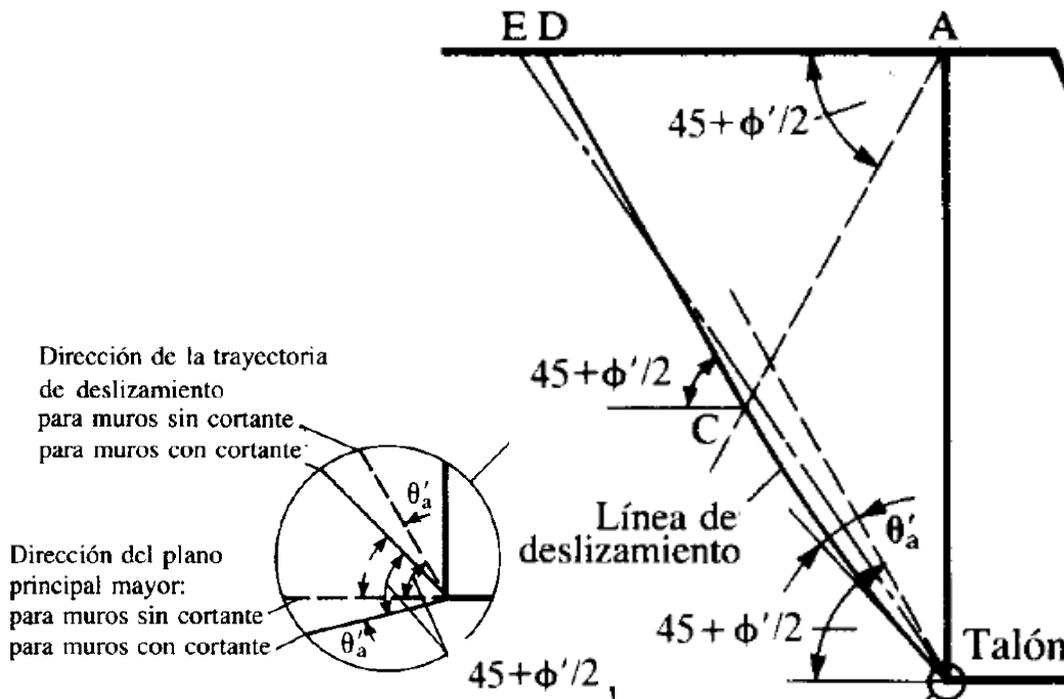
Traslación- Trasdós rugoso



Giro en pie- Trasdós liso

5.3.2.) Empuje activo

- La trayectoria de deslizamiento real; Talón-C-D no difiere significativamente de la teórica; Talón-E (plano horizontal recto)



14



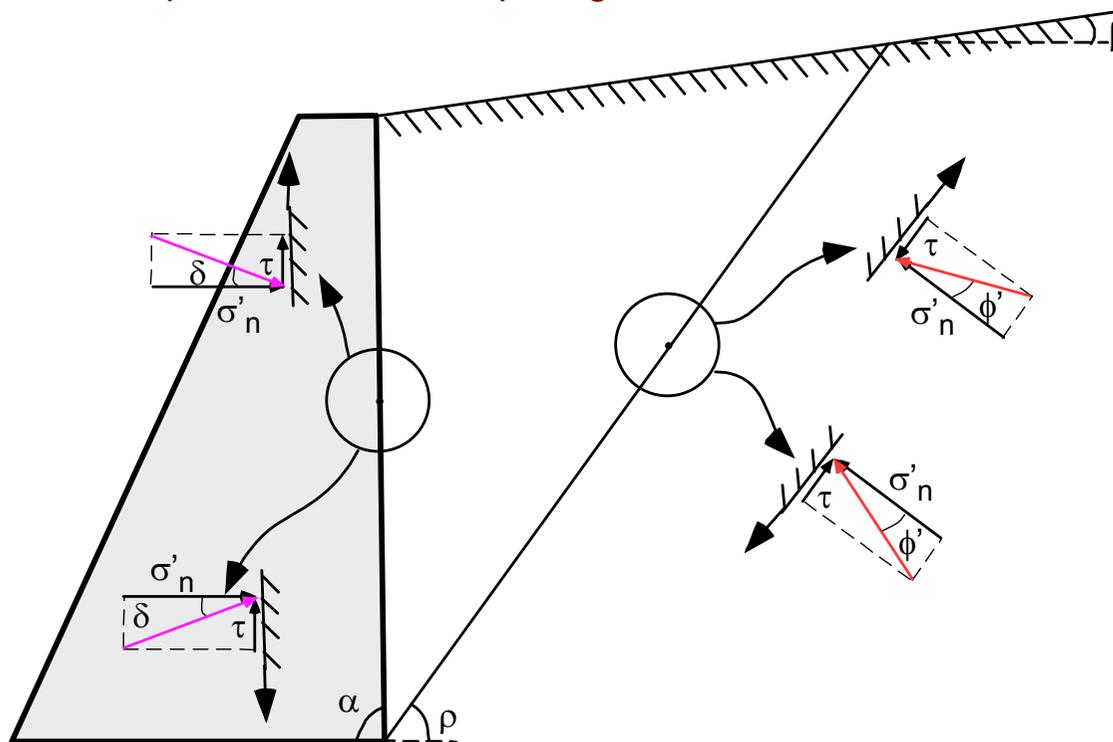
5.3.2.1.) Método de Coulomb para empuje activo

15

Hipotesis adoptadas por el método;

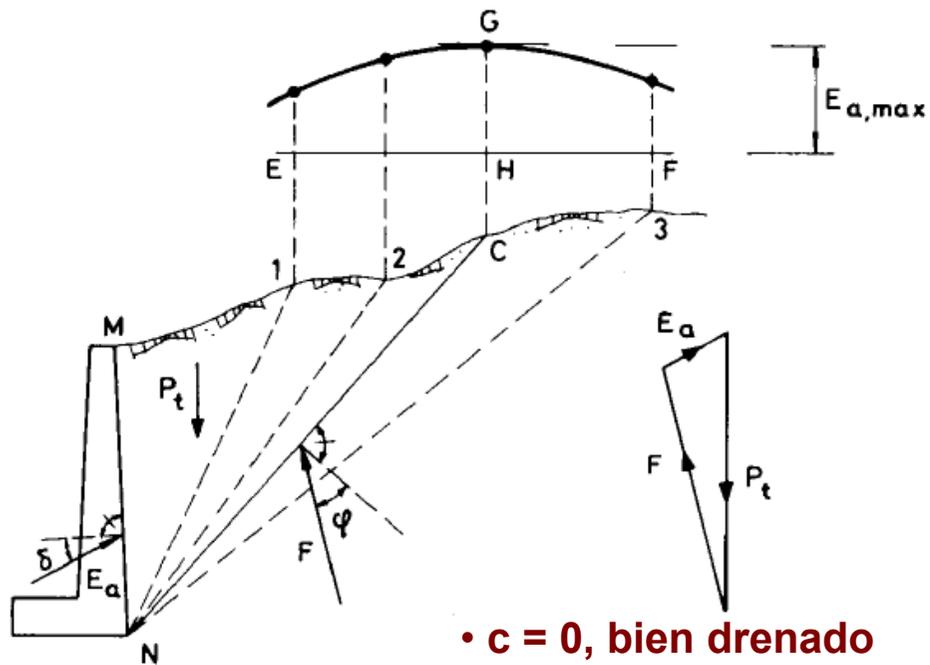
- ✓ Rotura se efectua a lo largo de 2 planos (superficie de deslizamiento plana):
 - El interfaz suelo-muro (ángulo α)
 - Un plano de deslizamiento en el terreno de cierto ángulo con la horizontal (ρ)
- ✓ La cuña formada por los 2 planos se comporta como un bloque rígido

- ✓ La ley de fricción de Coulomb $\tau = \sigma'_n \cdot \tan(\Phi)$ se aplica a largo de los planos de rotura
- ✓ El ángulo de fricción movilizado en el terreno es Φ'
- ✓ El ángulo de fricción movilizado en el interfaz suelo-muro es el ángulo de rozamiento δ
- ✓ La superficie del terreno es inclinada, con ángulo β
- ✓ Solución bidimensional del problema
- ✓ **Desarrollo de la teoría (1773) para suelos granulares bien drenados**



5.3.2.1.) Método de Coulomb para empuje activo

•El método define el empuje activo sobre el muro como el provocado por la mayor de las cuñas posibles.



Las fuerzas actuantes sobre la cuña son;

- Peso de la cuña MNC ; P_t
- Reacción E_a del trasdós sobre el terreno, que forma un ángulo (δ , rozamiento suelo-estructura)
- Reacción F de la masa de suelo sobre la cuña, que forma un ángulo (ϕ) con la normal a la línea de rotura.

•Conocido P_t y la dirección de las otras dos fuerzas, podemos calcularlas a través del polígono de fuerzas

•Donde $E = f(\phi)$, luego el empuje máximo, E_a será $\partial E_a / \partial \phi = 0$

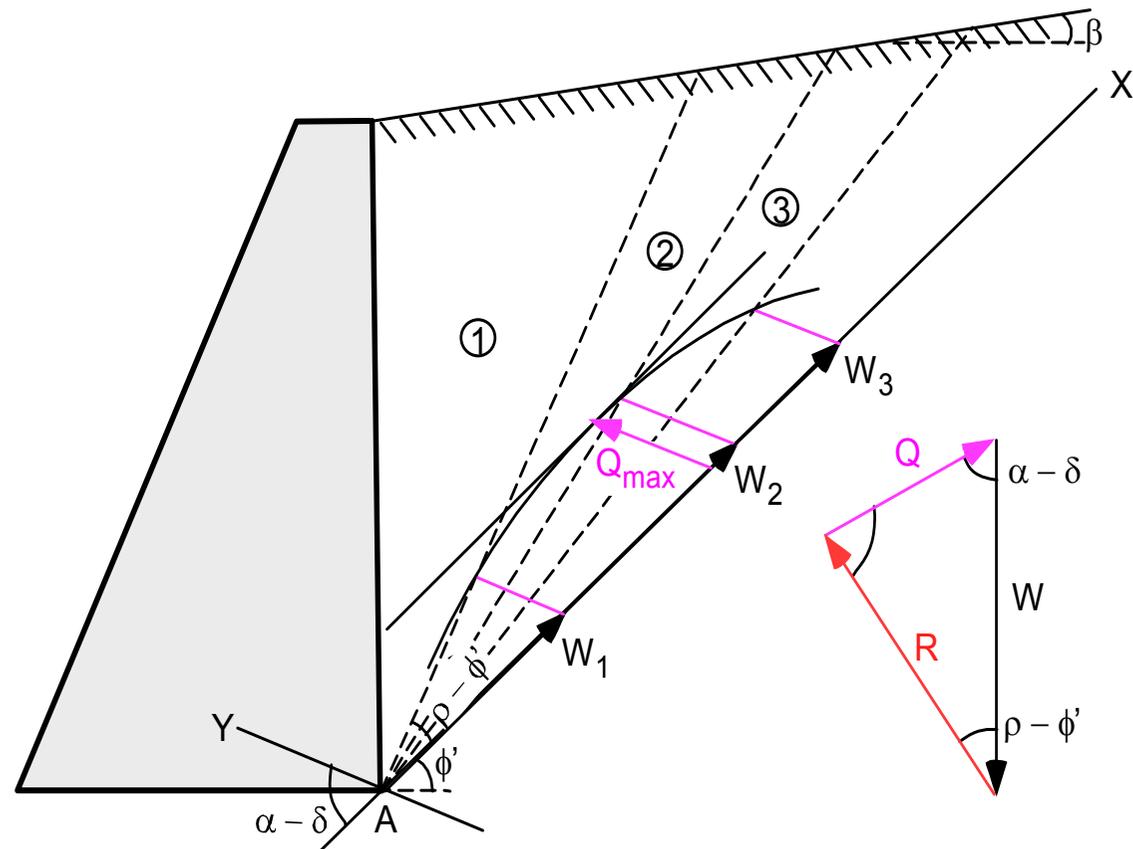
$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \cdot \sin(\alpha + \theta) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \xrightarrow{\partial E_a / \partial \phi = 0} E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \underbrace{\frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}}_{K_a}$$

- La aplicación del empuje a 1/3 de la base del muro
- F pasa por la intersección de E_a y P_t por equilibrio de momentos
- La resolución gráfica del método; Culmann.

5.3.2.1.1.) Método gráfico de Culmann (suelo no cohesivo)

17

1. Trazar 2 líneas a partir de A:
AX ángulo Φ' con la horizontal
AY ángulo $\alpha - \delta$ con AX
2. Disponer la magnitud del peso de las cuñas sobre AX
3. Trazar a partir del extremo de cada W una línea // AY
4. El valor del empuje es la distancia entre W y la intersección de esta línea con el plano de rotura
5. Se dibujan todas las intersecciones y se conectan con una polilínea
6. Se busca el máximo como el punto cuya tangente es // a AX

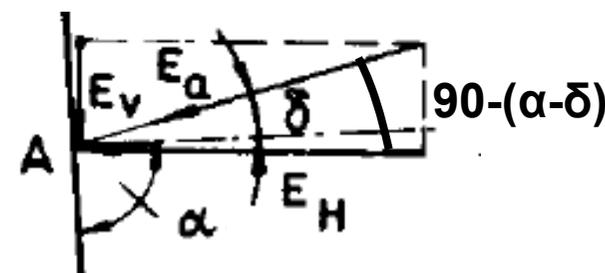
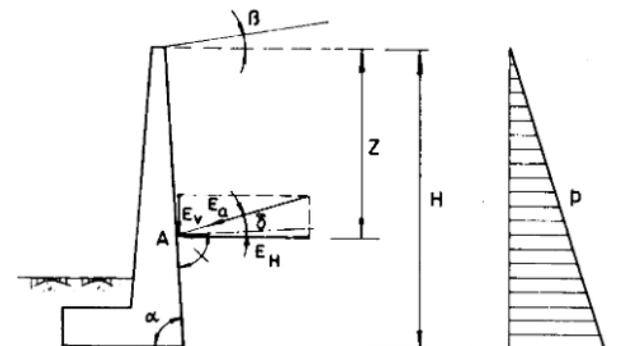


5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

- Los valores de las componentes horizontal y vertical de las presiones en cualquier punto del muro son;

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \gamma \cdot z \cdot \lambda_h \\ P_v &= \gamma \cdot z \cdot \lambda_v \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \lambda_h \text{ v } \lambda_v \text{ vienen dados} \\ \text{por las expresiones:} \end{array}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_h &= \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \\ \lambda_v &= \lambda_h \cdot \text{cotag}(\alpha - \delta) \end{aligned} \right\}$$



$$\begin{aligned} K_{ah} &= K_a \text{sen}(\alpha - \delta) \\ K_{av} &= K_a \text{cos}(\alpha - \delta) \end{aligned}$$

- La presión total viene dada por;

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \gamma \cdot z \cdot \sqrt{\lambda_h^2 + \lambda_v^2} = \gamma \cdot z \cdot \lambda$$

La cual forma un ángulo δ con la normal al trasdós

- El empuje;

$$E_a = \sqrt{E_h^2 + E_v^2} \quad \left\{ \begin{aligned} E_h &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_h \\ E_v &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v \end{aligned} \right.$$

- Si $\beta=0$, $\delta = 0$ y $\alpha = 90$;

$$\lambda_h = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad \lambda_v = 0$$

IGUAL QUE SOLUCIÓN DE RANKINE

5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

A continuación se muestra la tabla 2, que permite obtener los coeficientes para los diferentes valores de Φ , α y δ

φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$											
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
20°	0	0	0.71	0.67	0.62	0.56	0.49	0.42	0.57	0.40	0.25	0.11	0.00	-0.08
		5	0.78	0.73	0.67	0.60	0.52	0.44	0.62	0.44	0.27	0.12	0.00	-0.09
		10	0.88	0.81	0.74	0.65	0.57	0.48	0.70	0.49	0.29	0.13	0.00	-0.10
		15	1.01	0.92	0.83	0.74	0.64	0.54	0.81	0.55	0.33	0.15	0.00	-0.11
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.18	0.79	0.46	0.20	0.00	-0.15
	$\varphi / 3 =$	0	0.63	0.60	0.56	0.51	0.45	0.39	0.64	0.46	0.28	0.16	0.05	-0.03
		5	0.70	0.66	0.62	0.56	0.48	0.42	0.71	0.51	0.31	0.18	0.06	-0.03
		10	0.80	0.75	0.68	0.61	0.54	0.46	0.81	0.58	0.34	0.20	0.06	-0.04
		15	0.95	0.87	0.79	0.70	0.61	0.52	0.96	0.67	0.39	0.23	0.07	-0.04
		20	1.47	1.21	1.16	1.02	0.88	0.76	1.49	1.01	0.58	0.33	0.10	-0.06
	6°40'	0	0.56	0.54	0.52	0.48	0.42	0.37	0.72	0.53	0.36	0.22	0.10	0.01
		5	0.63	0.61	0.57	0.52	0.46	0.40	0.81	0.60	0.40	0.24	0.11	0.01
		10	0.73	0.69	0.64	0.58	0.51	0.44	0.93	0.67	0.45	0.27	0.12	0.02
		15	0.88	0.82	0.75	0.67	0.59	0.50	1.13	0.81	0.53	0.31	0.14	0.02
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.88	1.28	0.82	0.47	0.21	0.03
	2· $\varphi / 3 =$	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05
		5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06
		10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06
		15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12
13°20'	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05	
	5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06	
	10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06	
	15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07	
	20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12	
20	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05	
	5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06	
	10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06	
	15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07	
	20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.

δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.

β Angulo del talud natural del elemento contenido.

5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

TABLA 2 (Continuación)
Coefficientes de empuje activo

φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$											
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
25°	0	0	0.65	0.60	0.55	0.48	0.41	0.33	0.52	0.36	0.22	0.10	0.00	-0.07
		10	0.79	0.72	0.64	0.55	0.46	0.37	0.63	0.43	0.26	0.11	0.00	-0.07
		15	0.89	0.80	0.70	0.60	0.50	0.41	0.71	0.48	0.28	0.12	0.00	-0.08
		20	1.03	0.92	0.80	0.69	0.57	0.46	0.82	0.55	0.32	0.14	0.00	-0.09
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.24	0.81	0.46	0.20	0.00	-0.14
	$\varphi / 3 =$	0	0.56	0.53	0.49	0.44	0.37	0.30	0.60	0.43	0.28	0.16	0.05	-0.02
		10	0.70	0.65	0.58	0.51	0.43	0.34	0.75	0.53	0.34	0.18	0.06	-0.02
		15	0.80	0.73	0.65	0.56	0.47	0.38	0.86	0.60	0.38	0.20	0.07	-0.02
		20	0.96	0.86	0.76	0.65	0.55	0.44	1.03	0.70	0.44	0.23	0.08	-0.02
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.66	1.10	0.67	0.35	0.12	-0.03
	8°20'	0	0.48	0.47	0.44	0.40	0.35	0.29	0.69	0.51	0.35	0.21	0.10	0.03
		10	0.61	0.58	0.53	0.47	0.40	0.33	0.88	0.64	0.42	0.25	0.12	0.03
		15	0.72	0.67	0.60	0.53	0.45	0.37	1.04	0.73	0.48	0.28	0.14	0.03
		20	0.88	0.80	0.71	0.62	0.52	0.42	1.27	0.88	0.56	0.33	0.16	0.04
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	2.24	1.47	0.92	0.52	0.25	0.06
	16°40'	0	0.40	0.41	0.39	0.37	0.32	0.27	0.81	0.60	0.42	0.27	0.15	0.07
		10	0.53	0.52	0.48	0.44	0.38	0.31	1.07	0.77	0.51	0.32	0.18	0.07
		15	0.63	0.60	0.56	0.50	0.43	0.35	1.27	0.89	0.60	0.37	0.20	0.08
		20	0.79	0.74	0.67	0.59	0.50	0.41	1.60	1.10	0.71	0.43	0.23	0.10
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	3.13	1.99	1.23	0.72	0.38	0.17
25	0	0.40	0.41	0.39	0.37	0.32	0.27	0.81	0.60	0.42	0.27	0.15	0.07	
	10	0.53	0.52	0.48	0.44	0.38	0.31	1.07	0.77	0.51	0.32	0.18	0.07	
	15	0.63	0.60	0.56	0.50	0.43	0.35	1.27	0.89	0.60	0.37	0.20	0.08	
	20	0.79	0.74	0.67	0.59	0.50	0.41	1.60	1.10	0.71	0.43	0.23	0.10	
	25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	3.13	1.99	1.23	0.72	0.38	0.17	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$											
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
30°	0	0	0.60	0.54	0.48	0.41	0.33	0.26	0.48	0.33	0.19	0.08	0.00	-0.05
		10	0.71	0.64	0.55	0.46	0.37	0.28	0.57	0.38	0.22	0.09	0.00	-0.06
		20	0.89	0.78	0.67	0.55	0.44	0.33	0.71	0.47	0.27	0.11	0.00	-0.07
		25	1.04	0.90	0.77	0.63	0.50	0.38	0.83	0.54	0.31	0.13	0.00	-0.08
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	1.28	0.82	0.45	0.19	0.00	-0.12
	$\varphi / 3 =$	0	0.50	0.47	0.42	0.37	0.30	0.24	0.57	0.41	0.26	0.14	0.05	-0.01
		10	0.61	0.56	0.50	0.42	0.34	0.27	0.69	0.49	0.31	0.16	0.06	-0.01
		20	0.79	0.71	0.61	0.51	0.41	0.32	0.90	0.62	0.38	0.20	0.07	-0.01
		25	0.95	0.84	0.72	0.60	0.48	0.37	1.08	0.73	0.45	0.23	0.08	-0.01
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	0.82	1.18	0.71	0.36	0.13	-0.01
	10°	0	0.41	0.40	0.37	0.33	0.28	0.22	0.68	0.49	0.33	0.20	0.10	0.03
		10	0.52	0.49	0.44	0.39	0.32	0.25	0.85	0.60	0.39	0.24	0.12	0.04
		20	0.69	0.63	0.56	0.48	0.39	0.30	1.13	0.78	0.50	0.29	0.14	0.05
		25	0.86	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	1.41	0.96	0.60	0.35	0.17	0.05
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	2.63	1.68	1.02	0.57	0.27	0.09
	20°	0	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07
		10	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08
		20	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10
		25	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	4.10	2.45	1.44	0.82	0.43	0.20
30	0	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07	
	10	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08	
	20	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10	
	25	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12	
	30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	4.10	2.45	1.44	0.82	0.43	0.20	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

TABLA 2 (Continuación)														
Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
35°	0	0	0.54	0.49	0.42	0.35	0.27	0.20	0.43	0.29	0.17	0.07	0.00	-0.04
		15	0.70	0.61	0.51	0.42	0.32	0.23	0.56	0.37	0.20	0.08	0.00	-0.05
		25	0.88	0.75	0.62	0.50	0.38	0.27	0.70	0.45	0.25	0.10	0.00	-0.05
		30	1.04	0.88	0.72	0.57	0.44	0.31	0.83	0.53	0.29	0.11	0.00	-0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.31	0.81	0.44	0.17	0.00	-0.10
	$\varphi / 3 =$	0	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		15	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00
		25	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00
		30	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.96	1.24	0.73	0.37	0.14	0.00
	11°40'	0	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		15	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00
		25	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00
		30	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.96	1.24	0.73	0.37	0.14	0.00
	2· φ / 3 =	0	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04
		15	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04
		25	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05
		30	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	3.07	1.88	1.10	0.60	0.29	0.11
23°20'	0	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04	
	15	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04	
	25	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05	
	30	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06	
	35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	3.07	1.88	1.10	0.60	0.29	0.11	
35	0	0.25	0.27	0.27	0.24	0.21	0.16	0.85	0.60	0.41	0.26	0.14	0.07	
	15	0.36	0.37	0.35	0.31	0.25	0.19	1.23	0.83	0.53	0.30	0.17	0.08	
	25	0.52	0.51	0.46	0.39	0.31	0.23	1.77	1.14	0.70	0.37	0.22	0.10	
	30	0.69	0.64	0.57	0.48	0.37	0.27	2.35	1.43	0.87	0.46	0.26	0.12	
	35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	5.57	3.03	1.68	0.91	0.47	0.22	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

ϕ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$						Coef. de empuje activo vertical λ_V La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
			40°											
	0	0	0.49	0.44	0.37	0.29	0.22	0.15	0.39	0.26	0.15	0.06	0.00	-0.03
		15	0.63	0.53	0.44	0.34	0.25	0.17	0.50	0.32	0.18	0.07	0.00	-0.03
		25	0.76	0.64	0.52	0.40	0.29	0.19	0.61	0.38	0.21	0.08	0.00	-0.04
		35	1.02	0.84	0.67	0.51	0.37	0.24	0.82	0.50	0.27	0.10	0.00	-0.05
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	1.31	0.79	0.42	0.16	0.00	-0.08
	$\phi / 3 =$	0	0.40	0.36	0.31	0.26	0.20	0.14	0.51	0.35	0.22	0.12	0.05	0.00
		15	0.52	0.46	0.39	0.31	0.23	0.16	0.66	0.45	0.27	0.14	0.05	0.01
		25	0.65	0.56	0.46	0.36	0.27	0.18	0.83	0.55	0.32	0.16	0.06	0.01
		35	0.92	0.77	0.62	0.48	0.35	0.23	1.18	0.76	0.44	0.22	0.08	0.01
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	2.10	1.30	0.74	0.37	0.14	0.01
	13°20'	0	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.13	0.65	0.46	0.30	0.18	0.09	0.04
		15	0.41	0.38	0.33	0.28	0.21	0.15	0.89	0.60	0.37	0.22	0.10	0.04
		25	0.52	0.48	0.41	0.33	0.25	0.17	1.13	0.76	0.46	0.26	0.12	0.05
		35	0.79	0.69	0.58	0.45	0.33	0.22	1.72	1.09	0.65	0.35	0.17	0.06
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	3.57	2.08	1.19	0.62	0.30	0.11
	26°40'	0	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07
		15	0.26	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08
		25	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09
		35	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	8.17	3.83	1.95	1.00	0.49	0.22
40	0	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07	
	15	0.26	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08	
	25	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09	
	35	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11	
	40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	8.17	3.83	1.95	1.00	0.49	0.22	

ϕ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

5.3.2.1.1) Método de Coulomb para empuje activo

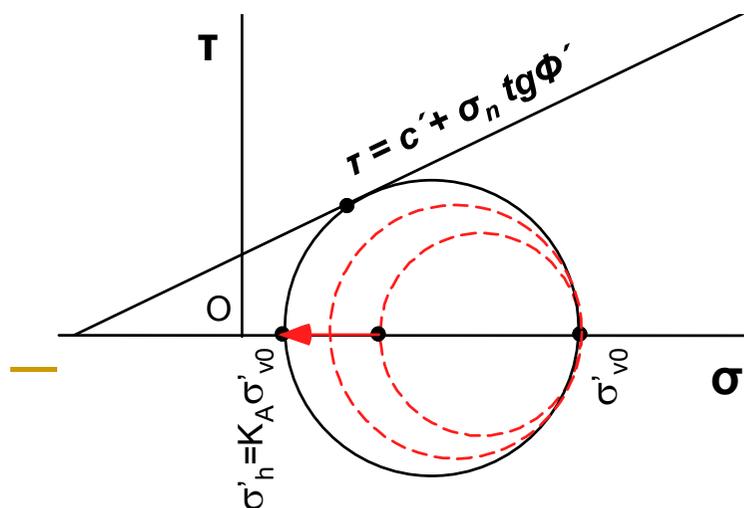
TABLA 2 (Continuación)														
Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$											
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
45°	0	0	0.45	0.38	0.32	0.24	0.17	0.11	0.36	0.23	0.13	0.05	0.00	-0.02
		15	0.56	0.47	0.37	0.28	0.19	0.12	0.45	0.28	0.15	0.06	0.00	-0.02
		30	0.73	0.60	0.47	0.34	0.23	0.14	0.58	0.36	0.19	0.07	0.00	-0.03
		40	0.99	0.79	0.61	0.45	0.30	0.18	0.79	0.47	0.24	0.09	0.00	-0.04
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	1.30	0.77	0.39	0.14	0.00	-0.06
	$\varphi / 3 =$	0	0.35	0.32	0.27	0.21	0.14	0.10	0.48	0.33	0.20	0.10	0.04	0.01
		15	0.45	0.39	0.32	0.25	0.18	0.11	0.61	0.40	0.24	0.12	0.05	0.01
		30	0.55	0.52	0.42	0.31	0.22	0.13	0.75	0.54	0.31	0.15	0.06	0.01
		40	0.88	0.72	0.57	0.42	0.29	0.17	1.20	0.74	0.43	0.21	0.08	0.01
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	2.20	1.32	0.73	0.36	0.13	0.02
	15°	0	0.25	0.25	0.22	0.19	0.14	0.09	0.64	0.44	0.28	0.16	0.08	0.03
		15	0.33	0.31	0.27	0.22	0.16	0.10	0.84	0.56	0.34	0.19	0.09	0.03
		30	0.48	0.43	0.36	0.28	0.20	0.13	1.23	0.77	0.46	0.25	0.11	0.04
		40	0.74	0.64	0.52	0.39	0.27	0.17	1.89	1.15	0.66	0.34	0.16	0.06
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	4.15	2.31	1.25	0.63	0.29	0.11
	30°	0	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06
		15	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.84	0.51	0.28	0.15	0.07
		30	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08
		40	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.6	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21
45	0	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06	
	15	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.84	0.51	0.28	0.15	0.07	
	30	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08	
	40	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11	
	45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.6	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

5.3.2.2.) Método de Rankine para empuje activo

25

- Las hipótesis usadas son;
 - Modelo de plasticidad perfecta
 - Criterio de rotura de Mohr Coulomb; $\tau = c' + \sigma_n \operatorname{tg}\phi'$
 - σ_v constante
 - Trasdós vertical ($\alpha=90$)
 - No hay rozamiento muro-terreno ($\delta=0$)
 - La dirección del empuje es siempre paralela a la superficie libre del terreno
- Los empujes calculados están en equilibrio con un estado tensional tangente, que no excede el criterio de rotura en todos los puntos del terreno. Representan entonces una cota inferior para la carga de colapso (da el valor mayor de la cota inferior).
- Se usa fundamentalmente para predimensionamiento.
- Aplicable también a suelos con cohesión

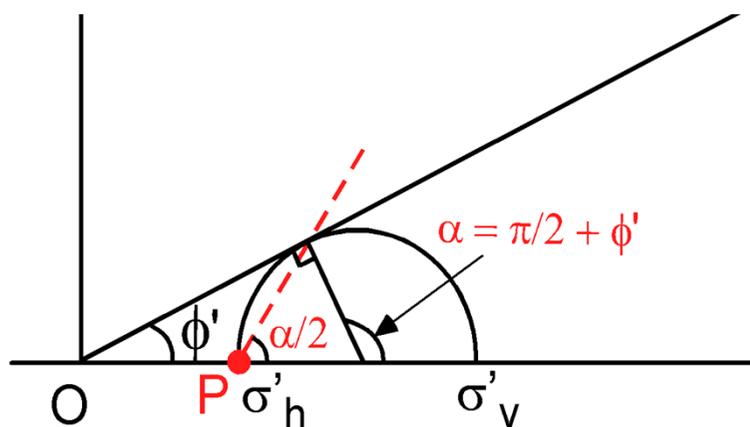


Estado activo: $\sigma'_h < \sigma'_v$

- A tensión vertical constante (σ_v es la tensión principal máxima), en el estado límite activo, la rotura se producirá cuando la reducción de la tensión horizontal haga que el círculo de Mohr sea tangente con la recta $\tau = c' + \sigma_n \operatorname{tg}\phi'$

5.3.2.2.) Método de Rankine para empuje activo

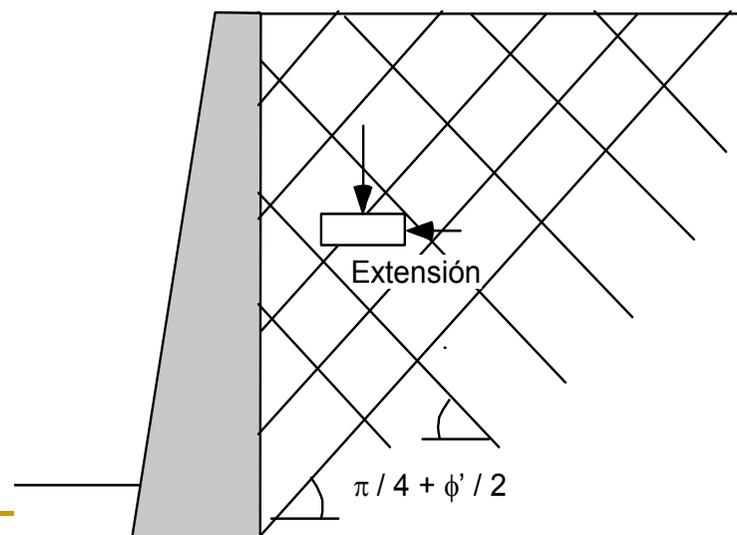
• TERRENO NO COHESIVO HORIZONTAL DRENADO



$$\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \text{sen } \phi'$$

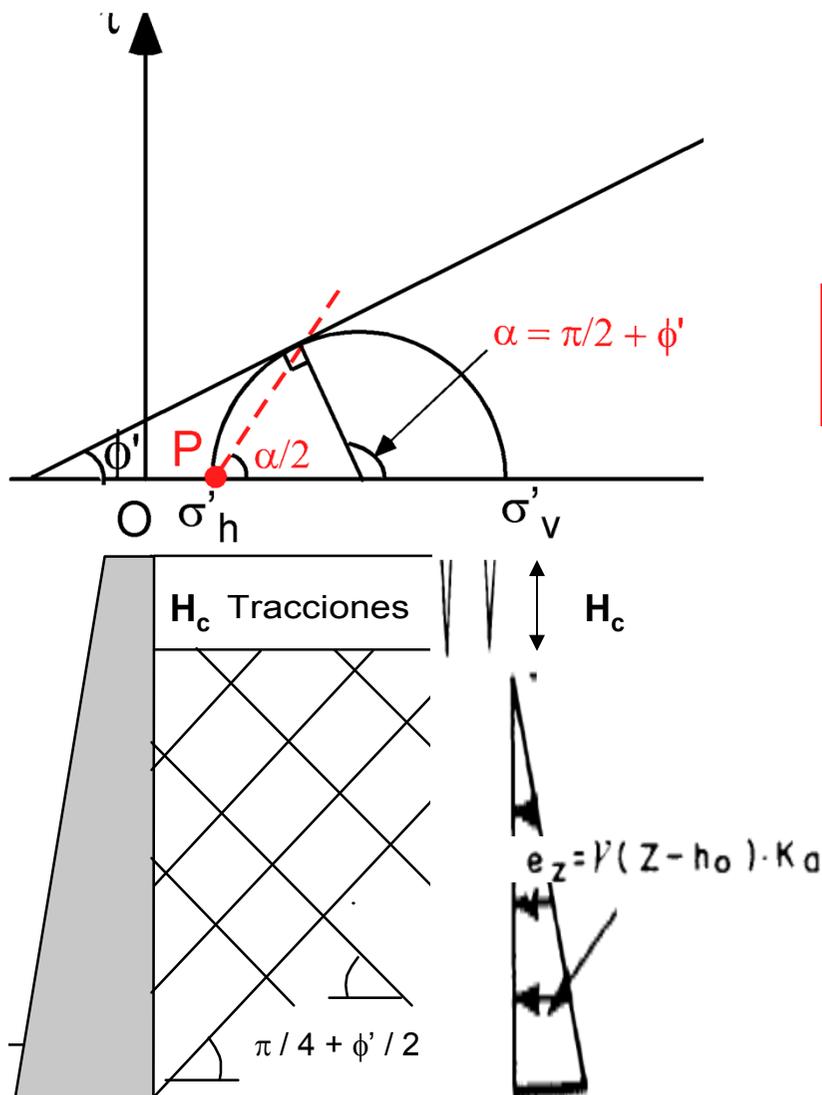
$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) < 1$$

ϕ' (°)	K_a
20	0,49
25	0,406
30	0,333
40	0,271
40	0,217
45	0,171



5.3.2.2.) Método de Rankine para empuje activo

• TERRENO COHESIVO HORIZONTAL DRENADO



$$\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h + 2c' \cot \phi'}{2} \text{sen} \phi'$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \frac{1 - \text{sen} \phi'}{1 + \text{sen} \phi'} - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \text{sen} \phi'}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

• Aparecen tensiones negativas (tracciones) hasta una determinada altura h_c debido al fenómeno de la cohesión.

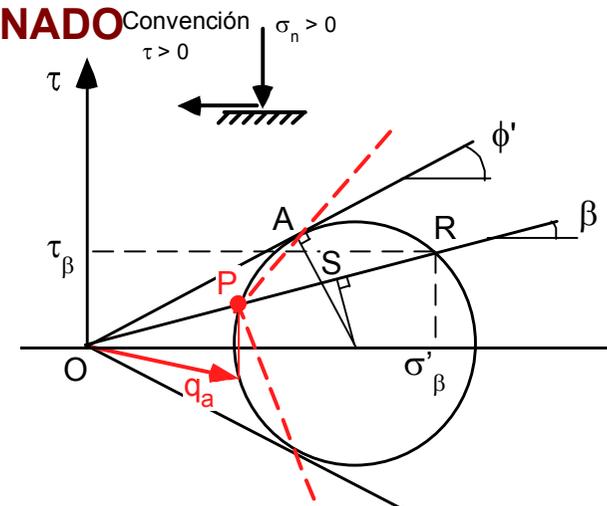
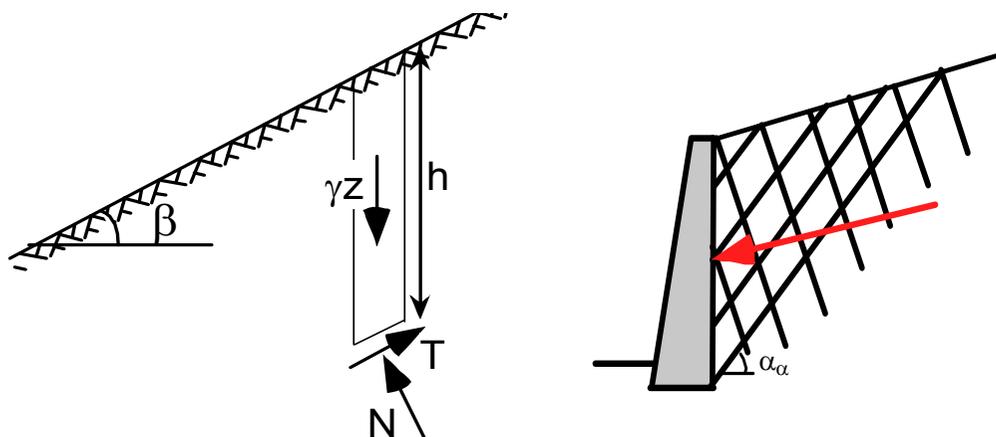
$$H_c = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

• El efecto de la cohesión es muy favorable porque reduce extraordinariamente los empujes

• Es habitual no tener en cuenta este efecto positivo (despreciar la cohesión), ya que variaciones de la humedad o heterogeneidades del terreno pueden hacer que los empujes reales sean mayores que los considerados

5.3.2.2.) Método de Rankine para empuje activo

• TERRENO NO COHESIVO INCLINADO UN ÁNGULO β , DRENADO



Definiendo w tal como: $\cos w = \frac{\cos \phi'}{\cos \beta}$

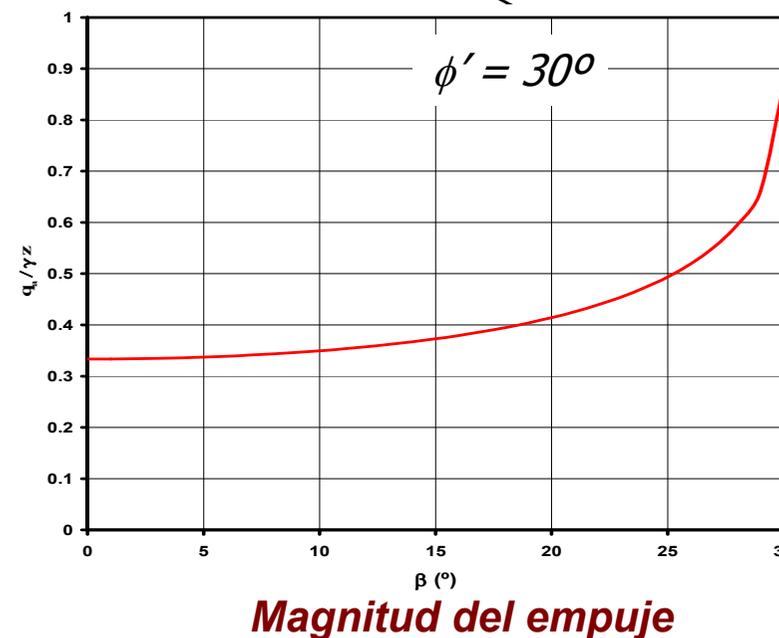
$$q_a = \overline{OP} = \gamma z \cos \beta \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{w}{2} \right) \quad \leftarrow \text{Magnitud del empuje}$$

$$K_a = \cos \beta \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{w}{2} \right)$$

A lo largo de un plano vertical:

$$\sigma_h = \gamma z \cos^2 \beta \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{w}{2} \right)$$

$$\tau = -\gamma z \cos \beta \operatorname{sen} \beta \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{w}{2} \right) \quad \leftarrow \text{Empuje inclinado } \beta \text{ respecto al horizontal}$$



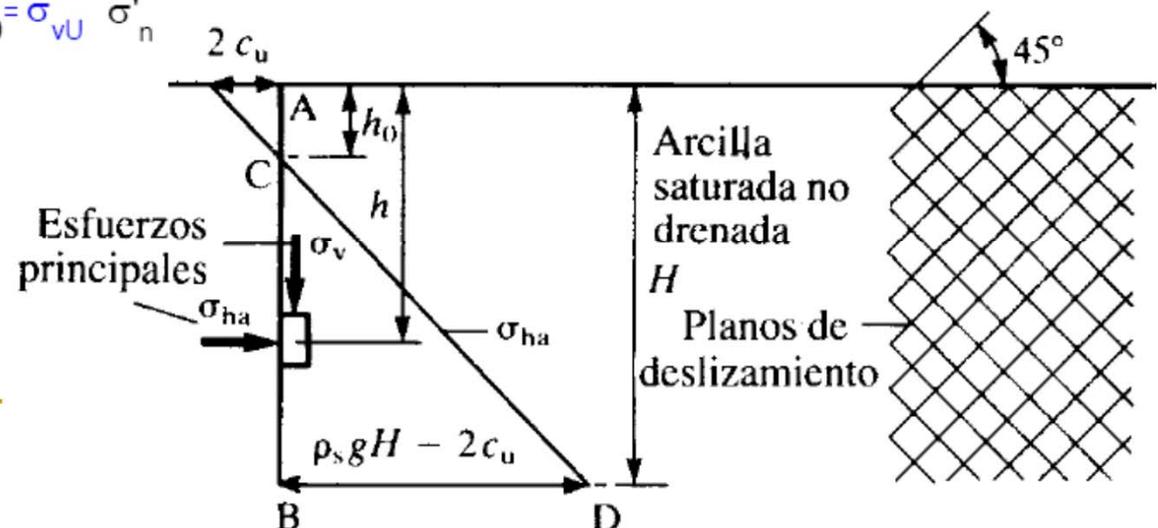
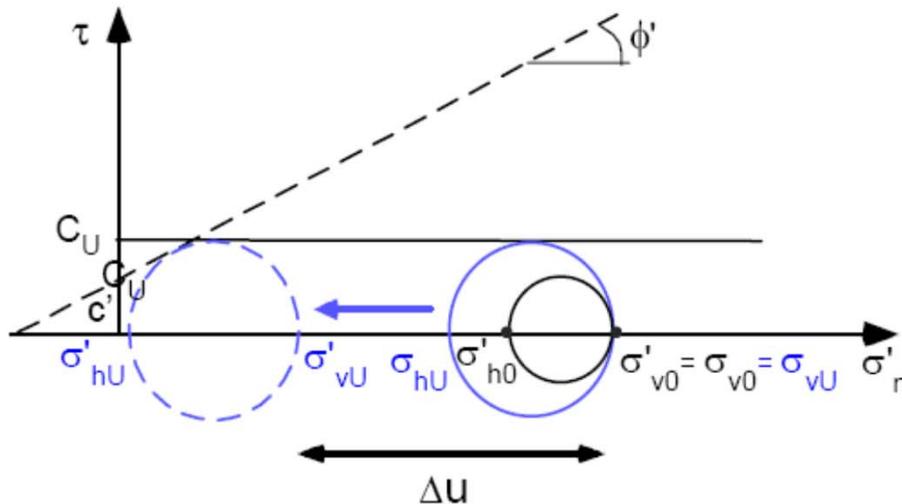
5.3.2.2.) Método de Rankine para empuje activo

- TERRENO NO DRENADO
- Puede aplicarse lo enunciado anteriormente, en condiciones no drenadas se tomará;
 $c = c_u$ y $\Phi_u = 0$
- Se trabajará en tensiones totales

$$\sigma_h = \sigma_v - 2c_u$$

Aparecen tracciones hasta una profundidad h_c

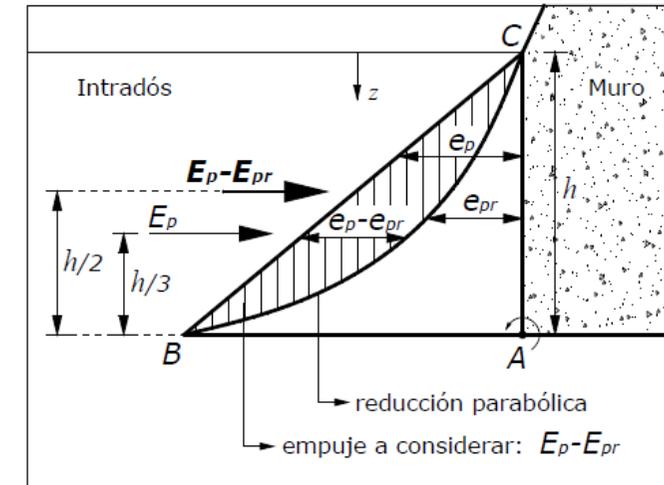
$$h_c = 2c_u/\gamma$$



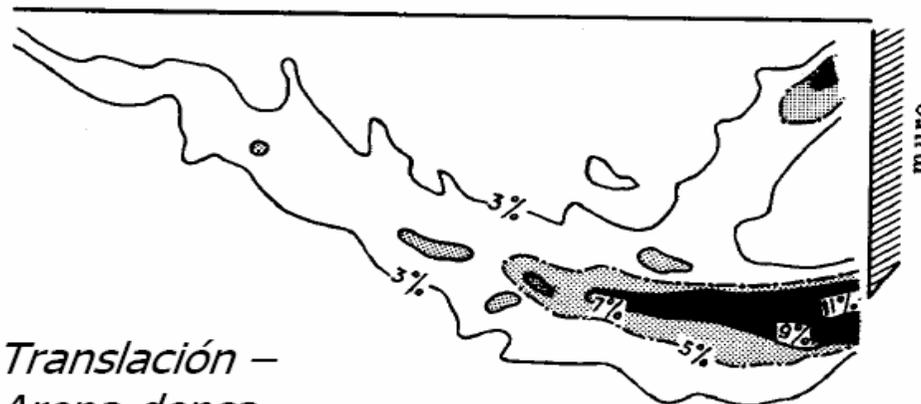
5.3.3.) Empuje pasivo

31

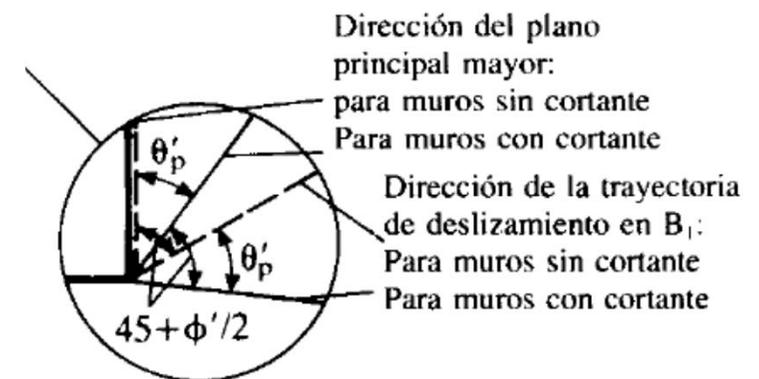
- $\sigma_h > \sigma_v$
- La superficie de rotura no puede asimilarse a un plano recto, la real es curva. Esta hipótesis sobreestima el efecto de la resistencia pasiva, cayendo del lado de la inseguridad.
- Por este hecho no debe utilizarse para su cálculo el método de Coulomb.
- También es impreciso su cálculo por la teoría de Rankine.
- La mejor teoría la de Sokolowski.
- Es necesario mayores movimientos para alcanzar el estado pasivo que en el caso activo



Estado pasivo



Translación –
Arena densa



5.3.3.1.) Valores de K_p según Sokolowski

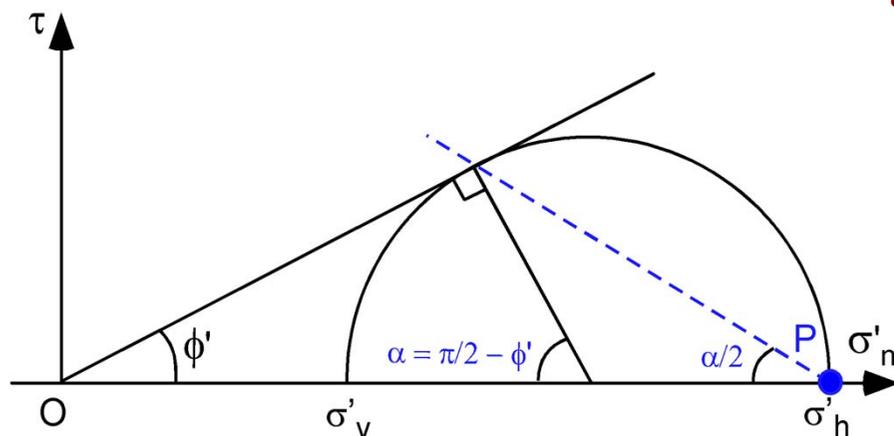
32

•Valores de K_p según Sokolowski para superficie libre horizontal, α es el ángulo que forma el trasdós del muro con la vertical, δ es el rozamiento muro-terreno y Φ es el ángulo de rozamiento interno del suelo.

α	φ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°									
30°		1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73	1,49	2,08	2,80	1,86	3,17	5,42
20°		1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,79	3,80	2,50	4,70	8,23
10°		1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,03	3,37	6,77	12,3
0°		1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,55	4,60	9,69	18,2
-10°		1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53	3,65	5,82	8,42	6,16	13,9	26,6
-20°		1,52	1,70	1,83	2,53	3,31	4,03	4,42	7,38	10,7	8,34	19,5	39,0
-30°		1,53	1,71	1,85	2,76	3,67	4,51	5,28	9,07	13,5	11,3	28,4	56,7

5.3.3.3.) Empuje pasivo según Rankine

•TERRENO NO COHESIVO HORIZONTAL DRENADO



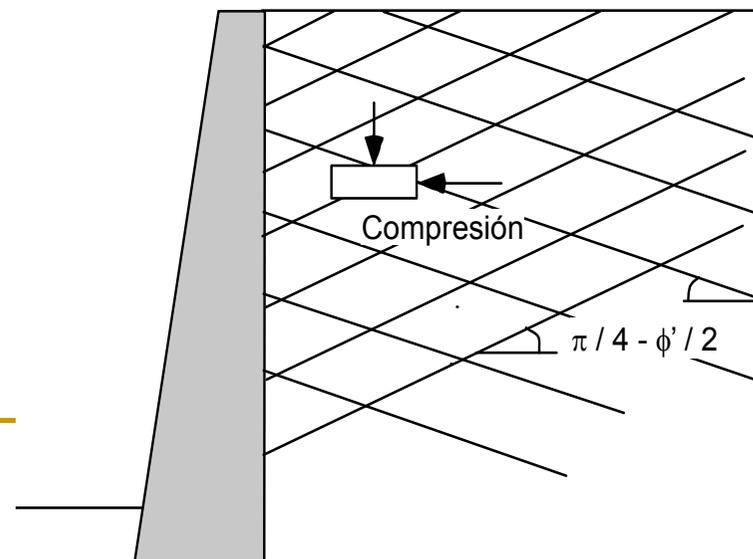
•Las hipótesis usadas son;

- Modelo de plasticidad perfecta
- Criterio de rotura de Mohr Coulomb;
 $\tau = c' + \sigma_n \operatorname{tg}\phi'$
- σ_v constante.
- σ_h principal mayor.
- Trasdós vertical ($\alpha=90$)
- No hay rozamiento muro-terreno ($\delta=0$)
- La dirección del empuje es siempre paralela a la superficie libre del terreno

$$\frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{2} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \operatorname{sen}\phi'$$

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) > 1$$

•CONSERVADOR

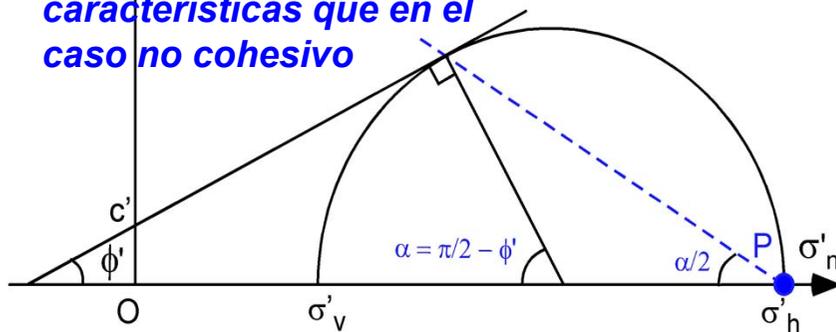


5.3.3.3.) Empuje pasivo según Rankine

• TERRENO COHESIVO HORIZONTAL DRENADO

ϕ' (°)	K_p
20	2,04
25	2,46
30	3,00
40	3,66
40	4,6
45	5,83

Misma familia de características que en el caso no cohesivo



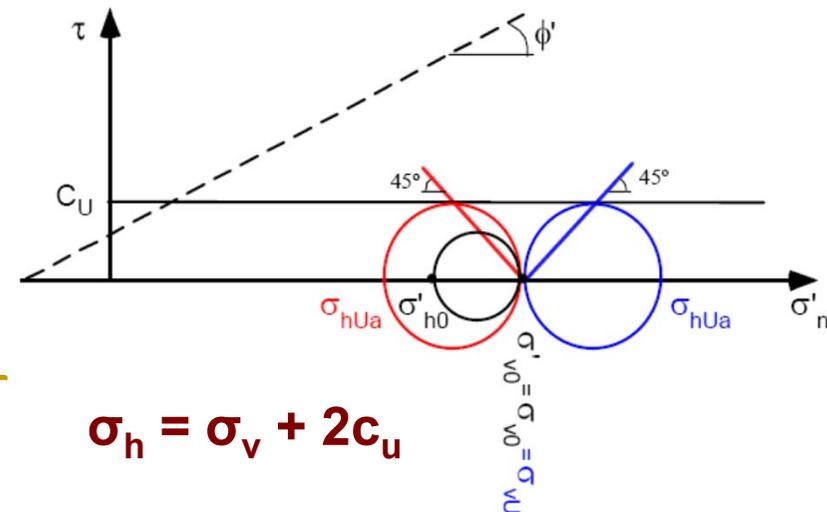
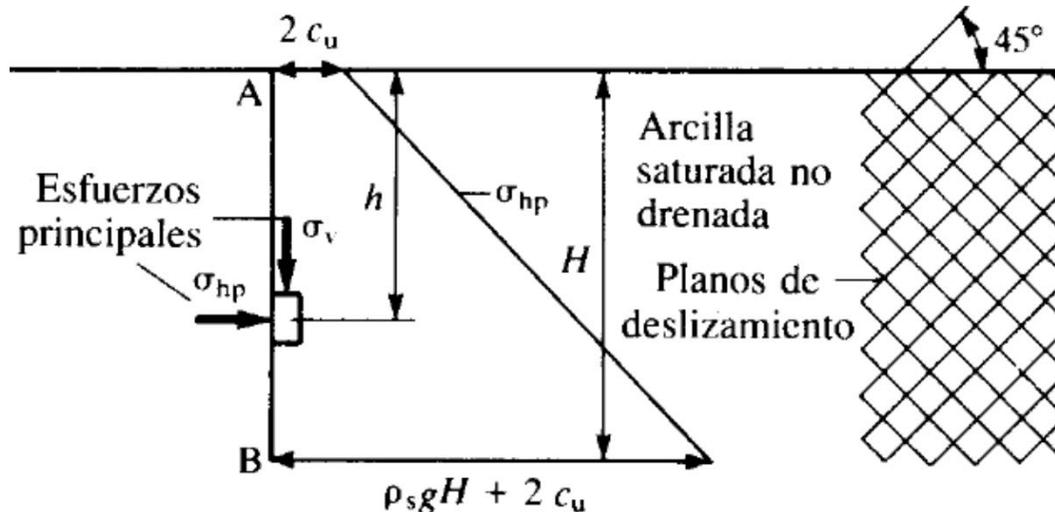
$$\frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{2} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h + 2c' \cot \phi'}{2} \text{sen} \phi'$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \frac{1 + \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} + 2c' \frac{\cos \phi'}{1 - \text{sen} \phi'}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

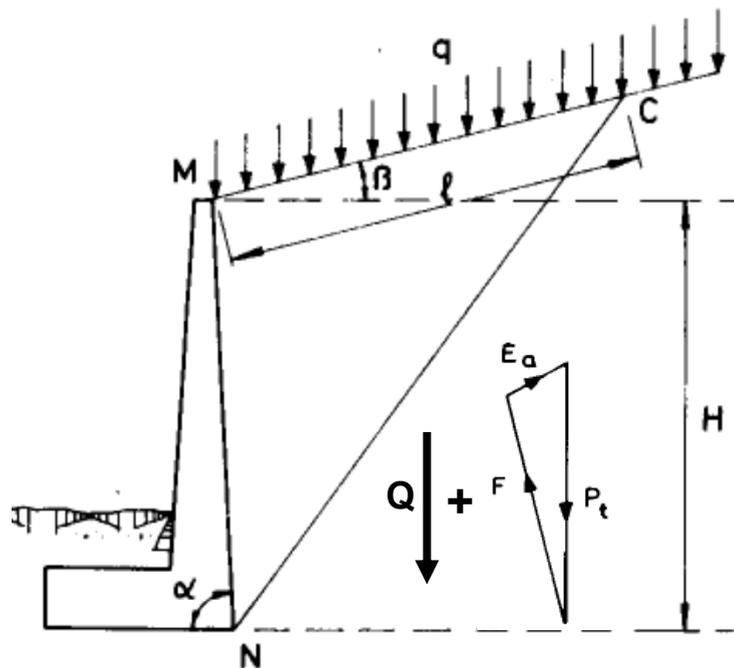
• TERRENO COHESIVO HORIZONTAL NO DRENADO

EN NINGUNO DE LOS DOS CASOS APARECEN TRACCIONES



$$\sigma_h = \sigma_v + 2c_u$$

5.3.4.) Carga uniformemente repartida



- Carga q por unidad de longitud de talud e indefinida en el sentido del muro.
- Aplicamos la teoría de Coulomb para la cuña MNC
- Peso total = Peso cuña + la sobrecarga actuante en la longitud de la cuña;

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot l \cdot \frac{H}{\sin \alpha} \cdot \sin(\alpha + \beta) + q \cdot l$$

- Si suponemos que el peso + la sobrecarga equivale al peso de la misma cuña con una densidad ficticia γ_1 ;

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot l \cdot \frac{H}{\sin \alpha} \cdot \sin(\alpha + \beta) \rightarrow \gamma_1 = \gamma + \frac{2 \cdot q}{H} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

- El empuje será;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \lambda$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma + \frac{2 \cdot q}{H} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \right) \cdot H^2 \cdot \lambda$$

- Sustituyendo γ_1 por la real de la cuña;

- Escribiéndolo;
$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda + \lambda \cdot q \cdot H \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

- La fórmula nos muestra que el empuje producido por una sobrecarga q es equivalente al producido por una altura adicional de terreno $\gamma \cdot h_e = q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$

5.3.4.) Carga uniformemente repartida

37

- La distribución de tensiones horizontales sería la resultante de la triangular debido al peso de las tierras y una rectangular relativa a la sobrecarga q , equivalente a una altura de tierras adicional

$$h_e = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

- La presión adicional debida a la sobrecarga es;

$$P_h = \lambda_h \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

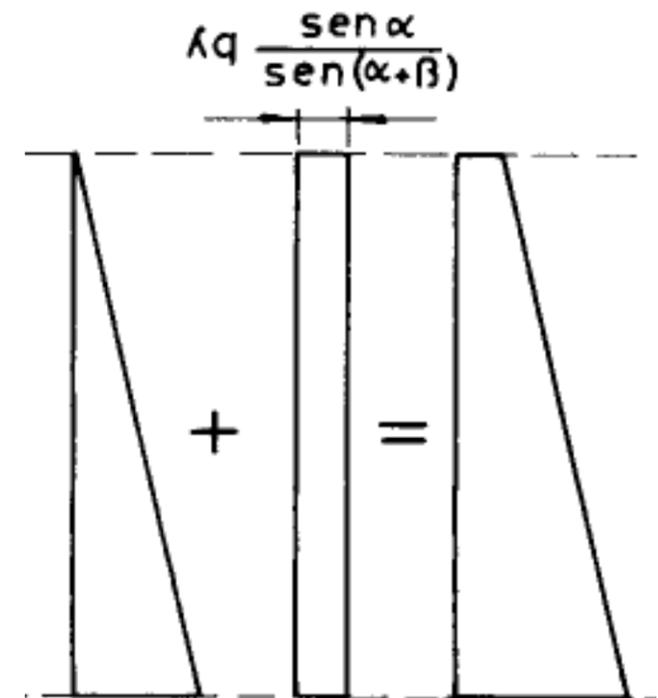
$$P_v = \lambda_v \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

$$P = \lambda \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

- La profundidad del punto de aplicación del empuje total viene dada por la expresión;

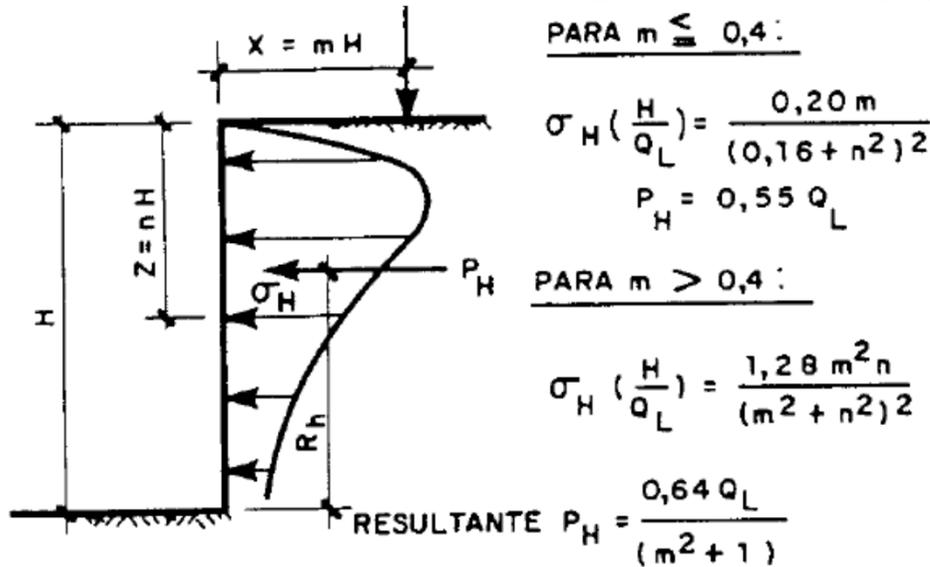
$$z = H \cdot \frac{2 \cdot \gamma \cdot H + 3 \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}}{3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}}$$

- Las cargas de tráfico pueden adaptarse a este supuesto de carga uniformemente repartida, teniéndose en cuenta que un valor de 10 KN/m² (1 Tn/m²) cubre el tráfico habitual urbano.



5.3.5.) Sobrecarga en línea y puntual (Soluciones elásticas)

38



•Carga lineal; Q_L

m	R_h
0,1	0,60H
0,3	0,60H
0,5	0,56H
0,7	0,48H

SOLUCIONES ELÁSTICAS

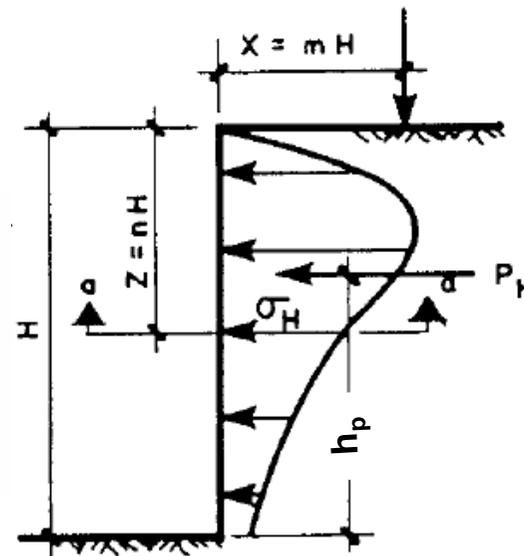
•Carga puntual; Q_p

•En plano ortogonal vertical al muro

•Demás planos verticales



m	$P_H \left(\frac{H}{Q_p} \right)$	h_p
0.2	0.78	0.59H
0.4	0.78	0.59H
0.6	0.45	0.48H



PARA $m \leq 0,4$:

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{0,28 n^2}{(0,16 + n^2)^3}$$

PARA $m > 0,4$:

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{1,77 m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

•Demás planos verticales;

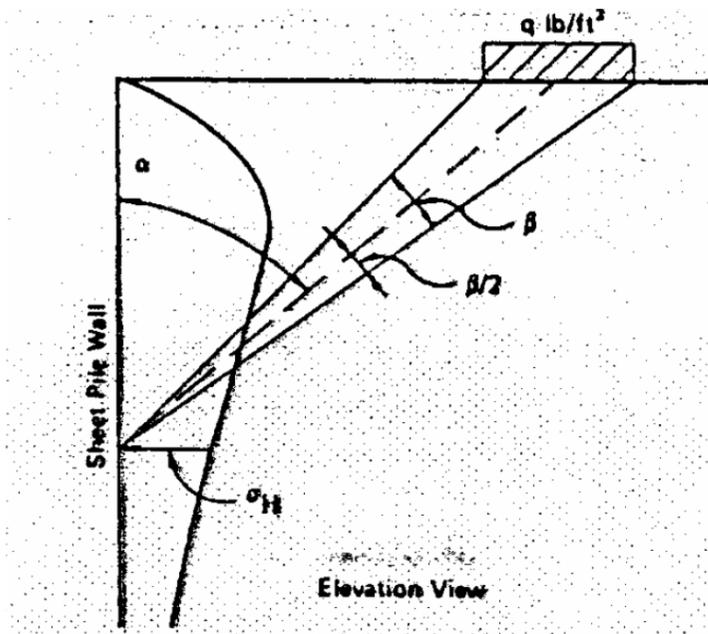
$$\sigma'_H = \sigma_H \cos^2(1,1\theta)$$

5.3.6.) Sobrecargas en faja y rectangular (Soluciones elásticas)

39

•Carga en faja paralela al muro

$$\Delta\sigma_h = \frac{2q}{\pi}(\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$



•Carga rectangular

bajo un vértice de la sobrecarga

$$\Delta\sigma_x = \frac{p}{2\pi} \left[\text{arctg} \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_1^2 R_3} \right]$$

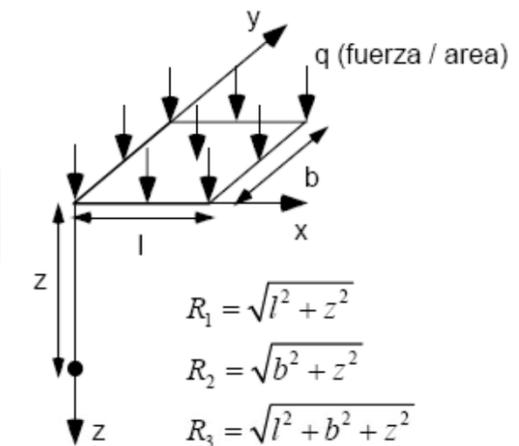
$$\Delta\sigma_y = \frac{p}{2\pi} \left[\text{arctg} \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_2^2 R_3} \right]$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\text{arctg} \frac{lb}{zR_3} + \frac{lbz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$$

$$\Delta\tau_{xy} = \frac{p}{2\pi} \left[1 + \frac{z}{R_3} - z \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \right]$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{b}{R_2} - \frac{z^2 b}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$\Delta\tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{l}{R_1} - \frac{z^2 l}{R_2^2 R_3} \right]$$



$$R_1 = \sqrt{l^2 + z^2}$$

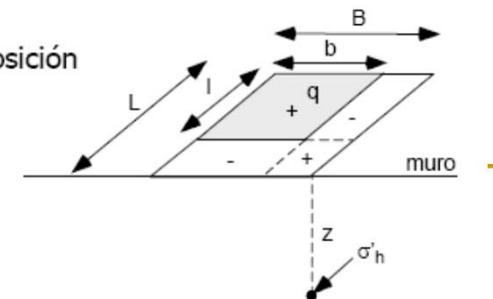
$$R_2 = \sqrt{b^2 + z^2}$$

$$R_3 = \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}$$

en cualquier punto

Se aplica el principio de superposición

$$\Delta\sigma_h = \frac{p}{\pi} \left[\text{arctg} \frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_1^2 R_3} \right]$$



5.3.7.) Sobrecargas en superficie (Soluciones plásticas)

40

$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_v \times$ coeficiente de empuje (activo o pasivo)
donde $\Delta\sigma_v$ proviene de una solución elástica

Sobrecarga rectangular repartida uniformemente (Fadum 1948):

$$\Delta\sigma_v = q \cdot I_r$$

Sobrecarga uniforme q :

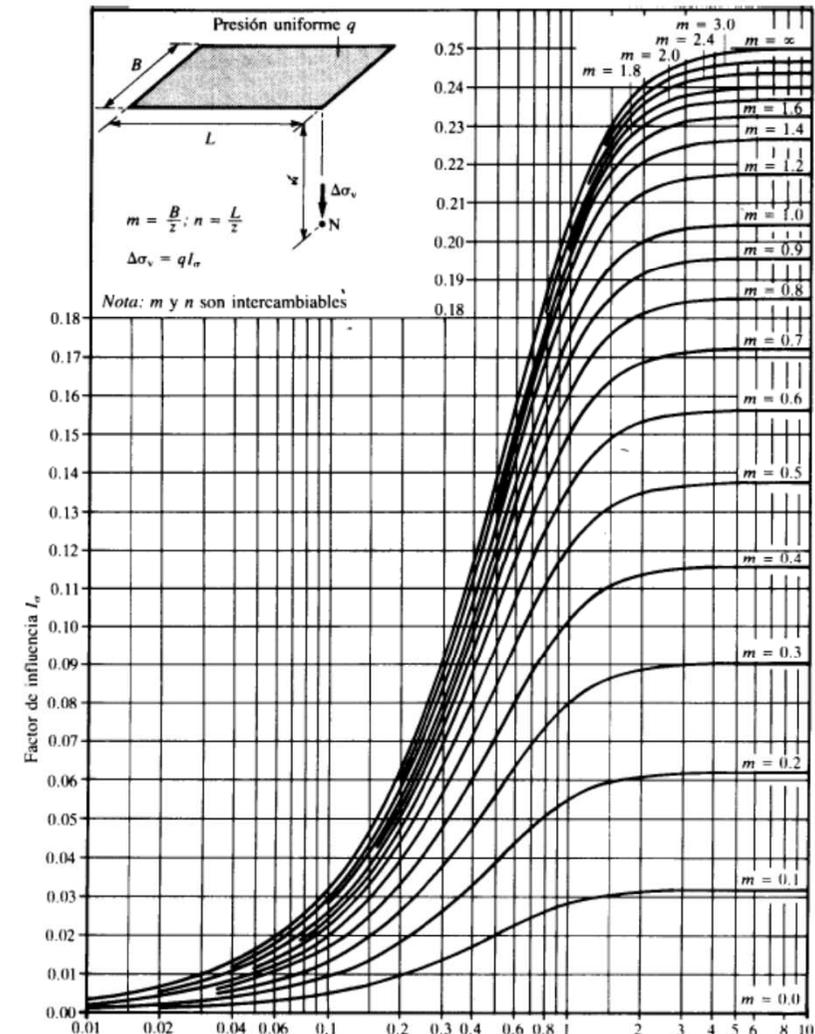
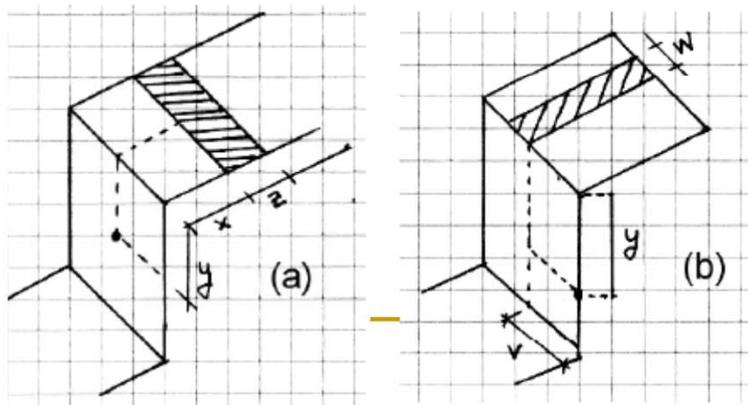
$$\Delta\sigma'_v = q$$

Sobrecarga en una franja infinita paralela al muro:

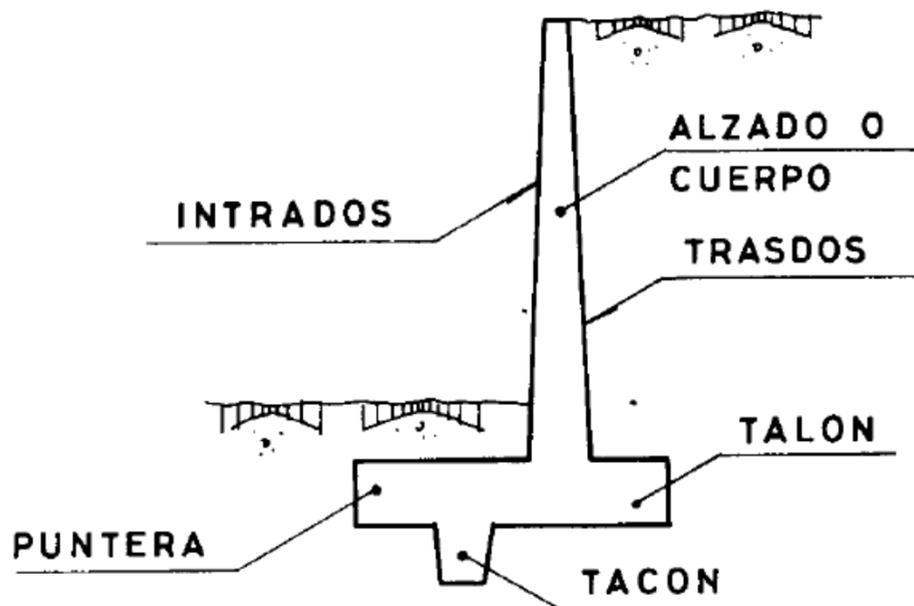
$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\theta)); \tan(\alpha + \theta) = \frac{x+z}{y}; \tan\theta = \frac{x}{y}$$

Sobrecarga en una franja infinita perpendicular al muro:

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\theta)); \tan(\alpha + \theta) = \frac{v+w}{y}; \tan\theta = \frac{v}{y}$$



5.4.) Cálculo de estructuras rígidas



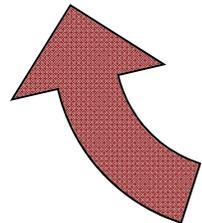
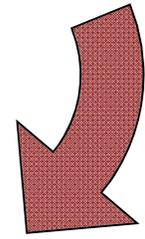
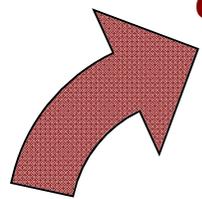
•CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Cálculo del muro como elemento estructural

Predimensionamiento del muro

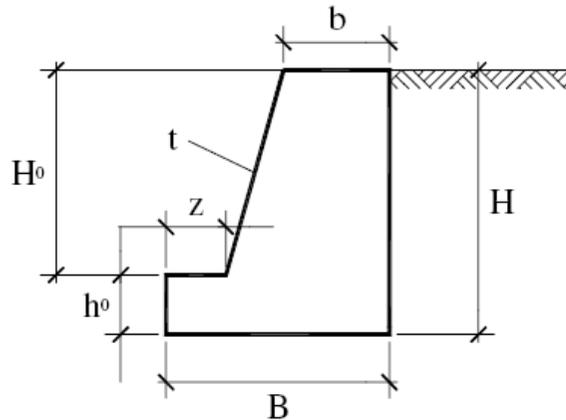
Comprobación estados límite

Cálculo de empujes



5.4.1.) Predimensionamiento de los muros

• MUROS EN MASA



$$b \geq \frac{H}{12}, \quad b \geq 30 \text{ cm}$$

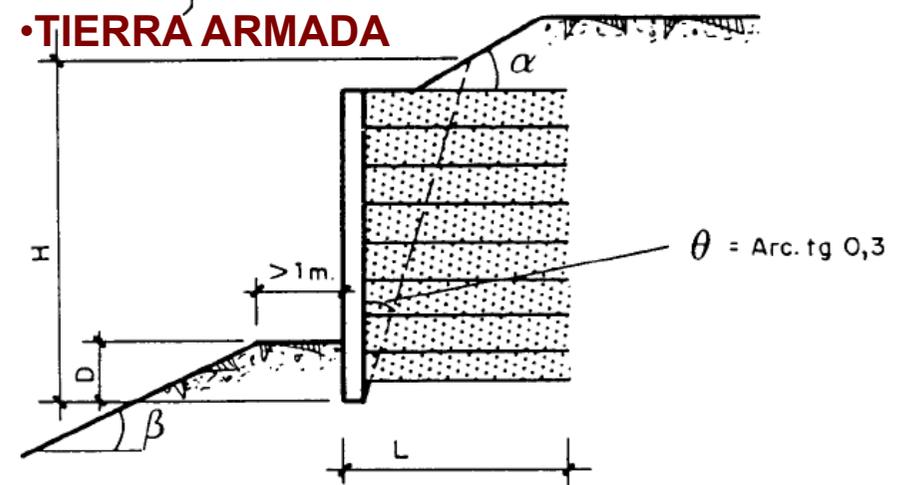
$$h_0/2 \leq z \leq h_0$$

$$H_0/8 \leq h_0 \leq H_0/6$$

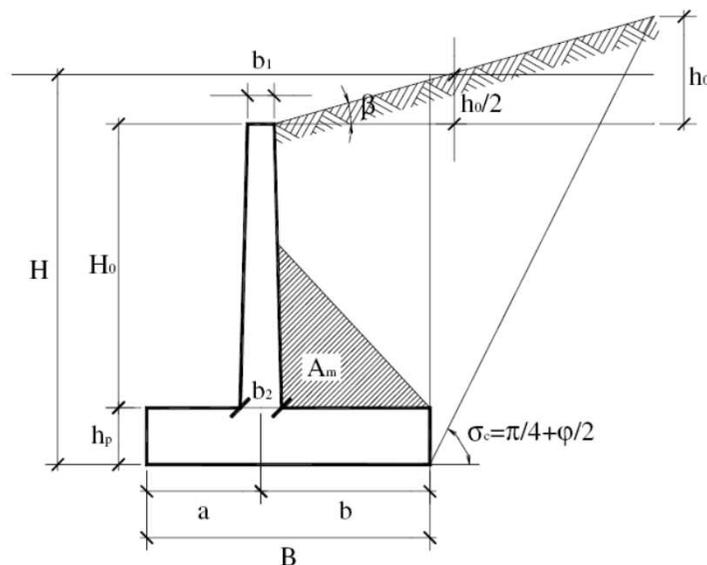
$$1/3 H \leq B \leq 1/2 H$$

$$(t \geq 1/50) \rightarrow 1/25 \leq t \leq 1/10$$

• TIERRA ARMADA



• MUROS DE HORMIGÓN ARMADO



$$h_0 = \frac{q}{\gamma}$$

$$b_1 \geq 30 \text{ cm}, \quad b_1 \geq \frac{H}{24}$$

$$b_1 \geq 30 \text{ cm}, \quad b_2 > \frac{H}{12}$$

$$H = \frac{12}{11} H_0$$

$$\frac{H}{2} \leq B \leq \frac{2H}{3}$$

$$a \geq \frac{B}{3}, \quad b \geq \frac{2B}{3}$$

$$h_p \geq \frac{H}{12} \geq 60 \text{ cm}$$

$$D \begin{cases} 0,05 H - \text{TERRENO HORIZONTAL} \\ 0,10 H - \text{ESTRIBOS Y MUROS SOBRE TALUD 3:1} \\ 0,20 H - \text{MUROS SOBRE TALUD 3:2} \end{cases}$$

$$L \begin{cases} \geq 0,7 H & \text{NORMALMENTE} \\ \geq 0,6 H & \text{MACIZO EXENTO} \\ \geq 7 \text{ m.} & \text{Y POCO EMPUJE} \\ \geq (0,6 H + 2) \text{ m} & \text{EN ESTRIBOS} \end{cases}$$

Cimentaciones

5.4.2.) Comprobación Estados Límite

•ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS;

- Hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco
- Capacidad estructural
- Estabilidad global

•LOS EMPUJES SON DEBIDOS A;

- El terreno del trasdós
- El terreno del pie del muro
- El agua
- Las sobrecargas próximas

•COEFICIENTES DE SEGURIDAD;

- **Vuelco** $\geq 1,5$ (transitorios) a 2 (permanentes)
- **Deslizamiento** ≥ 1.5
- **Hundimiento** ≥ 2 . Igual que zapatas con carga excéntrica, comprobar que $\sigma_{max} \leq 1,25q_{adm}$, siempre que $\sigma_{media} \leq q_{adm}$
- La resultante debe pasar por el núcleo central, $e \leq B/6$

TIPO DE MURO	DIAGRAMA DE CARGAS	FACTORES DE DISEÑO
GRAVEDAD		<p>LOCALIZACION DE LA RESULTANTE :</p> <p>MOMENTOS RESPECTO AL PIE</p> $d = \frac{W \cdot a + P_v e - P_a b}{W + P_v}$ <p>SUPONIENDO $P_p = 0$</p> <p>SEGURIDAD AL VUELCO</p> $F_v = \frac{W \cdot a}{P_a \cdot C} \geq 1,5-2,0$ <p>RESISTENCIA FRENTE AL DESLIZAMIENTO:</p> $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_H} \geq 1,5$ $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_H} \geq 2,0$ $F = (W + P_v) \tan \delta$ <p>$\tan \delta =$ ROZAMIENTO SUELO-BASE</p> <p>W = INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE PUNTERA EN MUROS DE SEMI-GRAVEDAD. INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE LA ZAPATA PARA MUROS EN VOLADIZO Y CONTRAFUERTE</p>
SEMI-GRAVEDAD		<p>RESISTENCIA FRENTE AL DESLIZAMIENTO:</p> $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_H} \geq 1,5$ $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_H} \geq 2,0$ $F = (W + P_v) \tan \delta$ <p>$\tan \delta =$ ROZAMIENTO SUELO-BASE</p> <p>W = INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE PUNTERA EN MUROS DE SEMI-GRAVEDAD. INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE LA ZAPATA PARA MUROS EN VOLADIZO Y CONTRAFUERTE</p>
VOLADIZO		<p>RESISTENCIA FRENTE AL DESLIZAMIENTO:</p> $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_H} \geq 1,5$ $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_H} \geq 2,0$ $F = (W + P_v) \tan \delta$ <p>$\tan \delta =$ ROZAMIENTO SUELO-BASE</p> <p>W = INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE PUNTERA EN MUROS DE SEMI-GRAVEDAD. INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE LA ZAPATA PARA MUROS EN VOLADIZO Y CONTRAFUERTE</p>
CONTRAFUERTE		<p>ESTABILIDAD GENERAL Y SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO :</p> <p>SEGUN SISTEMAS SIMILARES A PROBLEMAS DE TALUDES Y ZAPATAS CON CARGA EXCENTRICA.</p>

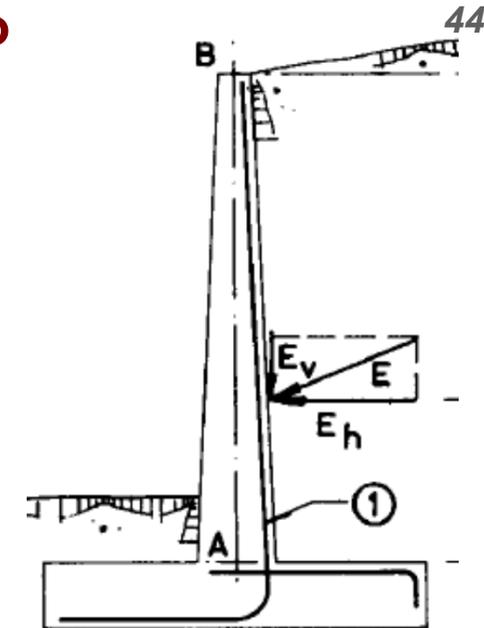
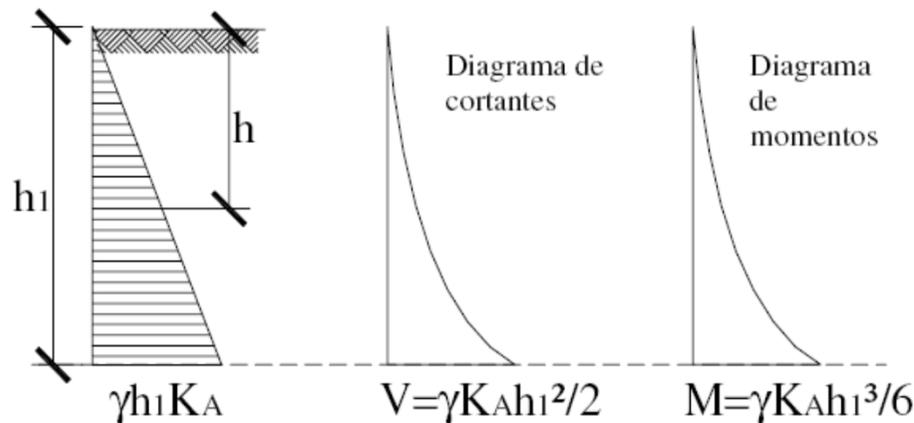
5.4.3.) Diseño estructural del muro

- Leyes de cortantes y momentos;

$$q = \gamma \cdot h \cdot K_A$$

$$V = \int_0^{h_1} q \, dh$$

$$M = \int_0^{h_1} V \, dh$$



- Según la EHE;

– Cuantía mínima horizontal en la cara de tracción no inferior al 1,2‰ de la sección total de hormigón para acero B-400S. En la cara opuesta se recomienda una mínima al 30% de la anterior consignada

– La cuantía mínima horizontal no inferior al 4‰. Esta armadura se deberá repartir por ambas caras. (50% en cada una para muros vistos por ambas caras, 2/3 de la total en la cara vista en aquellos vistos sólo por una cara)

– En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

– Para muros de altura reducida (5m), se dispondrá toda la armadura tipo 1 hasta la coronación, para alturas mayores es frecuente cortar el 50% de ésta a la altura que sea posible