

# Memoria Técnica

## Diseño de Muros de Contención para el terreno del Sr. Luis Alberto Macancela Vásquez.

Ing. Severo F. Carrasco C.

Los muros de retención proporcionan soporte lateral permanente a taludes verticales o casi verticales de suelo. También pueden ser aplicados a construcciones subterráneas de transporte o sótanos de edificaciones.

Los muros de contención se agrupan en 4 principales tipos:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Esta memoria está basada en la teoría y metodología proporcionada por el libro “**FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA**” (BRAJA M. DAS).

En esta memoria de cálculo se contemplan los muros de contención de gravedad.

Los **muros de contención de gravedad** se constituyen con concreto simple, concreto ciclópeo o mampostería de piedra, ellos dependen de su propio peso y del suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económica para muros altos. (\*Mayor a 6 metros\*)

Para diseñar apropiadamente los muros de contención se debe conocer los parámetros básicos del suelo, tanto del que está retenido detrás del muro (S1) como del suelo debajo de la losa de base (S2) los cuales respectivamente son:

- Peso específico del suelo:  $\gamma_1 ; \gamma_2$  (KN/m<sup>3</sup>)
- Angulo de fricción:  $\Phi_1 ; \Phi_2$  (°)
- Cohesión:  $C_1 ; C_2$  (KN/m<sup>2</sup>)

En las tablas siguientes se muestran valores típicos para estos parámetros respectivamente según el tipo de suelo.

**Tabla 2.2** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco para algunos suelos típicos en estado natural.

Tipo de suelo	Relación de vacíos, $e$	Contenido natural de agua en estado saturado (%)	Peso específico seco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Arena suelta uniforme	0.8	30	14.5
Arena densa uniforme	0.45	16	18
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	25	16
Arena limosa densa de grano angular	0.4	15	19
Arcilla firme	0.6	21	17
Arcilla suave	0.9 - 1.4	30 - 50	11.5 - 14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5 - 3.2	90 - 120	6 - 8
Tilita glacial	0.3	10	21

Tabla 1. Peso específico típico para algunos tipos de suelo.

**TABLA 1.3**  
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA " $\phi$ "

Tipo de suelo	$\phi$ ° (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
Grava con algo de arena	34 - 48
Arcillas consolidadas	20 - 30
Limos	26 - 35

Braja M. Das, 2001

Tabla 2. Angulo de fricción interna según el tipo de suelo.

TIPO DE ARCILLA	Cohesión (KN/m <sup>2</sup> )
Arcilla suave	0 - 19.2
Arcilla media dura	19.2 - 48
Arcilla dura	48 - 96
Arcilla muy dura	96 - 192
Arcilla demasiado dura	192 - 384

Tabla 3. Cohesión según el tipo de arcilla.

Conociendo estas propiedades, se puede determinar la distribución de la presión lateral del suelo, con la cual se puede verificar la **estabilidad** de la estructura, en la cual se incluye la revisión de las posibles fallas por **volteo, deslizamiento y capacidad de carga**.

## DIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.

Al diseñar muros de retención, se deben suponer algunas de las dimensiones, las cuales se conoce como proporcionamiento, para revisar las secciones por estabilidad. Si la revisión de estabilidad no da buenos resultados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. La **Figura 1** muestra las proporciones generales que se usan para las revisiones generales en los muros de gravedad.

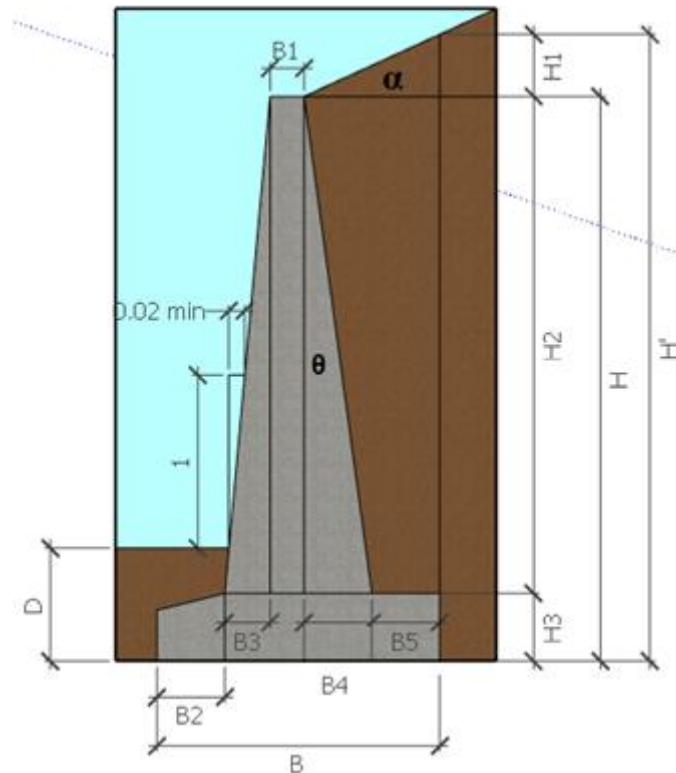


Figura 1. Dimensiones de muro de retención de gravedad.

Donde:

**B**, De  $0.5H$  a  $0.7H$ .

**B1**, 0.3 metros mínimo.

**B2**, De  $0.12H$  a  $0.17H$ .

**B3**,  $0.02H_2$ , (Puesto que la relación de la relación de la pendiente es de  $(1: 0.02$  mínimo).

**H3**, De  $0.12H$  a  $0.17H$ .

**D**, 0.6 metros mínimo.

**$\theta$** ,  $15^\circ$  aproximadamente

**B4**,  $\text{Tag}(\theta)H_2$ .

**H1**,  $\text{Tag}(\alpha)(B_4+B_5)$ .

El resto de dimensiones se obtienen por geometría simple.

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

Se debe realizar el análisis de estabilidad de los muros en dos estados: **Estático** y **Pseudo Estático**. Para el análisis de estabilidad en estado estático se pueden usar dos teorías o metodologías; la **Teoría de Rankine** y la **Teoría de Coulomb**. En este caso se aplicará la Teoría de Coulomb.

### ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN ESTADO ESTÁTICO.

#### Teoría de Coulomb

En la teoría de Coulomb se supone que la superficie de falla es un plano, y la fricción del muro se toma en consideración. Este análisis se usa principalmente para muros de retención de gravedad.

En el análisis de estabilidad del muro las únicas fuerzas a considerar son la fuerza  **$P_a(\text{Coulomb})$**  (Ver Figura 2) y peso del del muro  **$W_c$** .

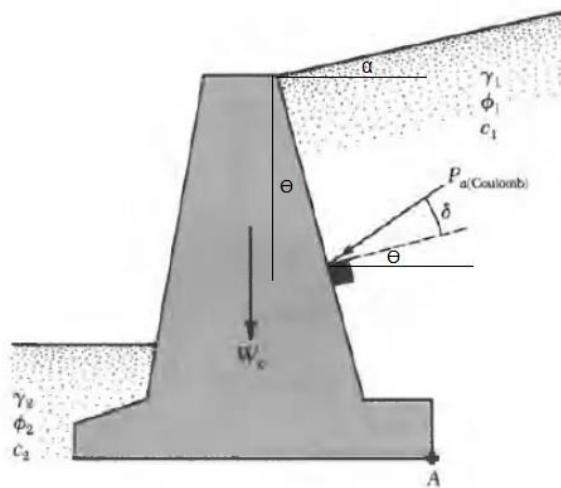


Figura 2. Hipótesis para la determinación de la presión lateral de tierra: muro de gravedad.

En las siguientes secciones se describe el procedimiento para revisar las fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga aplicando la teoría de Coulomb.

### ESTABILIDAD EN ESTADO ESTÁTICO.

#### REVISIÓN DEL VOLCAMIENTO (VOLTEO) (COULOMB).

Cálculo de la Fuerza activa de Coulomb  $P_a(\text{Coulomb})$  por unidad de longitud de muro mediante la siguiente expresión (**Ec. 9.48; Braja M. Das**):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a$$

Donde:

$P_a$  = Fuerza activa de Coulomb, (KN/m).

$\gamma_1$  = Peso específico del suelo 1, (KN/m<sup>3</sup>).

$K_a$  = Coeficiente de presión activa de Coulomb.

El coeficiente de presión activa de Coulomb viene dado por la siguiente expresión (**Ec. 9.49; Braja M. Das**):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2}$$

Donde:

$\alpha$  = Angulo del talud de la superficie del terreno.

$\Phi$  = Angulo de fricción del suelo, en este caso  $\Phi_1$ .

$\Theta$  = Angulo de la cara del muro en contacto con la tierra.

$\delta$  = Angulo de fricción entre el muro y el relleno.

Para consideraciones prácticas, en el caso de un relleno granular suelto, el ángulo de fricción  $\delta$  del muro se toma igual al ángulo de fricción del suelo  $\Phi$ . Para rellenos granulares densos  $\delta$  es menor que  $\Phi$  y está en el rango de  $\Phi/2 \leq \delta \leq 2/3\Phi$ .

Cálculo del componente vertical y horizontal de la fuerza activa de Coulomb  $P_a$ :

$$P_v = P_a * \text{Sen}(\Theta + \delta)$$

$$P_h = P_a * \text{Cos}(\Theta + \delta)$$

Cálculo de la **Sumatoria de Momentos resistentes  $\Sigma MR$**  respecto al punto C (La punta) de la estructura.

Se realiza una Tabla de acuerdo a las áreas de la estructura mostradas en la Figura 3.

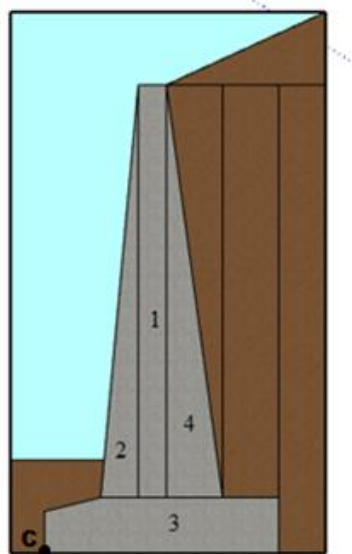


Figura 3. Esquema de distribución de áreas de los muros de gravedad y en voladizo.

Sección	Área (m2)	W/long. Unitaria (KN/m)	Brazo de M Punto C (m)	M (KN.m/m)
1	A1	A1xYc	x1	M1
2	A2	A2xYc	x2	M2
3	A3	A3xYc	x3	M3
4	A4	A4xYc	x4	M4
Pv			X5	Mv
	<b>ΣV</b>		<b>ΣMR</b>	

Tabla 4. Tabla de cálculo de la sumatoria de momentos resistente ΣMR para muro de gravedad.

Yc es el peso específico del muro que en este caso será de hormigón ciclópeo conformado por 60% de HS de 210 kg/cm<sup>2</sup> y 40% de piedra, el cual tiene un peso específico aproximado de 23 KN/m<sup>3</sup>.

Cálculo de la **Sumatoria de Momentos ΣMO** que tienden a volcar la estructura respecto al punto C. (Ec. 12.4; Braja M. Das).

$$\Sigma M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right)$$

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir al punto C se expresa como (Ec. 12.3; Braja M. Das):

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O}$$

El valor usual deseable mínimo del factor de seguridad con respecto al volteo es de 2, la **NEC** exige un factor de seguridad mayor o igual que 3 (**FS(V) ≥ 3**), como se especifica en la **Tabla 5** del numeral 5.2 de la **Norma NEC-SE-CM**.

#### REVISIÓN DEL DESLIZAMIENTO (COULOMB).

(Ec. 12.13; Braja M. Das)

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan (k_1 \phi_2) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Donde:

k1; Coeficiente de reducción de Φ2, Entre ½ y 2/3.

k2; Coeficiente de reducción de C2, Entre ½ y 2/3

Pp; Fuerza pasiva de Coulomp (KN/m), en muchos casos se ignora.

La **Fuerza pasiva de Coulomp Pp**, del suelo S2, se expresa mediante la siguiente ecuación derivada de la (Ec. 9.42; Braja M. Das).

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p}$$

$K_p$ ; Coeficiente de presión pasiva de Coulomp expresado en la siguiente ecuación que se obtiene de la (Ec. 9.51; Braja M.Das) aplicando la misma relación que en la (Ec. 9.19; Braja M.Das).

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_2}{2} \right)$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento mínimo requerido es de 1.5, la **NEC** exige un factor de seguridad igual que **1,6** o mayor, (**FS(D) >= 1,6**), como se especifica en la **Tabla 5** del numeral **5.2** de la **Norma NEC-SE-CM.**

Nota:  $P_p$  se ignora para un análisis más conservador.

### REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA (CAPACIDAD PORTANTE) (COULOMB).

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión transmitida por la losa base al suelo se muestra en la Figura 4.

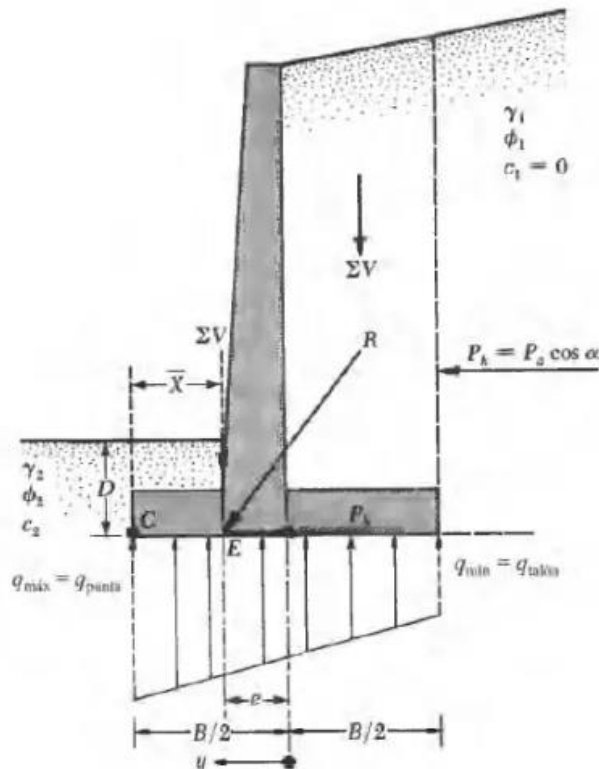


Figura 4. Revisión de falla por capacidad de carga

Las magnitudes de  $q$  punta ( $q_{\max}$ ) y  $q$  talón ( $q_{\min}$ ) se determinan de la siguiente manera.

La fuerza resultante R, de las fuerzas verticales ( $\Sigma V$ ) y horizontales ( $\Sigma H = P_h$ ) es (Ec. 12.17; Braja M. Das):

$$\overline{R} = \overline{\Sigma V} + (\overline{P_a \cos \alpha})$$

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C es (Ec. 12.18 Braja M. Das):

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O$$

Considerando que la fuerza de acción de la resultante R intersecta la losa en el punto E, entonces la distancia CE es (Ec.12.19; Braja M. Das):

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{\text{neto}}}{\Sigma V}$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante R, se expresa como (Ec. 12.20; Braja M. Das):

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

De la combinación de ecuaciones: (12.18; 12.19; 12.20; Braja M. Das):

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

Utilizando principios simples de mecánica de materiales, las presiones máximas (q punta) y mínima (q talón) se expresan mediante las siguientes ecuaciones respectivamente (Ec. 12.22; 12.23; Braja M. Das).

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Cuando el valor de la excentricidad e, se vuelve mayor que B/6, q talón resulta negativo, por lo que habrá algún esfuerzo de tensión en el extremo del talón. Este esfuerzo no es deseable porque la resistencia a la tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que  $e > B/6$ , el diseño debe ser reproporcionado y los cálculos vueltos a hacer.

Las relaciones para capacidad última de carga de una cimentación superficial se exponen en la siguiente ecuación (Ec. 12.24; Braja M. Das):



$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

$$\begin{aligned} q &= \gamma_2 D \\ B' &= B - 2e \\ F_{cd} &= 1 + 0.4 \frac{D}{B'} \\ F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'} \\ F_{\gamma d} &= 1 \\ F_{ci} &= F_{qi} = \left( 1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2 \\ F_{\gamma i} &= \left( 1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2^\circ} \right)^2 \\ \psi^\circ &= \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) \end{aligned}$$

Los valores de  $N_q$ ,  $N_c$ , y  $N_\gamma$  (Factores de capacidad de carga) se obtienen mediante las siguientes expresiones respectivamente en función de  $\Phi_2$  (Ec. 11.4; 11.5; 11.6; Braja M.Das).

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Nota: En el libro Braja M. Das la ecuación 11.5 está mal escrita, en vez del signo + es un signo – con lo cual concuerda con los valores de la Tabla 11.1 y otras bibliografías.

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina (Ec.12.25 Braja M. Das):

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

Se requiere generalmente de un factor de seguridad de 3, la **NEC** exige un factor de seguridad igual que **3** o mayor, (**FS(CC) >= 3**), como se especifica en la **Tabla 6** del numeral **6.2** de la **Norma NEC-SE-CM**.

## ESTABILIDAD EN ESTADO PSEUDO ESTÁTICO.

El efecto de las cargas dinámicas y sísmicas en estas estructuras puede analizarse mediante el método de Mononobe-Okabe.

### MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

El método de Mononobe – Okabe 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.

Para determinar la fuerza activa y fuerza pasiva en estado estático se aplican las siguientes ecuaciones respectivamente:

$$P_{AE} = 0.5\gamma H^2(1 - k_v)K_{AE}$$

$$P_{PE} = 0.5\gamma H^2(1 - k_v)K_{PE}$$

Para el cálculo de los coeficientes de presión activa y pasiva se utilizan las siguientes expresiones respectivamente:

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

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

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

Donde  $k_h$  y  $k_v$  son coeficientes de rigidez sísmico horizontal y vertical.

El coeficiente sísmico en la dirección horizontal,  $k_h$ , es la división de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad. Asimismo, el coeficiente sísmico en la dirección vertical,  $k_v$ , se define como la aceleración vertical máxima entre la aceleración de la gravedad. Según el Manual de Diseño AASHTO LRFD, se asume el valor de 0 para  $k_v$ , y para  $k_h$  se asume el valor del coeficiente de aceleración el cual depende de la zona sísmica, el cual corresponde a la multiplicación del factor de zona sísmica ( $Z$ ) y el factor de suelo ( $F_a$ ), ( $k_h = Z * F_a$ ). estos valores se expresan en las tablas siguientes dependiendo de la zona sísmica del país y del tipo de suelo respectivamente.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	0.30
EL TAMBO	EL TAMBO	EL TAMBO	CAÑAR	0.30
LA PUNTILLA	PANCHO NEGRO	LA TRONCAL	CAÑAR	0.40
LA TRONCAL	LA TRONCAL	LA TRONCAL	CAÑAR	0.40
DELEG	DELEG	DELEG	CAÑAR	0.25
AZOGUES	AZOGUES	AZOGUES	CAÑAR	0.25
BIBLIAN	BIBLIAN	BIBLIAN	CAÑAR	0.25

Tabla 6. Valores del factor Z en algunas poblaciones de Ecuador.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Tabla 7. Valores del factor de suelo Fa, según la zona sísmica y tipo de suelo.

Una vez determinadas las fuerzas activas y pasivas para el estado pseudo estático se procede a calcular con estos parámetros los factores de volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga para determinar la estabilidad, de la misma manera que en el método estático de Coulomb.

En las siguientes tablas se muestran los valores mínimos que la **NEC** permite para los diferentes factores de seguridad para la estabilidad de los muros, tanto en estado estático como pseudo estático, correspondientes a las Tablas 5 y 6 de la **Norma NEC-SE-CM**. Respectivamente,

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	$\geq 3.00$	$\geq 3.00$	Diseño	$\geq 2.00$
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	Ver <a href="#">Tabla 6</a>			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración ( > 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración ( < 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

Tabla 8. Factores de seguridad mínimos

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Tabla 9. Factores de seguridad mínimos para capacidad portante.

### RESUMEN DE CÁLCULO.

De acuerdo a los procedimientos descritos anteriormente se diseñó los muros (8 muros) de contención para el terreno del Señor Luis Alberto Macancela Vásquez, aplicando la teoría de **Coulomb** para el **análisis estático** de estabilidad y la teoría de **Mononobe-Okabe** para el análisis de estabilidad en estado **pseudo estático**, antes de eso se predimensionó los muros de acuerdo a sus alturas (H) requeridas y redondeando los valores para facilidades constructivas. El predimensionamiento se muestra en la Tabla 10.

Para el drenaje de los muros se colocan tuberías PVC de 4" espaciadas cada 2 metros a lo largo del muro y cada 1 metro a lo alto, detrás de estas se colocan filtros de grava de 0,5x0,4x0,4 metros, como se ilustra en la Figura 5, además se muestra un esquema de las dimensiones transversales del muro.

DIMENSIONES DE MUROS											
Muro	h(m)	H(m)	H2(m)	H3(m)	B(m)	B1(m)	B2(m)	B3(m)	B4(m)	B5(m)	D (m)
Muro 1	2,95	3,55	3,05	0,50	2,4	0,5	0,60	0,15	0,82	0,33	0,6
Muro 2	2,7	3,3	2,80	0,50	2,1	0,5	0,55	0,10	0,75	0,20	0,6
Muro 3	2,25	2,85	2,50	0,35	1,8	0,5	0,40	0,10	0,67	0,13	0,6
Muro 4	2,7	3,3	2,80	0,50	2,1	0,5	0,55	0,10	0,75	0,20	0,6
Muro 5	2,5	3,1	2,70	0,40	1,95	0,5	0,50	0,10	0,72	0,13	0,6
Muro 6	1,15	1,75	1,50	0,25	1,1	0,3	0,25	0,05	0,4	0,10	0,6
Muro 7	2,5	3,1	2,70	0,40	1,95	0,5	0,50	0,10	0,72	0,13	0,6
Muro 8	1,8	2,4	2,10	0,30	1,5	0,4	0,35	0,08	0,56	0,11	0,6

Tabla 10. Predimensionamiento de muros.

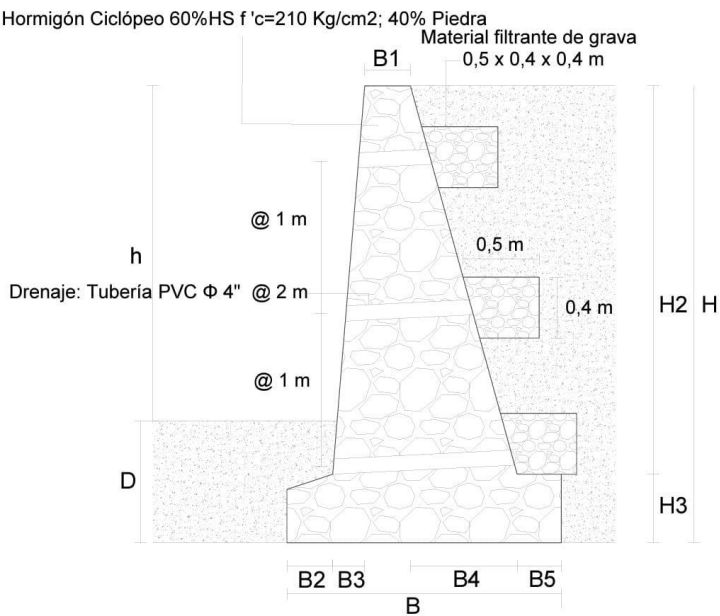


Figura 5. Esquema de las dimensiones del muro de gravedad y detalle de sistema de drenaje.

El terreno está conformado por un suelo arcilloso firme por lo se tomaron los siguientes valores típicos de acuerdo a las Tablas 1,2 y 3 para los siguientes parámetros tanto para el suelo que se ubica detrás del muro como debajo del muro.

$\gamma_1 = 17 \text{ KN/m}^3$ ,  $\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$ ,  $\Phi_1 = 25^\circ$ ,  $\Phi_2 = 25^\circ$ ,  $C_1 = 33 \text{ KN/m}^2$ ,  $C_2 = 33 \text{ KN/m}^2$

Para la estructura del muro se utilizará hormigón ciclópeo conformado por un 60% de HS de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , y un 40% de piedra, con un peso específico de  $23 \text{ KN/m}^3$

Con estos valores se verificó la **estabilidad** de los muros tanto en estado **estático** como **pseudo estático** revisando las posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad portante de acuerdo a los procedimientos descritos en el presente documento y que cumplan con los valores mínimos establecidos por la **NEC** presentados en las Tablas 8 y 9. Todos los resultados satisfacen el dimensionamiento de los 8 muros como se muestra en las Tablas 11 y 12.

ANÁLISIS ESTÁTICO (COULOMB)					
Muro	FS (Volteo) $\geq 3$	FS (Deslizamiento) $\geq 1,6$	FS (Capacidad Portante) $\geq 3$	$(e/B) \leq (1/6)$	
Muro 1	3,18	2,03	6,33	0,115	OK
Muro 2	3,11	2,04	6,72	0,105	OK
Muro 3	3,17	2,05	7,73	0,105	OK
Muro 4	3,11	2,04	6,72	0,105	OK
Muro 5	3,16	2,11	7,35	0,095	OK
Muro 6	3,11	3,11	13,29	0,113	OK
Muro 7	3,16	2,11	7,35	0,095	OK
Muro 8	3,1	2,48	9,36	0,106	OK

Tabla 11. Verificación de estabilidad en estado Estático por la teoría de Coulomb

ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO (MONONOBE-OKABE)					
Muro	FS (Volteo) $\geq 2$	FS (Deslizamiento) $\geq 1,05$	FS (Capacidad Portante) $\geq 1,5$	$(e/B) < (1/4)$	
Muro 1	2,06	1,087	3,63	0,19	OK
Muro 2	2,02	1,096	3,78	0,182	OK
Muro 3	2,05	1,2	4,42	0,18	OK
Muro 4	2,02	1,096	3,78	0,182	OK
Muro 5	2,05	1,13	4,1	0,172	OK
Muro 6	2,02	1,618	7,81	0,189	OK
Muro 7	2,05	1,13	4,1	0,172	OK
Muro 8	2,02	1,309	5,35	0,184	OK

Tabla 12. Verificación de estabilidad en estado Pseudo Estático por la teoría de Mononobe-Okabe

## VOLÚMENES DE OBRA.

En la siguiente tabla se presentan los volúmenes de obra requeridos para la construcción de los 8 muros de contención.

VOLÚMENES DE OBRA									
Muro	H(m)	AREA (m2)	LONGITUD (m)	VOLUMEN HC (m3)	Volumen de Corte (m3)	Volumen de Relleno (m3)	TUBERÍAS PVC 4" (m)	GRAVA PARA DRENAJE (m3)	ENCOFRADO m2)
Muro 1	3,55	4,20	2,5	10,51	15,77	5,64	5,5	0,48	30,013
Muro 2	3,3	3,64	2	7,28	10,35	3,22	2,6	0,24	23,181
Muro 3	2,85	2,84	2	5,69	8,01	2,33	2,5	0,24	19,325
Muro 4	3,3	3,64	6,5	23,66	33,64	10,47	7,9	0,72	58,958
Muro 5	3,1	3,24	2,4	7,77	7,91	3,18	5,2	0,48	24,297
Muro 6	1,75	1,06	2,3	2,44	2,84	1,04	2,0	0,32	11,792
Muro 7	3,1	3,24	3,4	11,01	11,20	4,50	5,2	0,48	31,723
Muro 8	2,4	1,96	3,4	6,67	7,16	2,78	4,1	0,48	23,423
TOTAL				75,02	96,88	33,15	34,9	3,4	222,713

Tabla 7. Volúmenes de obra.

## PRESUPUESTO.

PRESUPUESTO				
Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
<b>Muros de contención</b>				<b>12.288,00</b>
Replanteo y nivelación	m2	46,39	0,11	5,10
Excavación mecánica en suelo sin clasificar	m3	96,88	3,29	319,02
Relleno compactado con material de sitio	m3	33,15	6,35	210,50
Hormigón ciclópeo 60% H.S. y 40% piedra $f_c=210\text{kg/cm}^2$	m3	75,02	92,52	6.940,85
Drenes, suministro e instalación (PVC 4")	m	34,90	11,47	400,30
Transporte de material, carga y descarga	m3/Km	75,02	0,91	68,54
Desalojo de material (cargado a mano y desalojo a máquina, 8 km)	m3	63,73	5,24	333,81
Encofrado y desencofrado recto, suministro y colocación	m2	222,71	17,57	3.913,66
Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	3,40	29,80	101,31
<b>SUBTOTAL</b>				<b>12.293,10</b>
<b>IVA</b>			12%	<b>1475,17228</b>
<b>TOTAL</b>				<b>13.768,27</b>

ING. SEVERO F. CARRASCO C.

REG: 1007-2020-2151171