

DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

En este apunte se discute el comportamiento de muros de contención durante sismos y se presentan los principales métodos utilizados en su diseño.

Para el diseño de muros de contención es necesario definir la “**falla**” y conocer como los muros pueden fallar.

Bajo **condiciones estáticas**, los muros de contención están sujetos a fuerzas de cuerpo relacionadas con la **masa del muro**, a **empujes de suelo** y a **fuerzas externas** como barras de anclajes y tirantes.

El adecuado diseño de un muro de contención debe establecer el **equilibrio de estas fuerzas sin inducir esfuerzos de corte que se aproximen a la resistencia al corte del suelo**.

Durante un sismo, sin embargo, las **fuerzas inerciales** y los **cambios en la resistencia** de los suelos podrían violar el equilibrio y causar la deformación permanente del muro.

La **falla**, ya sea por **deslizamiento, giro o pandeo**, o algún otro mecanismo, ocurre cuando estas **deformaciones permanentes se hacen excesivas**.

El asunto de que nivel de deformación es excesivo depende de muchos factores y es mejor analizarlo caso a caso, considerando las condiciones específicas de cada sitio.

Presión estática de muros de contención

El comportamiento sísmico de los muros de contención depende de la presión lateral total del suelo que se desarrolla durante el movimiento sísmico.

Estas presiones totales incluyen tanto la **presión gravitacional estática** que existe antes de que el sismo ocurra, como la **presión dinámica transiente** inducida por el sismo.

Dado que la respuesta del muro esta influenciada por ambas presiones, se presenta una breve revisión de la presión estática de suelos.

Teoría de Coulomb (1776)

Coulomb (1776) fue el primero en estudiar el problema de presiones laterales de suelos sobre muros de contención.

Asumió que la fuerza que actúa en la espalda del muro es el resultado del **peso de la cuña de suelo sobre una superficie plana de falla**.

Coulomb utilizó el equilibrio de fuerzas para determinar la magnitud del empuje de suelo actuando en el muro para las condiciones de empuje activo mínimo y empuje pasivo máximo.

Dado que este problema es indeterminado, un número indeterminado de superficies de falla debe ser analizado para identificar la superficie de falla crítica.

Coulomb identificó el ángulo α_A que forma el plano de falla del suelo con la horizontal, imponiendo la **condición de fuerza mínima para producir la falla**, es decir: $\frac{\partial P_A}{\partial \alpha} = 0$.

Bajo condiciones de presión de suelos de empuje activo mínimo, el empuje activo en el muro se obtiene del equilibrio de fuerzas indicado en la Figura 1.

Para la superficie de falla crítica, el empuje activo ($A = Activo$) sobre un muro de contención de un suelo sin cohesión puede ser expresado como:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2,$$

donde el coeficiente de empuje activo esta dado por:

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

donde:

γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre le muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

La superficie de falla crítica esta inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right],$$

respecto de la horizontal, donde:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\phi - \theta)]},$$

$$C_2 = 1 + \{ \tan(\delta + \theta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] \}.$$

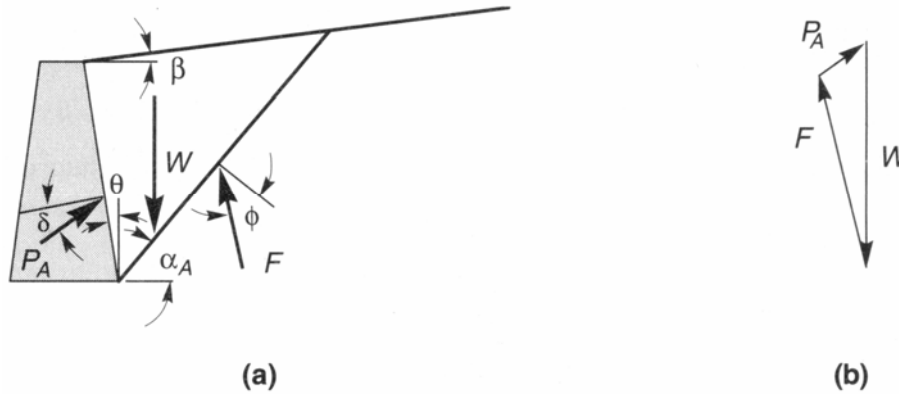


Figura 1: (a) Cuña activa triangular determinada por la superficie del suelo, el plano de falla y el muro. **(b)** Polígono de fuerzas para la cuña activa de Coulomb. La superficie de falla crítica es la que da el mayor valor de P_A .

La teoría de Coulomb no predice explícitamente la distribución de la presión activa, pero muestra que ésta es triangular para rellenos con pendiente lineal, sin cargas de superficie.

En tales casos, P_A actúa en un punto ubicado a $H/3$ de la altura del muro de altura H .

Para condiciones de empuje pasivo máximo en rellenos sin cohesión (Figura 2), la teoría de Coulomb predice un empuje pasivo ($P = P_{\text{pasivo}}$) de:

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \cdot \gamma \cdot H^2,$$

donde

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

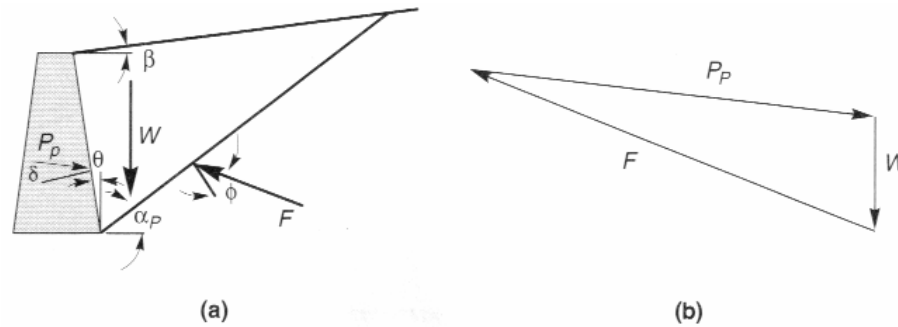


Figura 2: (a) Cuña pasiva triangular determinada por la superficie del suelo, el plano de falla y el muro. (b) Polígono de fuerzas para la cuña pasiva de Coulomb. La superficie de falla crítica es la que da el mayor valor de P_p .

La **superficie de falla crítica** para las condiciones de empuje pasivo máximo está inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_p = -\phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \beta) + C_3}{C_4} \right],$$

donde:

$$C_3 = \sqrt{\tan(\phi + \beta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\phi + \theta)]},$$

$$C_4 = 1 + \{ \tan(\delta - \theta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] \}.$$

Método de Mononobe-Okabe (M-O)

Okabe (1926), y **Mononobe** y **Matsuo (1929)**, desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido **Método de Mononobe-Okabe (M-O)**.

Este método considera la **aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas**, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb.

El empuje de suelos pseudo-estático se obtiene entonces a partir del equilibrio de la cuña.

Las fuerzas actuando sobre una cuña activa, en el caso de un suelo seco sin cohesión, se muestra en la Figura 3.

Además de las fuerzas que existen bajo condiciones estáticas, sobre la cuña también actúan fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales cuyas

magnitudes están relacionadas con la masa de la cuña mediante aceleraciones pseudo-estáticas:

$$a_h = k_h \cdot g \quad \text{y} \quad a_v = k_v \cdot g .$$

El **empuje activo total** puede ser expresado en forma similar al desarrollado para las condiciones estáticas, esto es:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) ,$$

donde el **coeficiente dinámico de presión de suelo activo**, K_{AE} , esta dado por:

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

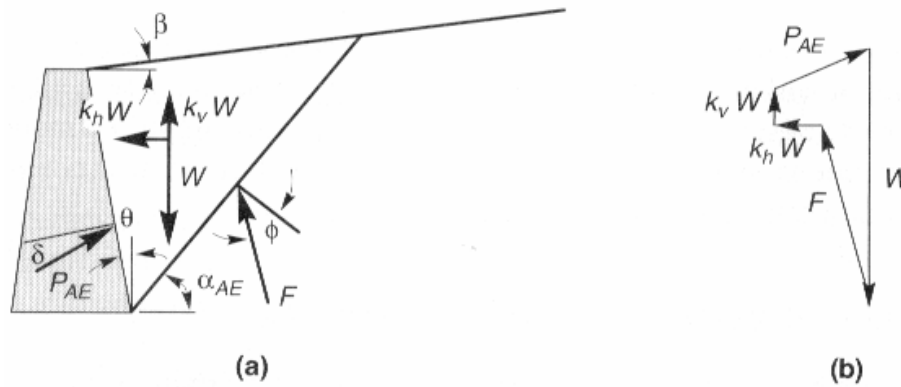


Figura 3: (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe. **(b)** Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuando sobre la cuña.

donde:

$$\phi - \beta \geq \psi ,$$

$$\gamma = \gamma_d ,$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] .$$

La superficie de falla crítica, la que es más plana que la superficie de falla crítica para las condiciones estáticas, esta inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right],$$

donde

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \theta)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \}.$$

Aunque el método M-O implica que el empuje activo total debería actuar en un punto $H/3$ sobre la base del muro de altura H , resultados experimentales sugieren que, **bajo condiciones de carga dinámica, éste actúa en un punto superior.**

El método que surge de esta consideración se denomina **Método de Mononobe-Okabe Modificado.**

En el método modificado, el **empuje activo total**, P_{AE} , puede ser dividido en un **componente estático**, P_A , y un **componente dinámico**, ΔP_{AE} :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}.$$

El componente estático se sabe que actúa a $H/3$ sobre la base del muro. **Seed y Whitman (1970)** recomendaron que el componente dinámico se considere actuando aproximadamente a $0.6H$.

Con este supuesto, el **empuje activo total actuará a la altura:**

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot (0.6H)}{P_{AE}},$$

sobre la base del muro.

El valor de h depende de las magnitudes relativas de P_A y P_{AE} , y frecuentemente cae cerca de la altura media del muro.

El análisis según M-O muestra que k_v , cuando se considera la mitad o dos tercios de k_h , afecta menos de un 10% a P_{AE} .

Seed y Whitman (1970) concluyeron que las aceleraciones verticales pueden ser ignoradas cuando el método M-O es utilizado para estimar P_{AE} para el diseño de muros típicos.

Comentarios del Método de Mononobe-Okabe Modificado

Aunque conceptualmente bastante simple, el método M-O modificado proporciona un herramienta útil para estimar las cargas sísmicas inducidas sobre muros de contención.

El coeficiente de aceleración horizontal positivo causa que el empuje activo total exceda al empuje activo estático y que el empuje pasivo total sea menos que el empuje pasivo estático.

Dado que la estabilidad de un muro en particular generalmente se reduce por un incremento en el empuje activo y/o una disminución en el empuje pasivo, el método de **Mononobe-Okabe produce cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas** que actúan antes del sismo.

Como una extensión pseudo-estática del análisis de Coulomb, sin embargo, el análisis según el método M-O esta sujeto a todas las limitaciones de los análisis pseudo-estáticos, así como, a las limitaciones de la teoría de Coulomb.

Al igual que en el caso del análisis pseudo-estático de estabilidad de taludes, la determinación de los adecuados coeficientes pseudo-estáticos es difícil, y el análisis **no es apropiado para suelos que experimenten una significativa pérdida de resistencia durante sismos**, como es el caso de suelos con elevado potencial de licuefacción.

Al igual que como lo hace la teoría de Coulomb bajo condiciones estáticas, el análisis según el **método M-O sobreestima el empuje pasivo total**, particularmente para $\delta > \phi/2$.

Por estas razones el Método de Mononobe-Okabe Modificado debería ser usado e interpretado cuidadosamente.

Ejemplo:

$$\phi := 38\text{-deg}$$

$$\theta := 0\text{-deg}$$

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

$$\delta = 19.00\text{deg}$$

$$K_h := 0.15$$

$$K_v := 0.08$$

$$\psi := \text{atan}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

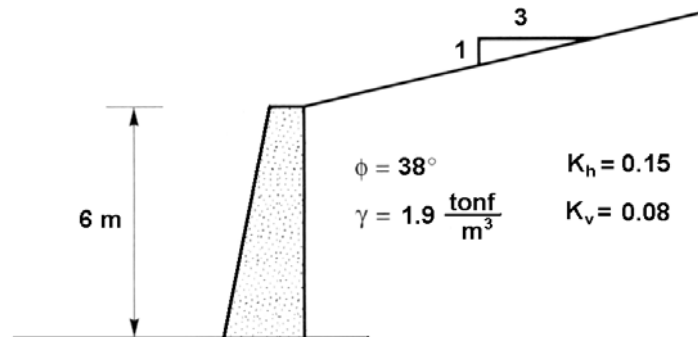
$$\psi = 9.26\text{deg}$$

$$\beta := \text{atan}\left(\frac{1}{3}\right)$$

$$\beta = 18.43\text{deg}$$

$$H := 6\text{-m}$$

$$\gamma := 1.9 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

**i) El empuje activo de Coulomb**

$$\psi := 0\text{-deg}$$

$$K_A := \frac{\cos(\phi - \theta - \psi)^2}{\cos(\psi) \cdot \cos(\theta)^2 \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2 \right]} \quad K_A = 0.270$$

$$P_A := \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot m \quad P_A = 9.23\text{tonf}$$

ii) El empuje activo total

$$\psi := \text{atan}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

$$\psi = 9.26\text{deg}$$

$$K_{AE} := \frac{\cos(\phi - \theta - \psi)^2}{\cos(\psi) \cdot \cos(\theta)^2 \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2 \right]} \quad K_{AE} = 0.436$$

$$P_{AE} := \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot m \quad P_{AE} = 13.73\text{tonf}$$

iii) El empuje activo sísmico y su posición

$$\Delta P_{AE} := P_{AE} - P_A$$

$$\Delta P_{AE} = 4.49\text{tonf}$$

iv) El momento volcante sísmico

$$M := P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot (0.6 H)$$

$$M = 34.64\text{tonf} \cdot \text{m}$$