

## SEISMIC DESIGN OF RETAINING WALLS IN GRAVITY AND CANTILEVER

### DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN GRAVEDAD Y VOLADIZO

MSc. Nelson Afanador García, Ing. Yalitz Sanjuán Prada  
Ing. David Medina Cáceres

Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Facultad de Ingeniería, Grupo de Investigación GITYD, Acolsure sede Principal, Ocaña, Norte de Santander, Colombia.  
Tel.: +57-7-5690088 Ext. 222, 210.  
E-mail: nafanadorg@ufpso.edu.co, {yalitzasanjuan, dalmec1001}@hotmail.com

**Abstract:** In Colombia there are periodic earthquakes moderate to strong in different areas of the country and is a concern of civil engineering earthquake resistant design of retaining walls to minimize the effects of seismic risk. This work required the modeling, analysis and design of 120 retaining walls varying in height and effective peak acceleration by developing a program in Excel with Macros and modeling in SAP 2000 where volumes were determined regressions of simple concrete and cyclopean as well as kilograms of reinforcing steel, which allowed the formation of construction cost equations of gravity retaining walls and in cantilever.

**Keywords:** Seismic design of wall and abutments, retaining walls, dynamic thrust.

**Resumen:** En Colombia periódicamente se presentan sismos moderados y fuertes en diferentes zonas del país y es una preocupación de la Ingeniería Civil el diseño sismo resistente de muros de contención para minimizar los efectos del riesgo sísmico. En este trabajo se requirió la modelación, análisis y diseño de 120 muros de contención con variaciones en altura y en aceleración pico efectiva mediante la elaboración de un programa en Excel con macros y modelación en SAP 2000 donde se determinaron regresiones de volúmenes de concreto simple y ciclópeo como también de Kilogramos de acero de refuerzo, el cual permitió la formación de ecuaciones de costos de construcción de muros de contención en gravedad y en voladizo.

**Palabras clave:** Diseño sísmico de muros y estribos, muros de contención, empuje dinámico.

## 1. INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico de muros de contención es importante para minimizar los efectos devastadores de los terremotos sobre las estructuras de contención, el daño en las vías terrestres, en estribos de puentes, el riesgo a las vidas humanas, así como serios problemas económicos, sociales y ambientales. La mayoría de los diseñadores estructurales usan los métodos de diseño de estructuras de contención bajo condiciones sísmicas

usando el equilibrio de fuerzas basado en el análisis pseudo-estático (Mononobe y Matsuo, 1929; Okabe, 1926; Morrison y Ebeling *et al.*, 1995), análisis pseudo-dinámico (Steedman y Zeng, 1990) y el método del bloque inclinado basado en desplazamientos (Richards y Elms, 1979; Nadim y Whitman, 1983; Wu, 1994). Existen diferentes procedimientos que permiten estimar el desplazamiento de muros de contención y estribos, en el momento que actúa un sismo (Richards y Elms, 1979; Nadim y Whitman, 1983; Seed y

Whitman, 1970) estas técnicas permiten determinar un coeficiente sísmico de diseño  $K_h$  que junto con el método de análisis de Mononobe-Okabe, permite determinar las presiones de tierra activos y pasivos y sus puntos de aplicación, necesarios en el diseño sísmico de muros de contención, con un desplazamiento aceptable (Nadim y Whitman, 1983; Musante y Ortigosa, 1984; Terzariol *et al.*, 1987). Este trabajo de investigación se limita al comportamiento de estructuras localizadas por encima del nivel freático que sostiene suelos no cohesivos para el diseño de muros de gravedad y en voladizo sujeto a cargas sísmicas buscando a través de la programación en Excel y la calibración de un modelación en SAP 2000 una comparación de los resultados de esfuerzos, cortante y momentos con fines de diseño que permita obtener curvas de volúmenes de concreto, cantidad de acero de refuerzo que permita realizar comparaciones entre muros de gravedad y en voladizo de tipo económico y establecer curvas de regresión para el diseño de muros de contención.

## 2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Los métodos de equilibrio límite son ampliamente utilizados en el análisis estático de las estructuras de contención debido a la simplificación matemática, como también a la amplia experiencia en el uso de este método, entre los cuales se citan los más usados métodos:

### 1.1 Método de Rankine (Rankine, 1857)

En muros de contención con cara vertical que retiene suelo granular de peso específico  $\gamma$ , y talud horizontal, el método de Rankine establece una distribución triangular de esfuerzos horizontales sobre la cara vertical que contiene el suelo granular, con una resultante denominada empuje activo,  $P_A$  (ecuación 1) localizada en el centroide de la distribución triangular, a  $H/3$  desde la base de la estructura siendo  $H$  la altura del muro.

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot g \cdot H^2 \quad [1]$$

El coeficiente de empuje activo  $K_A$  (ecuación 2) está dado en función del ángulo de fricción interna de suelo  $\phi$ .

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad [2]$$

### 1.2 Método de Coulomb (Coulomb, 1776)

Para el muro de contención indicado en la Figura 1, el equilibrio de fuerzas actuante sobre una cuña de suelo granular, resulta en la expresión de empuje activo  $P_A$  (ecuación 3):

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot g \cdot H^2 \quad [3]$$

Donde el coeficiente de empuje activo  $K_A$  (ecuación 4) es definido por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\mathbf{f} - \mathbf{q})}{\cos^2 \mathbf{q} \cdot \cos(\mathbf{d} + \mathbf{q}) \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\mathbf{d} + \mathbf{f}) \cdot \text{sen}(\mathbf{f} - \mathbf{b})}{\cos(\mathbf{d} - \mathbf{q}) \cdot \cos(\mathbf{b} - \mathbf{q})} \right]} \quad [4]$$

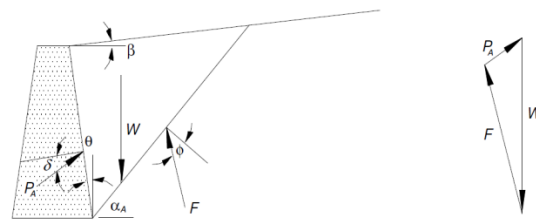


Fig. 1. Cuña de suelo activa (a la izquierda) y polígono de fuerzas actuantes sobre la cuña de suelo (a la derecha). (Kramer, 1996).

Donde  $\delta$  es el ángulo de fricción de la interacción suelo-muro y los ángulos  $\beta$  y  $\theta$  de la Figura 1.

## 3. ANÁLISIS DINÁMICO

La respuesta dinámica es compleja en las estructuras de contención, pues los esfuerzos y desplazamientos dependen del estrato de cimentación, de las fuerzas inerciales, la rigidez de la estructura, del comportamiento del suelo retenido y de las características del sismo, etc. Stader (1996) sugiere que las soluciones para el comportamiento dinámico de las estructuras de contención pueden ser clasificadas en tres principales categorías: método rígido-plástico o pseudo estático, elástico y elastoplástico, en donde estos métodos adoptan hipótesis simplificadoras para la construcción de modelos matemáticos, pudiendo el comportamiento real ser ligeramente diferente.

### 3.1 Método de Mononobe – Okabe (1929)

El método pseudo estático está basado en el equilibrio de fuerzas estáticas y dinámicas, en la determinación de las fuerzas que actúan sobre el muro y sus puntos de aplicación con fines de

determinar factores de seguridad al desplazamiento, vuelco y giro en la base, es decir contra la falla del muro. El método de Mononobe – Okabe (M-O) es una prolongación de la teoría estática de Coulomb para condiciones pseudo estáticas., en el cual las aceleraciones pseudo estáticas son aplicadas a la cuña activa (o pasiva) de Coulomb. El empuje de suelo pseudo estático es obtenido del equilibrio de fuerzas sobre la cuña de falla, ver Figura 2.

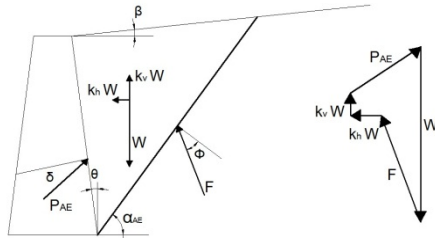


Fig. 2. Fuerzas actuando sobre la cuña activa en el análisis M-O, y polígono de fuerzas indicando el equilibrio de fuerzas actuando en la cuña activa. (Kramer, 1996).

La teoría de M-O adopta hipótesis simplificadoras, que considera relleno en material granular no saturado, fundación indeformable, admite que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables. Estas hipótesis establecidas por Okabe (1926) y luego Mononobe (1929) establecen una teoría sobre el comportamiento de una cuña de suelo que se desliza sobre el plano de falla actuando sobre un muro de contención (Coulomb, 1776). Esta teoría consiste en definir unas fuerzas inerciales generadas por la cuña de suelo deslizante con una serie de hipótesis (Tabla 1) y los coeficientes sísmicos horizontales y verticales que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las dadas por la teoría estática de Coulomb (Terzariol, *et al.*, 2004)

Tabla 1. Hipótesis teoría Mononobe – Okabe  
(Ministerio del transporte & Asociación  
Colombiana de Ingeniería sísmica, 1995)

Característica	Hipótesis
Desplazamiento del estribo	1/1.000 a 1/500 de la altura
Tipo de suelo	Granular, no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento rígido - plástico
Superficie de falla	La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro.
Efectos de borde	El muro es lo suficientemente largo para considerar despreciables los efectos de borde.
Aceleración	Uniforme en toda la cuña deslizante.

Las fuerzas actuantes sobre la cuña activa de suelo granular seco, se ilustran en la Figura 2, adicionalmente a las fuerzas estáticas que actúan en la cuña de falla existen unas fuerzas pseudo estáticas horizontal y vertical cuyas magnitudes están relacionadas con la masa de cuña por la aceleración pseudo estática  $a_h = k_h g$ , y  $a_v = k_v g$ , donde  $k_h$  y  $k_v$  son los llamados aceleraciones sísmicas horizontales y verticales utilizadas en el empuje activo dinámico;

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot g \cdot H^2 (1 - K_v) \quad [5]$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - q - \gamma)}{\cos \gamma \cdot \cos^2 q \cdot \cos(\delta + q + \gamma) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \gamma)}{\cos(\delta + q + \gamma) \cos(\beta - q)}} \right]} \quad [6]$$

$$\text{Donde } \phi - \beta \geq \psi \quad \text{con } \gamma = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

El empuje estático total puede ser expresado como la suma del empuje estático ( $P_A$ ) y el empuje pseudo estático ( $\Delta P_{AE}$ ), es decir:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad [7]$$

La componente estática del empuje actúa a una distancia  $H/3$  de la base del muro, mientras que la resultante de la componente pseudo estática según Seed y Whitman (1970) y el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (1995) recomiendan que la resultante del empuje pseudo estático actúa a una distancia  $0.6H$  desde la base, como también que las aceleraciones verticales ( $a_v$ ) pueden ser ignoradas cuando se utilice el método de M-O.

#### 4. MODELO MATEMÁTICO

Esta investigación requirió de programación en Excel con macros y la utilización del programa de análisis SAP 2000 versión 14 (SAP 2000 V14. Advanced 14.2.0 2010), para indagar sobre el comportamiento del muro de contención en gravedad y en voladizo sujeto a cargas sísmicas esperadas para el Norte de Santander o ciudades Colombianas con igual aceleración pico efectiva  $A_a$  (Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Norma sismo resistente 2010), con el objetivo de comparar los resultados de los dos procedimientos y calibrar un modelo matemático en SAP 2000 que permita su utilización en forma más amplia. Los muros de contención fueron modelados como un material isotrópico y linealmente elástico ( $E_c$ , módulo de elasticidad lineal del concreto,  $\nu$  coeficiente de Poisson,  $G_c$  módulo a corte del concreto,  $f'_c$  resistencia a la compresión,  $\gamma_c$

densidad del concreto) mientras que para el relleno se consideraron algunos parámetros ( $\phi$  ángulo de fricción interno,  $\gamma_s$  densidad del suelo y  $K$  constante de balasto). Se realizaron 120 modelaciones con iguales verificaciones en programación en Excel, de las cuales 60 corresponden a talud horizontal, 60 con talud inclinado variando la altura desde 1.50 m hasta 6.00 m con aceleraciones que van desde 0.15 g hasta 0.35 g variando la aceleración pico efectiva (en roca) cada 0.05 g, ver Tabla 2, valores para sitios donde no existan estudios de microzonificación.

Tabla 2. Parámetros de modelación

Parámetros	Muro	Suelo
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	24.00	17.00
E (KN/m <sup>2</sup> )	variable	
$\nu$	0.20	
$\phi^\circ$		38
$\beta^\circ$		28
$\delta^\circ$		10
$f'_c$ (KPa)	24 500.00	
$f'_y$ (KPa)	420 000.00	
$A_a$ (g)		0.15 a 0.35

El análisis pseudo estático fue realizado mediante una simulación por elementos finitos aplicando una fuerza en todos los elementos de la malla, (de 100 x 100 mm) de valor igual a una aceleración horizontal normalizada constante ( $k_h = a_h / g$ ) por el peso de la cuña de falla (dinámica) dividida en la altura del vástago para tener una carga uniformemente distribuida debido al empuje pseudo estático del material retenido. El coeficiente activo dinámico,  $K_{AE}$ , depende principalmente del ángulo de fricción interna  $\phi$  pues en la medida que disminuye  $\phi$ , aumenta  $K_{AE}$  especialmente cuando  $\phi = 30^\circ$ , ver Figura 3. Los efectos sobre el suelo fueron tenidos en cuenta mediante la colocación de elementos tipo Spring (*joint spring*) con rigidez en las direcciones locales 1, 2 y 3 dadas en función de la constante de Balasto ( $K=25.000 \text{ KN/m}^3$ ) y  $\phi$ .

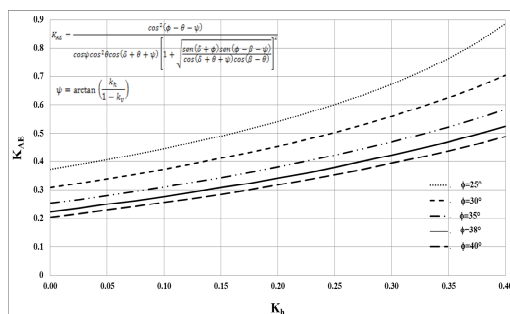


Fig. 3. Coeficiente de empuje activo dinámico  $K_{AE}$  utilizando el método M-O para diferentes ángulos de fricción interna  $\phi$ .

En la medida que aumenta los valores de la aceleración horizontal normalizadas ( $K_h = a_h/g$ ), aumenta de forma importante el coeficiente de presión dinámica  $K_{AE}$ , esto se hace aún más significativo cuando el ángulo de fricción interna disminuye (rellenos con material cohesivo), ver Figura 3.

Esta investigación utilizó un material de relleno del tipo granular seco con  $\phi = 38^\circ$ . Para el análisis de muros de contención se elaboró un programa en Excel con macros que permite introducir los diferentes datos y realiza el cálculo y los respectivos chequeos para el caso estático y dinámico (factores de seguridad (Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Norma sismo resistente 2010)), esfuerzos en el suelo de cimentación, excentricidad, chequeos por cortante en la base del vástago y por anclaje), ver Figura 4.

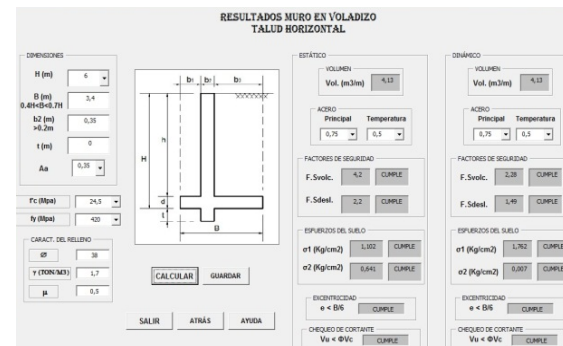


Fig. 4. Imagen programa análisis y diseño de un muro de contención con  $H = 6.00 \text{ m}$ .

El diseño de la zarpa y el vástago son dados en las memorias de cálculo en archivo pdf, para las combinaciones de carga dadas (Ministerio del transporte & Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica, 1995).

Para la calibración del modelo se realizaron comparaciones de los resultados obtenidos en la modelación por elementos finitos en el programa SAP 2000 (2010) y los obtenidos del análisis manual y por programa Excel con macros el cual entregó una diferencia de sólo el 1.99 %, en la Figura 5 se indica la distribución de momentos  $M_2$  producido por el empuje de tierra estático en un muro de  $H=6.00 \text{ m}$  y una longitud de  $10.00 \text{ m}$ .

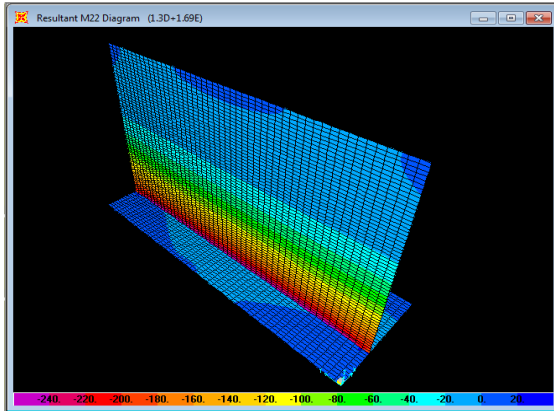


Fig. 5. Momentos  $M_2$  debido a empuje.

Los resultados de la programación y modelación fueron comparados con los diseños realizados por diferentes autores como: la Gobernación de Antioquia (1988), Olivares, A. E., (1985), Unión temporal ESCC., (2009), esto permitió evaluar los volúmenes de concreto ciclópeo, simple y kilogramos de acero por metro de muro y determinar las regresiones y curvas de costos.

## 5. RESULTADOS Y DISCUSIONES

Los resultados del diseño de muros de contención de gravedad con talud horizontal indican que los volúmenes de concreto ciclópeo en sitios con aceleración pico efectiva,  $A_a=0.35g$  son altos del orden de  $5.68 \text{ m}^3$  en muros con altura de  $4.00 \text{ m}$ , mientras que para zonas con  $A_a=0.20g$  e igual altura es de  $3.92 \text{ m}^3$  (ver Figura 6), con una diferencia en volumen de concreto ciclópeo de  $1.76 \text{ m}^3$ , que representan un aumento en costo de hasta \$ 1.405.000 por metro de muro.

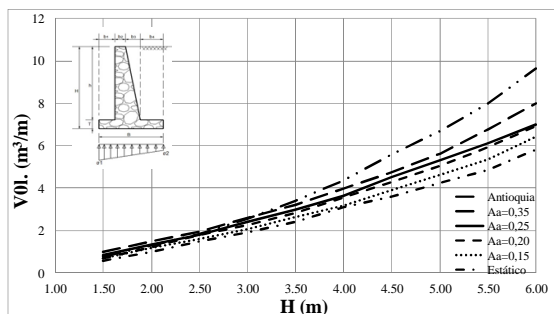


Fig. 6. Vol. concreto ciclópeo en muros de contención por gravedad talud horizontal con diferentes  $A_a$ .

Los diseños publicados por la gobernación de Antioquia son conservadores para las diferentes zonas de amenaza sísmica y por lo tanto cumplen

con los factores de seguridad establecidos en (Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Norma sismo resistente, 2010) Tabla H.6.9-1.

Mientras que los muros de contención en gravedad con talud inclinado  $i = 28^\circ$ , los diseños publicados por la gobernación de Antioquia están dados para zonas de amenaza sísmica con  $A_a > 0.35g$ , ver Figura 7.

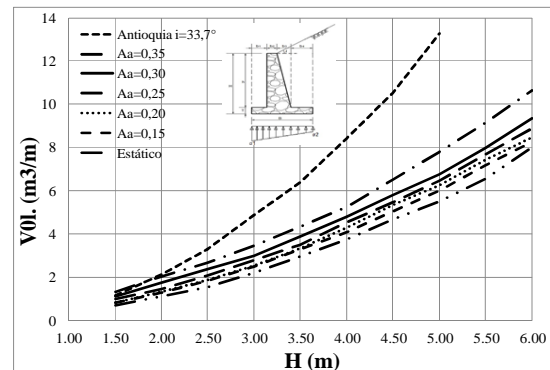


Fig. 7. Vol. concreto ciclópeo en muros de contención por gravedad talud inclinado  $i = 28^\circ$  con diferentes  $A_a$ .

Los resultados de la modelación y diseño de muros de contención en voladizo talud horizontal fue calibrado con los diseños realizados por otros autores según se indican en la Figura 8, la cual sólo ilustra las aceleraciones pico efectiva de  $0.35g$  y  $0.25g$ .

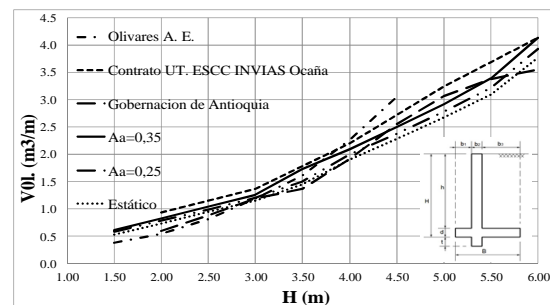


Fig. 8. Vol. concreto en muros de contención voladizo con talud horizontal con diferentes  $A_a$ .

Los resultados son muy parecidos en términos de volúmenes de concreto por metro de muro para los diferentes autores con una pequeña diferencia entre las diferentes zonas de amenaza sísmica.

Los muros de contención en voladizo con talud inclinado y tienen un comportamiento similar en función de cantidades de  $\text{m}^3$  de concreto, se indican en la Figura 9.

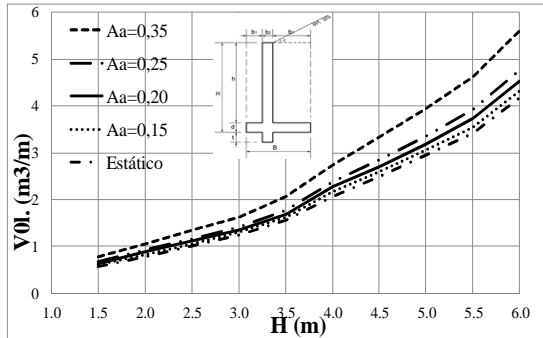


Fig. 9. Vol. concreto en muros de contención en voladizo con talud inclinado  $i = 28^\circ$  con varios  $A_a$ .

El comportamiento de los volúmenes de concreto por metro de muro de contención en voladizo es de tipo exponencial de la forma:  $V = aH^{1.4}$

Donde  $a$ , puede variar de 0.27 en muros en talud horizontal a 0.38 para muros con talud inclinado además depende de la aceleración pico efectiva esperada. Los puntos de equilibrio en términos de volúmenes de concreto por metro de muro entre muros por gravedad y en voladizo varía de 1.50 m en zonas con  $A_a = 0.35g$  y de 1.80 m con  $A_a = 0.20g$  y estos disminuyen en altura en la medida que aumenta la amenaza sísmica, mientras que a medida que aumenta la amenaza y la altura conjuntamente aumenta la cantidad el índice de kilogramos de acero de refuerzo por metro de muro en voladizo con talud horizontal, el cual varía de forma exponencial, ver Figura 10.

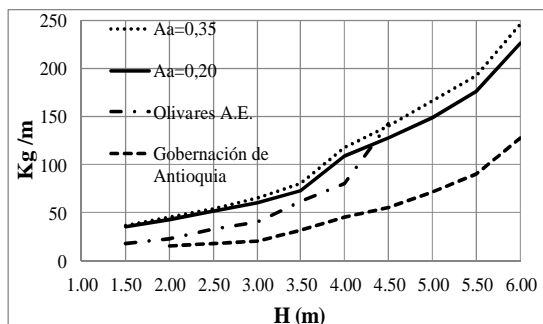


Fig. 10. Kilogramos de acero de refuerzo en muros en voladizo con talud horizontal con diferentes  $A_a$ .

La referencia Olivares A.E. (1985) sólo reporta resultados hasta alturas de 4.50 m en muros en voladizo con talud horizontal, mientras que Gobernación de Antioquia (1988), da índices de acero significativamente más bajos que los obtenidos por análisis pseudo estáticos (método M-O), pues para muros con altura de 5.00 m hay una diferencia de 80 Kg/m entre los diseños de la

Gobernación de Antioquia y los esperados para zonas con  $A_a = 0.20g$ , que en términos económico no es significativo si se compara con los costos del concreto.

La comparación de costos entre zonas con aceleraciones pico efectivas de 0.20g y 0.35g, muros en voladizo con talud horizontal e inclinado  $i = 28^\circ$  se indican en la Figura 11, en donde los muros con talud horizontal siguen una tendencia lineal en función de la altura, pero los muros con talud inclinado tienen un comportamiento exponencial en la medida que aumenta la altura, el costo aumenta exponencialmente y este aumenta aún más si aumenta la amenaza sísmica, es decir para un muro de 5.00 m de altura se esperan un costo promedio por metro de muro de 2.3 millones para zonas con  $A_a = 0.20g$  en muros en voladizo talud horizontal mientras que para muros en voladizo con talud inclinado  $i = 28^\circ$  es de 3.0 millones aproximadamente, luego hay un sobre costo de \$ 500.000 por metro de muro de  $H = 5.00m$  por metro de muro de contención, esto sin tener en cuenta las excavaciones y rellenos.

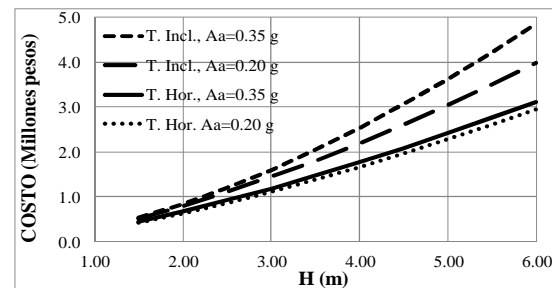


Fig. 11. Costos de construcción muros en voladizo con talud horizontal e inclinado con diferentes  $A_a$  por metro de muro.

A continuación se relacionan las ecuaciones de costos de muros en gravedad para  $A_a = 0.35g$  para rellenos con talud horizontal e inclinado  $i = 28^\circ$  respectivamente.

$$C = (CCC) * 0.4232 * H^{1.8763}$$

$$C = (CCC) * 0.5621 * H^{1.8338}$$

Donde CCC: Costo concreto ciclópeo.

Mientras que para muros en voladizo con  $A_a = 0.35g$  para rellenos con talud horizontal e inclinado  $i = 28^\circ$  respectivamente.

$$C = (CC) * 0.3097 * H^{1.3916} + (CAR) * 16.658 * H^{1.409}$$

$$C = (CC) * 0.3812 * H^{1.4381} + (CAR) * 14.632 * H^{1.886}$$

Donde CC: Costo concreto.

CAR: Costo acero de refuerzo

## 6. CONCLUSIONES

En el método de Mononobe Okabe el coeficiente de empuje activo tiene un comportamiento casi lineal respecto a la aceleración horizontal  $K_h$ .

La comparación de métodos de análisis como M-O, las teorías de desplazamiento enunciada por autores como Richard - Elms (1979) y Whitman - Liao (1985), permitirían una cuantificación de volúmenes, pesos y costos en términos de permitir otros métodos de diseño. Para los efectos de análisis y diseño es necesario considerar las fuerzas inerciales propias del vástago, pues ignorarlas conduciría a resultados no reales.

Esta investigación determinó las ecuaciones de costos que permitirán evaluar económicamente su viabilidad, de una manera rápida para diferentes zonas de amenaza sísmica, así:

Para muros de contención en voladizo con talud horizontal e inclinado ( $i = 28^\circ$ ), ver tabla dada a continuación, en donde debe establecerse previamente el valor del concreto simple/m<sup>3</sup> y el valor de acero de refuerzo/Kg.

EXPRESIONES GENERALES COSTOS	
Aa	MURO EN VOLADIZO - TALUD HORIZONTAL
0.15	$0.2762*(\text{Costo Cto})*H^{1.3969} + 16.36*(\text{Costo Acero})*H^{1.3459}$
0.20	$0.2867*(\text{Costo Cto})*H^{1.3888} + 16.412*(\text{Costo Acero})*H^{1.3621}$
0.25	$0.2929*(\text{Costo Cto})*H^{1.3809} + 16.412*(\text{Costo Acero})*H^{1.3827}$
0.30	$0.2977*(\text{Costo Cto})*H^{1.3951} + 16.305*(\text{Costo Acero})*H^{1.4088}$
0.35	$0.3097*(\text{Costo Cto})*H^{1.3916} + 16.658*(\text{Costo Acero})*H^{1.409}$
Aa	MURO EN VOLADIZO - TALUD INCLINADO
0.15	$0.3042*(\text{Costo Cto})*H^{1.4246} + 15.392*(\text{Costo Acero})*H^{1.5365}$
0.20	$0.3217*(\text{Costo Cto})*H^{1.4161} + 15.369*(\text{Costo Acero})*H^{1.5825}$
0.25	$0.3362*(\text{Costo Cto})*H^{1.4188} + 15.346*(\text{Costo Acero})*H^{1.6354}$
0.30	$0.3519*(\text{Costo Cto})*H^{1.4263} + 15.663*(\text{Costo Acero})*H^{1.6825}$
0.35	$0.3812*(\text{Costo Cto})*H^{1.4381} + 14.632*(\text{Costo Acero})*H^{1.886}$

Para muros de contención en gravedad con talud horizontal e inclinado ( $i = 28^\circ$ ), ver tabla dada a continuación, en donde debe establecerse previamente el valor del concreto ciclópeo/m<sup>3</sup>.

Los diseños de muros de contención en voladizo son gobernados por los factores de seguridad definidos por (Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Norma sismo resistente, 2010), y la incidencia del acero de refuerzo es baja comparada con el concreto simple, mientras que en muros por gravedad las grandes secciones de concreto ciclópeo se dan en zonas de aceleración  $A_a$ , entre 0.25 a 0.35 veces la gravedad.

EXPRESIONES GENERALES COSTOS	
Aa	MURO GRAVEDAD - TALUD HORIZONTAL
0.15	$0.3714*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.5707}$
0.20	$0.3854*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.6058}$
0.25	$0.4427*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.5385}$
0.30	$0.4381*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.5821}$
0.35	$0.4232*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.8763}$
Aa	MURO GRAVEDAD - TALUD INCLINADO
0.15	$0.3937*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.6924}$
0.20	$0.3984*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.7073}$
0.25	$0.4819*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.6122}$
0.30	$0.589*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.52}$
0.35	$0.5621*(\text{Costo Cto Ciclópeo})*H^{1.8338}$

## REFERENCIAS

- Mononobe, N. and Matsuo, H., 1929, determination of earth pressure during earthquakes. Proceeding of the World Engineering Congress, Tokyo, Japan, v.9, pp. 176.
- Okabe, S., 1926, General theory of earth pressure. Journal Japanese Society of Civil Engineering, vol. 12, n.1.
- Morrison, E. E. and Ebeling, R. M., 1995, Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure. Canadian Geotechnical Journal, vol 32 pp. 481–487.
- Soubra, A. H., 2000, Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures. Canadian Geotechnical Journal, vol 37 pp. 463–478.
- Choudhury D., 2002, Passive earth pressures and associated problems under seismic conditions. Ph D thesis, Indian Institute of Science, Bangalore.
- Choudhury D., 2003, Seismic design of retaining structures. 12<sup>th</sup> Panamerican conference for soil mechanics and geotechnical engineering and 39<sup>th</sup> US rock mechanics symposium. Soil rock, America, MIT, USA, vol2, pp.2271-2276.
- Steedman, R. S. and Zeng, X., 1990, The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. Geotechnique, vol 40, pp. 103 – 112.
- Richards, R. and Elms, D. G., 1979, Seismic behaviour of gravity retaining walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE vol. 105, pp. 449-464.
- Nadim, F. and Whitman, R. V., 1983, Seismically induced movements of retaining walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE vol. 109, pp. 915-931.
- Wu, G., 1994, Dynamic soil-structure interaction: pile foundations and retaining structures. PhD.

- Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver.
- Seed H., and Whitman R., 1970, Design of earth retaining structures for dynamic loads. Specialty conference, lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures, ASCE, Cornell University, Ithaca, New York.
- Musante, H. and Ortigosa, P., 1984, Seismic analysis of gravity retaining walls, Proceeding of the 8<sup>th</sup> WCEE., vol III, pp. 469 – 476, San Francisco.
- Terzariol, R. Decanini, L. and Luciano, M. 1987, Diseño sísmico de estribos de puentes y muros de contención en base al control de desplazamientos. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires.
- Rankine, W., 1857, On the stability of loose earth. Philosophical transactions of the royal society of London, vol. 147.
- Coulomb C.A., 1776, Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l'Academie royale divers savants, vol. 7, pp. 343 – 387.
- Kramer, S. L., 1996, Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall, Inc. United States of America.
- Stader, A. T., 1996, Dynamic centrifuge testing of cantilever retaining walls. PhD Thesis University of Colorado at boulder.
- Terzariol, R. E., Aiassa G. M. y Arrúa P. A. (2004), Diseño sísmico de estructuras de contención en suelos granulares. Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura Vol. 4(2) pp. 153 - 166.
- Ministerio del transporte & Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica (1995). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Bogotá, Colombia.
- SAP 2000 V14. Advanced 14.2.0 2010 Structural Analysis Program, computer and structures Inc., California, USA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Norma sismo resistente 2010. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. Bogotá D.C. Colombia.
- Gobernación de Antioquia (1988) Muro de contención Secretaria de planeación, Medellín, Antioquia.
- Olivares, A. E., (1985), Tablas para losas continuas nervadas y muros de concreto armado-fundaciones, 2da edición, editorial arte, Caracas, Venezuela.
- Unión temporal ESCC., (2009), Contrato de Diseño estructural de muro tipo en concreto reforzado en alturas de 2,3,4,5 y 6 m, para la carretera Agua Clara-Ocaña-Alto del Pozo-Sardinata. INVIAS Regional Ocaña, Ocaña, Norte de Santander.