

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

Segunda impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753-2006

RAFAEL ANGEL TORRES BELANDRIA

**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
MERIDA –VENEZUELA
2.008**

El documento está orientado para ser utilizado por personas competentes para evaluar la relevancia, limitaciones y recomendaciones, las cuales aceptan la responsabilidad por el uso del contenido. Las personas que utilicen esta publicación de cualquier manera asumen todo el riesgo inherente y aceptan la totalidad de la responsabilidad por el uso y aplicación de esta información.

Primera impresión 100 ejemplares:

Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado
Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, 2003.

Segunda impresión 100 ejemplares:

Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado
Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, 2008.
La segunda impresión fue adaptada a la Norma Venezolana para el Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructura 1753-2006, FONDONORMA-MILCO.

CONTENIDO

1. Introducción
2. Consideraciones Fundamentales
3. Tipos de Muros:
 - 3.1. Muros de gravedad
 - 3.2. Muros en voladizo o en ménsula
 - 3.3. Muros con contrafuertes
4. Drenajes
5. Estabilidad
 - 5.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio
 - 5.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento
 - 5.1.2. Presiones de contacto
 - 5.2. Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente
 - 5.2.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento
 - 5.2.2. Presiones de contacto
 - 5.2.3. Factor de reducción Φ
6. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad
7. Verificación de la resistencia a corte y flexión de los elementos del muro
 - 7.1. Verificación de los esfuerzos de corte
 - 7.2. Verificación de los esfuerzos de flexión
8. Juntas
9. Evaluación del empuje de tierras
 - 9.1. Presión Estática
 - 9.1.1. Empuje de Reposo
 - 9.1.2. Empuje Activo
 - 9.1.2.1 Ecuación de Coulomb
 - 9.1.2.2 Ecuación de Rankine
 - 9.1.3. Empuje Intermedio
 - 9.2. Presión Forzada
 - 9.2.1. Empuje Pasivo
 - 9.3. Incremento Dinámico de Presión por Efecto Sísmico
 - 9.3.1. Incremento Dinámico del Empuje de Reposo
 - 9.3.2. Incremento Dinámico del Empuje Activo
 - 9.3.3. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo
10. Muros con sobrecarga uniforme
11. Muros con presencia de agua en el relleno
12. Ejemplo de aplicación
 - 12.1. Predimensionado
 - 12.2. Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular
 - 12.3. Caso 2: Empuje de tierra + Sismo
 - 12.4. Diseño de la Base
 - 12.5. Diseño de la Pantalla
 - 12.6. Sección Típica
 - 12.7. Despiece del Muro
13. Referencias
14. Bibliografía de interés
15. Anexo A: Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela

A mis hijos, Mariana y José Rafael

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base.

Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

- a- Selección del tipo de muro y dimensiones.
- b- Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.
- c- Diseño de los elementos o partes del muro.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

2. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B, o talud natural de las tierras, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

En la figura 1, se muestra un volumen de tierra derramado libremente y las fuerzas que origina una partícula sobre el talud. Considerando un elemento de peso p que reposa sobre el talud, la componente según el talud vale: $p \cdot \text{Sen } \phi$, y el equilibrio se establece entre dicha componente y la fricción que se desarrollaría por el efecto de la componente normal al talud: $p \cdot \text{Cos } \phi$, al ponerse en movimiento dicha partícula.

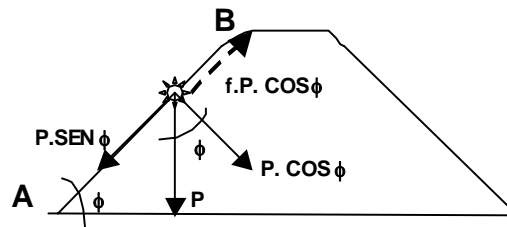


Figura 1

Si designamos f el coeficiente de fricción de las tierras consigo mismas, la fuerza de fricción originada por el peso de la partícula en la dirección del talud A-B es: $f \cdot p \cdot \text{Cos } \phi$. En el equilibrio:

$$p \cdot \text{Sen } \phi = f(p \cdot \text{Cos } \phi) \quad (1)$$

$$f = \text{Tan } \phi \quad (2)$$

Por lo tanto la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna de las tierras. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc. En la tabla 1, se indican valores ϕ y γ , correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión, valores pueden ser de interés para las aplicaciones prácticas.

Si por cualquier circunstancia es preciso dar a las tierras un talud mayor que ϕ , será necesario evitar su derrumbamiento, colocando un muro de sostenimiento o de contención, que constituye un soporte lateral para las masas de suelo, ver figura 2.

TABLA 1. Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos

Clase de Material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro esta fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

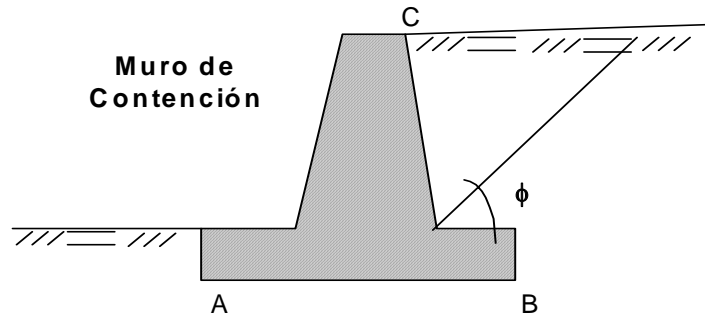


Figura 2

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado **empuje activo de la tierra**, ver figura 3.

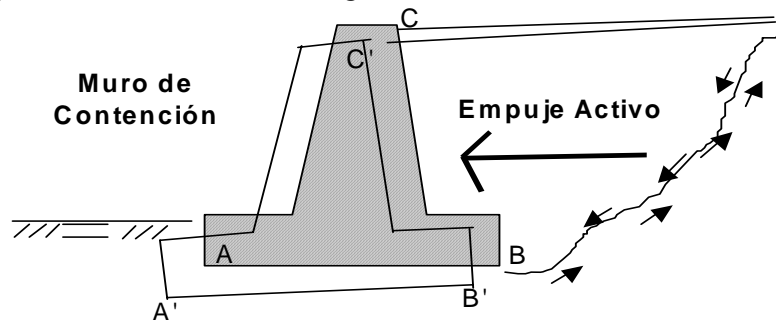


Figura 3

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo, ver figura 4.

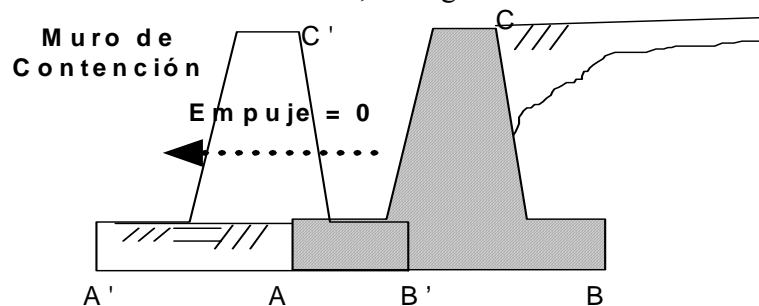


Figura 4

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierra así comprimida en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior,

llamado **empuje pasivo de la tierra**, ver figura 5. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

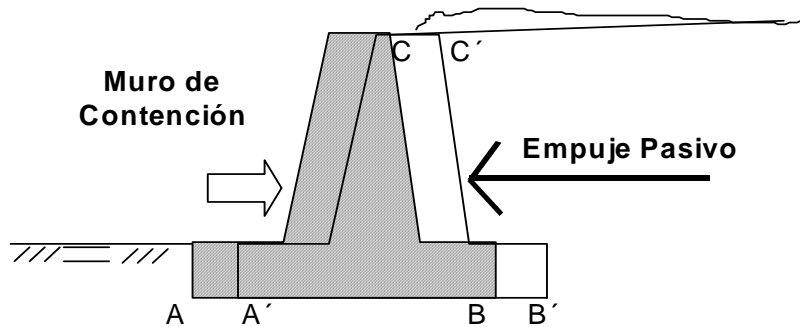


Figura 5

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de **empuje de reposo de la tierra**, ver figura 6.

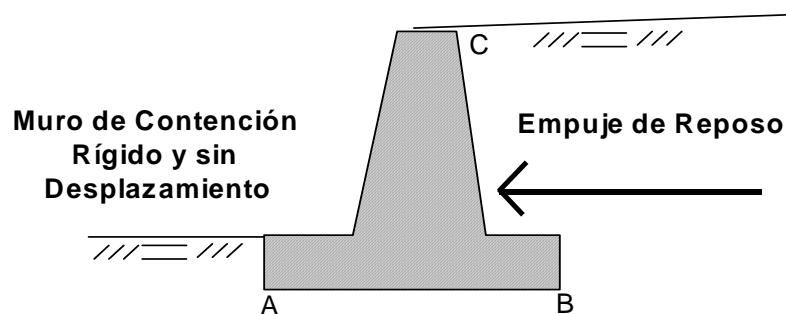


Figura 6

Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollaran empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo.

Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión.

Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al de un fluido con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, mas resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla,

es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material.

3. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención de uso más frecuente son:

3.1. Muros de gravedad: Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura 7 se muestran algunas secciones de ellas.

Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.

Muros de Gravedad

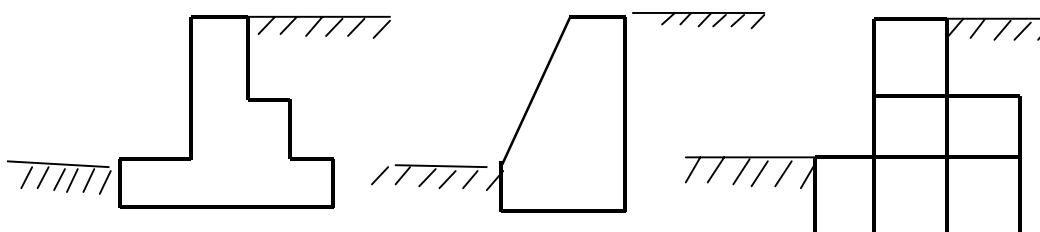


Figura 7

3.2. Muros en voladizo o en ménsula: Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura 8 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de $(1/10)$ de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm.

El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura del muro.

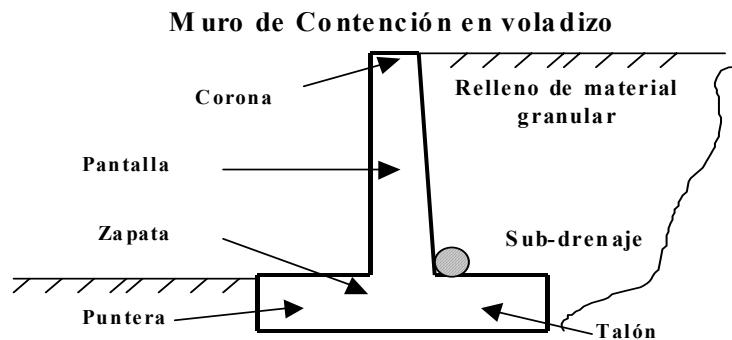
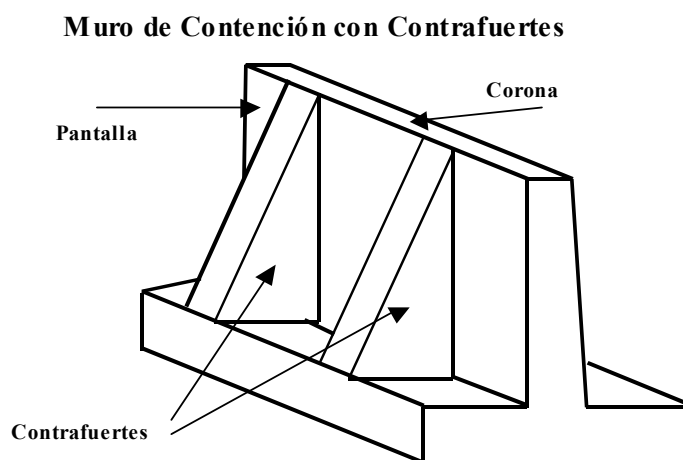


Figura 8

3.3. Muros con contrafuertes: Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

En la figura 9, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.



4. DRENAJES

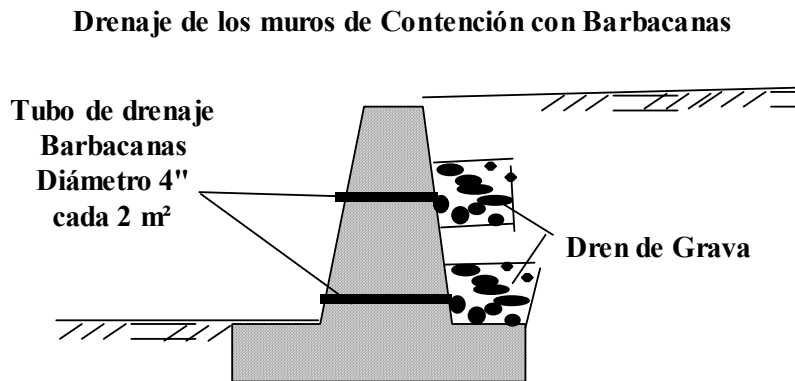
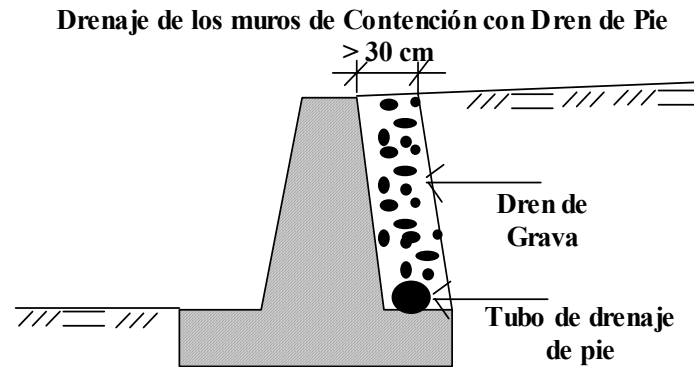
En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención.

Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior, tal como se muestra en las figuras 10 y 11.

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis. Por esta razón es conveniente colocar material granular ($\phi > 0$) como relleno en los muros de contención.

Las estructuras sumergidas o fundadas bajo el nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de estructura, se produce una resultante neta hacia arriba la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción

puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura.



5. ESTABILIDAD

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

En la figura 12, se muestra la variación del coeficiente de presión de tierras K , en función de la rotación del muro (NSR-98).

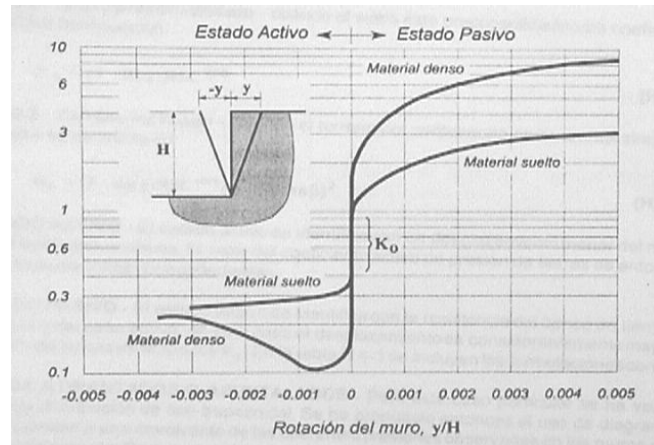


Figura 12

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes.

En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI, o por la Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

5.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio: Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida R_s , la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$R_s \leq R_{adm} \quad (3)$$

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS} \quad (4)$$

R_n = Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

R_{adm} = Resistencia admisible.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interfase suelo-muro.

5.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento: La Norma COVENIN-MINDUR 2002-88, fijó, para verificar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento un $FS \geq 1,5$ para todas las combinaciones de carga, sin embargo, la Norma COVENIN-MINDUR 1756-98 (Rev. 2001) establece que para combinaciones donde se incluya el sismo se puede tomar $FS \geq 1,4$. Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes M_e , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento M_v , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS_v , esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5 \quad (5)$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FS_d , esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5 \quad (6)$$

$$F_r = \mu (R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p \quad (7)$$

$$\mu = \tan \delta \quad (8)$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) \cdot c \quad (9)$$

donde, F_r es la fuerza de roce, E_h es componente horizontal del empuje, R_v es la resultante de las fuerzas verticales, E_v es la componente vertical del empuje, B es el ancho de la base del muro, c' es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, c es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, E_p es el empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible, no se debe tomar en cuenta este empuje), μ es el coeficiente de fricción suelo-muro, δ el ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede tomarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \phi \right) \quad (10)$$

5.1.2. Presiones de contacto: La capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max} transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (11)$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}} \quad (12)$$

$FS_{cap. portante}$ es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, $FS_{cap. portante} \geq 3$, y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, $FS_{cap. portante} \geq 2$. En caso que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 15 a 18 según sea el caso. En la figura 13 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) \quad (13)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \quad (14)$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: $e_x \leq B/6$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (15)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (16)$$

Si: $B/6 \leq e_x \leq B/2$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)} \quad (17)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (18)$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son mas uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

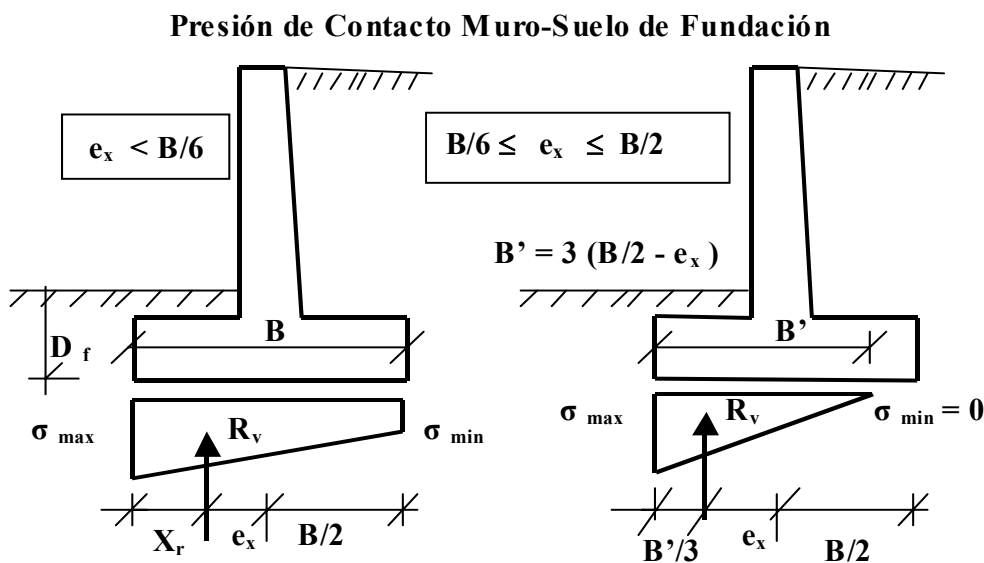


Figura 13

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

1. La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
2. La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación D_f , no será menor de 60 cm (2 pies) en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la D_f no será menor de 120 cm (4 pies).

En zonas donde la temperatura llega a alcanzar valores bajo cero grados centígrados, la profundidad de fundación debe ser suficiente para evitar los movimientos producidos por la congelación y el deshielo del agua contenida en el suelo, este fenómeno ocurre más intensamente en la superficie de suelo, decreciendo con la profundidad.

La base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen arcillas expansivas. En muchos casos es necesario fundar a profundidades mayores que los valores mínimos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención.

Los sismos aplican cargas dinámicas de corta duración a las fundaciones, las altas tasas de deformación unitaria asociadas a este tipo de carga, pueden inducir efectos que modifican la resistencia al corte. En general, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la tasa de aplicación de la carga, por lo que la capacidad admisible es mayor para cargas dinámicas que para cargas estáticas, esta propiedad puede ser utilizada en el análisis y diseño de muros de contención cuando se empleen cargas sísmicas.

Particular atención debe tenerse cuando se trate de arenas sueltas saturadas, el problema de licuación o licuefacción es precedente al de capacidad de carga. Cuando se vibra una arena seca ó húmeda, ésta se densifica, pero si está saturada, la tendencia a disminuir el volumen incrementa la presión de poros, si esta se hace igual a la presión total resulta en esfuerzos efectivos nulos, en consecuencia la resistencia al corte se pierde completamente, transformándose la arena en un fluido (arena movediza).

El fenómeno de la licuación es una de las causas de daños a estructuras durante los terremotos, hundiéndose o asentándose estructuras completas en el subsuelo. Este fenómeno ocurre en arenas finas poco densas, con valores del ensayo de penetración normal (SPT) menores de 25 golpes / pie, y con un 10% de sus granos con diámetros entre 0,01 y 0,25 mm.

Se recomienda que las capas de suelo potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte, a menos que sean tratadas debidamente para minimizar dicho efecto. Una técnica comúnmente utilizada es la de densificación de las capas de suelo, o el uso de fundaciones profundas tipo pilotes, que evitan los asentamientos o fallas durante un terremoto.

5.2. Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente: Las estructuras y elementos estructurales se diseñaran para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará para cargas y fuerzas mayoradas y según las combinaciones que se estipulen en las normas.

El método de diseño del Código ACI y aceptado por la mayoría de nuestras normas es el llamado diseño a la rotura ó del Estado Límite de Agotamiento Resistente, el cual mayor las cargas de servicio para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia nominal reducida por un factor de minoración de las resistencia Φ .

$$R_u \leq \Phi \cdot R_n \quad (19)$$

R_u es la resistencia última.

El método del Estado Límite de Agotamiento Resistente ó de diseño a la rotura, el factor de seguridad se incorpora de dos formas, la primera a través de la mayoración de cargas de servicio por medio de factores de carga y la segunda por medio del factor de minoración de la resistencia Φ .

Las cargas o sollicitaciones multiplicadas por los factores de carga se les denominan cargas o sollicitaciones últimas de diseño U , la carga o sollicitación U será la mayor de las siguientes combinaciones, o la que produzca el efecto más desfavorable:

Muerta y viva:

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV \quad (20)$$

Muerta, viva y empuje de tierra:

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV + 1,6 CE \quad (21)$$

$$U = 0,90 CP + 1,6 CE \quad (22)$$

Muerta, viva, empuje de tierra y sismo:

$$U = 1,1 CP + CV + ED \pm S \quad (23)$$

$$U = 0,90 CP + ED \pm S \quad (24)$$

CP es el efecto debido a las cargas permanentes, CV el efecto debido a cargas variables, S el efecto debido a las acciones sísmicas diferentes al empuje del terreno, pero considerando la fuerza inercial del muro, CE el efecto estático del empuje de tierra y ED el efecto dinámico del empuje de tierra.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto de los muros de contención empleando el método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

5.2.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento: La estabilidad al volcamiento se determina por medio de la siguiente ecuación, 0,70 representa aproximadamente el inverso del factor de seguridad de 1,5 utilizado en el método de esfuerzos admisibles.

$$\sum M_u \leq 0,70 \sum M_n \quad (25)$$

$\sum M_u$ = Sumatoria de momentos últimos actuantes.

$\sum M_n$ = Sumatoria de momentos últimos resistentes.

Por el método del estado límite de agotamiento resistente se debe verificar que las fuerzas horizontales originadas por el empuje de tierras, no excedan las fuerzas resistentes al deslizamiento dada por la siguiente ecuación:

$$V_u \leq 0,80 \cdot (\mu \cdot N_u + c \cdot A) \quad (26)$$

V_u = Fuerza de corte última horizontal resultante de los empujes de tierra y de la fuerza inercial del muro.

N_u = Fuerza última normal al área de contacto, resultante de pesos, cargas y sobrecargas que actúan simultáneamente con V_u .

A = Área de contacto de la fundación, para una longitud de muro unitaria es igual a B .

5.2.2. Presiones de contacto: Las presiones últimas de contacto q_u no deben exceder la capacidad de soporte última resistente del suelo de fundación q_{ult} :

$$q_u \leq 0,6 \cdot q_{ult} \quad (27)$$

5.2.3. Factor de reducción Φ : Es un factor de seguridad que provee de cierto margen de reserva de resistencia a la sección, de manera que permite prever posibles fallas del comportamiento estructural de la pieza, del control de calidad en la fabricación, de estimaciones y uso de cargas y sobrecargas.

En la tabla 2, se muestran algunos valores del factor Φ , indicados en la Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

TABLA 2. Factor de Minoración de la Resistencia Φ

Tipo de Solicitación	Φ
Flexión sin carga axial	0,90
Flexión En Ménsulas	0,75
Tracción axial	0,90
Corte y Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	0,65
Flexión de concreto sin armar	0,55
Compresión axial con o sin flexión:	
Columnas zunchadas	0,70
Columnas con estribos	0,65

6. INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

1. Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo-muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. En la figura 14, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2 \cdot H_d$ medida desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

2. Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.
3. Hacer uso del empuje pasivo E_p , su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

Generalmente se considera más efectivo el uso del dentellón que el aumento del tamaño de la base. Para el mismo volumen de concreto, resulta la segunda alternativa más económica. La excavación para el dentellón, es posible que se altere el subsuelo, originando en algunos casos más daño que provecho.

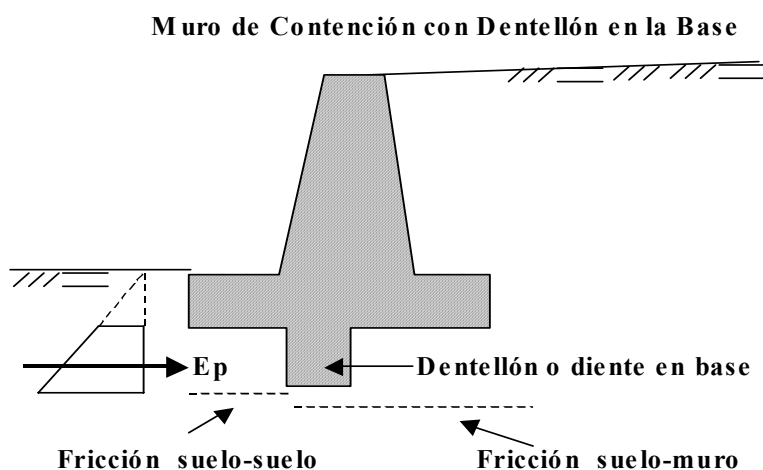


Figura 14

Si el dentellón es muy corto, se corre el riesgo de sobrestimar la fuerza de roce adicional, por esta razón, la fuerza de roce adicional lograda por el uso del dentellón, no puede ser mayor que el empuje pasivo generado frente él; bajo ésta circunstancia, esta fuerza puede determinarse solamente evaluando la resistencia pasiva.

Si el muro de contención se apoya sobre un suelo rocoso, el uso del dentellón resulta ser un medio muy efectivo para generar resistencia adicional al deslizamiento.

7. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO (PANTALLA Y ZAPATA)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

La verificación se basa en cargas mayoradas, utilizando los coeficientes que factoran las cargas propuestos por el código ACI, indicados anteriormente en el Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

7.1. Verificación de los esfuerzos de corte: La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$V_u \leq \Phi \cdot V_n \quad (28)$$

donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia al corte nominal calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (29)$$

donde, V_c es la resistencia al corte proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se estila colar acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$.

El código ACI 318S-05, indica que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (30)$$

f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto en Kg/cm^2 , b_w es el ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho, $b_w = 100$ cm, d es la altura útil medida desde la fibra extrema mas comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

La Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural, indica que la resistencia al corte para miembros sometidos únicamente a corte y flexión es similar a la propuesta por el código ACI 318S-05:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (31)$$

La altura útil d depende directamente del recubrimiento mínimo, que es la protección de concreto para el acero de refuerzo contra la corrosión. El código ACI 318S-05, indica que al acero de refuerzo se le debe proporcionar el recubrimiento mínimo de concreto indicado en la tabla 3.

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, se debe aumentar adecuadamente el espesor de la protección de concreto, y tomar en cuenta la densidad y no la porosidad del concreto de protección, o proporcionar otro tipo de protección.

TABLA 3. Recubrimientos mínimos de concreto para el acero de refuerzo

Características del ambiente	Recubrimiento mínimo (cm)
Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	7,5
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima: Varillas del # 6 al 18	5
Varillas del # 5 o 1 y menores	4
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo: Losas, Muros, Nervaduras: Varillas del # 14 al 18	4
Varillas del # 11 o menores	2
Vigas, columnas Refuerzo principal, estribos y espirales	4
Cascarones y placas plegadas Varillas del # 6 o mayores	2
Varillas del # 5 o menores	1,5

7.2. Verificación de los esfuerzos de flexión: La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_u \leq \Phi \cdot M_n \quad (32)$$

M_u es el momento flector mayorado en la sección considerada y M_n es el momento nominal resistente.

En elementos sujetos a flexión el porcentaje de refuerzo en tensión o cuantía de la armadura en tracción ρ_{max} , no debe exceder del 0,75 de la cuantía de armadura balanceada ρ_b que produce la condición de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. Para lograr secciones menos frágiles en zonas sísmicas ρ_{max} no debe exceder de 0,50 de ρ_b . La máxima cantidad de refuerzo en tensión de elementos sujetos a flexión esta limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (33)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \text{Zona no sísmica} \quad (34)$$

$$\rho_{max} = 0,50 \cdot \rho_b \quad \text{Zona sísmica} \quad (35)$$

A_s es el área de acero de refuerzo en tensión en cm^2 , b el ancho de la cara en compresión del elemento en cm, y d la altura útil en cm.

La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal, cuando el acero de refuerzo por tensión alcanza la deformación ϵ_s correspondiente a su resistencia especificada a la fluencia F_y , al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación de rotura supuesta $\epsilon_c = 0,003$.

Profundidad del eje neutro para la condición balanceada c_b :

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \cdot d \quad (36)$$

Para aceros de $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ y con el módulo de elasticidad $E_s = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$, se tiene que la deformación de fluencia es de $\epsilon_s = 0,002$. Sustituyendo en la ecuación (36) resulta:

$$c_b = 0,60 \cdot d \quad (37)$$

El esfuerzo del concreto de $0,85 \cdot f'_c$ se supondrá distribuido en la zona de compresión equivalente (diagrama de Whitney) tal como se muestra en la figura 15, limitado por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia a_b conocida como profundidad del bloque de compresión balanceado, medida a partir de la fibra de deformación máxima de compresión.

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad (38)$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,85 & \text{para } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ \beta_1 = 1,05 - \frac{f'_c}{1400} & \text{para } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \quad (39)$$

Para concretos con resistencia $f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$, y reemplazando (37) en (38):

$$a_b = 0,85 \cdot c_b = 0,51 \cdot d \quad (40)$$

En un elemento de sección transversal rectangular, el equilibrio de fuerzas horizontales en la sección balanceada, Compresión = Tracción, se obtiene para las condiciones máximas:

En zonas no sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión a_{\max} :

$$a_{\max} = 0,75 \cdot 0,51 \cdot d = 0,3825 \cdot d \quad (41)$$

En zonas sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión a_{\max} :

$$a_{\max} = 0,50 \cdot 0,51 \cdot d = 0,255 \cdot d \quad (42)$$

El momento nominal resistente M_n :

$$M_n = C \cdot z \quad (43)$$

C es la fuerza de compresión máxima, z el brazo de palanca entre la fuerza de compresión y la fuerza de tracción, tal como se puede observar en la figura 15.

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_{\max} \quad (44)$$

$$z = d - \frac{a_{\max}}{2} \quad (45)$$

En zonas no sísmicas:

$$M_n = 0,263 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \quad (46)$$

En zonas sísmicas:

$$M_n = 0,189 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \quad (47)$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,263 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} \quad (48)$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} \quad (49)$$

Flexión en Vigas: equilibrio de fuerzas con Diagrama de Whitney

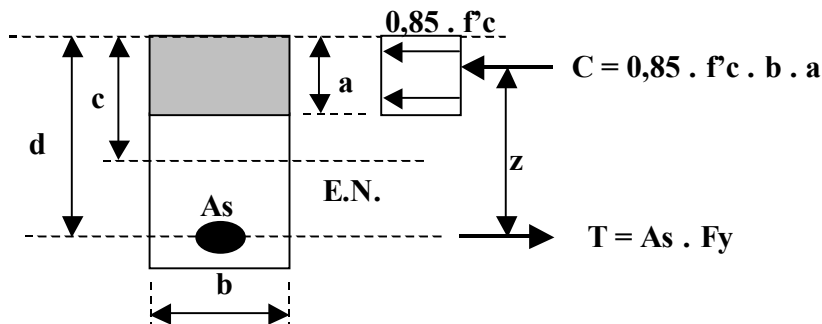


Figura 15

8. JUNTAS

Existen dos tipos de juntas, de construcción y de dilatación.

Durante la construcción de los muros de contención, el gran volumen de concreto requerido no se puede colocar en una sola colada, este proceso hay que hacerlo por etapas, generando juntas de construcción verticales y horizontales, que deben ser previstas. En este caso la superficie que deja la junta de construcción debe ser rugosa, con salientes y entrantes, de tal manera que se incremente la fricción en los planos en contacto, procurando garantizar la continuidad del material. En la figura 16 se muestran algunas juntas de construcción en muros de contención.

Los cambios de temperatura originan dilataciones y contracciones que hacen que el concreto se fisure y agriete. Las juntas de dilatación o de expansión, son utilizadas para disminuir la fisuración y el agrietamiento en el concreto como consecuencia de los cambios de temperatura ambiental y de la retracción del concreto. Estas juntas son necesarias si no se provee al muro de suficiente acero de refuerzo de temperatura y de retracción.

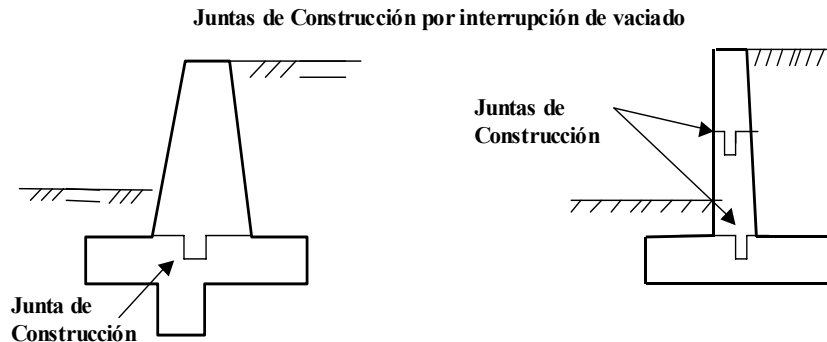


Figura 16

Se acostumbra rellenar las juntas con materiales elásticos de flexibilidad permanente, de tal manera que la junta se pueda abrir y cerrar sin presentar resistencia alguna, impidiendo además el paso de la humedad a través de ella.

La norma AASHTO 2002, establece que se deben colocar juntas de contracción a intervalos que no deben exceder los 9,15 m (30 pies) y para juntas de expansión no se debe exceder los 27,45 m (90 pies) para muros de gravedad o de concreto armado. En la figura 17 se muestran juntas de dilatación en muros de contención.

En nuestro país es práctica común colocar juntas de dilatación a intervalos de 10 m, no excediéndose de 25 m entre juntas. El tamaño de la abertura de la junta J comúnmente utilizado es de 2,5 cm (1"), el mínimo necesario se puede calcular de la siguiente manera:

$$J = \alpha \cdot \Delta t \cdot L \geq 2,5 \text{ cm} \quad (50)$$

α es el coeficiente de dilatación térmica, $\alpha = 1,7 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$, Δt es la variación de temperatura y L la separación entre juntas de dilatación.

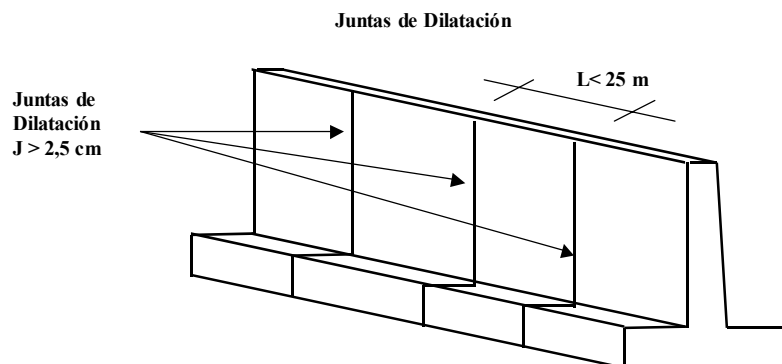


Figura 17

9. EVALUACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste.

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra **E** se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K \quad (51)$$

H es la altura del muro, γ es el peso específico del suelo contenido por el muro, el coeficiente de empuje de tierra **K**, se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (52)$$

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

El movimiento del tope del muro requiere para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva, un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de éste, los valores límites de desplazamiento relativo requerido para alcanzar la condición de presión de tierra mínima activa o máxima pasiva se muestran en la tabla 4 (AASHTO 2005, LRFD).

TABLA 4. Valores de movimiento relativo Δ/H para alcanzar la condición mínima Activa y máxima Pasiva de presión de tierras

Tipo de suelo	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0,001	0,01
Arena medianamente densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla compacta	0,010	0,05

Los empujes laterales están referidos al movimiento en esta dirección que permite el muro, si éste se mueve alejándose de la masa de suelo origina condiciones de empuje activo, si permanece sin movimiento origina condiciones de empuje de reposo, estos dos casos representan el estado de presión estática, y si se mueve hacia adentro de la masa de suelo origina una condición de empuje pasivo, que representa un estado de presión forzada.

9.1. PRESIÓN ESTÁTICA

La presión estática puede ser de reposo o activa.

9.1.1. Empuje de Reposo: Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura, en la figura 18 se muestra un muro de contención con diagrama de presiones de reposo.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_0 \quad (53)$$

K_0 es el coeficiente de presión de reposo.

Para suelos normales o suelos granulares se utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo la expresión de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{Sen } \phi \quad (54)$$

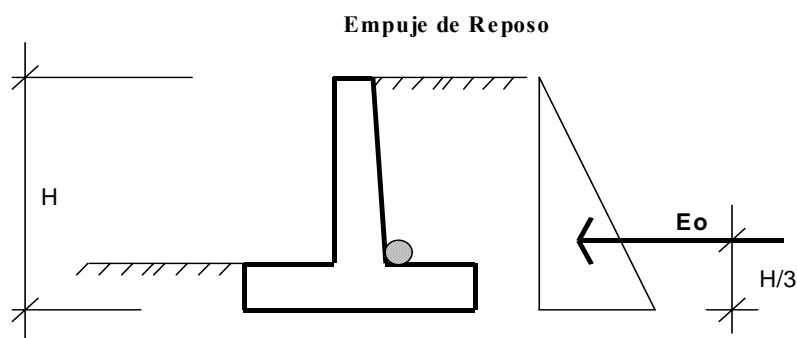


Figura 18

En la tabla 5 se presenta diferentes valores de coeficientes de reposo para varios tipos de suelos.

TABLA 5. Valores de K_0 para varios tipos de suelos.

Tipo de Suelo	K_0
Arena Suelta	0.4
Arena Densa	0.6
Arena Compactada en Capas	0.8
Arcilla Blanda	0.6
Arcilla Dura	0.5

Un elemento diferencial ubicado a una profundidad z de la superficie del suelo, se encuentra impedido de dilatarse por el suelo que lo rodea, dando origen a una compresión horizontal uniforme en todas las direcciones del plano, que recibe el nombre de empuje de reposo. En la figura 19 se muestra el estado de esfuerzos que actúa en un elemento diferencial ubicado a una cierta profundidad en una masa semi-infinita de suelo.

La relación de Poisson ν permite generalizar la ley de Hooke en caso de esfuerzos en tres ejes ortogonales.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \} \quad (55)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \{ \sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z) \} \quad (56)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \} \quad (57)$$

En el elemento diferencial, el esfuerzo vertical σ_z es:

$$\sigma_z = -\gamma z \quad (58)$$

Los esfuerzos horizontales σ_x , σ_y aparecen por contacto con elementos laterales vecinos que impiden que el suelo se expanda en esa dirección, existiendo deformación solo en le eje vertical:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 \quad (59)$$

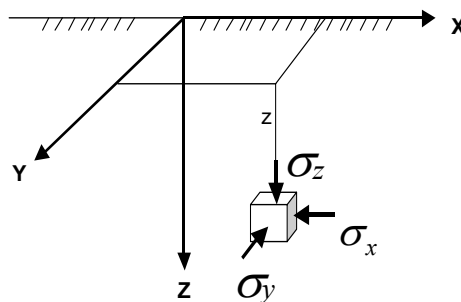


Figura 19

Sustituyendo en las ecuaciones (55, 56 y 57), las ecuaciones (58 y 59) y considerando que no hay fricción en las caras del elemento diferencial, se obtiene:

$$\sigma_x = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \sigma_z \quad (60)$$

Una condición similar se presenta en un suelo que se apoya sobre un muro inmóvil y sin fricción. El coeficiente de empuje de reposo en función de ν :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (61)$$

El proceso de compactación genera sobre las estructuras empujes superiores a la condición activa, pareciéndose la presión generada por esta actividad a la condición de reposo.

En la tabla 6 se presentan valores de ν para varios tipos de suelo.

TABLA 6. Módulo de Poisson aproximado para diferentes tipos de suelos

Tipo de Suelo	ν
Arena Suelta	0,20 a 0,35
Arena Densa	0,30 a 0,40
Arena Fina	0,25
Arena Gruesa	0,15
Arcilla Arenosa	0,20 a 0,35
Arcilla Húmeda	0,10 a 0,30
Arcilla Saturada	0,45 a 0,50
Limo	0,30 a 0,35
Limo Saturado	0,45 a 0,50

9.1.2. Empuje Activo: Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura. En la figura 20 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a \quad (62)$$

K_a es el coeficiente de presión activa.

El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

9.1.2.1. Ecuación de Coulomb: En el año 1773 el francés Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se mantiene hasta hoy día, el trabajo se tituló: “*Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura*”.

La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana.

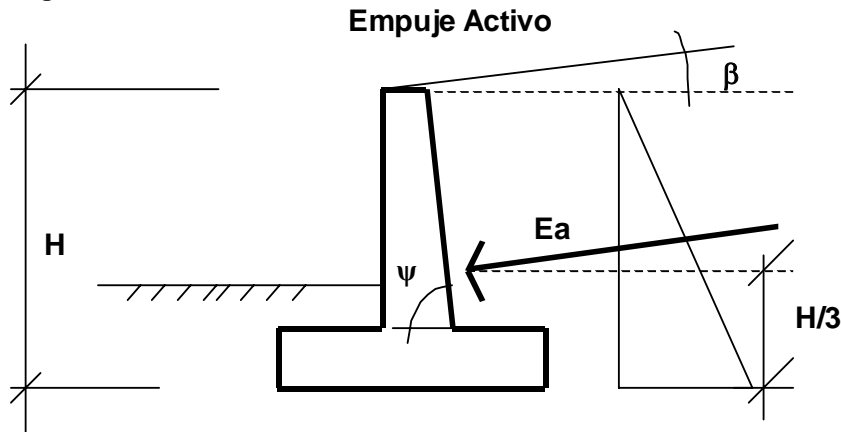


Figura 20

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
2. La superficie de falla es planar.
3. El suelo posee fricción, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ($\delta = 0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
8. La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo ϕ con la normal al plano de falla.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi)}{\text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\psi - \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (63)$$

ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.

β = Angulo del relleno con la horizontal.

δ = Angulo de fricción suelo-muro.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como: $\left(\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi\right)$ a falta de información se usa generalmente: $\left(\delta = \frac{2}{3}\phi\right)$.

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), la ecuación (63) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta) \cdot \cos(\beta)}} \right]^2} \quad (64)$$

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (64) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (65)$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación (65) se reduce a:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \text{Tan}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (66)$$

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, porque la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación ninguna, por lo que no se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb supuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro ΔE_a , para cualquier cantidad de segmentos de altura de muro.

Este procedimiento repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desee la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones hidrostática, con empuje a la altura $H/3$ en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos en que no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso, para facilitararlo

Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

En la teoría de Coulomb el \mathbf{E}_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El \mathbf{E}_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del \mathbf{E}_a se obtienen adecuando la expresión (62) según Coulomb de la siguiente manera:

$$E_{a_h} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \cos \omega \quad (67)$$

$$E_{a_v} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \sin \omega \quad (68)$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi \quad (69)$$

E_{a_h} y E_{a_v} son las componentes horizontal y vertical del \mathbf{E}_a .

Para valores de: $\psi = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta: $\omega = 0^\circ$, $E_{a_h} = E_a$ y $E_{a_v} = 0$.

9.1.2.2. Ecuación de Rankine: En el año 1857, el escocés W. J. Macquorn Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
2. No existe fricción entre el suelo y el muro.
3. La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$).
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal.

El coeficiente K_a según Rankine es:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (70)$$

Si en la ecuación (70), la inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb (ecuación 66) para el caso particular que ($\delta = \beta = 0^\circ$; $\psi = 90^\circ$), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (71)$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla el muro debe tener paredes muy lisas, esta condición casi nunca ocurre, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña y suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma

un ángulo β con la horizontal, es este sentido, esta fuerza no es siempre horizontal. Las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (62) según Rankine de la siguiente manera:

$$E_{a h} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \cos \beta \quad (72)$$

$$E_{a v} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \sin \beta \quad (73)$$

Para valores de: $\beta = 0^\circ$, resulta: $E_{a h} = E_a$ y $E_{a v} = 0$.

9.1.3. Empuje Intermedio: Para el diseño de muros de contención con condición intermedia entre empuje activo y empuje de reposo se debe hacer una consideración ponderada, para la altura del muro H , el coeficiente de empuje intermedio K_i , se puede determinar con la expresión siguiente, considerando una profundidad crítica $H_0 = 6 \text{ m}$.

$$\text{Si } H < H_0 \quad K_i = K_0 \left(1 - \frac{H}{H_0} \right) + K_a \left(\frac{H}{H_0} \right) \quad (74)$$

$$\text{Si } H > H_0 \quad K_i = K_a \quad (75)$$

9.2. PRESION FORZADA

9.2.1 Empuje Pasivo: Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p , la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura 21 muestra un muro con diagrama de presión pasiva.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_p \quad (76)$$

K_p es el coeficiente de presión pasiva.

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

1. El coeficiente K_p adecuando la ecuación de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\psi + \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (77)$$

2. Cuando se ignora los ángulos (δ , β , ψ) en la ecuación (77) se obtiene la el coeficiente K_p según Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen} \phi}{1 - \text{Sen} \phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (78)$$

Si el ángulo δ es grande la superficie de deslizamiento real se aparta considerablemente del plano teórico conduciendo a errores de importancia.

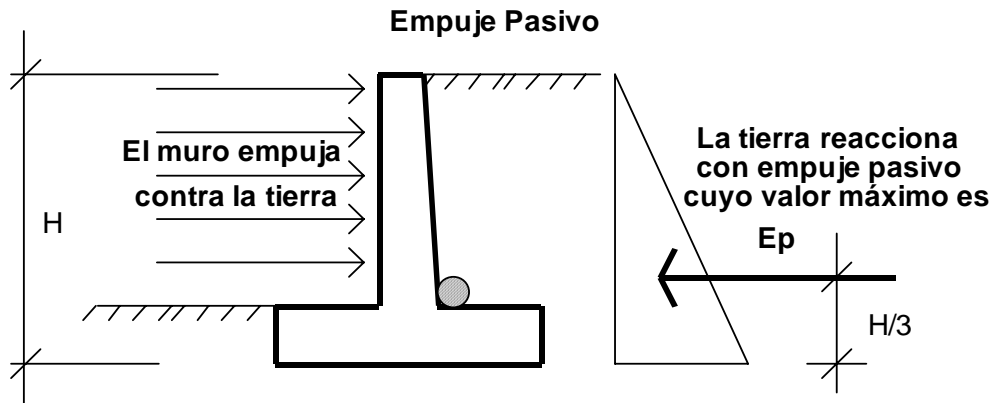


Figura 21

9.3. INCREMENTO DINAMICO DE PRESION POR EL EFECTO SISMICO

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención.

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

9.3.1. Incremento Dinámico del Empuje de Reposo: Si el suelo está en la condición de reposo, los efectos sísmicos incrementan la presión de reposo sobre la estructura. La propuesta de Norma para el Diseño Sismorresistente de Puentes (1987), indica que se puede adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenada superior en el tope del muro σ_{xs} , y ordenada inferior en la base del muro σ_{xi} . La figura 22 muestra un muro con diagrama de presión estática más incremento dinámico del empuje de reposo.

$$\sigma_{xs} = 1,5 A_0 \gamma H \quad (79)$$

$$\sigma_{xi} = 0,5 A_0 \gamma H \quad (80)$$

El incremento dinámico del empuje de reposo ΔDE_0 se aplicará a $0,60 H$ desde la base del muro y se determinará con la expresión:

$$\Delta DE_0 = A_0 \gamma H \quad (81)$$

A_0 es la aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica de cada país, en Venezuela los valores de A_0 son los indicados por la norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001), ver tabla 7 y anexo A.

Empuje de Reposo + Incremento Dinámico del Empuje de Reposo

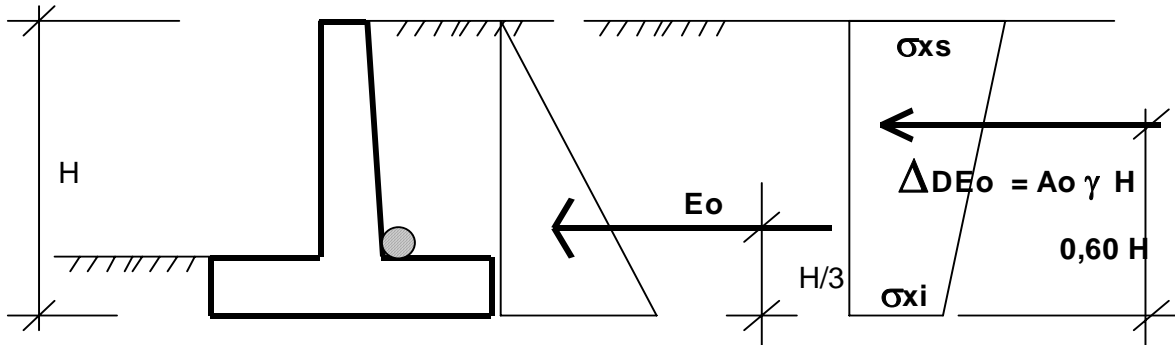


Figura 22

9.3.2. Incremento Dinámico del Empuje Activo: Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a .

El Eurocódigo 8 propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa K_{as} a partir de la fórmula de Mononobe-Okabe, este coeficiente incluye el efecto estático mas el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a $2/3$ de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) \quad (82)$$

para: $\beta < \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (83)$$

para: $\beta > \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta)} \quad (84)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right) \quad (85)$$

$$C_{sh} = 0,50 \cdot A_0 \quad (86)$$

$$C_{sv} = 0,70 \cdot C_{sh} \quad (87)$$

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa.

C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

En la figura 23 se muestra un muro con diagramas de presión estática mas el incremento dinámico del empuje activo con sus respectivos puntos de aplicación.

Empuje Activo + Incremento Dinámico del Empuje Activo

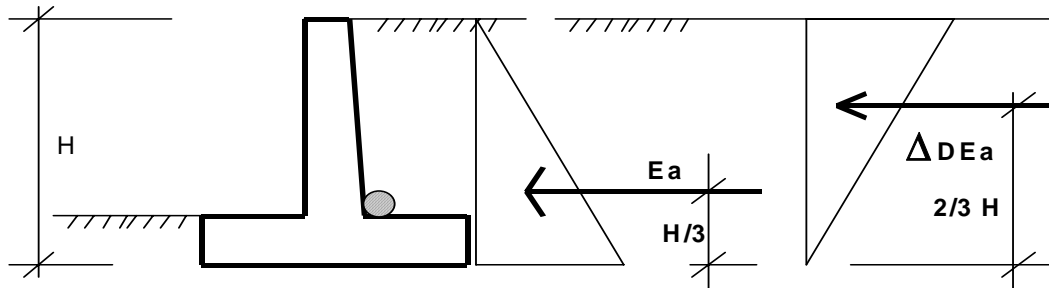


Figura 23

9.3.3. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo: El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo ΔDE_p , la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro.

$$\Delta DE_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{ps} - K_p) (1 - C_{sv}) \quad (88)$$

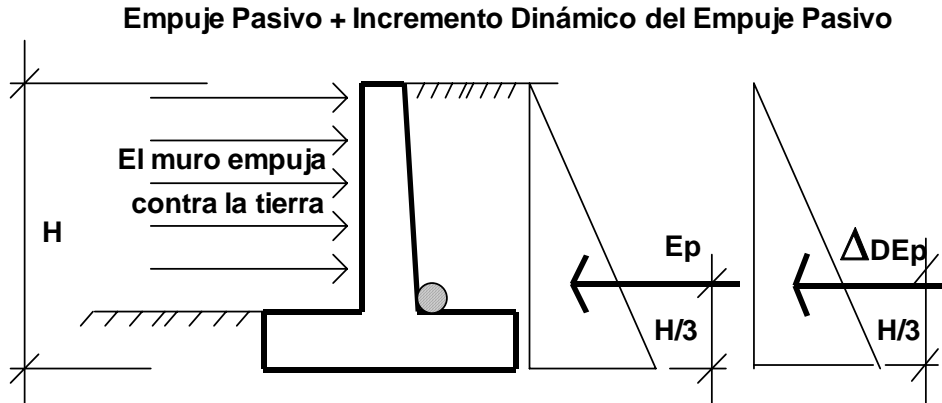
$$K_{ps} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \theta - \phi)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi + \delta + \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (89)$$

K_{ps} es el coeficiente de presión dinámica pasiva.

Tabla 7. Valores de A_0 según la zona sísmica de Venezuela

Zona	A_0 (g)	Peligro Sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	
5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	
0	-	

La figura 24 muestra un muro con diagrama de presión estática mas incremento dinámico del empuje pasivo.



10. MUROS CON SOBRECARGA UNIFORME

En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes q , originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s , con peso específico similar al del suelo de relleno γ . La altura H_s se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma} \quad (90)$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, indicada por la norma AASHTO 2002, la norma AASHTO 2005 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro, estos valores se muestran en la tabla 8.

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga E_s , para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

$$E_s = \left(\frac{1}{2} \gamma H \right) (H + 2 H_s) K \quad (91)$$

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones indicado en la figura 25.

El momento de volcamiento con sobrecarga M_{vs} :

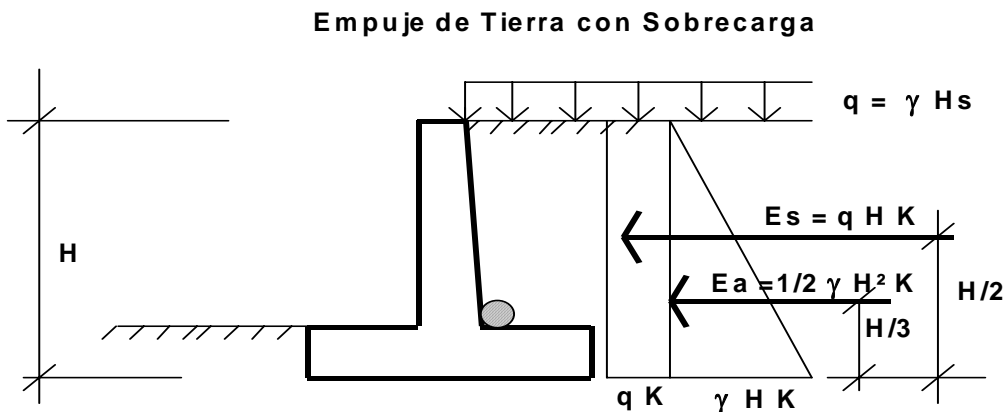
$$M_{vs} = \left(\frac{1}{6} \gamma H^2 \right) (H + 3 H_s) K \quad (92)$$

El procedimiento descrito solo sirve para sobrecargas uniformemente distribuidas, para sobrecargas no uniformes o lineales se debe realizar un estudio detallado según sea el caso.

Si el relleno tras el muro esta formado por varios estratos de suelo de espesor constante y paralelos a la superficie de relleno, la presión lateral total podrá calcularse considerando la carga total sobre cada estrato como sobrecarga uniforme.

Tabla 8. Altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular H_s

Altura del muro	H_s
$\leq 1,53$ m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
$\geq 9,15$ m (30 pies)	0,61 m (2,0 pies)



En la figura 26 se muestra el convenio para la medida de los ángulos utilizados en las fórmulas de cálculo de los coeficientes de empujes de tierra.

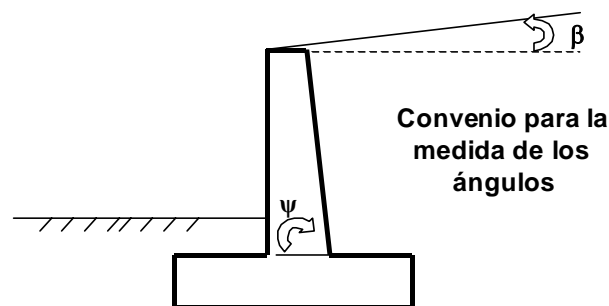


Figura 26

Para contener un volumen de tierras de forma estable, es necesario conocer las propiedades y características del suelo, la capacidad resistente de los materiales que conforman la

estructura, las cargas actuantes, la presencia de aguas subterráneas y toda la información que involucre el lugar donde se construirá el muro y sus adyacencias.

11. MUROS CON PRESENCIA DE AGUA EN EL RELLENO

La presencia de agua en el relleno como consecuencia de infiltraciones subterráneas y por acción de la lluvia debe minimizarse en lo posible mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje. Si el material de relleno del muro de contención es permeable (gravas y arenas), el aporte de agua por infiltraciones subterráneas y de lluvia, es evacuado mediante filtración predominantemente vertical, de esta manera el agua no rebasará la cota del sistema de drenaje. Las ecuaciones vistas hasta ahora son válidas y pueden ser utilizadas para la determinación del empuje de tierra.

De no ser posible drenar el agua retenida por el muro, el cálculo de los empujes debe afectarse de manera importante, sumando a los empujes de tierra la presión hidrostática.

Si el material de relleno es de baja permeabilidad, como es el caso de las arcillas, las arenas finas y las arenas limosas, aunque exista un sistema de drenaje para evacuar los aportes de agua, se produce un aumento de presiones y de los empujes respecto a los casos estudiados anteriormente debido a la baja permeabilidad del suelo, en estos casos para determinar las presiones y empujes se debe utilizar el peso específico del suelo húmedo.

Si el nivel del agua puede alcanzar la cota de corona del muro o una intermedia, las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo el peso específico γ por el peso específico del suelo sumergido γ_s , añadiendo la presión hidrostática, esta última actúa en dirección perpendicular a la cara interior de la pantalla. En todo caso la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al nivel más bajo del sistema de drenaje.

$$\gamma_s = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{agua}} \quad (93)$$

γ_{sat} es el peso específico del suelo saturado y γ_{agua} es el peso específico del agua (1.000 Kg/m³). Para el caso indicado en la figura 27, la presión p a una profundidad z de la corona del muro, resulta:

$$p = [\gamma \cdot z_0 + \gamma_s \cdot (z - z_0)] \cdot K + \gamma_{\text{agua}} \cdot (z - z_0) \quad (94)$$

para:
$$z \leq z_0 \dots\dots\dots z_0 = z \quad (95)$$

z_0 es la profundidad del nivel de agua.

Una vez determinadas las presiones se puede calcular los empujes activos o de reposo según sea el caso. En la tabla 9 se indican algunos valores de peso específico sumergido γ_s de diferentes tipos de suelos granulares.

De la información recopilada y del uso adecuado de las diferentes teorías estudiadas dependerá la estabilidad y la vida útil de los muros utilizados como estructuras de contención de tierras.

Empuje de tierra con presencia de Agua en el Relleno

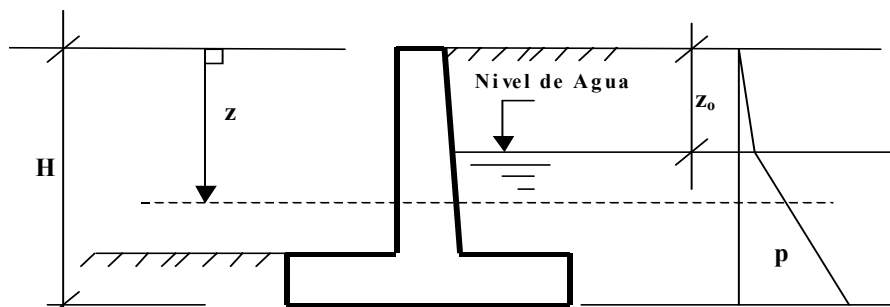


Figura 27

Tabla 9. Peso Específico sumergido de diferentes suelos granulares

γ_s	
Material	Kg/m ³
Gravas	960-1280
Arenas gruesas y medias	960-1280
Arenas finas y limosas	960-1280
Granitos y pizarras	960-1280
Basaltos	1120-1600
Calizas y areniscas	640-1280
Ladrillo partido	640-960

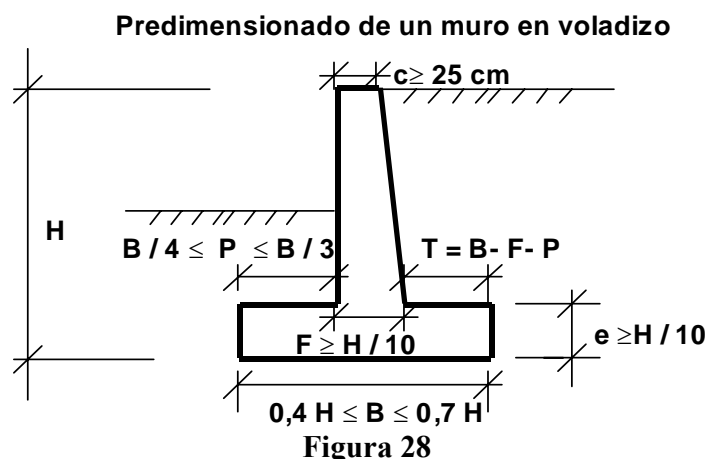
12. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Diseñar un muro de contención de concreto armado en voladizo de 6 m de altura, para contener un terraplén cuya superficie horizontal sirve para la circulación de vehículos, las características de los materiales, del suelo de fundación, del relleno y condiciones de sitio son las siguientes:

$$\begin{array}{l}
 \text{Suelo de Fundación} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1850 \text{ Kg/m}^3 \\ D_f = 1,20 \text{ m} \\ \phi = 32^\circ \\ c = 0,25 \text{ Kg/cm}^2 \\ q_{ult} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{Suelo de Relleno} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3 \\ \phi = 34^\circ \\ c = 0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Materiales del Muro} \left\{ \begin{array}{l} f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3 \end{array} \right. \quad \text{Condición de sitio} \left\{ \begin{array}{l} \text{Zona Sísmica 5} \\ \text{Sobrecarga Vehicular} \\ \text{Drenar aguas de lluvia} \end{array} \right.
 \end{array}$$

12.1. PREDIMENSIONADO:

El predimensionado de los muros de contención en voladizo se hace en función de la altura H del muro, pueden ser necesarias varias iteraciones si se pretende lograr la estabilidad y la optimización de la estructura. En la figura 28 se indican las recomendaciones para el predimensionado de muros en voladizo en general, el diseñador puede proponer dimensiones razonables según su experiencia, dimensiones que luego deberá verificar.



Donde, F espesor del fuste o pantalla en la base, e espesor de la base o zapata, P puntera de la base, T el talón de la base, c espesor de la corona del muro.

La cara exterior del muro puede ser vertical como en el caso del muro de la figura 28, sin embargo la teoría de Rankine supone que la cara interna del muro es vertical.

En la figura 29 se muestra el predimensionado del muro de 6 m de altura, fundado a 1,20 m de profundidad. Como se hace uso de la ecuación de Rankine para la determinación del empuje de tierra se propuso la cara interna del muro vertical ($\psi=90^\circ$).

La base del muro se predimensionó igual al 60% de la altura ($0,60 * 6\text{ m} = 3,60\text{ m}$), valor intermedio entre 0,4 y 0,7 de H . La puntera de la base de 1 m de longitud se seleccionó entre $B/4$ y $B/3$. El espesor de la base y de la pantalla en la base se predimensionó igual al 10% de la altura del muro ($0,10 * 6\text{ m} = 0,60\text{ m}$), quedando el talón de la base de 2,0 m de longitud y la altura del relleno sobre el talón de 5,40 m. El espesor de coronamiento del muro se propuso igual a 0,30 m para facilitar la colocación del concreto fresco durante la construcción.

Se verifica con estas dimensiones la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y se determinan las presiones de contacto suelo-muro, para los dos casos de carga siguientes:

1. Empuje de tierra + sobrecarga vehicular.
2. Empuje de tierra + sismo.

Condiciones especiales de carga deben ser tomadas en cuenta como en el caso de estribos para puentes, ya que sobre el muro actúan además de las cargas anteriores, la carga muerta y sobrecarga de la superestructura.

Predimensionado de un muro en voladizo de 6 m de altura

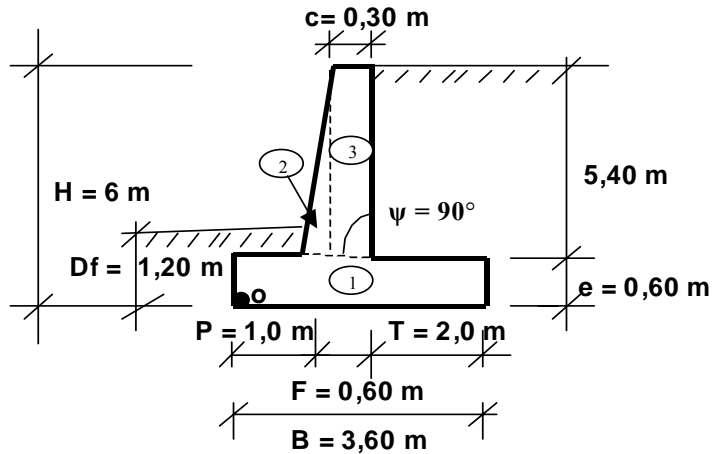


Figura 29

12.2. CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA VEHICULAR

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera, punto o de la figura 29. Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en tres figuras con propiedades geométricas conocidas, los valores correspondientes a cada figura se indican en la tabla 10.

Tabla 10. Peso y momentos estabilizantes por 1 m de longitud de muro

Figura	Brazo X m	Brazo Y m	Peso Kg/m	Peso * Brazo X Kg-m/m	Peso * Brazo Y Kg-m/m
1	1,80	0,30	5.400,00	9.720,00	1.620,00
2	1,20	2,40	2.025,00	2.430,00	4.860,00
3	1,45	3,30	4.050,00	5.872,50	13.365,00
		Σ	11.475,00	18.022,50	19.845,00

Peso Propio p.p.: el peso propio por metro de longitud de muro, determinado en la tabla 10 para un peso específico del concreto de 2.500 Kg/m^3 :

$$p.p. = 11.475,00 \text{ Kg/m}$$

Centro de Gravedad:

$$X_{cg} = \frac{18.022,50 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}}{11.475,00 \text{ Kg/m}} = 1,57 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{19.845,00 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}}{11.475,00 \text{ Kg/m}} = 1,73 \text{ m}$$

Sobrecarga q: la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular de 60 cm (2 pies), se tomó siguiendo las recomendaciones de la norma AASHTO 2002.

$$q = \gamma H_s = 1.900 \text{ Kg/m}^3 * 0,60 \text{ m} = 1.140 \text{ Kg/m}^2$$

Peso total de la sobrecarga W_s : correspondiente a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón y la corona del muro incluyendo ésta última:

$$W_s = q L = 1.140 \text{ Kg/m}^2 * (2 \text{ m} + 0,30 \text{ m}) = 2.622 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a : 2,45 m del punto o

Peso del relleno W_r : el relleno colocado sobre el talón de la base tiene un volumen V_r por metro de longitud de:

$$V_r = 5,40 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 10,80 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = 10,80 \text{ m}^3/\text{m} * 1.900 \text{ Kg/m}^3 = 20.520 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a : 2,60 m del punto o

Coefficiente de empuje activo K_a : la pantalla del muro en voladizo de concreto armado tiene posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno, pudiendo desarrollarse un estado de empuje activo, empleando la ecuación de Rankine se determinó el coeficiente de empuje activo:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen} \phi}{1 + \text{Sen} \phi} = \frac{1 - \text{Sen} 34^\circ}{1 + \text{Sen} 34^\circ} = 0,283$$

Empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a = \left(\frac{1}{2} * 1.900 \text{ Kg/m}^3 * (6 \text{ m})^2 \right) * 0,283 = 9.679 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a : $\frac{H}{3} = 2 \text{ m}$ medidos desde la base del muro.

Empuje de la sobrecarga E_s :

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a = 1.900 \text{ Kg/m}^3 * 0,60 \text{ m} * 6 \text{ m} * 0,283 = 1.935 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a : $\frac{H}{2} = 3 \text{ m}$ medidos desde la base del muro.

El empuje total (activo + sobrecarga) se puede determinar empleando la ecuación (91) con $K = K_a$. En la figura 30 se muestra el muro de 6 m de altura con las fuerzas actuantes para el Caso 1 de carga y las correspondientes distancias medidas desde el punto o hasta la línea de acción de cada fuerza.

Empuje total E_{a+s} : conformado por el empuje de tierra más el empuje de la sobrecarga:

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 9.679 \text{ Kg/m} + 1.935 \text{ Kg/m} = 11.614 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales R_v : las fuerzas que la componen son el peso propio, peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$R_v = p.p. + W_r + W_s = 11.475 \text{ Kg/m} + 20.520 \text{ Kg/m} + 2.622 \text{ Kg/m} = 34.617 \text{ Kg/m}$$

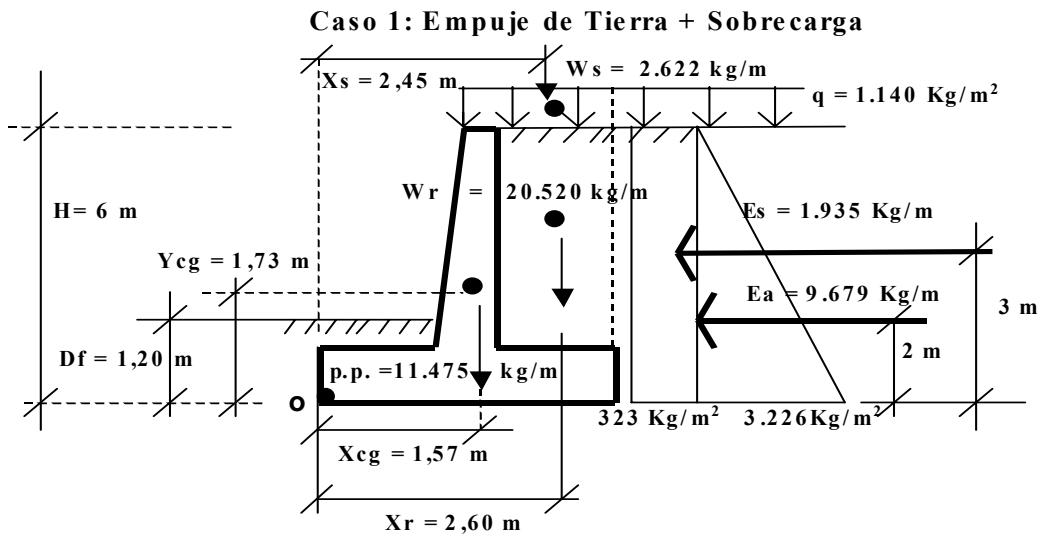


Figura 30

Fuerza de roce F_r : los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula: $E_{av} = 0$, $E_h = E_{a+s}$. El empuje pasivo no se toma en cuenta porque no hay garantía de permanencia del relleno sobre la puntera: $E_p = 0$. La fuerza de fricción se determinó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3} 32^\circ = 21,33^\circ.$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \text{Tan}(\delta) = \text{Tan}\left(\frac{2}{3}\phi\right) = \text{Tan}\left(\frac{2}{3} * 32^\circ\right) = 0,39$$

$$c' = 0,50 c = 0,50 * 0,25 \text{ Kg/cm}^2 = 0,125 \text{ Kg/cm}^2 = 1.250 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0,39 * 34.617 \text{ Kg/m} + 1.250 \text{ Kg/m}^2 * 3,60 \text{ m} = 18.001 \text{ Kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d :

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{18.001 \text{ Kg/m}}{11.614 \text{ Kg/m}} = 1,55 \geq 1,50 \quad \text{O.K.}$$

Momento de volcamiento M_v : las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo y el empuje de la sobrecarga.

$$M_v = 9.679 \text{ Kg/m} * 2 \text{ m} + 1.935 \text{ Kg/m} * 3 \text{ m} = 25.163 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

El momento de volcamiento se puede determinar directamente empleando la ecuación (92) con $K=K_a$.

Momento estabilizante M_e : las fuerzas que dan estabilidad al muro son el peso propio del muro, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$M_e = 11.475 \text{ Kg/m} * 1,57 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg/m} * 2,60 \text{ m} + 2.622 \text{ Kg/m} * 2,45 \text{ m} = 77.792 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad contra el volcamiento FS_v :

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{77.792 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{25.163 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}} = 3,09 \geq 1,50 \quad \text{O.K.}$$

Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} : la capacidad admisible del suelo de fundación se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas mayor o igual que tres ($FS_{cap. portante} \geq 3$).

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}} = \frac{4,5 \text{ Kg/cm}^2}{3} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : medido desde el punto o.

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{77.792 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 25.163 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{34.617 \text{ Kg/m}} = 1,52 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B / 6 = 3,60 \text{ m} / 6 = 0,60 \text{ m}$).

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{3,60 \text{ m}}{2} - 1,52 \text{ m} \right) = 0,28 \text{ m}$$

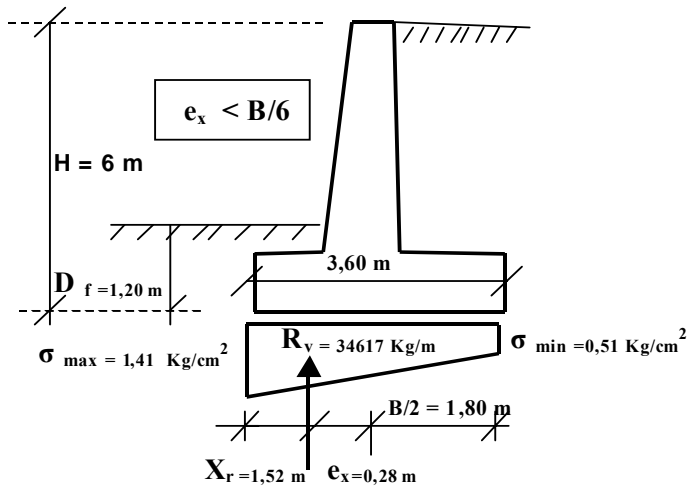
$$e_x = 0,28 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0,60 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación $\sigma_{max,min}$: para $e_x < B/6$. En la figura 31 se muestran las presiones de contacto correspondientes a este caso de carga.

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{34.617 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 * 0,28 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 14.103 \text{ Kg/m}^2 = 1,41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,41 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{34.617 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 * 0,28 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 5.128 \text{ Kg/m}^2 = 0,51 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 1: Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación**Figura 31**

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón del muro.

A continuación se procede a verificar la estabilidad para el caso de carga 2, donde se incluye el efecto del sismo en el muro de contención.

12.3. CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

El muro se construirá en zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo A_0 es la correspondiente a la zonificación sísmica de cada país, en Venezuela es indicada por la norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001), los valores de A_0 los podemos obtener en la tabla 6 ó en el anexo A.

Zona 5 $\rightarrow A_0 = 0,30 \text{ g}$

Coefficiente sísmico horizontal C_{sh} :

$$C_{sh} = 0,50 A_0 = 0,50 * 0,30 \text{ g} = 0,15$$

Coefficiente sísmico vertical C_{sv} :

$$C_{sv} = 0,70 C_{sh} = 0,70 * 0,15 = 0,105$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) = \arctan\left(\frac{0,15}{1 - 0,105}\right) = 9,51^\circ$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} : ubicada en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = C_{sh} (p \cdot p) = 0,15 * 11.475 \text{ Kg/m} = 1.721 \text{ Kg/m}$$

Coefficiente de presión dinámica activa K_{as} : determinado con la ecuación de Mononobe-Okabe para: $\beta < \phi - \theta$ [$0^\circ < (34^\circ - 9,51^\circ) = 24,49^\circ$]

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos}\theta \cdot \text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción relleno-muro} = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} 34^\circ = 22,66^\circ.$$

Sustituyendo: $\phi = 34^\circ$, $\psi = 90^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\theta = 9,51^\circ$, $\delta = 22,66^\circ$

$$\text{Resulta : } K_{as} = 0,369$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} * 1.900 \text{ Kg/m}^3 * (6 \text{ m})^2 \right) (0,369 - 0,283) (1 - 0,105) = 2.632 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a : $\frac{2}{3} H = 4 \text{ m}$ medidos desde la base del muro.

El incremento dinámico calculado es aproximadamente un 27% del empuje activo.

En la figura 32 se muestra el muro de 6 m de altura con las fuerzas actuantes para el Caso 2 de carga y los correspondientes distancias medidas desde el punto de aplicación de cada fuerza hasta de el punto o.

Empuje total $E_{a+\Delta}$: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 9.679 \text{ Kg/m} + 2.632 \text{ Kg/m} + 1.721 \text{ Kg/m} = 14.032 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales R_v : las fuerzas que la componen son el peso propio y peso del relleno.

$$R_v = p.p. + W_r = 11.475 \text{ Kg/m} + 20.520 \text{ Kg/m} = 31.995 \text{ Kg/m}$$

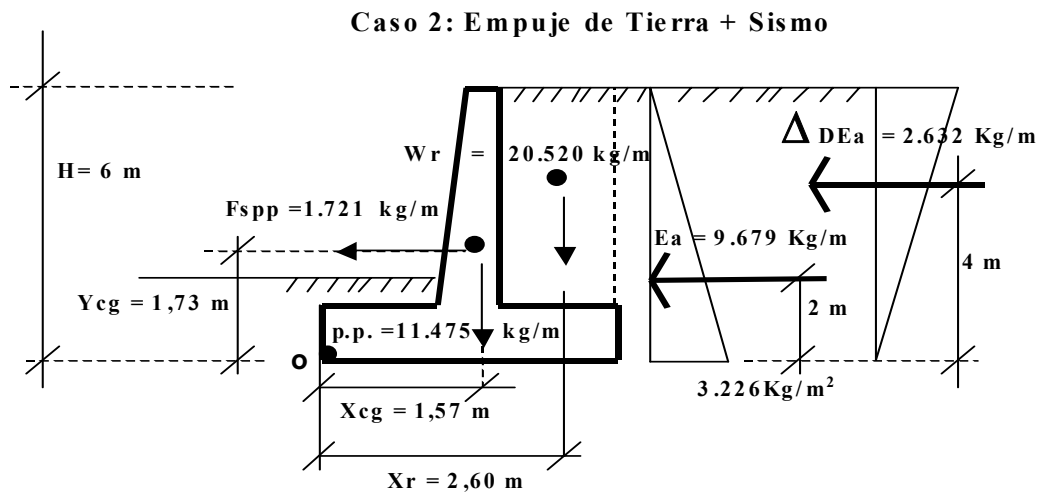


Figura 32

Fuerza de roce F_r : los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, la componente vertical del empuje es nula: $E_{av} = 0$, $E_h = E_{a+\Delta}$.

El empuje pasivo no se toma en cuenta porque el relleno sobre la puntera puede ser removido y no hay garantía de permanencia: $E_p = 0$.

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} * 32^\circ\right) = 0,39$$

$$c' = 0,50 c = 1250 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0,39 * 31.995 \text{ Kg/m} + 1.250 \text{ Kg/m}^2 * 3,60 \text{ m} = 16.978 \text{ Kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d :

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{16.978 \text{ Kg/m}}{14.032 \text{ Kg/m}} = 1,21 < 1,40 \quad \text{!!NO CUMPLE!!}$$

Falla el factor de seguridad al deslizamiento, esta situación generalmente ocurre cuando se incluye el sismo, las alternativas son:

1. Colocar dentellón de pie.
2. Aumentar la dimensión de la base y comenzar de nuevo el procedimiento.

Se decidió colocar el dentellón de pie para hacer uso del empuje pasivo que se desarrolla frente a él. El dentellón se predimensionó con altura y ancho igual al décimo de la altura total del muro ($H_d = 6 \text{ m} / 10 = 0,60 \text{ m}$, $B_d = 6 \text{ m} / 10 = 0,60 \text{ m}$) y fue ubicado bajo la pantalla del muro, ver figura 33.

Coefficiente de empuje pasivo K_p : se determinó con el ángulo de fricción interna del suelo de fundación.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = \frac{1 + \text{Sen } 32^\circ}{1 - \text{Sen } 32^\circ} = 3,25$$

Presión pasiva superior en dentellón σ_{ps} : calculada en la cota de fundación de la base D_f .

$$\sigma_{ps} = (\gamma D_f) K_p = 1.850 \text{ Kg/m}^3 * 1,20 \text{ m} * 3,25 = 7.215 \text{ Kg/m}^2$$

Presión pasiva inferior en dentellón σ_{pi} : calculada en la cota de fondo del dentellón.

$$\sigma_{pi} = \gamma(D_f + H_d) K_p = 1.850 \text{ Kg/m}^3 * (1,20 \text{ m} + 0,60 \text{ m}) * 3,25 = 10.823 \text{ Kg/m}^2$$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellón E_p : calculado con la altura del dentellón H_d .

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \right) H_d = \left(\frac{7.215 \text{ Kg/m}^2 + 10.283 \text{ Kg/m}^2}{2} \right) * 0,60 \text{ m} = 5.250 \text{ Kg/m}$$

Fuerza de roce F_r : se determinó considerando la colaboración del empuje pasivo actuando sobre el dentellón solamente, fricción suelo-muro y cohesión.

$$F_r = \mu (R_v) + c' \cdot B + E_p$$

$$F_r = 0,39 * 31.995 \text{ Kg/m} + 1.250 \text{ Kg/m}^2 * 3,60 \text{ m} + 5.250 \text{ Kg/m} = 22.228 \text{ Kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d con dentellón de pie:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{22.228 \text{ Kg/m}}{14.032 \text{ Kg/m}} = 1,58 \geq 1,40 \quad \text{O.K.}$$

Este factor de seguridad resulta relativamente mayor si se considera que parte de la fricción que se genera delante del dentellón es suelo-suelo y no suelo-muro. En la figura 33 se muestra el muro con el diagrama de presión pasiva actuando sobre el dentellón en la base.

Muro con Dentellón en la Base

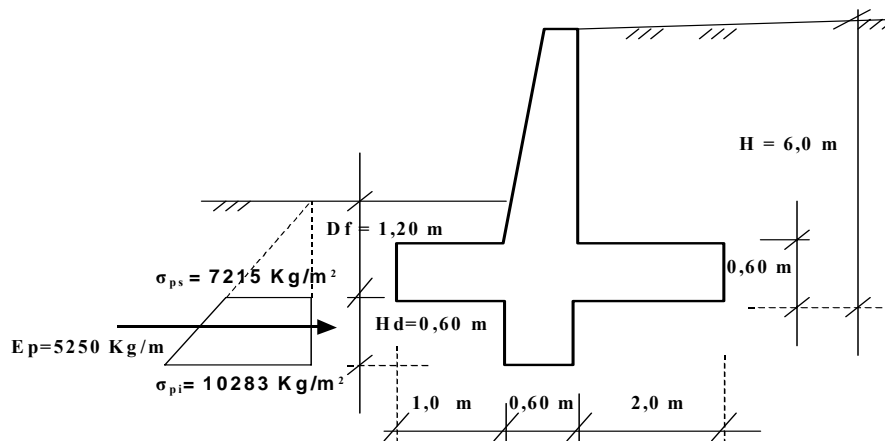


Figura 33

Momento de volcamiento M_v : las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.

$$M_v = 9.679 \text{ Kg/m} \cdot 2 \text{ m} + 2.632 \text{ Kg/m} \cdot 4 \text{ m} + 1.721 \text{ Kg/m} \cdot 1,73 \text{ m} = 32.863 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento estabilizante M_e : las fuerzas que dan estabilidad al muro son el peso propio del muro y el peso del relleno.

$$M_e = 11.475 \text{ Kg/m} \cdot 1,57 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg/m} \cdot 2,60 \text{ m} = 71.368 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad contra el volcamiento FS_v :

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{71.368 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{32.863 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}} = 2,17 \geq 1,40 \quad \text{O.K.}$$

Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} : la capacidad admisible del suelo de fundación se determina con un factor de seguridad para cargas dinámicas mayor o igual que dos ($FS_{cap. portante} \geq 2$).

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}} = \frac{4,5 \text{ Kg/cm}^2}{2} = 2,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : medido desde el punto o.

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{71.368 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 32.863 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{31.995 \text{ Kg/m}} = 1,20 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3,60 \text{ m} / 6 = 0,60 \text{ m}$).

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{3,60 \text{ m}}{2} - 1,20 \text{ m} \right) = 0,60 \text{ m}$$

$$e_x = 0,60 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0,60 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación $\sigma_{max,min}$: para $e_x \leq B/6$.

En la figura 34 se muestran las presiones de contacto correspondientes a este caso de carga.

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{31.995 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,60 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 17.775 \text{ Kg/m}^2 = 1,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,78 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 2,25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{31.995 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,60 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 0 \text{ Kg/m}^2 = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 2: Empuje de tierra + sismo.

Las dimensiones propuestas son definitivas y con ellas se realiza el diseño de los elementos estructurales que conforman el muro. En la figura 35 se muestra el muro con las dimensiones para el diseño.

Caso 2: Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación

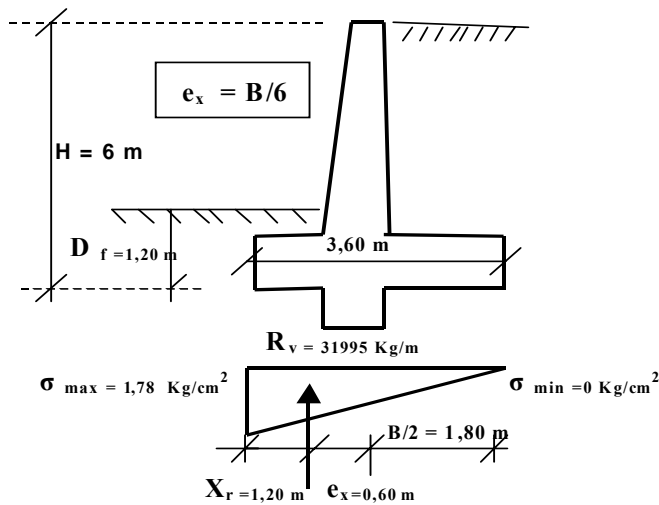


Figura 34

Dimensiones definitivas para el diseño del muro de 6 m de altura

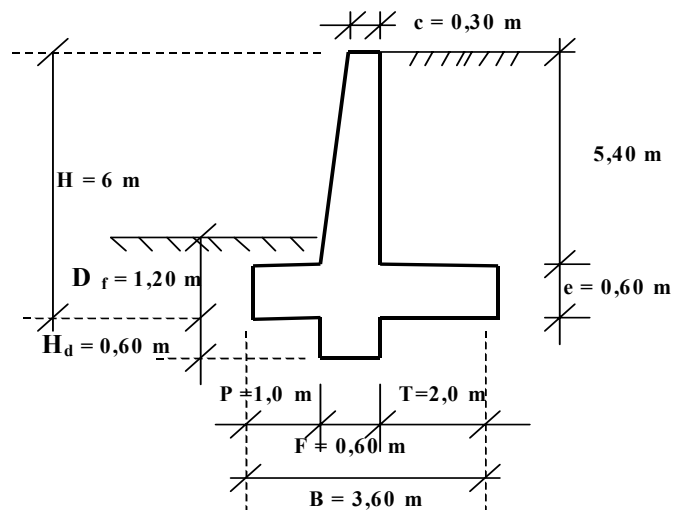


Figura 35

12.4. DISEÑO DE LA BASE:

La puntera de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.

Sobre el talón de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

En la figura 36 se muestran las fuerzas actuantes para el caso 1 y caso 2 de carga, también se indican las dos secciones críticas 1-1 y 2-2.

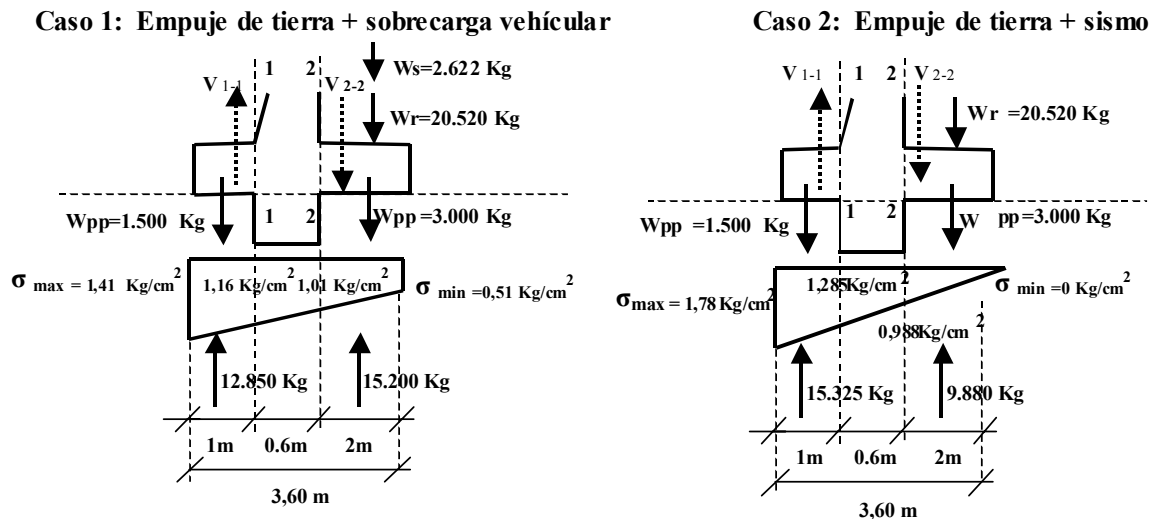


Figura 36

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

La fuerza cortante resultante en la puntera V_{1-1} se determinó despreciando el peso del relleno, debido a que no se puede garantizar la permanencia de mismo.

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2.500 \text{ Kg/m}^3 = 1.500 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1,41 \text{ Kg/cm}^2 + 1,16 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 12.850 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V_{1-1} (hacia arriba):

$$V_{1-1} = 12.850 \text{ Kg} - 1.500 \text{ Kg} = 11.350 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura $(1,41 - 1,16 = 0,25) \text{ Kg/cm}^2$ y un rectángulo de altura $1,16 \text{ Kg/cm}^2$:

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,25 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 1.250 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{2}{3} \cdot 1 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 1,16 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 11.600 \text{ Kg} \quad b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{1-1} = 1.250 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} + 11.600 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} - 1.500 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} = 5.888 \text{ Kg-m}$$

CASO 1: Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,60 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2500 \text{ Kg/m}^3 = 3.000 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s2} = \left(\frac{1,01 \text{ Kg/cm}^2 + 0,51 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 15.200 \text{ Kg}$$

Peso del relleno:

$$W_r = 5,40 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 = 20.520 \text{ Kg}$$

Brazo del relleno:

$$b_r = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Peso de la sobrecarga: equivalente a 60 cm de relleno por metro lineal de muro:

$$W_s = 0,60 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1900 \text{ Kg/m}^3 = 2.280 \text{ Kg}$$

Brazo de la sobrecarga:

$$b_s = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Fuerza cortante resultante en el talón V₂₋₂ (hacia abajo):

$$V_{2-2} = 15.200 \text{ Kg} - 3.000 \text{ Kg} - 20.520 \text{ Kg} - 2.280 \text{ Kg} = -10.600 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura (1,01-0,51 = 0,50) Kg/cm² y un rectángulo de altura 0,51 Kg/cm²:

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,50 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 5.000 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{1}{3} \cdot 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,51 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 10.200 \text{ Kg} \quad b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{2-2} = -5.000 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} - 10.200 \text{ Kg} \cdot 1,00 \text{ m} + 3.000 \text{ Kg} \cdot 1,00 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg} \cdot 1 \text{ m} + 2.280 \text{ Kg} \cdot 1 \text{ m} =$$

$$M_{2-2} = 12.250 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

CASO 2: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):**Peso Propio:** por metro lineal de muro (hacia abajo):

$$W_{pp} = 0,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2.500 \text{ Kg/m}^3 = 1.500 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1,78 \text{ Kg/cm}^2 + 1,285 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 15.325 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V₁₋₁ (hacia arriba):

$$V_{1-1} = 15.325 \text{ Kg} - 1.500 \text{ Kg} = 13.825 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura (1,78-1,285 = 0,495) Kg/cm² y un rectángulo de altura 1,285 Kg/cm²:

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,495 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 2.475 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{2}{3} \cdot 1 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 1,285 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 12.850 \text{ Kg} \quad b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{1-1} = 2.475 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} + 12.850 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} - 1.500 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} = 7.333 \text{ Kg-m}$$

CASO 2: Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,60 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2500 \text{ Kg/m}^3 = 3.000 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s2} = \left(\frac{0,988 \text{ Kg/cm}^2 + 0,0 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 9.880 \text{ Kg}$$

Peso del relleno:

$$W_r = 5,40 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 = 20.520 \text{ Kg}$$

Brazo del relleno:

$$b_r = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Fuerza cortante resultante en el talón V_{2-2} (hacia abajo):

$$V_{2-2} = 9.880 \text{ Kg} - 3.000 \text{ Kg} - 20.520 \text{ Kg} = -13.640 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión es triangular, con una altura de $0,988 \text{ Kg/cm}^2$.

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,988 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 9.880 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{1}{3} \cdot 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{2-2} = -9.880 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} + 3.000 \text{ Kg} \cdot 1,00 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg} \cdot 1 \text{ m} = 16.900 \text{ Kg-m}$$

Las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones críticas 1-1 y 2-2 resultaron ser más grandes para el caso de Carga 2 (empuje de tierra + sismo):

$$\begin{array}{ll} V_{1-1} = 13.825 \text{ Kg} & M_{1-1} = 7.333 \text{ Kg-m} \\ V_{2-2} = -13.640 \text{ Kg} & M_{2-2} = 16.900 \text{ Kg-m} \end{array}$$

Factores de mayoración de cargas:

El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI y la Norma Venezolana 1753-2006 es de 1,6. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de mayoración indicado es de 1,0. En el caso de Carga 2 (empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoración ponderado por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinado de la siguiente manera:

Empuje estático activo:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a = 9.679 \text{ Kg/m}$$

Incremento dinámico del empuje activo:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) = 2.632 \text{ Kg/m}$$

Fuerza sísmica del peso propio:

$$F_{spp} = C_{sh} (p.p.) = 1.721 \text{ Kg/m}$$

Empuje total:

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 14.032 \text{ Kg/m}$$

Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico:

$$F.C._u = \frac{1,6 \cdot (9.679 \text{ Kg/m}) + 1,0 \cdot (2.632 \text{ Kg/m}) + 1,0 \cdot (1.721 \text{ Kg/m})}{14.032 \text{ Kg/m}} \approx 1,414$$

Es conveniente determinar este factor de mayoración de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1,6 sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura más costosa.

Diseño de la Zapata por corte:

El máximo corte que actúa en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1) y resultó del caso de Carga 2 (empuje de tierra + sismo), en este caso usaremos el factor de mayoración de carga ponderado de 1,414 y el factor de minoración de resistencia por corte: $\Phi=0,75$.

Corte Máximo:

$$V_{\max} = 13.825 \text{ Kg}$$

Corte Último Máximo:

$$V_u = 1,414 \cdot 13.825 \text{ Kg} = 19.549 \text{ Kg}$$

El recubrimiento mínimo inferior de la zapata del muro debe ser de 7,5 cm, según la tabla 3, concreto que se vierte directamente contra la tierra. Si el concreto se vierte sobre una capa de concreto pobre, el recubrimiento inferior puede disminuirse a 5 cm.

$$d = e - r = 60\text{cm} - 7,5\text{cm} = 52,5\text{cm}$$

Corte máximo resistente del concreto:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 52,5 \text{ cm} = 40.322 \text{ Kg}$$

$$V_c = 40.322 \text{ Kg} > \frac{V_u}{\Phi} = \frac{19.549 \text{ Kg}}{0,75} = 26.065 \text{ Kg}$$

El espesor de la zapata de 60 cm es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Diseño por Flexión Zapata:

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será la misma requerida por el código **ACI 318S-05**: en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido solamente, se debe proporcionar refuerzo normal por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

En losas donde se emplee varillas corrugas grado 28: (2.800 Kg/cm²)

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \cdot b \cdot t \quad (96)$$

En losas donde se emplee varillas corrugas grado 42: (4.200 Kg/cm²)

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \cdot b \cdot t \quad (97)$$

t es el espesor total de la losa.

En ningún caso se debe colocar el acero de refuerzo por contracción y cambios de temperatura con una separación mayor a 5 veces el espesor de la losa ni de 50 cm.

Por equilibrio en la figura 15, la fuerza de tracción es igual a la fuerza de compresión:

$$A_s \cdot F_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (98)$$

Despejando la profundidad del bloque de compresión **a**:

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (99)$$

El momento nominal resistente **M_n**:

$$M_n = T \cdot z \geq \frac{M_u}{\Phi} \quad (100)$$

$$\frac{M_u}{\Phi} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (101)$$

El acero de refuerzo requerido A_s se puede determinar iterando entre las ecuaciones (99) y (101), asumiendo inicialmente un valor de a . Una expresión que nos proporciona el acero de refuerzo en secciones rectangulares directamente:

$$A_s = \tilde{n} \cdot d - \sqrt{(\tilde{n} \cdot d)^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot \tilde{n}}{\Phi \cdot F_y}} \quad (103)$$

$$\tilde{n} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b}{F_y} \quad (104)$$

El momento flector máximo en la puntera de la zapata (sección 1-1) resultó en sentido horario, se requiere colocar el acero de refuerzo en la fibra inferior; en el talón de la zapata (sección 2-2) resultó también en sentido horario, debiéndose proporcionar el acero de refuerzo en la fibra superior.

En la figura 37 se muestra los sectores de la zapata que deben ser reforzados.

Datos para el cálculo del acero de refuerzo en la zapata:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 & F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} & e = 60 \text{ cm} \\ \text{Recubrimiento inferior} = 7,5 \text{ cm} & \text{Recubrimiento superior} = 5 \text{ cm} \\ d_i = 60 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm} & d_s = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Los máximos momentos que actúan en la zapata resultaron del caso de Carga 2 (empuje tierra + sismo), para incrementar las cargas usaremos el factor de mayoración ponderado de 1,414.

Momento último en puntera:

$$M_u = 1,414 \cdot M_{1-1} = 1,414 \cdot 7.333 \text{ Kg-m} = 10.369 \text{ kg-m}$$

Momento último en talón:

$$M_u = 1,414 \cdot M_{2-2} = 1,414 \cdot 16.900 \text{ Kg-m} = 23.897 \text{ kg-m}$$

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando que el muro se encuentra en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en el talón del muro, el factor de minoración de resistencia por flexión es: $\Phi=0,90$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} = \sqrt{\frac{(23.897 \cdot 100 \text{ Kg-cm})}{0,189 \cdot 0,90 \cdot 210 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}} = 25,86 \text{ cm}$$

Espesor de la zapata e requerido por flexión (tracción fibra superior):
 $e = d + \text{recubrimiento} = 25,86 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 30,86 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$

El espesor de la zapata de 60 cm es adecuado para resistir las solicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.

Acero mínimo: de refuerzo por metro lineal de muro
 $A_{s \text{ min}} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 10,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Acero requerido en puntera: (cara inferior) por metro lineal de muro

$A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{ml} < 10,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$ colocar : $10,80 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{1}{2}$ c/11 cm

Acero requerido en talón: (cara superior) por metro lineal de muro

$A_s = 11,79 \text{ cm}^2/\text{ml} > 10,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ colocar : $11,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{1}{2}$ c/10 cm

Momentos flectores máximos y acero de refuerzo en secciones críticas

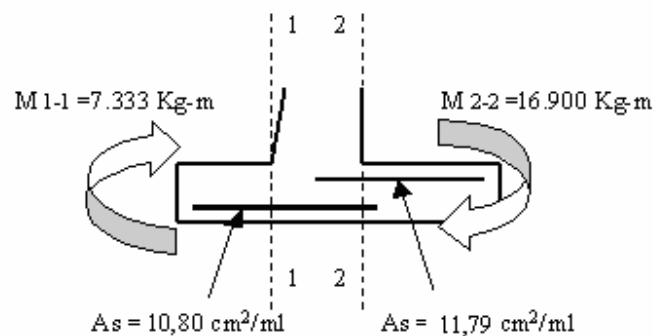


Figura 37

12.5. DISEÑO DE LA PANTALLA:

La pantalla del muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura y desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

CASO 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular

En la figura 38 se muestran los empujes de tierra activo y de sobrecarga que actúan sobre la pantalla, también se muestra la sección y donde se calculan las solicitaciones de corte y flexión.

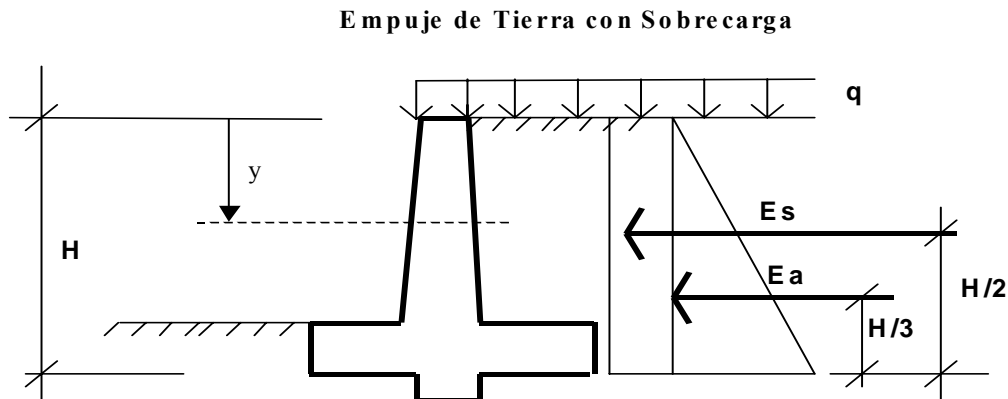


Figura 38

Empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 \cdot y^2 \right) \cdot 0,283 = 268,85 \cdot y^2 \quad (\text{Kg/m})$$

Aplicado a : $\frac{y}{3}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje de la sobrecarga E_s :

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a = 1.900 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,60 \text{ m} \cdot (y) \cdot 0,283 = 322,62 \cdot y \quad (\text{Kg/m})$$

Aplicado a : $\frac{y}{2}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje total E_{a+s} :

$$E_{a+s} = 268,85 \cdot y^2 + 322,62 \cdot y$$

Momento total M_{a+s} :

$$M_{a+s} = 268,85 \cdot y^2 \cdot \frac{y}{3} + 322,62 \cdot y \cdot \frac{y}{2} = 89,62 \cdot y^3 + 161,31 \cdot y^2$$

CASO 2: Empuje de tierra + Sismo

En la figura 39 se muestra el empuje de tierra activo y el incremento dinámico del empuje activo que actúan sobre la pantalla, también se muestra la sección y donde se calculan las sollicitaciones de corte y flexión.

Empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = 268,85 \cdot y^2 \quad (\text{Kg/m})$$

Aplicado a : $\frac{y}{3}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje Activo + Incremento Dinámico del Empuje Activo

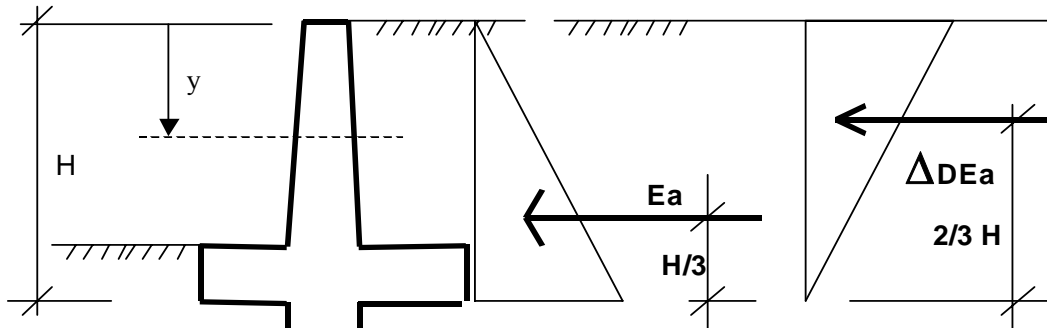


Figura 39

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

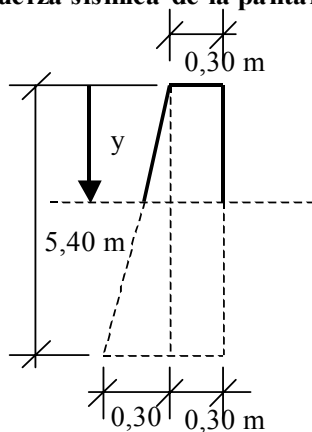
$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.900 \text{Kg/m}^3 \cdot y^2 \right) (0,369 - 0,283) (1 - 0,105) = 73,122 \cdot y^2$$

Aplicado a : $\frac{2}{3} \cdot y$ medido de la sección (y) hacia arriba

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} :

Para determinar la fuerza sísmica del peso propio se dividió la pantalla en dos figuras geométricas, las cuales se muestran en la figura 40. Las fuerzas se determinan por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal de 0,15.

Fuerza sísmica de la pantalla



Triángulo:

$$F_{spp} = \frac{0,30 \text{m}}{5,40 \text{m}} \cdot y \cdot \frac{y}{2} \cdot 2.500 \text{Kg/m}^3 \cdot 0,15 = 10,42 \cdot y^2$$

Aplicado a : $\frac{y}{3}$

Medido de la sección (y) hacia arriba

Rectángulo:

$$F_{spp} = 0,30 \text{m} \cdot y \cdot 2.500 \text{Kg/m}^3 \cdot 0,15 = 112,50 \cdot y$$

Aplicado a : $\frac{y}{2}$

Medido de la sección (y) hacia arriba

Figura 40

Empuje total $E_{a+\Delta}$:

$$E_{a+\Delta} = 268,85 \cdot y^2 + 73,122 \cdot y^2 + 10,42 \cdot y^2 + 112,50 \cdot y = 352,392 \cdot y^2 + 112,50 \cdot y$$

Momento total $M_{a+\Delta}$:

$$M_{a+\Delta} = 268,85 \cdot y^2 \cdot \frac{y}{3} + 73,122 \cdot y^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot y + 10,42 \cdot y^2 \cdot \frac{y}{3} + 112,50 \cdot y \cdot \frac{y}{2} = 141,84 \cdot y^3 + 56,25 \cdot y^2$$

Las solicitaciones de corte y momento determinadas en el **Caso 1**: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular, se mayoran por un factor de 1,6.

Las solicitaciones de corte y momento determinadas en el **Caso 2**: Empuje de tierra + Sismo, se mayoran por el factor ponderado determinado anteriormente de 1,414.

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular

Corte último V_u : en la sección **y** para el Caso 1:

$$V_u = 1,6 \cdot (268,85 \cdot y^2 + 322,62 \cdot y) = 430,16 \cdot y^2 + 516,19 \cdot y$$

Momento último M_u : en la sección **y** para el Caso 1:

$$M_u = 1,6 \cdot (89,62 \cdot y^3 + 161,31 \cdot y^2) = 143,39 \cdot y^3 + 258,10 \cdot y^2$$

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Corte último V_u : en la sección **y** para el Caso 2:

$$V_u = 1,414 \cdot (352,392 \cdot y^2 + 112,50 \cdot y) = 498,28 \cdot y^2 + 159,08 \cdot y$$

Momento último M_u : en la sección **y** para el Caso 2:

$$M_u = 1,414 \cdot (141,84 \cdot y^3 + 56,25 \cdot y^2) = 200,56 \cdot y^3 + 79,54 \cdot y^2$$

Las solicitaciones últimas de corte y momento para los dos casos de carga estudiados se determinaron en la tabla 11, para diferentes valores de **y**, que varían desde 1 m hasta 5,40 m con secciones a cada metro. También se indican los valores máximos para cada sección.

Tabla 11. Solicitaciones Últimas de Corte y Momento

y (m)	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)
1	946,35	401,49	657,36	280,1	946,35	401,49
2	2.753,02	2.179,52	2.311,28	1.922,64	2.753,02	2.179,52
3	5.420,01	6.194,43	4.961,76	6.130,98	5.420,01	6.194,43
4	8.947,32	13.306,56	8.608,80	14.108,48	8.947,32	14.108,48
5	13.334,95	24.376,25	13.252,4	27.058,50	13.334,95	27.058,50
5,40	15.330,89	30.104,96	15.388,88	33.900,37	15.388,88	33.900,37

El espesor de la pantalla o fuste $F(y)$ varía desde 30 cm hasta 60 cm, de la siguiente manera, en cm:

$$F(y) = \frac{30 \text{ cm}}{540 \text{ cm}} \cdot y + 30 = 0,0556 \cdot y + 30 \quad (\text{cm})$$

La altura útil es variable $d(y)$, se determina para un recubrimiento del concreto en la pantalla de 5 cm.

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla:

$$\Phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d(y) = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot d = 576,03 \cdot d(y)$$

El acero de refuerzo mínimo varía con la altura de la siguiente manera:

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 \cdot b \cdot F(y) = 0,18 \cdot F(y)$$

En la tabla 12 se indican los valores de solicitaciones máximas de corte y momento, espesor de la pantalla, altura útil, corte máximo resistente, acero mínimo, acero requerido, para diferentes valores de y , que varían desde 1 m hasta 5,40 m con secciones a cada metro.

Tabla 12. Solicitaciones Máximas, Corte Resistente y Acero de Refuerzo

y (m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	$F(y)$ (cm)	$d(y)$ (cm)	$\Phi \cdot V_c$ (Kg)	$A_{s_{\min}}$ (cm ² /ml)	A_s requerido (cm ² /ml)
1	946,35	401,49	35,6	30,6	17.603,48 o.k.	6,41	0,35
2	2.753,02	2.179,52	41,1	36,1	20.794,68 o.k.	7,40	1,61
3	5.420,01	6.194,43	46,7	41,7	24.020,45 o.k.	8,41	3,97
4	8.947,32	14.108,48	52,2	47,2	27.188,62 o.k.	9,40	8,07
5	13.334,95	27.058,50	57,8	52,8	30.414,38 o.k.	10,40	13,99
5,40	15.388,88	33.900,37	60,0	55,0	31.681,65 o.k.	10,80	16,92

Se puede observar en la tabla 12, que el corte resistente es superior al corte actuante en todas las secciones, de tal manera que el espesor de la pantalla propuesto es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión empleando la ecuación (49) por encontrarse el muro en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla.

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} = \sqrt{\frac{(33.900,37 \cdot 100 \text{ Kg-cm})}{0,189 \cdot 0,90 \cdot 210 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}} = 30,81 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla **F** requerido en el sitio de máxima flexión:

$$F = d + \text{recubrimiento} = 30,81 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 35,81 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla es adecuado para resistir las sollicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.

Acero en la pantalla: (cara interior en contacto con la tierra)

En la tabla 12 se observa que entre las secciones ($y = 1 \text{ m}$) a ($y = 4 \text{ m}$) es mayor o domina el acero mínimo.

$$A_{s_{\text{min}}} = 9,40 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{5}{8} \text{ c/21 cm}$$

En la base de la pantalla es mayor el acero requerido.

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 16,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{5}{8} \text{ c/11 cm}$$

Acero de Refuerzo Definitivo:

Pantalla (cara interior en contacto con la tierra):

$$\text{Desde la corona del muro hasta la sección } (y = 4,00 \text{ m}): \phi \frac{5}{8} \text{ c/20 cm}$$

$$\text{Desde la sección } (y = 4,00 \text{ m}) \text{ hasta la base de la pantalla: } \phi \frac{5}{8} \text{ c/10 cm}$$

En la pantalla (cara exterior):

Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002:

$$A_{s_{\text{ret y temp}}} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{3}{8} \text{ c/25 cm}$$

Zapata:

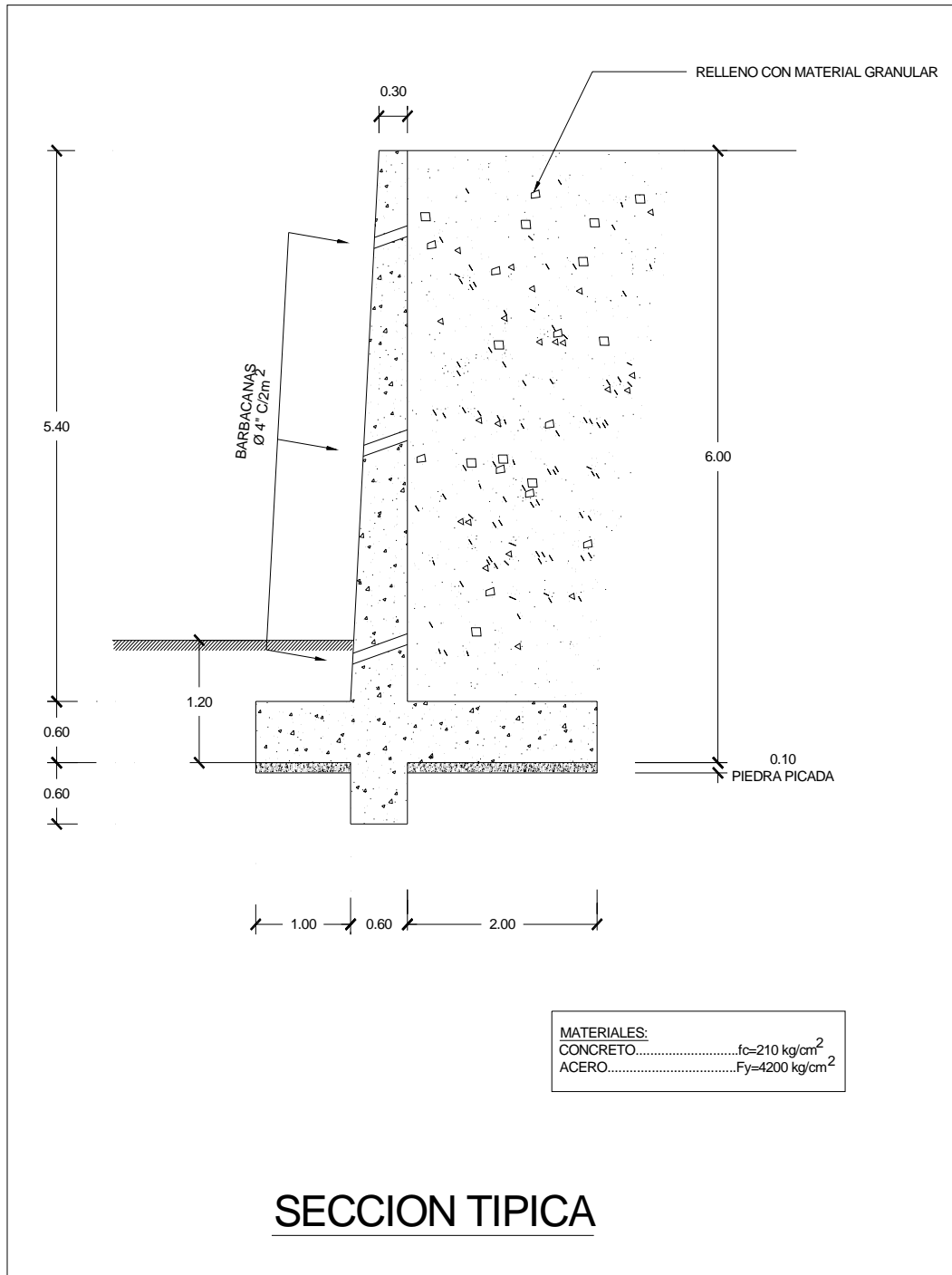
$$\text{Cara inferior y superior: } \phi \frac{1}{2} \text{ c/10 cm}$$

En la zapata, perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002, en ambas caras:

$$A_{s_{\text{ret y temp}}} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{3}{8} \text{ c/25 cm}$$

El sistema de drenaje del muro estará constituido por barbacanas de diámetro 4" de P.V.C., colocadas a cada 2 m^2 de pantalla.

12.6. Sección Típica



13. REFERENCIAS

- AASHTO 2005, LRFD Bridge Design Specifications, 3 ed, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO 2002, Standard Specifications for Highway Bridges, 17 ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ACI 318S-05, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario, American Concrete Institute, versión en español y en sistema métrico, USA 2005.
- Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones, Norma COVENIN-MINDUR 2002-88, Ministerio de Desarrollo Urbano, Caracas 1988.
- Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes, Parte 2: Puentes, EUROCÓDIGO 8, Asociación Española de Normalización y Certificación, AENOR, Madrid, 1998.
- Edificaciones Sismorresistentes, Norma COVENIN-MINDUR 1756-98 (Rev. 2001), Ministerio de Desarrollo Urbano- FUNVISIS, Caracas, 2001.
- Normas para el Diseño Sismorresistente de Puentes (Propuesta), Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Mérida, 1987.
- NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fe de Bogotá, D.C., 1998.
- Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural, NORMA VENEZOLANA 1753-2006, FONDONORMA, MILCO, Caracas 2006.

14. BIBLIOGRAFIA DE INTERES

- Bowles, Joseph E.; Foundation Analysis and Design, 4 ed., McGRAW-HILL Book Company, Singapore, 1988.
- Caquot, A. y Kerisel, J.; Tratado de Mecánica de Suelos, 1 edición en Castellano, Madrid, 1969.
- Crespo V., Carlos; Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 4 edición, Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1990.
- Fargier S., Luis; Concreto Armado, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Consejo Editorial, Mérida, Venezuela, 1990.
- Fratelli, Maria G.; Suelos, Fundaciones y Muros, Caracas, Venezuela.
- Juárez B. y Rico R.; Mecánica de Suelos, Tomo 2: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, 2 ed., Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1996.
- Nilson, Arthur y Winter, George; Diseño de Estructuras de Concreto, 11 edición, McGRAW-HILL, Inc, 1997.
- Peck, Hanson y Thornburn; Ingeniería de Cimentaciones, 2 edición, Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1994.

15. ANEXO A:

Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.

COVENIN 1756-98 (Rev. 2001)

