

**ESTADO DEL ARTE PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE  
CONTENCIÓN RÍGIDOS DE GRAVEDAD Y EN VOLADIZO**

**JOSÉ LUIS GABRIELE PRADILLA  
PERLA JOHANNA OREJUELA RAMOS**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

**ESTADO DEL ARTE PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE  
CONTENCIÓN RÍGIDOS DE GRAVEDAD Y EN VOLADIZO**

**JOSÉ LUIS GABRIELE PRADILLA  
PERLA JOHANNA OREJUELA RAMOS**

**Monografía para optar al título de  
Especialista en Estructuras**

**Director  
WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ  
Ingeniero Civil M. Sc**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

## **DEDICATORIA**

A Dios, por proporcionarme sabiduría, paciencia y salud para la consecución de este logro académico tan anhelado.

A mi Madre, mujer que no merece una sino mil palabras de especial cariño y reconocimiento, su atención, preocupación, perseverancia, consejos y apoyo, se han convertido en el origen de todos mis triunfos, ese es el reflejo de su arduo esfuerzo

A mi Padre, que desde el cielo observa con gran admiración y orgullo, mi desarrollo académico, profesional y personal

A Isabel, una mujer maravillosa, la mujer más hermosa que he conocido en mi vida, su amor y cariño llenan mi espíritu, mi entorno, mi vida, su esencia es sinónimo de extrema felicidad

A Gustavo, por todo su apoyo incondicional, sus palabras de aliento y su orientación día a día.

**José Luis**

## **DEDICATORIA**

A Dios, por permitir que a pesar de todos los inconvenientes este sueño se hiciera realidad.

A mi familia, por su apoyo incondicional, especialmente a mi madre por su ayuda incansable y por su amor desmedido y a mi padre porque día tras día recojo los frutos del terreno que él labró para mí y aunque hoy no esté presente, es merecedor de mi más sentido y amoroso homenaje.

A mi muñeco hermoso Alejandro, por ser el motor de mi vida, el que alegra mi corazón con tan solo una sonrisa y deja atrás todos mis problemas solo con ver su carita de alegría cuando corre a abrazarme al verme llegar a casa, por ti son todos mis esfuerzos hijo... Te Amo!!!

A Alexander Fonseca, por su apoyo y por no dejarme desistir en la consecución de este gran logro para mi vida.

A José Luis, por su paciencia, amistad y dedicación para ayudarme a conseguir este logro.

**Perla Johanna**

## **AGRADECIMIENTOS**

A nuestras familias, por su apoyo constante e incondicional en todos los instantes que vivimos a lo largo de nuestro posgrado.

Al Ingeniero Wilfredo del Toro, Director del Proyecto, por creer en este estudio, por depositar su confianza en nosotros y por apoyarnos en todo momento con la realización de esta monografía.

A los Ingenieros Alirio Viviescas y Ricardo Cruz, por sus sugerencias, tiempo y comprensión, por encaminarnos día tras día en el desarrollo de nuestro posgrado y de este trabajo, sus atenciones a nuestras consultas resultaron de gran valor para la ejecución de cada una de las actividades planteadas en nuestra especialización.

A nuestros amigos, que siempre están ahí ofreciendo apoyo, ánimo, alegría y gratos instantes en nuestro existir.

A todas y cada una de las personas que de una u otra forma colaboraron con la elaboración de este documento, material que aporta una muestra de conocimiento más a nuestra sociedad.

## CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN .....	23
1. OBJETIVOS .....	25
1.1 OBJETIVO GENERAL .....	25
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	25
2. MARCO TEÓRICO.....	26
2.1 DEFINICION Y COMPONENTES DE UN MURO DE CONTENCIÓN .....	26
2.2 TIPOLOGÍA DE MUROS DE CONTENCIÓN .....	28
2.2.1 Muros de contención rígidos .....	28
2.2.1.1 Muros de gravedad. ....	29
2.2.1.2 Muros ménsula o en voladizo. ....	30
2.2.1.3 Muros de contrafuertes. ....	31
2.2.1.4 Muros de bandejas. ....	32
2.2.2 Muros de contención flexibles.....	32
2.2.2.1 Muros en gaviones.....	33
2.2.2.2 Muros cribas y otros muros prefabricados. ....	33
2.2.2.3 Muros con llantas usadas. ....	35
2.2.2.4 Muros en piedra (Pedraplenes).....	35
2.3 EMPUJES DEL TERRENO SOBRE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	36
2.3.1 Empuje al reposo. ....	39
2.3.2 Empuje activo. ....	41
2.3.2.1 Presión activa: Teoría de Coulomb.....	42
2.3.2.2 Presión activa: Teoría de Rankine. ....	45
2.3.3 Empuje pasivo. ....	47
2.3.3.1 Presión pasiva: Teoría de Coulomb.....	48
2.3.3.2 Presión pasiva: Teoría de Rankine. ....	50

2.3.4 Empuje producido por sobrecargas en el terreno .....	53
2.3.5 Empuje producido por la acción sísmica.....	56
2.3.5.1 Muros con desplazamientos restringidos.....	58
2.3.5.1.1 Método de Mononobe-Okabe. ....	58
2.3.5.1.2 Método de Seed.....	62
2.3.5.2 Muros con desplazamientos controlados.....	63
2.3.5.2.1 Método de Richards y Elms .....	65
2.3.6 Empuje producido por cargas aplicadas arriba del muro. ....	65
2.3.6.1 Carga repartida arriba del muro .....	66
2.3.6.2 Carga en forma de tira paralela al muro.....	67
2.3.6.3 Carga puntual o carga concentrada.....	68
2.3.7 Otros empujes.....	69
2.3.7.1 Presiones de expansión.....	69
2.3.7.2 Presiones debidas a la compactación.....	69
2.3.7.3 Presiones debidas al agua.....	69
2.3.7.4 Presiones debidas a las precipitaciones. ....	70
2.4 ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN .....	70
2.4.1 Revisión por volteo o volcamiento. ....	71
2.4.2 Revisión por deslizamiento. ....	73
2.4.3 Revisión por capacidad de carga.....	74
2.5 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN RIGIDOS Y RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION.....	77
2.5.1 Diseño de muros de contención de concreto simple.....	78
2.5.2 Diseño de muros de contención de concreto ciclópeo.....	79
2.5.3 Diseño de muros de contención de concreto reforzado.....	81
2.5.4 Criterios para el análisis y diseño de un muro de contención rígido .....	83
2.5.5 Factores a tener en cuenta para el diseño de un muro de contención rígido	85
2.5.6 Aspectos y procedimiento de diseño de un muro de contención rígido .....	88
2.6 DISPOSICIONES DE LA NSR-10.....	90
2.6.1 Diseño estructural de un muro de contención rígido.....	90

2.6.1.1 Combinaciones básicas de carga. ....	91
2.6.1.2 Normatividad sísmica.....	92
2.6.1.3 Cuantías mínimas de acero. ....	95
2.6.1.4 Recubrimiento del acero. ....	97
2.6.1.5 Separación entre barras de acero.....	97
2.6.1.6 Esfuerzo cortante.....	98
2.6.1.7 Esfuerzo de flexión. ....	99
2.6.1.8 Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo.....	100
2.6.1.9 Cuantía de acero de refuerzo. ....	107
3. EJEMPLOS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN RÍGIDOS .....	109
3.1 DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO SIMPLE .....	109
3.1.1 Problema a solucionar. ....	109
3.1.2 Predimensionamiento del problema.....	110
3.1.3 Cálculo de presiones de tierra sobre el muro de contención de gravedad. ....	112
3.1.4 Análisis de la estabilidad del muro de contención de gravedad.....	115
3.1.4.1 Análisis por volcamiento. ....	115
3.1.4.2 Análisis por deslizamiento.....	117
3.1.4.3 Análisis por capacidad de carga. ....	119
3.2 DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO.....	124
3.2.1 Problema a solucionar. ....	124
3.2.2 Predimensionamiento del problema.....	125
3.2.3 Cálculo de presiones de tierra sobre el muro de contención en voladizo. ...	127
3.2.4 Análisis de la estabilidad del muro de contención en voladizo.....	129
3.2.4.1 Análisis por volcamiento. ....	129
3.2.4.2 Análisis por deslizamiento.....	131
3.2.4.3 Análisis por capacidad de carga. ....	132
3.2.5 Análisis estructural del muro de contención en voladizo.....	137
3.2.5.1 Diseño estructural del vástago.....	137
3.2.5.2 Diseño estructural del pie de la losa de cimentación. ....	141

3.2.5.3 Diseño estructural del talón de la losa de cimentación. ....	146
4. POSIBLES FALLAS EN UN MURO DE CONTENCIÓN .....	151
4.1 Giro excesivo del muro. ....	151
4.2 Deslizamiento del muro. ....	152
4.3 Deslizamiento profundo del muro. ....	152
4.4 Deformación excesiva del alzado. ....	153
4.5 Fisuración excesiva. ....	153
4.6 Rotura por flexión.....	154
4.7 Rotura por esfuerzo cortante. ....	154
4.8 Rotura por esfuerzo rasante. ....	155
4.9 Rotura por fallo de la longitud de desarrollo.....	155
CONCLUSIONES .....	156
BIBLIOGRAFÍA.....	159
ANEXOS.....	162

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Componentes de un muro de contención .....	26
Figura 2. Condición de talud estable.....	27
Figura 3. Condición de talud inestable o deslizamiento .....	28
Figura 4. Tipos de muros de contención rígidos .....	29
Figura 5. Muros de gravedad .....	30
Figura 6. Muro ménsula o en voladizo .....	31
Figura 7. Muros de contrafuertes .....	31
Figura 8. Muros de bandejas .....	32
Figura 9. Muros en gaviones.....	33
Figura 10. Muros cribas .....	34
Figura 11. Piezas prefabricadas de muros cribas .....	34
Figura 12. Muros con llantas usadas .....	35
Figura 13. Muros en piedra (Pedraplenes) .....	36
Figura 14. Empujes del terreno sobre un muro de contención .....	39
Figura 15. Presión de reposo.....	41
Figura 16. Presión activa: Teoría de Coulomb.....	43
Figura 17. Presión activa: Teoría de Rankine .....	45
Figura 18. Empuje pasivo .....	48
Figura 19. Presión pasiva: Teoría de Coulomb.....	49
Figura 20. Presión pasiva: Teoría de Rankine .....	51
Figura 21. Empuje producido por sobrecargas en el terreno .....	54
Figura 22. Método de Mononobe-Okabe .....	59
Figura 23. Método de Mononobe-Okabe (Altura de aplicación).....	61
Figura 24. Método de Seed .....	62
Figura 25. Carga repartida arriba del muro.....	66
Figura 26. Carga en forma de tira paralela al muro .....	67
Figura 27. Carga puntual o carga concentrada.....	68

Figura 28. Esquema general de cargas .....	71
Figura 29. Esquema general de cargas en la losa de cimentación.....	74
Figura 30. Tipos de muros de contención rígidos .....	78
Figura 31. Muro de concreto simple.....	79
Figura 32. Muro de concreto ciclópeo.....	80
Figura 33. Tipos de muro de concreto reforzado en voladizo .....	81
Figura 34. Ejemplo de un muro de concreto reforzado en voladizo .....	83
Figura 35. Predimensionamiento de un muro de contención de gravedad .....	110
Figura 36. Dimensionamiento del muro de contención de gravedad .....	111
Figura 37. Ubicación de la presión activa del terreno, $P_a$ , para un muro de contención de gravedad.....	114
Figura 38. Análisis por capacidad de carga para un muro de gravedad .....	121
Figura 39. Predimensionamiento de un muro de contención en voladizo.....	125
Figura 40. Dimensionamiento del muro de contención en voladizo .....	126
Figura 41. Análisis por capacidad de carga para un muro en voladizo.....	134
Figura 42. Cargas horizontales que actúan en el vástago .....	137
Figura 43. Acero de refuerzo en el vástago del muro de contención .....	141
Figura 44. Cargas que actúan en el pie de la losa de cimentación.....	142
Figura 45. Acero de refuerzo en el pie de la losa de cimentación.....	145
Figura 46. Cargas que actúan en el talón de la losa de cimentación.....	146
Figura 47. Acero de refuerzo en el talón de la losa de cimentación.....	150
Figura 48. Giro excesivo del muro .....	151
Figura 49. Deslizamiento del muro .....	152
Figura 50. Deslizamiento profundo del muro .....	152
Figura 51. Deformación excesiva del alzado .....	153
Figura 52. Fisuración excesiva .....	153
Figura 53. Rotura por flexión.....	154
Figura 54. Rotura por esfuerzo cortante .....	154
Figura 55. Rotura por esfuerzo rasante .....	155
Figura 56. Rotura por fallo de la longitud de desarrollo .....	155

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Consideraciones del método de Mononobe-Okabe .....	58
Tabla 2. Cálculo del momento resistente $\Sigma M_R$ .....	72
Tabla 3. Factores de capacidad de carga .....	77
Tabla 4. Valores de $A_d$ según la región del mapa .....	93
Tabla 5. Valores de $R_0$ .....	95
Tabla 6. Valor de $I_d$ .....	100
Tabla 7. Predimensionamiento de un muro de contención de gravedad .....	111
Tabla 8. Valores de $K_a$ para $\delta = 2\phi/3$ .....	113
Tabla 9. Cálculo del momento resistente $\Sigma M_R$ para un muro de gravedad .....	116
Tabla 10. Factores de capacidad de carga para un muro de gravedad .....	123
Tabla 11. Predimensionamiento de un muro de contención en voladizo .....	126
Tabla 12. Cálculo del momento resistente $\Sigma M_R$ para un muro en voladizo .....	129
Tabla 13. Factores de capacidad de carga para un muro en voladizo .....	136

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO SIMPLE O CONCRETO CICLOPEO USANDO LA HOJA DE CALCULO MURCONT_V01.xls .....	163
ANEXO B. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO USANDO LA HOJA DE CALCULO MURCONT_V01.xls .....	169

## GLOSARIO

**ACELEROGRAMA:** Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

**ASENTAMIENTO DIFERENCIAL:** Es la diferencia entre los valores de asentamientos correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.

**CAPACIDAD PORTANTE:** Es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él, es decir, es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno, de tal forma que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

**CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA:** Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia y se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos.

**CARGA MUERTA:** Es la carga constituida por el peso propio de la estructura y demás elementos que vayan a actuar en forma no interrumpida durante la vida útil de la construcción.

**CARGA VIVA:** Es la carga debida al uso de la estructura.

**COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA:**  $R$  es el producto entre el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico ( $R_0$ ) y los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debidos a irregularidades en alzado y en planta.

**COHESIÓN:** Es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de sus fuerzas internas, en consecuencia, la cohesión es mayor cuanto más finas son las partículas del terreno.

**CONTRAFUERTE:** Componente del muro de contención ubicado generalmente en el trasdós, este elemento se construye con el objeto de incrementar el nivel de estabilidad del muro.

**COTA:** Es la altura que presenta un punto sobre un plano horizontal que se usa como referencia.

**CUANTÍA:** Es la cantidad de acero que se encuentra en una sección de concreto reforzado.

**DUREZA:** La dureza es la oposición que ofrecen los materiales a alteraciones como la penetración, la abrasión, el rayado, la cortadura y las deformaciones permanentes.

**EMPOTRAMIENTO:** Restricción de los tres grados de libertad de un punto de la estructura.

**ENCOFRADO:** Es el sistema de moldes temporales o permanentes que se utilizan para dar forma al concreto u otros materiales similares.

**EPÓXICO:** Es un polímero termoestable que se endurece cuando se mezcla con un agente catalizador, es decir, un agente endurecedor.

**FISURACIÓN:** Es un fenómeno físico que aparece en elementos estructurales de concreto consistente en la aparición de microfisuras de unas pocas décimas de milímetro, estas aberturas en general no comprometen la resistencia estructural

pero permiten la penetración de diversas especies de aniones corrosivas que eventualmente pueden afectar la armadura de un elemento de concreto reforzado, comprometiendo su durabilidad y a largo plazo su resistencia estructural.

**FRICCIÓN:** Es la fuerza entre dos superficies en contacto, es decir, aquella fuerza que se opone al movimiento relativo entre ambas superficies de contacto (Fuerza de fricción dinámica) o a la fuerza que se opone al inicio del deslizamiento (Fuerza de fricción estática).

**HENDIMIENTO:** Es la formación o aparición de hendiduras o grietas.

**INTRADÓS:** Cara exterior del vástago o cuerpo del muro de contención.

**ISOTRÓPICO:** Cuerpo cuyas propiedades físicas no dependen de la dirección.

**LLORADEROS:** Son tramos de tubería PVC generalmente en diámetro 3", los cuales, están recubiertos con un geotextil, su principal objetivo es evacuar el agua subterránea para evitar las presiones de poros.

**LONGITUD DE DESARROLLO:** Es la longitud del refuerzo embebido en el concreto, dicha longitud se requiere para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

**MATERIA GRANULAR:** Es aquella que está formada por un conjunto de partículas macroscópicas sólidas lo suficientemente grandes para que la fuerza de interacción entre ellas sea la fuerza de fricción.

**METEORIZACIÓN:** Es la descomposición de minerales y rocas que ocurre sobre la superficie terrestre, cuando estos materiales entran en contacto con la atmósfera, hidrosfera y la biosfera.

**MÉNSULA:** Es cualquier elemento estructural en voladizo.

**MOMENTO DE VOLCAMIENTO:** Es el momento producido por las fuerzas de empuje horizontal que tienden a girar la estructura alrededor del punto de inicio en la parte inferior del pie.

**MOMENTO ESTABILIZANTE:** Es el momento producido por las fuerzas concebidas por el peso de la estructura de retención y el suelo contenido sobre ésta.

**NIVEL FREÁTICO:** Es la distancia a la que se encuentra el agua desde la superficie del terreno.

**POLIPROPILENO:** Es el polímero termoplástico, parcialmente cristalino, que se obtiene de la polimerización del propileno.

**REPTACIÓN:** También denominada creep o creeping por algunos geólogos, es un tipo de movimiento del suelo provocado por la inestabilidad de un talud y el efecto de la fuerza de gravedad.

**SUELO EXPANSIVO:** Suelo que tiene la propiedad de aumentar su volumen al saturarse.

**TRASDOS:** Cara interior del vástago o cuerpo del muro de contención

## RESUMEN

**TÍTULO:** ESTADO DEL ARTE PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN RÍGIDOS DE GRAVEDAD Y EN VOLADIZO<sup>1</sup>.

**AUTORES:** GABRIELE PRADILLA José Luis y OREJUELA RAMOS Perla Johanna<sup>2</sup>.

**PALABRAS CLAVES:** Estado, arte, muros de contención rígidos, muros de gravedad, muros en voladizo, concreto, acero, capacidad portante, acción sísmica, cálculo estructural y cantidades de obra.

**DESCRIPCIÓN:** Se desarrolla un estado del arte para el análisis y diseño de muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo cuya cimentación sea de tipo superficial, esta investigación se establece a partir de las teorías clásicas de evaluación de presión de tierras indicando sus principales características, la forma usual de su aplicación y considerando variables como la capacidad portante del suelo, el estado y la inclinación del material a contener, la presencia de sobrecarga y el valor de la aceleración sísmica, para ello se tienen en cuenta varios estudios anteriores relacionados con el tema, como por ejemplo, tesis de grado y artículos que serán utilizados como soporte teórico para la elaboración de este proyecto.

Como producto final se establece una herramienta computacional basada en una hoja de cálculo en Excel, la cual permite optimizar el análisis y diseño de este tipo de estructuras rígidas, teniendo en cuenta la variación de las propiedades y condiciones del suelo, la aceleración sísmica y las dimensiones y especificaciones de los materiales de construcción que serán empleados.

De esta manera se define un estado del arte para analizar y generar diseños óptimos de muros de contención rígidos<sup>3</sup>, el cual, está conformado por una herramienta computacional que le permite al usuario la oportunidad de prediseñar o diseñar este tipo de muros, determinando resultados como dimensiones de la estructura, cálculo de presiones de tierra y chequeos de estabilidad, para el caso de muros en voladizo, se producen resultados adicionales como chequeos de resistencia a esfuerzo cortante y flexión, cantidad de acero de refuerzo que requiere la estructura, teniendo en cuenta la selección de la barra de refuerzo y su colocación.

---

<sup>1</sup> Monografía, Especialización en Estructuras, Ingeniería Civil.

<sup>2</sup> Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Especialización en Estructuras. Director Monografía: Wilfredo del Toro Rodríguez, Ing. Civil M. Sc.

<sup>3</sup> Alcance: Muros de gravedad y en voladizo cuya cimentación sea de tipo superficial.

## ABSTRACT

**TITLE:** STATE OF THE ART FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF RIGID RETAINING WALLS OF GRAVITY AND CANTILEVER<sup>4</sup>.

**AUTHORS:** GABRIELE PRADILLA José Luis and OREJUELA RAMOS Perla Johanna<sup>5</sup>.

**KEYWORDS:** State, art, rigid retaining walls, gravity walls, cantilever walls, concrete, steel, bearing capacity, seismic action, structural calculation and amounts of work.

**DESCRIPTION:** A state of the art for the analysis and design of rigid containment walls develops gravity and cantilever whose foundation is superficial type, this research is established from the classical theories of earth pressure evaluation indicating its main features, the usual form of application and considering variables such as soil bearing capacity, the state and the inclination of the material to contain, the presence of overload and the value of seismic acceleration, for that several previous studies are considered related with the theme, such as theses and articles that will be used as theoretical support for the development of this project.

As final product a computational tool based on a spreadsheet in Excel, which enables to optimize the analysis and design of such rigid structures, taking into account the variation of the properties and soil conditions, seismic acceleration and set dimensions and specifications of the building materials will be used.

Thus, a state of the art is defined to analyze and generate optimal designs of walls rigid containment<sup>6</sup>, which consists of a computational tool that allows the user the opportunity to predesign and design such walls, determining results as dimensions structure, calculating earth pressures and stability checks, in the case of cantilever walls, additional results checks occur as shear strength and bending, amount of reinforcing steel structure requires considering the selecting and rebar placement.

---

<sup>4</sup> Monograph, Structures Specialization, Civil Engineering.

<sup>5</sup> University Industrial of Santander, Physics-Mechanics Engineering Faculty, Civil Engineering School, Structures Specialization. Advisor: Wilfredo del Toro Rodríguez, M. Sc, Civil Eng.

<sup>6</sup> Scope: Gravity walls and cantilevered whose foundation is superficial type.

## INTRODUCCIÓN

Un muro de contención es una estructura construida con el propósito de resistir las presiones laterales o el empuje producido por el material que se encuentra retenido junto a él, dicho empuje contra el muro tiende a volcarlo o desplazarlo, por ello, su estabilidad depende fundamentalmente del peso propio y del peso del material que está sobre su cimentación.

Este tipo de estructuras se emplean en casos donde se presentan cambios abruptos en la topografía del terreno, uno de los ejemplos de uso, son los muros de contención utilizados para reducir las cantidades corte y rellenos en los diversos cortes y terraplenes que se generan a lo largo de la construcción de vías vehiculares o férreas, además, éstas estructuras se usan en varios casos, como en los estribos de puentes, los muros de sótanos y los sistemas de alcantarillado.

En la presenta monografía se consideran las teorías tradicionales de Coulomb y Rankine<sup>7</sup> para el cálculo de empujes del terreno sobre muros y los efectos causados por sobrecargas en el terreno, los métodos de evaluación del empuje del terreno sobre el muro causado por la acción sísmica bajo la hipótesis de desplazamientos despreciables (Mononobe y Okabe)<sup>8</sup> y de desplazamientos controlados (Richards y Elms)<sup>9</sup> y los criterios para verificar la estabilidad de los muros de contención, con base en esto, se obtiene una metodología de diseño de muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo permitiendo hacer todas las consideraciones necesarias del caso y obtener resultados de diseño instantáneamente.

---

<sup>7</sup> BRAJA M., Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. 4 ed. California State University, Sacramento: Internacional Thomson Editores, 2001. p. 334-386.

<sup>8</sup> Ibid., p. 358-362.

<sup>9</sup> DURÁN JAIMES, Jorge F. y VARGAS HERNANDEZ, Haury R. Análisis del incremento de costos en el diseño de muros de contención en voladizo teniendo en cuenta el efecto sísmico. Trabajo de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, 2007. p. 41.

Como producto final se presenta una herramienta computacional en Excel, donde se bosquejan tablas y gráficas con dimensiones estructurales del muro, factores de seguridad, dimensiones del acero de refuerzo y su colocación, además de una estimación de las cantidades de concreto y acero por metro lineal de muro, ofreciendo una solución completa para el diseño general de un muro de contención rígido de gravedad y en voladizo teniendo en cuenta diferentes casos de inclinación del terreno, capacidad de carga, variación de la sobrecarga del terreno y valores del coeficiente sísmico.

## 1. OBJETIVOS

### 1.1. OBJETIVO GENERAL

- ✓ Realizar una investigación que genere un documento para analizar y diseñar muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo cuya cimentación sea de tipo superficial.

### 1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ✓ Elaborar un estudio de los métodos de análisis y diseño de muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo.
- ✓ Establecer parámetros básicos que intervienen en los diversos métodos de análisis y diseño de este tipo de muros, teniendo en cuenta su influencia y la relación existente entre éstos.
- ✓ Definir las tipologías existentes de muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo, incluyendo las recomendaciones básicas de construcción y especificando las pautas de diseño que exige el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)<sup>10</sup>.
- ✓ Proponer una herramienta computacional documentada mediante una hoja de cálculo en Excel, en la cual se plantee una metodología de diseño sismo resistente de esta clase de muros, teniendo en cuenta la variación de las propiedades y condiciones del suelo, las dimensiones de la estructura y la magnitud de la aceleración sísmica.

---

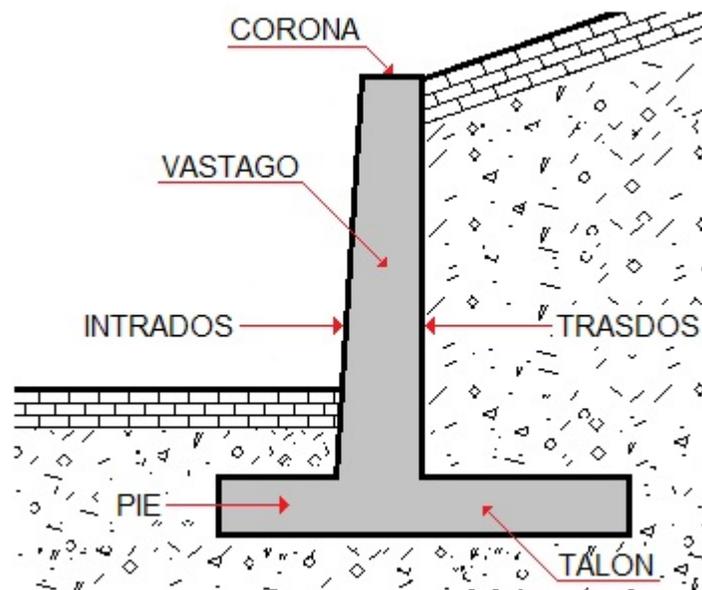
<sup>10</sup> MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. NSR-10. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.

## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1. DEFINICION Y COMPONENTES DE UN MURO DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son elementos estructurales cuyo objetivo primordial es retener un terreno natural o un relleno artificial, para ambas situaciones, dichos elementos son concebidos como muros de sostenimiento de tierras, el material retenido genera una fuerza de empuje sobre la estructura, por ello, ésta tiende a volcarse y/o deslizarse, siendo así, se determina que el peso del muro de contención es de vital importancia para obtener y mantener su estabilidad. Desde el punto de vista ingenieril, el vástago o cuerpo del muro de contención funciona principalmente a cargas de flexión horizontal y los efectos de la compresión vertical producto de su peso propio son prácticamente despreciables, ahora, teniendo en cuenta el caso más común de un muro de contención, los componentes de este elemento estructural se bosquejan en la Figura 1.

Figura 1. Componentes de un muro de contención

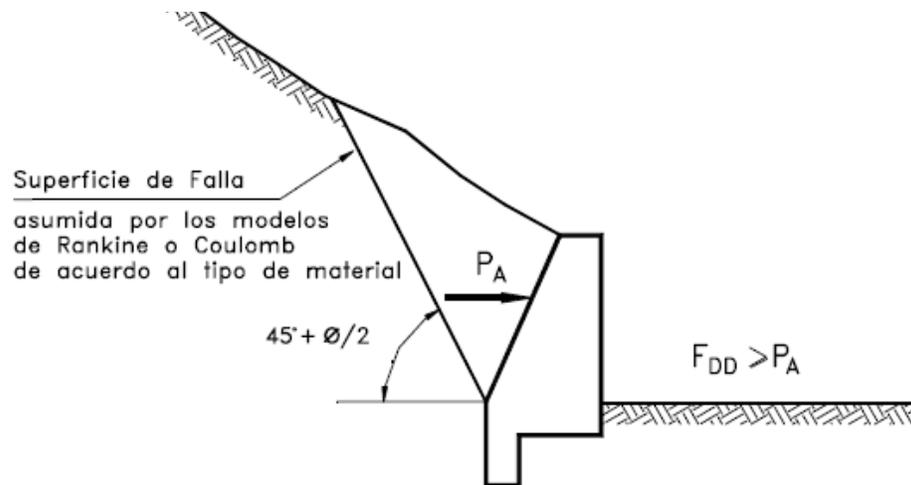


Un muro sin pie es poco usado en construcciones y un muro sin talón se emplea cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena, es decir está por fuera del lindero propio, este tipo de muros de contención sin talón presenta inconvenientes técnicos, además, genera problemas de tipo constructivo debido a que el terreno puede no estar drenado, labores como la impermeabilización del trasdós del muro son imposibles de ejecutar, por tanto, la impermeabilidad del muro es difícil de garantizar y el cálculo del empuje del terreno se torna complicado.

En el diseño de un muro de contención deben diferenciarse las dos condiciones de estado que puede tener un talud<sup>11</sup>:

- ✓ **Condición de talud estable:** Se estima que el suelo es homogéneo y que se genera una presión del terreno acorde a las teorías de Coulomb y Rankine, donde la presión activa tiene una distribución de forma triangular (Figura 2).

Figura 2. Condición de talud estable

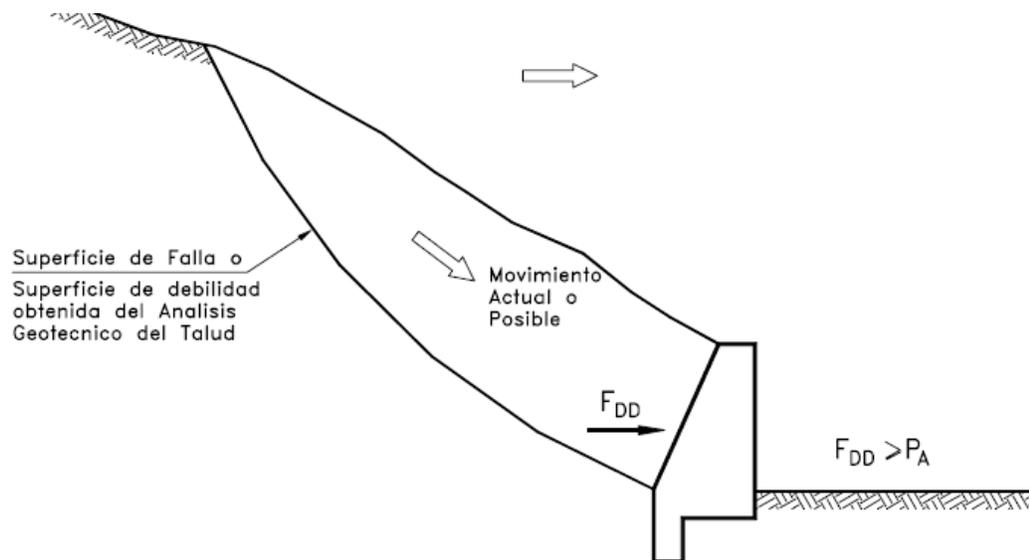


Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

<sup>11</sup> SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. 1 ed. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda, 1998. p. 474.

- ✓ **Condición de talud inestable o deslizamiento:** Si existe la posibilidad de que se genere un deslizamiento o se trata de estabilizar un movimiento activo del suelo, las teorías de presión del terreno de Coulomb y Rankine no representan la real condición de las fuerzas que actúan sobre el muro de retención, generalmente la magnitud de las fuerzas actuantes son muy superiores a las fuerzas activas estimadas por dichas teorías tradicionales (Figura 3).

Figura 3. Condición de talud inestable o deslizamiento



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

## 2.2. TIPOLOGÍA DE MUROS DE CONTENCIÓN

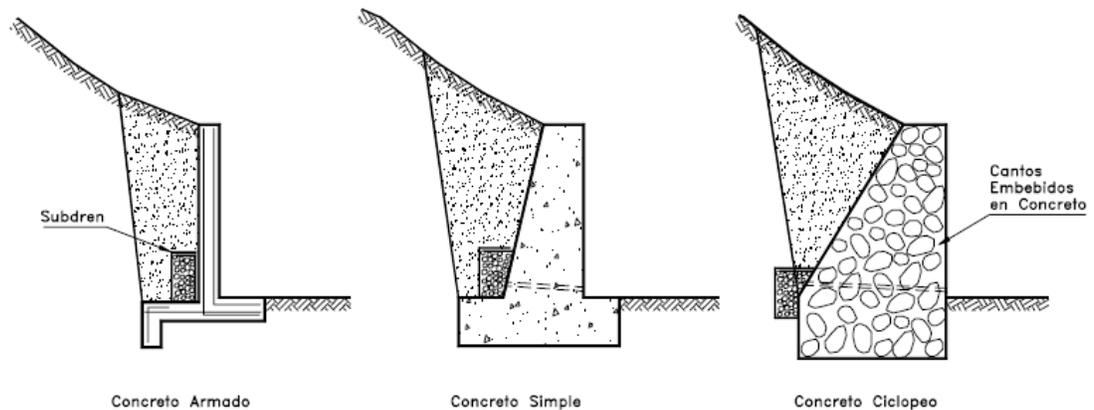
### 2.2.1. Muros de contención rígidos<sup>12</sup>.

Son estructuras de retención construidas en concreto ciclópeo, concreto simple o concreto reforzado, las cuales, no permiten deformaciones importantes sin romperse, estos sistemas se apoyan sobre suelos estables y competentes

<sup>12</sup> Ibid., p. 474-475.

permitiendo la transmisión de fuerzas desde su cimentación hacia el vástago o cuerpo del muro y de esta manera generar las fuerzas requeridas de contención (Figura 4).

Figura 4. Tipos de muros de contención rígidos



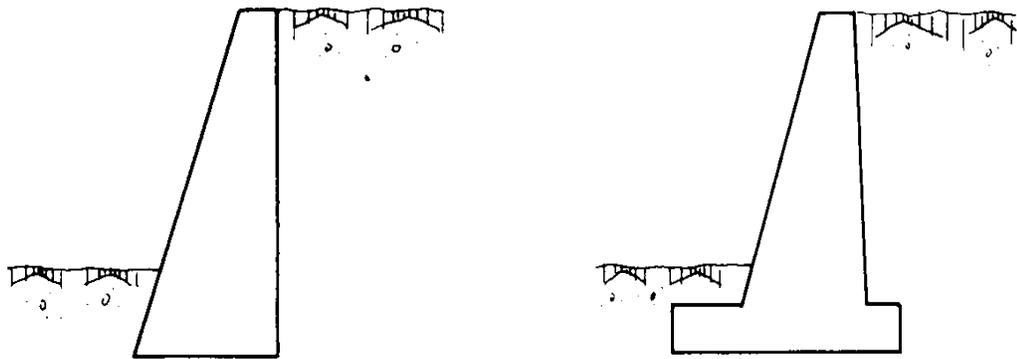
Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

**2.2.1.1. Muros de gravedad.** Son los muros de contención que generalmente poseen una sección trapezoidal y dependen primordialmente de su peso propio para asegurar su estabilidad (Figura 5). Habitualmente este tipo de muro de contención se construye en concreto simple o en concreto ciclópeo y su principal ventaja de índole económico es que son muros sin acero de refuerzo, aunque en algunos casos en su fase constructiva, se coloca una cuantía nominal de acero próxima a las caras expuestas del muro para mitigar la fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura que se presentan en la zona de construcción.

Estos muros deben dimensionarse teniendo en cuenta que no se presenten esfuerzos de tracción en ninguna de sus secciones, pueden ser muy económicos y ofrecen una solución aplicable e interesante para alturas moderadas (Alturas hasta

3 ó 3.5 metros aproximadamente) si su longitud no es considerable, en caso contrario representan una solución antieconómica frente a los muros de concreto armado, además, si se supera dicha altura recomendada se pueden presentar esfuerzos de flexión que no serían resistidos por el concreto simple o concreto ciclópeo (Cantos de roca y concreto), generando roturas a flexión en la parte inferior del muro o al interior de su cimiento que provocarían el colapso estructural del sistema de contención.

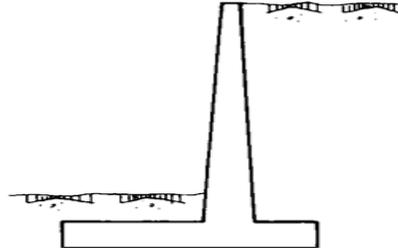
Figura 5. Muros de gravedad



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

**2.2.1.2. Muros ménsula o en voladizo.** Son los muros de contención más empleados, su campo de aplicación depende de los costos de excavación, cantidades de concreto, acero de refuerzo, formaleta requerida y relleno, el cual, se requiere para asegurar la estabilidad del sistema, generalmente este tipo de muros ofrecen una solución aplicable e interesante para alturas hasta de 8 metros, son muros construidos en concreto reforzado y las secciones transversales más comunes son en L o en T invertida (Figura 6), sus partes fundamentales son el vástago y una base o cimiento, siendo los dos miembros relativamente esbeltos y plenamente reforzados para soportar los momentos y esfuerzos cortantes a los cuales estará sujeto, a este tipo de muros de retención también se les conoce como muros cantiléver.

Figura 6. Muro ménsula o en voladizo

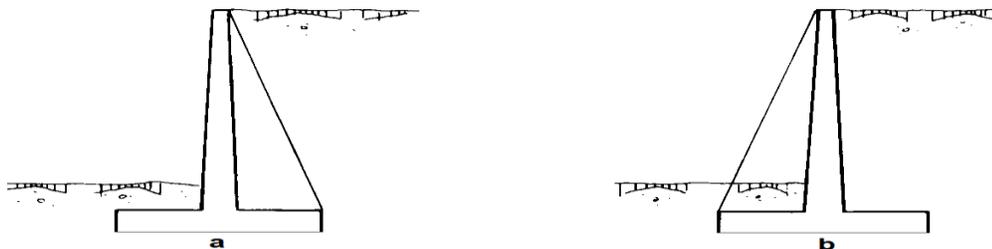


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

**2.2.1.3. Muros de contrafuertes.** Son los muros de contención usados para alturas superiores a 8 metros, debido al incremento en sus dimensiones las cantidades de concreto son mayores, ese aumento se compensa con el uso de los contrafuertes, dichos miembros generan un reforzamiento y un encofrado más complicado, por ello, el proceso de vaciado y curado del concreto son más exigentes.

El vástago o cuerpo del muro entre contrafuertes se comporta como una losa sometida a la presión horizontal de tierra que se apoya en tres lados, es decir, en los dos contrafuertes y en la losa de cimentación. Los contrafuertes se pueden armar en el trasdós (Figura 7a) o en el intradós (Figura 7b), el primer caso es más técnico y económicamente más factible por construirse los contrafuertes en la zona comprimida de la sección transversal en T, mientras en el segundo caso, la solución genera claramente un problema estético y de acabados.

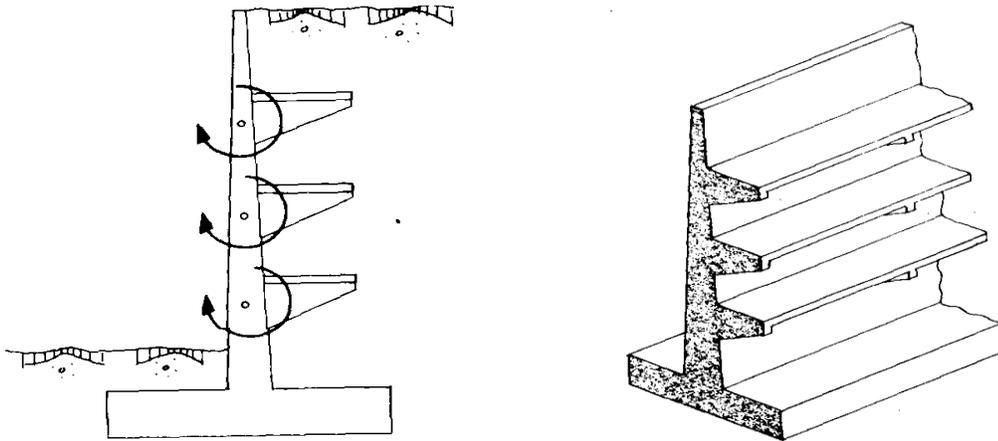
Figura 7. Muros de contrafuertes



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

**2.2.1.4. Muros de bandejas.** Son los muros de contención en los cuales se pretende contrarrestar una fracción del momento flector a soportar mediante la construcción de unas bandejas a diferentes alturas (Figura 8), en ellas, se generan momentos de sentido contrario inducidos por la carga propia de los rellenos sobre cada una de las bandejas.

Figura 8. Muros de bandejas



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

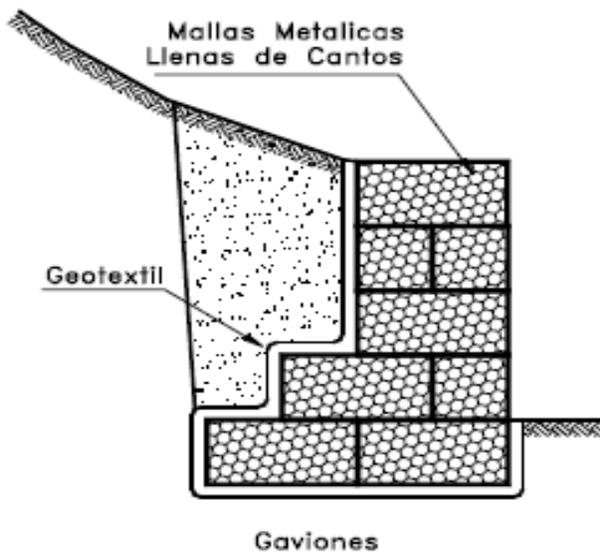
El inconveniente de este tipo de muro de contención fundamentalmente radica en el complejo proceso de construcción y en ocasiones para alturas superiores a 10 metros, este tipo de muro se presenta como una solución alterna al muro de contrafuertes.

### **2.2.2. Muros de contención flexibles.**

Son estructuras de retención masivas que se dejan deformar fácilmente bajo la acción de las presiones de tierra, es decir, son sistemas que interactúan y se acomodan a los movimientos del suelo. Los muros de contención flexibles se diseñan fundamentalmente para soportar presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad interna y actúan como masas de gravedad para estabilizar potenciales deslizamientos de tierra.

**2.2.2.1. Muros en gaviones.** Los gaviones son cajones contruidos con malla eslabonada de acero galvanizado y cantos de roca, este sistema flexible de retención es de fácil construcción y mantenimiento posterior, se puede edificar sobre fundaciones débiles y en comparación con otros muros de contención tolera los asentamientos diferenciales que se puedan presentar, el principal problema que sufre este tipo de muro es que su malla eslabonada se puede corroer fácilmente en ambientes ácidos (Figura 9).

Figura 9. Muros en gaviones



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

**2.2.2.2. Muros cribas y otros muros prefabricados.** Son los muros de contención compuestos por piezas o elementos prefabricadas, los cuales tienen su origen en muros análogos contruidos con troncos de árboles (Figura 10), este sistema contempla una serie de elementos prefabricados de concreto de diversos tipos que conforman una red espacial que se rellena por completo con el propio terreno.

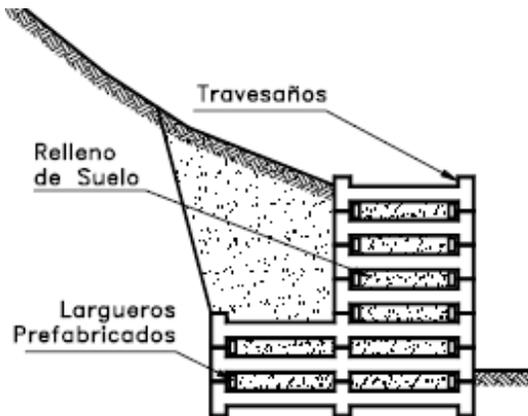
Figura 10. Muros cribas



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

Comúnmente existen dos tipos de piezas prefabricadas para la construcción de los muros cribas, piezas las cuales, se instalan en forma paralela a la superficie del talud o perpendicular a éste, los dos tipos de piezas prefabricadas son los travesaños y los largueros (Figura 11).

Figura 11. Piezas prefabricadas de muros cribas



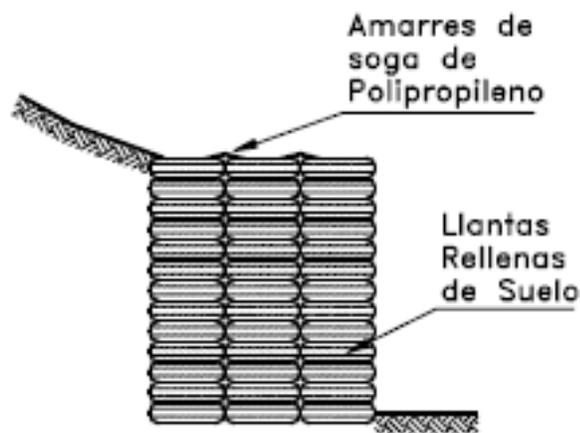
Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

En este tipo de muros de retención, las fuerzas son transferidas entre las piezas prefabricadas por los puntos de unión, adicionalmente, se colocan pequeños bloques denominados “Almohadas”, en puntos críticos entre las piezas prefabricadas para soportar algunos esfuerzos presentes en el sistema.

Con base en lo anterior, se afirma que los muros cribas son fáciles de construir y mantener posteriormente, pero, pueden ser costosos cuando se construye un solo muro criba por la necesidad de prefabricar las piezas de concreto reforzado, estos muros no funcionan en alturas superiores a 7 metros<sup>13</sup>.

**2.2.2.3. Muros con llantas usadas.** Estos sistemas de retención comúnmente son conocidos como Pneusol o Tiresoil<sup>14</sup>, los cuales, consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas y embebidas, unidas entre sí por sogas de refuerzo en polipropileno (Figura 12).

Figura 12. Muros con llantas usadas



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

**2.2.2.4. Muros en piedra (Pedraplenes).** Estos sistemas de retención están contruidos con bloques o cantos grandes de roca, los cuales, se instalan manualmente unos sobre otros, el tamaño de los bloques o cantos comúnmente

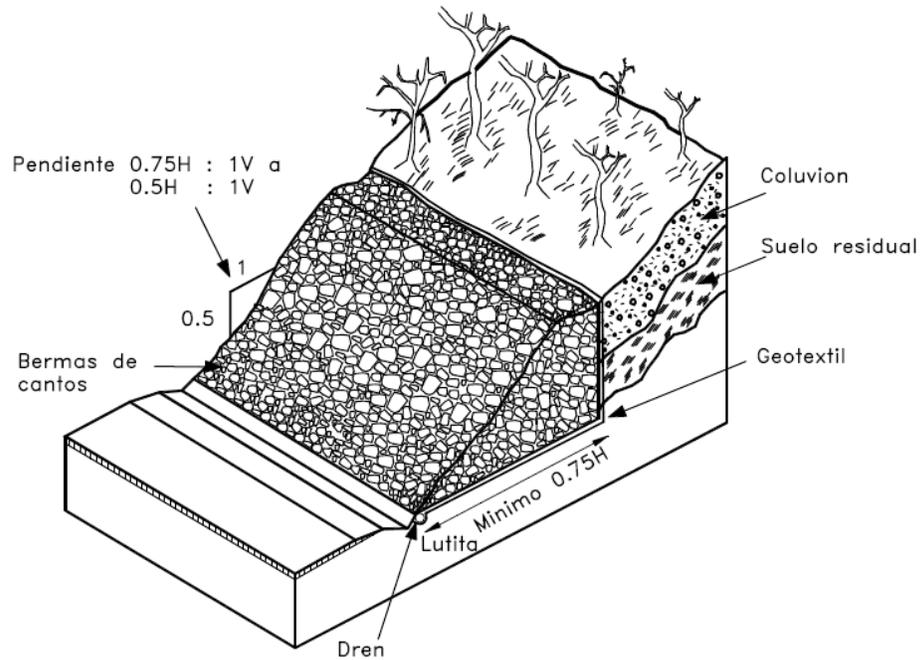
---

<sup>13</sup> Ibid., p. 508.

<sup>14</sup> Ibid., p. 509.

supera las tres pulgadas y pueden emplearse bloques hasta de un metro de diámetro si se tiene un equipo adecuado para su instalación (Figura 13)<sup>15</sup>.

Figura 13. Muros en piedra (Pedraplenes)



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

### 2.3. EMPUJES DEL TERRENO SOBRE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

En el caso de un talud de tierra vertical o casi vertical donde no exista la posibilidad de un potencial deslizamiento masivo, se determina la construcción de un sistema estructural de contención para resistir las presiones generadas por dicho talud, los muros de gravedad y los muros ménsula o en voladizo son ejemplos de un sistema estructural de retención.

<sup>15</sup> Ibid., p. 508.

La necesidad de construir dicho muro de contención radica en que al interior del suelo que conforma el talud, se generan unas presiones horizontales que pueden inducir a la ocurrencia del deslizamiento de una cuña de suelo subsuperficial, en el diseño de estos sistemas se debe tener en cuenta la presión lateral del terreno, la cual es función de varios factores:

- ✓ El tipo y la magnitud del movimiento relativo del muro de contención.
- ✓ Las condiciones y los parámetros de resistencia al cortante del terreno.
- ✓ El peso específico del suelo.
- ✓ Las condiciones de drenaje del material de relleno.
- ✓ Condiciones de sobrecarga que soporta la estructura de retención.
- ✓ El nivel freático existente.

La presión del terreno sobre un muro de contención está considerablemente limitada por la deformabilidad del muro, es decir, la deformación que se puede generar en el muro teniendo en cuenta que éste es un miembro estructural construido con un material frágil, como lo es el concreto, a su vez, se deben considerar los efectos que se pueden concebir en el muro debido a la deformación en el terreno de cimentación del mismo.

Ahora, los esfuerzos que actúan sobre una fracción de suelo que hace parte de una masa retenida, pueden ser esquematizados mediante el procedimiento de Mohr, en el cual, el esfuerzo se bosqueja por un círculo y las combinaciones críticas de este diagrama representan la envolvente de falla, ésta, es curvilínea pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se aproxima básicamente a una línea recta.

Normalmente las teorías de mecánica de suelos se emplean para determinar el comportamiento de cualquier material, sin embargo, gracias a los estudios, análisis y conclusiones realizadas anteriormente sobre estructuras reales, se

determina que el material de relleno óptimo para un muro de contención, es un material granular, es decir, un material poco cohesivo, siempre y cuando el sistema esté provisto de un adecuado medio de subdrenaje.

Bajo condiciones de humedad óptimas, es decir, adecuados sistemas de subdrenaje, los materiales cohesivos (Arcillas) inducen presiones menores sobre los muros de contención, en comparación a los materiales granulares (Gravas y arenas), pero bajo condiciones saturadas las arcillas se comportan como un fluido e inclusive algunas arcillas sufren efectos expansivos que producen presiones superiores a las inducidas por un material granular, debido a esto, estas teorías sobre presión lateral de tierra se fundamentan en materiales granulares, ya que éstos ofrecen un comportamiento más preciso y confiable en condiciones tanto drenadas como no drenadas.

Cuando se analiza la interacción entre el muro de contención y el terreno, sobre el cual se cimienta, se puede esperar que las deformaciones sean prácticamente despreciables o nulas, expresando que la masa de suelo se encuentra en un estado de reposo, es decir, el muro presenta el caso de *empuje al reposo*, en sentido práctico, la presión de reposo puede considerarse como el valor medio entre las presiones activas y pasivas, algunos muros de contención de gravedad y muros de contención para estructuras en condición de sótano que no sufren desplazamientos ni rotaciones de ninguna clase, estarían bajo dicha condición de empuje al reposo.

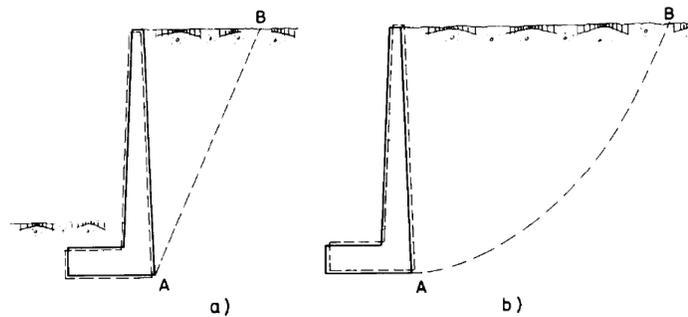
Ahora, si el muro sufre desplazamientos permitiendo la expansión lateral del suelo, se genera un fallo por corte del terreno y la cuña de rotura avanza hacia el muro de contención en forma descendente, por ello, el valor del empuje se reduce desde el valor de *empuje al reposo* hasta el valor de *empuje activo*, que es la mínima cuantía posible del empuje (Figura 14a).

Los valores mínimos de empuje activo se desarrollan cuando el muro de retención rota alrededor de su cimiento y cuando se traslada de forma que se aleja del relleno, con una rotación del orden de 0.001 radianes a 0.003 radianes y una deflexión máxima entre 0.001H a 0.003H, siendo H la altura del muro.

Por el contrario, si se aplica una serie de fuerzas al muro de contención de forma que éste genere un empuje al relleno, se genera un fallo en el suelo representado con una cuña de rotura más amplia a la anterior y en forma ascendente, este valor se denomina *empuje pasivo* y es la máxima cuantía que puede alcanzar el empuje (Figura 14b).

Ahora, si la rotación a lo largo del muro de retención está del orden de 0.02 radianes a 0.2 radianes se establece que la masa de suelo se encuentra en estado pasivo.

Figura 14. Empujes del terreno sobre un muro de contención



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

### 2.3.1. Empuje al reposo.

Esta presión de tierra es una función de la resistencia al cortante del suelo, de su historia esfuerzo-deformación y de su historia de meteorización (Figura 15). Para una superficie de tierra horizontal, el coeficiente de presión de reposo se establece como la relación existente entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical

efectivo en el suelo, bajo condiciones nulas de deformación. Dependiendo del tipo de suelo que conforma el relleno contenido por la estructura de retención, comúnmente, las presiones de reposo se calculan con base en las siguientes expresiones<sup>16</sup>:

- ✓ Para un muro de retención vertical, con un relleno conformado por material granular y con una superficie de tierra horizontal arriba de la corona del muro, la presión de reposo según Jaky (1944) es:

$$K_0 = 1 - \text{Sen}\phi$$

Si  $\phi$  es el ángulo de fricción interno del suelo.

- ✓ Para un muro de retención vertical, con un relleno conformado por arcillas normalmente consolidadas y con una superficie de tierra horizontal arriba de la corona del muro, la presión de reposo según Brooker y Ireland (1965) se determina con base en las siguientes expresiones:

$$K_0(NC) = 0.95 - \text{Sen}\phi$$

$$K_0(NC) = 0.19 + 0.233\text{Log}(IP)$$

Si  $\phi$  es el ángulo de fricción interno del suelo.

- ✓ Para un muro de retención vertical, con un relleno conformado por arcillas sobreconsolidadas y con una superficie de tierra horizontal arriba de la corona del muro, la presión de reposo según Alpan (1967) se determina con base en las siguientes expresiones:

---

<sup>16</sup> SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos: Técnicas de Remediación. Tomo 2 - Capítulo 3. 1 ed. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda, 1998. p. 124-125.

$$K_0(SC) = K_0(NC) \cdot \sqrt{OCR}$$

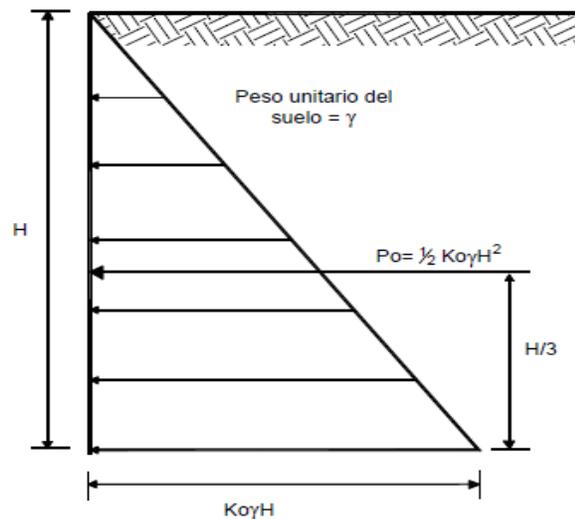
Si OCR es la relación de sobreconsolidación del terreno.

- ✓ Para un muro de retención vertical que contiene una superficie de tierra inclinada arriba de su corona, la presión de reposo se determina con base en la siguiente expresión:

$$K_{0\beta} = K_{0-Sup.Horizontal} (1 + \text{Sen}\beta)$$

Si  $\beta$  es el ángulo de inclinación del terreno contenido por el muro.

Figura 15. Presión de reposo



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

### 2.3.2. Empuje activo.

Existen diversas teorías para establecer el valor del empuje activo, las más relevantes son las teorías de Coulomb y Rankine, en ambos procedimientos se estipulan diferentes hipótesis básicas del problema, las cuales, contienen cierto

grado de error pero generan valores de empuje activo que están dentro del rango de seguridad del diseño estructural.

Haciendo uso de estos procedimientos es factible determinar los empujes del terreno con un alto grado de precisión en el caso de suelos granulares, para otros tipos de suelo el grado de precisión es poco satisfactorio.

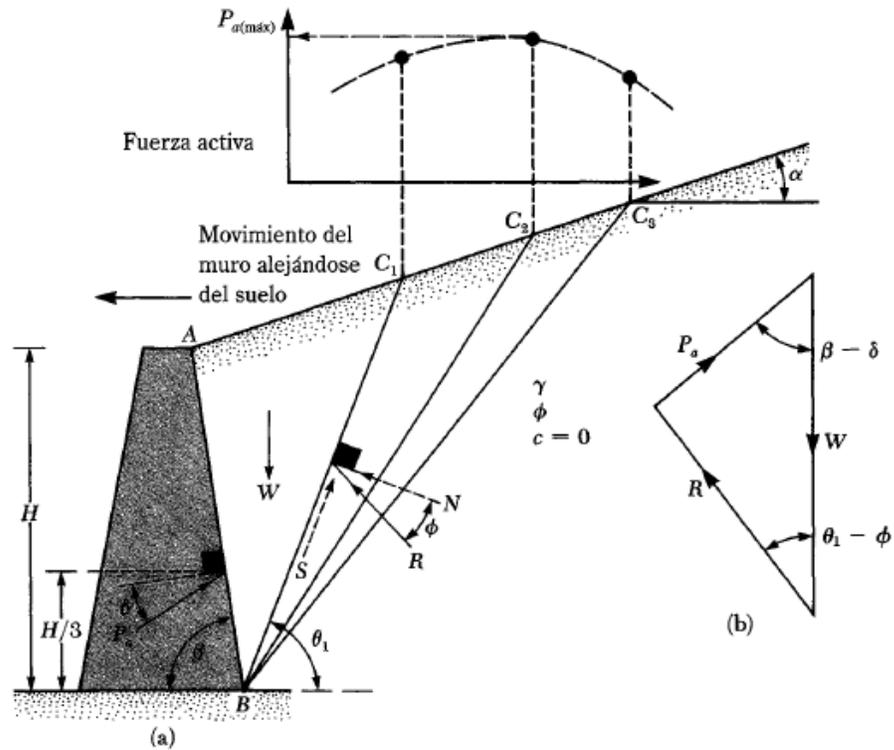
Coulomb consideró que la presión activa contra la superficie del muro de contención, es el resultado de la tendencia al deslizamiento que sufre la cuña de suelo retenida, dicha cuña se identifica como un cuerpo rígido que se desliza a lo largo de un plano de falla definido.

Ahora, Rankine presentó una teoría de presiones de tierras con algunas discrepancias respecto a la formulación de Coulomb, cabe aclarar que ambas teorías asumen que el material de relleno es incompresible, homogéneo y poco cohesivo, es decir, un material granular como por ejemplo las gravas y las arenas de cualquier tipo.

**2.3.2.1. Presión activa: Teoría de Coulomb.** En el año de 1776, Coulomb propuso una teoría para determinar la presión lateral de tierra sobre un muro de contención con relleno en suelo granular, teniendo en cuenta la fricción del miembro estructural.

Para emplear este procedimiento de la presión activa de Coulomb, se considera un muro de contención con una inclinación del trasdós a un ángulo  $\beta$  respecto a la horizontal, el relleno es un suelo granular, el cual, está inclinado a un ángulo  $\alpha$  en relación a la horizontal,  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el terreno y el muro de contención, lo que comúnmente se denomina como ángulo de fricción del muro y  $\phi$  es el ángulo de fricción interno del suelo (Figura 16).

Figura 16. Presión activa: Teoría de Coulomb



Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Bajo presión activa, el muro de contención sufrirá un desplazamiento distanciándose de la masa de suelo, por ello, Coulomb estableció que la superficie de falla en el suelo sería un plano (Por ejemplo  $BC_1$ ,  $BC_2$ , etc...), de esta manera para determinar la fuerza activa se considera una cuña de falla de suelo  $ABC_1$ , las fuerzas que actúan sobre dicha cuña  $ABC_1$  (Por unidad de longitud en ángulo recto a la sección mostrada), son las siguientes:

- El peso gravitacional,  $W$ , de la cuña de falla de suelo.
- La resultante,  $R$ , de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie de falla  $BC_1$ , dicha resultante está inclinada a un ángulo  $\square$  respecto a la normal de la superficie.

c. La fuerza activa por longitud unitaria del muro,  $P_a$ , la cual, estará inclinada a un ángulo  $\delta$  respecto a la normal al respaldo del sistema estructural de contención.

Para fines de equilibrio de fuerzas, se bosqueja un triángulo de fuerzas (Figura 16), donde  $\phi_1$  es el ángulo que el plano de la superficie de falla BC1 forma con la horizontal, ahora, teniendo en cuenta que tanto la magnitud del peso gravitacional  $W$  como las direcciones de las tres fuerzas mencionadas anteriormente son conocidas, el valor de  $P_a$  se puede determinar fácilmente.

De forma similar, las fuerzas activas y presentes en otras cuñas de prueba, como por ejemplo, las cuñas  $ABC_2$  y  $ABC_3$  también se pueden establecer, con base en esto, el valor máximo de  $P_a$  así calculado es la fuerza activa de Coulomb, que se expresa mediante la siguiente ecuación:

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

Donde  $\gamma$  es el peso unitario del material de relleno,  $H$  es la altura del muro de retención y el coeficiente de presión activa del terreno,  $K_a$ , es:

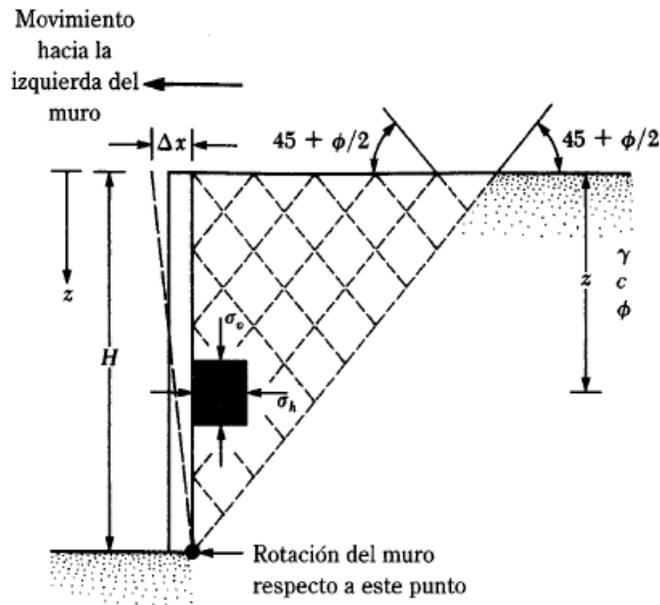
$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta \cdot \text{Sen}(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) \cdot \text{Sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

La línea de acción de la fuerza activa  $P_a$  actúa a una distancia igual al tercio de la altura del muro de contención respecto a su base, es decir  $H/3$  y dicha línea de acción está inclinada un ángulo  $\delta$  respecto a la normal al respaldo del muro de contención. Comúnmente en los diseños de muros de contención el valor del

ángulo de fricción del muro,  $\delta$ , se estima con una magnitud que oscila entre  $\phi/2$  y  $2\phi/3$ .

**2.3.2.2. Presión activa: Teoría de Rankine.** Esta teoría sobre el cálculo de empujes en suelos granulares, se fundamenta en las hipótesis donde el terreno presenta superficie libre plana y se encuentra en el denominado *Estado Rankine*, en el cual, se establecen dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de  $45^\circ + \phi/2$  con la horizontal (Figura 17).

Figura 17. Presión activa: Teoría de Rankine



Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Ahora, si el relleno de un muro de contención sin fricción, es un suelo granular ( $c = 0$ ) y se inclina con un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal, la fuerza total por unidad de longitud es:

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

Donde  $\gamma$  es el peso unitario del material de relleno, H es la altura del muro de retención y el coeficiente de presión activa del terreno,  $K_a$ , es:

$$K_a = \text{Cos}\alpha \cdot \frac{\text{Cos}\alpha - \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}{\text{Cos}\alpha + \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}$$

La dirección de la fuerza resultante,  $P_a$ , está inclinada a un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal y cruza el muro de contención a una distancia H/3 respecto a su base, la formulación anterior se extiende a un relleno inclinado con un suelo c- $\phi$ , donde, el coeficiente de presión activa del terreno,  $K'_a$ , es:

$$K'_a = \frac{1}{\text{Cos}^2\phi} \left[ \frac{2\text{Cos}^2\alpha + 2 \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot z}\right) \cdot \text{Cos}\phi \cdot \text{Sen}\phi}{-\sqrt{4\text{Cos}^2\alpha \cdot (\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi) + 4 \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot z}\right)^2 \text{Cos}^2\phi + 8 \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot z}\right) \cdot \text{Cos}^2\alpha \cdot \text{Cos}\phi \cdot \text{Sen}\phi}} \right] - 1$$

Es indispensable tener en cuenta que en el caso de que el trasdós del muro de contención sea vertical (90°), las componentes  $P_h$  y  $P_v$  de la presión a profundidad z, están determinadas por las siguientes expresiones:

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot K'_h \quad P_v = \gamma \cdot z \cdot K'_v$$

Si:

$$K'_h = \text{Cos}^2\alpha \cdot \frac{\text{Cos}\alpha - \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}{\text{Cos}\alpha + \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}$$

$$K'_v = \text{Sen}\alpha \cdot \text{Cos}\alpha \cdot \frac{\text{Cos}\alpha - \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}{\text{Cos}\alpha + \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}$$

El empuje varía linealmente con la profundidad del muro de contención y sus valores se determinan acorde a las siguientes ecuaciones:

$$E_h = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K'_h \quad E_v = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K'_v$$

Ubicando su resultante a una distancia igual a 2/3 de la altura del muro de contención, respecto a su corona.

Ahora, cabe resaltar que considerando que el trasdós del muro de contención sea vertical ( $\beta = 90^\circ$ ) y suponiendo que  $\alpha = \delta$  y además que  $\alpha = \delta = 0^\circ$ , se establece que:

$$K'_h = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} \quad K'_v = 0$$

Con base en la hipótesis anterior se determina que la teoría de Coulomb para trasdós vertical y superficie del terreno con un ángulo de inclinación  $\alpha$  igual al ángulo de fricción del muro,  $\delta$ , conduce al mismo valor del empuje que la teoría de Rankine ( $\beta = 90^\circ$  y  $\alpha = \delta$ ), por ello, se concluye que ambas teorías coinciden en el caso particular donde el talud del relleno sea horizontal ( $\alpha = 0^\circ$ ) y el ángulo de fricción del muro sea  $\delta = 0^\circ$ .

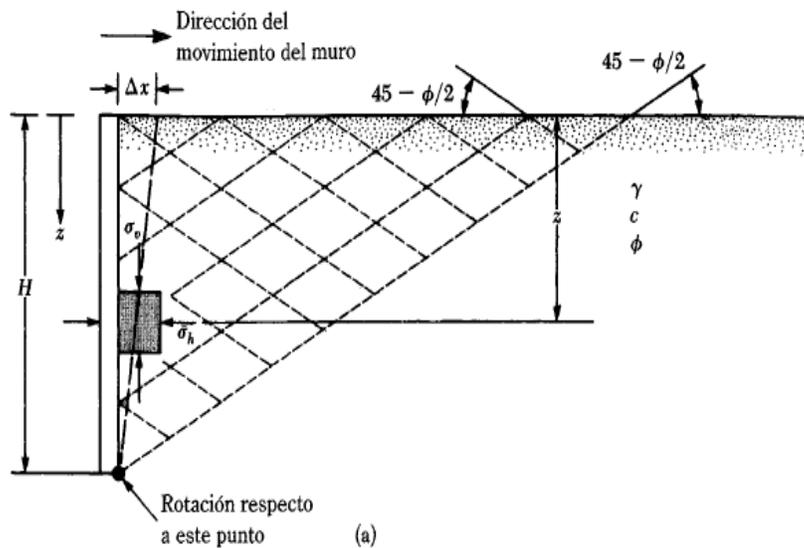
### 2.3.3. Empuje pasivo.

Como se expresó anteriormente el empuje activo es el efecto que ejerce el terreno sobre el muro de contención pero en ocasiones se debe considerar el denominado empuje pasivo que consiste en el efecto contrario, es decir, el efecto que genera el muro de contención sobre el bloque de tierra.

En la figura 18 se bosqueja dicha condición, se detalla que cuando la estructura de contención se desplaza hacia la izquierda una cantidad  $\Delta_x$ , se produce una fuerza

de compresión o empuje al terreno, como consecuencia de ello, el bloque de tierra ofrece una resistencia denominada empuje pasivo.

Figura 18. Empuje pasivo



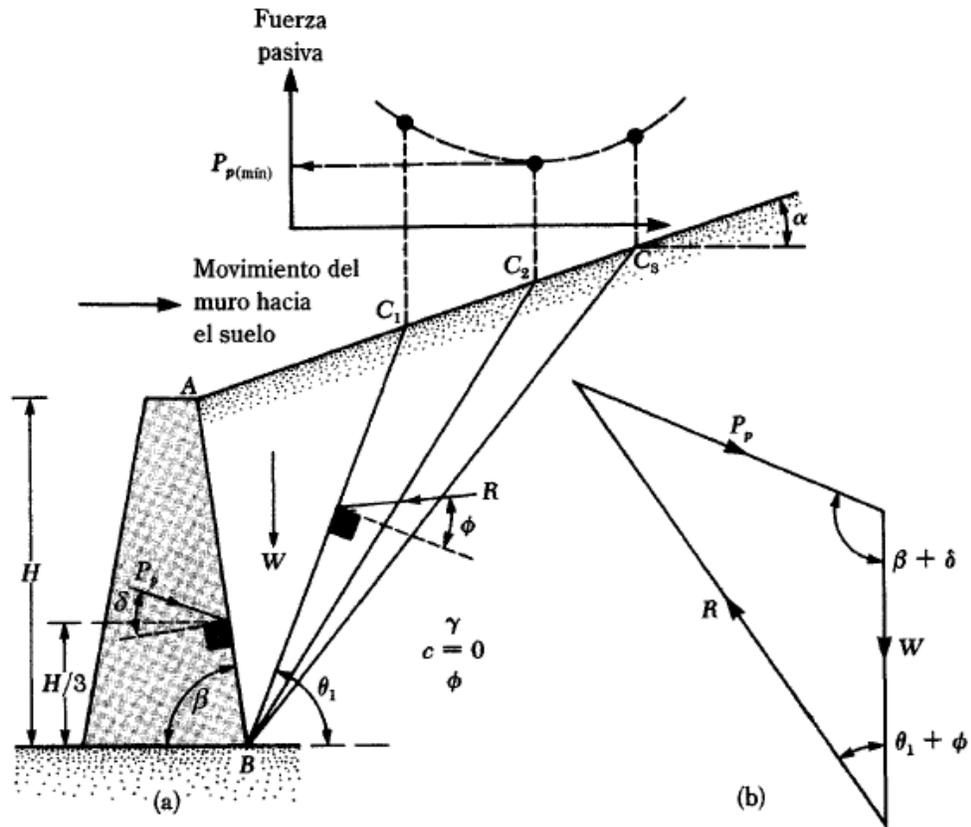
Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

**2.3.3.1. Presión pasiva: Teoría de Coulomb.** Coulomb (1776) también presentó un análisis para estimar la resistencia o presión pasiva del terreno sobre el muro de contención, es decir, cuando éste ha sufrido un determinado movimiento hacia el bloque de tierra, teniendo en cuenta que  $\delta$  es el ángulo de fricción del muro y que el terreno está conformado por un material granular.

Teniendo en cuenta lo que se observa en la figura 19 y bajo el mismo análisis de la presión activa, Coulomb determinó que la superficie potencial de falla en el suelo es un plano.

Para una cuña de falla de suelo  $ABC_1$ , las fuerzas por longitud unitaria que actúan sobre dicha cuña  $ABC_1$  son las siguientes:

Figura 19. Presión pasiva: Teoría de Coulomb



Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

- El peso gravitacional,  $W$ , de la cuña de falla de suelo.
- La resultante,  $R$ , de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie de falla  $BC_1$ , dicha resultante está inclinada a un ángulo  $\phi$  respecto a la normal de la superficie.
- La fuerza pasiva por longitud unitaria de muro,  $P_p$ , la cual, estará inclinada a un ángulo  $\delta$  respecto a la normal al respaldo del muro de contención que se ha trasladado.

Para fines de equilibrio de fuerzas, se bosqueja un triángulo de fuerzas (Figura 19), donde  $\phi_1$  es el ángulo que el plano de la superficie de falla  $BC_1$  forma con la

horizontal, ahora, teniendo en cuenta que tanto la magnitud del peso gravitacional  $W$  como las direcciones de las tres fuerzas mencionadas anteriormente son conocidas, el valor de  $P_p$  se puede determinar fácilmente al igual que en los cálculos de presión activa.

De forma similar, las fuerzas pasivas y presentes en otras cuñas de prueba, como por ejemplo, las cuñas  $ABC_2$  y  $ABC_3$  también se pueden establecer, con base en esto, el valor mínimo de  $P_p$  así calculado es la fuerza pasiva de Coulomb, que se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

Donde  $\gamma$  es el peso unitario del material de relleno,  $H$  es la altura del muro de retención y el coeficiente de presión pasiva del terreno,  $K_p$ , es:

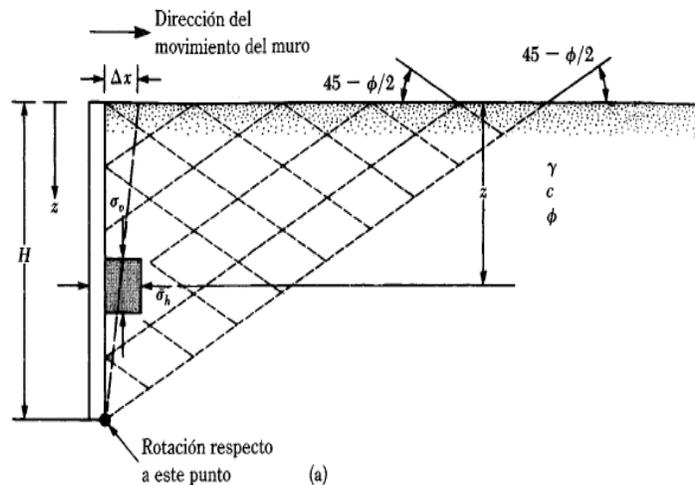
$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\beta - \phi)}{\text{Sen}^2 \beta \cdot \text{Sen}(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \alpha)}{\text{Sen}(\beta + \delta) \cdot \text{Sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

La línea de acción de la fuerza pasiva  $P_p$  actúa a una distancia igual al tercio de la altura del muro de contención respecto a su base, es decir  $H/3$  y dicha línea de acción está inclinada un ángulo  $\delta$  respecto a la normal al respaldo del sistema estructural de retención.

**2.3.3.2. Presión pasiva: Teoría de Rankine.** De forma similar a la presión activa de Rankine, esta teoría sobre el cálculo de empujes en suelos granulares, se fundamenta en las hipótesis donde el terreno presenta superficie libre plana y se encuentra en el denominado *Estado Rankine*, en el cual, se establecen dos series

de superficies planas de rotura, formando ángulos de  $45^\circ + \phi/2$  con la horizontal (Figura 20).

Figura 20. Presión pasiva: Teoría de Rankine



Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Para un muro de contención sin fricción que retiene un suelo granular ( $c = 0$ ) y se inclina con un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal, la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se define de forma similar a la presión activa de Rankine, donde la fuerza total por unidad de longitud es:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

Donde  $\gamma$  es el peso unitario del material de relleno, H es la altura del muro de retención y el coeficiente de presión pasiva del terreno,  $K_p$ , es:

$$K_p = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

La dirección de la fuerza resultante,  $P_p$ , está inclinada a un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal y cruza el muro de contención a una distancia  $H/3$  respecto a su base, la formulación anterior se extiende a un relleno inclinado con un suelo  $c-\phi$ , donde, el coeficiente de presión pasiva del terreno,  $K'_p$ , es:

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi} \left[ \frac{2\cos^2 \alpha + 2 \cdot \left( \frac{c}{\gamma \cdot z} \right) \cdot \cos \phi \cdot \operatorname{Sen} \phi}{\sqrt{4\cos^2 \alpha \cdot (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi) + 4 \cdot \left( \frac{c}{\gamma \cdot z} \right)^2 \cos^2 \phi + 8 \cdot \left( \frac{c}{\gamma \cdot z} \right) \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos \phi \cdot \operatorname{Sen} \phi}} \right] - 1$$

Bajo el mismo análisis de presión activa, en la presión pasiva es indispensable tener en cuenta que en el caso de que el trasdós del muro de contención sea vertical ( $90^\circ$ ), las componentes  $P_h$  y  $P_v$  de la presión a profundidad  $z$ , están determinadas por las siguientes expresiones:

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot K'_h \quad P_v = \gamma \cdot z \cdot K'_v$$

Si:

$$K'_h = \cos^2 \alpha \cdot \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$K'_v = \operatorname{Sen} \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

El empuje varía linealmente con la profundidad del muro de contención y sus valores se determinan acorde a las siguientes ecuaciones:

$$E_h = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K'_h \quad E_v = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K'_v$$

Ubicando su resultante a una distancia igual a 2/3 de la altura del muro de contención, respecto a su corona. Ahora, cabe resaltar que considerando que el trasdós del muro de contención sea vertical ( $\beta = 90^\circ$ ) y suponiendo que  $\alpha = \delta$  y además que  $\alpha = \delta = 0^\circ$ , se establece que:

$$K'_h = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi}$$

$$K'_v = 0$$

Con base en la hipótesis anterior se determina que la teoría de Coulomb para trasdós vertical y superficie del terreno con un ángulo de inclinación  $\alpha$  igual al ángulo de fricción del muro,  $\delta$ , conduce al mismo valor del empuje que la teoría de Rankine ( $\beta = 90^\circ$  y  $\alpha = \delta$ ), por ello, se concluye que ambas teorías coinciden en el caso particular donde el talud del relleno sea horizontal ( $\alpha = 0^\circ$ ) y el ángulo de fricción del muro sea  $\delta = 0^\circ$ .

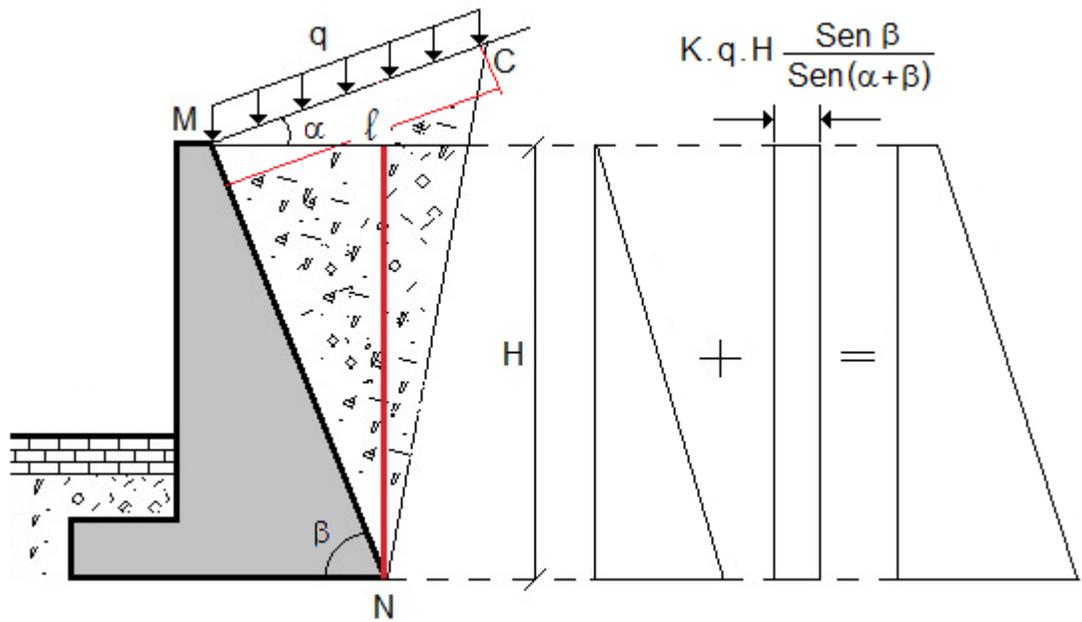
#### 2.3.4. Empuje producido por sobrecargas en el terreno<sup>17</sup>.

Con frecuencia se presenta el caso, en el cual, el relleno contenido por un muro está sometido a una sobrecarga, ésta genera un empuje adicional uniformemente repartido sobre el muro de contención y de valor  $q$  por unidad de longitud del talud, tal y como se observa en la figura 21, ahora, si se aplica la teoría de Coulomb a la porción de suelo MNC (Figura 21), se define su peso a una profundidad  $H$  (Teniendo en cuenta que  $H$  es la altura del muro de retención) incluyendo la sobrecarga correspondiente, así:

$$P = \frac{1}{2} \gamma \cdot \ell \cdot \frac{H}{\text{Sen}\beta} \cdot \text{Sen}(\alpha + \beta) + q \cdot \ell$$

<sup>17</sup> CALAVERA RUIZ, José. Muros de contención y muros de sótano. 3 ed. Madrid: INTEMAC S.A., 2000. p. 47-50.

Figura 21. Empuje producido por sobrecargas en el terreno



El peso de la porción de suelo MNC, se iguala al peso de otra porción de suelo MNC virtual y de densidad ficticia  $\gamma_f$ :

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot l \cdot \frac{H}{\text{Sen} \beta} \cdot \text{Sen}(\alpha + \beta) + q \cdot l = \frac{1}{2} \gamma_f \cdot l \cdot \frac{H}{\text{Sen} \beta} \cdot \text{Sen}(\alpha + \beta)$$

Despejando la densidad ficticia  $\gamma_f$ , se obtiene:

$$\gamma_f = \gamma + \frac{2q}{H} \cdot \frac{\text{Sen} \beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

Y como para ambos casos el empuje es el mismo:

$$E = \frac{1}{2} K \cdot \gamma_f \cdot H^2$$

Sustituyendo  $\gamma_f$  se tiene:

$$E = \frac{1}{2} K \cdot \left( \gamma + \frac{2q}{H} \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)} \right) \cdot H^2$$

Efectuando los productos para eliminar el paréntesis, se obtiene que el empuje es:

$$E = \frac{1}{2} K \cdot \gamma \cdot H^2 + K \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

La ecuación anterior indica que el empuje producido por una sobrecarga  $q$  por unidad de longitud de talud es el mismo que el producto por una altura adicional de tierra así:

$$\gamma \cdot h_c = q \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

Despejando  $h_c$ :

$$h_c = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

Si llegado el caso el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal es nulo, es decir  $\alpha = 0$ , la ecuación para determinar  $h_c$  es:

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

Acorde a la ecuación para determinar el empuje producido por una sobrecarga  $q$  por unidad de longitud de talud, se esclarece que la presión adicional por efecto de dicha sobrecarga es:

$$p = K \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

Y su diagrama de presiones es de forma rectangular, debido a esto, el diagrama total de presiones es de forma trapezoidal (Figura 21). Ahora, la profundidad del punto de aplicación del empuje total es:

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

Si llegado el caso el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal es nulo, es decir  $\alpha = 0$ , la ecuación para determinar  $Y_g$  es:

$$Y_g = H \cdot \frac{2\gamma \cdot H + 3q}{3\gamma \cdot H + 6q}$$

### 2.3.5. Empuje producido por la acción sísmica.

La energía de vibración sísmica en el lecho rocoso, se propaga hacia las estructuras de retención a través de las diversas capas de suelos existentes, para definir el nivel de estabilidad del muro durante un evento sísmico es indispensable conocer las presiones actuantes sobre la estructura, por ello, las presiones dinámicas del terreno debidas al sismo, deben tener en cuenta la evaluación de los siguientes factores:

- ✓ Naturaleza de la onda sísmica incidente.
- ✓ Espesores de las capas de suelo existentes.
- ✓ Dimensiones de la estructura de retención.
- ✓ Propiedades del suelo.
- ✓ Propiedades de los materiales con los cuales está construido el muro.
- ✓ Propiedades de los límites de las interfaces, es decir, la interfaz estructura-suelo e interfaz suelo-lecho rocoso.

- ✓ Características de reflexión y refracción de las ondas sísmicas en los límites de los diversos materiales.
- ✓ Respuesta dinámica del agua subterránea bajo la acción de las vibraciones sísmicas.

Generalmente los empujes dinámicos de un terreno sobre una estructura de contención se establecen mediante análisis de tipo pseudo-estático (Teorías de Mononobe-1929 y Okabe-1926), dichos procedimientos son los más adecuados y consideran desplazamientos prácticamente nulos en el muro de contención, por ello, es indispensable una adecuada revisión de sus condiciones, parámetros y variables presentes en el sistema.

Existen diversos procedimientos que permiten estimar los desplazamientos que sufren los muros de contención bajo la acción de un movimiento telúrico (Teorías de Seed-1970, Richards-1979, Elms-1979 y Nadim-1983), dichas teorías establecen un coeficiente sísmico de diseño  $K_h$  que se introduce en el análisis de Mononobe-Okabe donde se considera un desplazamiento horizontal aceptable, además, se admite que el sistema se comporta en el rango plástico una vez haya alcanzado un determinado nivel de la aceleración del suelo, suelo en el cual, se cimienta la estructura de contención, cabe aclarar que este análisis se limita al comportamiento de muros de contención localizados por encima de niveles freáticos y que retienen suelos no cohesivos.

Con el transcurrir de los años se han desarrollado diversas hipótesis para el diseño sísmico de los muros de contención y al interior de éstas, se han generado varios métodos, la diferencia fundamental entre las diferentes hipótesis radica en permitir desplazamientos de la estructura de contención durante el evento sísmico, al interior de cada una de las hipótesis se han generado metodologías simplificadas para determinar las magnitudes de los empujes debidos a los movimientos telúricos.

**2.3.5.1. Muros con desplazamientos restringidos.** La evaluación del empuje activo dinámico del suelo requiere de un análisis complejo que considera fundamentalmente la interacción entre suelo y estructura, por ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificadas, en las cuales, se considera el relleno como material granular y en estado no saturado, el cimiento no sufre deformabilidad alguna y admitiendo que la cuña de suelo es considerada como un cuerpo rígido donde los desplazamientos laterales son despreciables. Con estas limitaciones Okabe (1926) y Mononobe (1929), desarrollaron un método sobre el comportamiento de una cuña de suelo que se desliza sobre un determinado plano de falla que actúa sobre una estructura de contención definida (Coulomb-1776).

**2.3.5.1.1. Método de Mononobe-Okabe.** Este método consiste en la introducción de fuerzas de inercia producidas en la cuña deslizante con una serie de hipótesis (Tabla 1), a través de un coeficiente sísmico horizontal y otro vertical, representativos de un movimiento telúrico y que al instante de ser multiplicados por el peso de la cuña de suelo generan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por el análisis estático de Coulomb.

Tabla 1. Consideraciones del método de Mononobe-Okabe

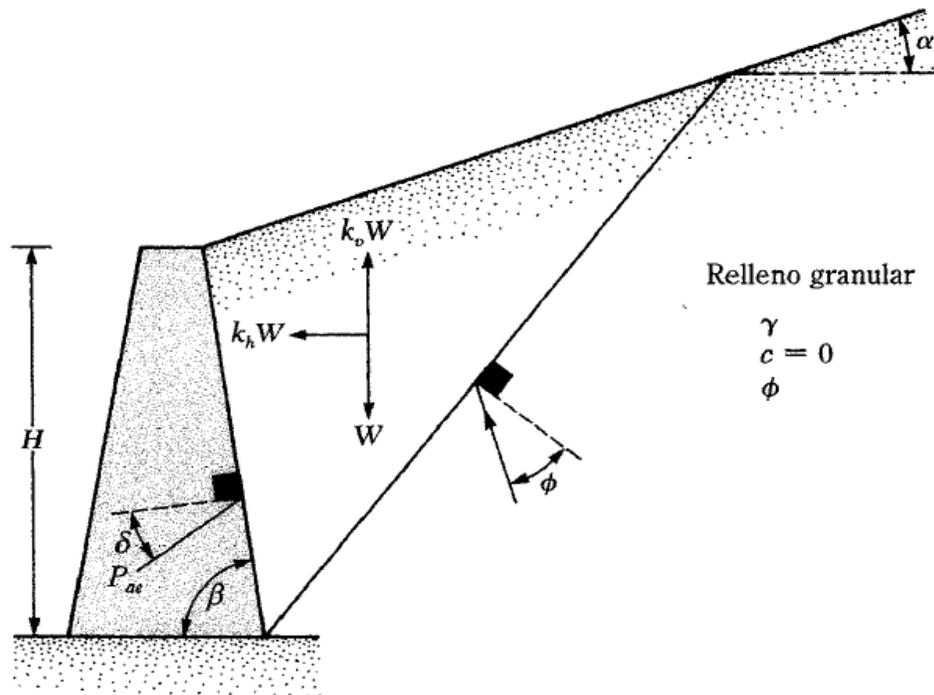
CARACTERÍSTICAS	HIPÓTESIS
Desplazamiento del muro	1/1000 a 5/1000 de la altura en la parte superior
Tipo de suelo	Material granular y en estado no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento rígido-plástico, se considera como un cuerpo rígido y sufre aceleraciones inducidas uniformes
Superficie de falla	La superficie de falla del relleno es plana y se proyecta por la parte baja de la estructura de contención
Efectos de borde	El muro de contención es lo suficientemente largo para despreciar los efectos de borde que se pueden presentar
Aceleración	Es uniforme en toda la cuña deslizable

La teoría de la presión activa de Coulomb se proyecta para tener en cuenta las fuerzas generadas por una acción sísmica, en la figura 22 se plasma una condición de presión activa con un relleno conformado por material granular ( $c=0$ ), adicional a las fuerzas que actúan normalmente sobre la cuña de suelo, surgen  $k_h$  y  $k_v$ , las cuales, son las componentes horizontal y vertical de la aceleración del sismo por la aceleración debida a la gravedad, respectivamente.

La ecuación para determinar la fuerza activa por unidad de longitud del muro  $P_{ae}$  se expresa así<sup>18</sup>:

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

Figura 22. Método de Mononobe-Okabe



Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

<sup>18</sup> BRAJA M. Op. cit., p. 358.

Donde el coeficiente de presión activa del terreno,  $K_{ae}$ , es:

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

$$\theta' = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

En las expresiones anteriores  $\gamma$  es el peso unitario del material que conforma el relleno,  $H$  es la altura de la estructura de contención,  $k_h$  es la componente horizontal de la aceleración del sismo por la aceleración debida a la gravedad y  $k_v$  es la componente vertical de la aceleración del sismo por la aceleración debida a la gravedad.

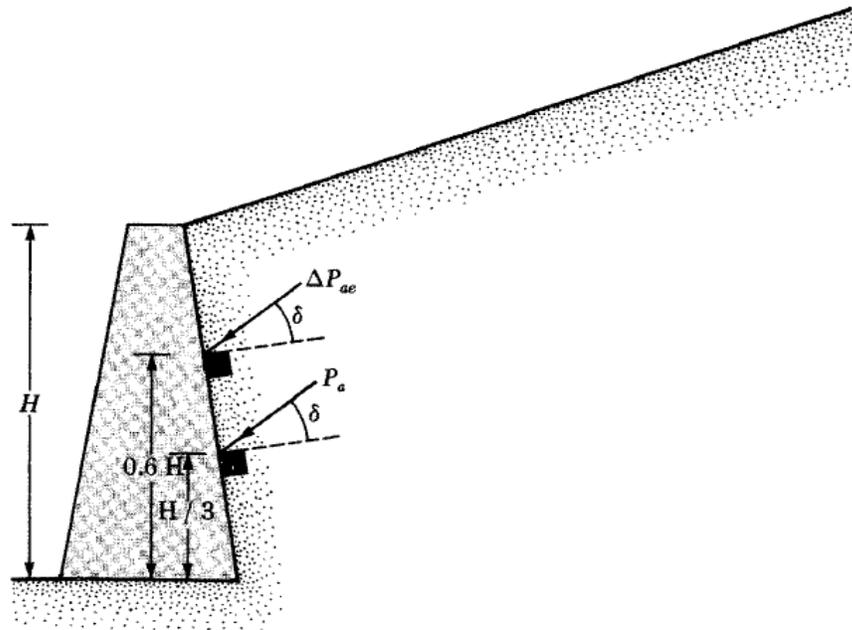
En la bibliografía existente se encuentra que algunos valores para  $k_h$  o componente horizontal de la aceleración del sismo son: Terzaghi (1950) sugirió el uso de  $k_h = 0.1$  para sismos de magnitud considerable,  $k_h = 0.2$  para sismos destructivos y  $k_h = 0.5$  para sismos de gran magnitud que generan catástrofes en las áreas pobladas. En el caso del Cuerpo de Ingenieros Americano, se establece un  $k_h = 0.1$  para la gran mayoría de sismos y se aumenta a  $k_h = 0.15$  para los sismos de magnitudes destructivas.

La ecuación para determinar la fuerza activa por unidad de longitud del muro  $P_{ae}$  definida en la página anterior es conocida como la solución Mononobe-Okabe y su resultante no actúa a una distancia  $H/3$  desde la base del muro de contención, como en el caso de la presión activa de Coulomb, dicha resultante tiene una localización que debe ser estimada con base en el siguiente procedimiento (Paso a paso):

- Calcular  $P_{ae}$  usando la solución Mononobe-Okabe.
- Calcular  $P_a$  usando la ecuación definida en el numeral de presión activa de tierra de Coulomb.
- Calcular  $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ .
- Suponer que  $P_a$  actúa a una distancia  $H/3$  desde la base del muro de contención.
- Suponer que  $\Delta P_{ae}$  actúa a una distancia  $0.6H$  desde la base del muro de contención.
- Determinar la localización de la resultante de la fuerza activa por unidad de longitud del muro  $P_{ae}$  con base en la siguiente expresión (Figura 23):

$$\bar{z} = \frac{(0.6H \cdot \Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3} \cdot P_a\right)}{P_{ae}}$$

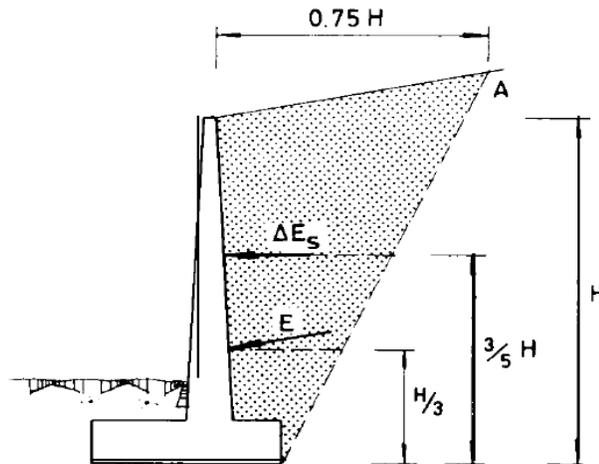
Figura 23. Método de Mononobe-Okabe (Altura de aplicación)



Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

**2.3.5.1.2 Método de Seed<sup>19</sup>.** Este método desarrollado por Seed en el año 1969, es una simplificación del método de Mononobe-Okabe, por ello, se emplea como procedimiento de anteproyecto y para terrenos granulares ordinarios, donde, las diferencias en los resultados de uno a otro método son prácticamente despreciables. El método de Seed supone una superficie de falla plano que se extiende desde el punto A cuya longitud horizontal a la corona del muro de contención es  $0.75H$  (Figura 24), teniendo en cuenta que  $H$  es la altura de dicho muro.

Figura 24. Método de Seed



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

En este procedimiento se supone que el incremento de empuje originado por el movimiento telúrico es horizontal y equivalente a la fuerza de inercia de la cuña de suelo, como resultante a esta suposición se obtiene que:

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{a_{ch}}{g}$$

<sup>19</sup> CALAVERA RUIZ. Op. cit., p. 64-66.

Donde  $a_{ch}/g$  es el coeficiente sísmico horizontal y la fuerza  $\Delta E_s$  actúa a una altura  $3H/5$  respecto al nivel de cimentación del muro.

**2.3.5.2. Muros con desplazamientos controlados.** Cuando se genera un diseño estructural de contención usando el método de Mononobe-Okabe, se emplean las aceleraciones pico del suelo, debido a esto, todo sistema resultante es considerablemente pesado y voluminoso, por ello, para diseñar estructuras de contención de menor envergadura y al mismo tiempo más económicas y factibles, es indispensable considerar en el sistema un mínimo grado de desplazamiento admisible.

En la cotidianidad existen estructuras de contención que no poseen restricciones significativas al desplazamiento o giro, en estas condiciones el grado de desplazamiento siempre y cuando no interfiera con otras estructuras y/o instalaciones, genera empujes dinámicos menores a los obtenidos para desplazamientos restringidos.

El desplazamiento total a causa de acciones sísmicas que sufre un sistema estructural de contención no restringido, se genera de forma incremental, esto se debe a la acumulación de pequeños desplazamientos producidos por etapas (Terzariol–1987).

Por ejemplo, si se considera un muro de contención sometido a un movimiento telúrico, cuando la aceleración del suelo está orientada hacia el material de relleno, las fuerzas de inercia actúan hacia afuera produciendo un cierto grado de desplazamiento del muro en ese sentido, por ello, para una determinada magnitud de la aceleración, se genera el estado límite de las fuerzas resistentes en el cimiento de la estructura de contención hasta que el muro se desplaza hacia afuera con relación a su cimiento, dicha condición es el típico caso de un empuje activo.

Ahora, si sucede el caso contrario en el cual la aceleración del suelo está dirigida hacia afuera, las fuerzas de inercia actúan hacia adentro y la condición resultante es un empuje pasivo y en este caso se solicitarían cargas de magnitud muy alta para producir la falla del suelo.

Terzariol (1987) plantea el modelo como una situación de resistencia no simétrica, ya que bajo acciones sísmicas solo resultan posibles desplazamientos cuando las fuerzas de inercia actúan hacia afuera del material contenido.

La descripción anterior plasma una modelación simplificada del fenómeno, sin embargo, la observación y el análisis de ensayos y condiciones reales tienden a confirmar el comportamiento de falla incremental, acorde a las anteriores afirmaciones es posible aplicar el método de Newmark (1965) para el cálculo de desplazamientos de presas, dicho procedimiento considera un bloque rígido que permanece sobre una superficie rugosa, plana y horizontal, sujeta a una sollicitación de tipo sísmico, en la cual cuando se sobrepasa la resistencia friccional, el bloque rígido logra desplazarse solamente en una dirección con una aceleración constante y uniforme (Comportamiento rígido-plástico del material del sistema estructural).

Richards y Elms (1979) con base en el criterio de Newmark (1965) para bloques rígidos deslizantes, elaboraron un método para el cálculo de desplazamientos y el diseño de muros de contención, considerando que éstos constituyen un sistema dúctil (Rígido-plástico) y que son capaces de soportar desplazamientos permanentes de algunos centímetros, la magnitud del mencionado desplazamiento total depende de los parámetros característicos del movimiento del suelo y del coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  que se adopte para el sistema estructural de contención, es decir, las características del muro de contención están implícitas en el valor de dicho coeficiente sísmico y a su vez representa la resistencia al deslizamiento.

**2.3.5.2.1. Método de Richards y Elms<sup>20</sup>.** El procedimiento elaborado por Richards y Elms en el año 1979 para diseñar estructuras de contención, se resume en los siguientes pasos:

- ✓ Se adopta un valor aceptable del máximo desplazamiento que se pueda producir,  $d_R$ , esta magnitud debe ser compatible con la respuesta requerida del sistema estructural en función de los niveles de aceptación que se asuman en el diseño.
- ✓ Se seleccionan los valores apropiados de la aceleración máxima  $A_g$  y de la velocidad  $V$  que caracterizan el movimiento sísmico.
- ✓ Se determina el coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  el cual representa la resistencia al deslizamiento con la cual debe diseñarse el muro de contención, teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$\frac{k_h}{A} = \left( \frac{0.087 \cdot V^2}{d_R \cdot A_g} \right)^{0.25}$$

- ✓ Se emplea el valor de  $k_h$  obtenido en la ecuación anterior para calcular los empujes activos del suelo y de las fuerzas de inercia generadas por el peso del sistema estructural, para la determinación del empuje activo del suelo se recomienda usar el procedimiento formulado por Mononobe (1929) y Okabe (1926).

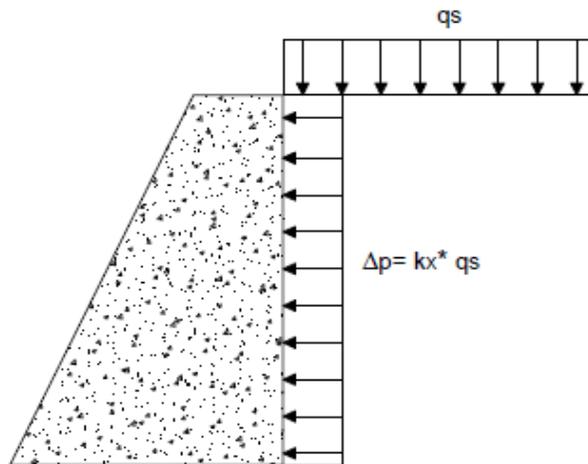
**2.3.6. Empuje producido por cargas aplicadas arriba del muro.** Adicional a las presiones ejercidas por el terreno, se deben tener en cuenta las cargas aplicadas arriba del muro, las cuales, se plasman como una carga repartida, una carga lineal o una carga concentrada.

---

<sup>20</sup> DURÁN JAIMES y VARGAS HERNANDEZ. Op. cit., p. 41.

**2.3.6.1. Carga repartida arriba del muro<sup>21</sup>.** Cuando se presenta una carga uniformemente repartida sobre la estructura de contención, la norma AASTHO establece que se debe tener en cuenta una presión adicional sobre el muro en toda la altura del mismo (Figura 25).

Figura 25. Carga repartida arriba del muro



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

La magnitud de la presión constante sobre la estructura de contención está expresada como:

$$\Delta_p = k_s \cdot q_s$$

Dónde:

- ✓  $\Delta_p$  es la presión de tierra horizontal y constante debida a la sobrecarga.
- ✓  $k_s$  es el coeficiente de presión de tierra.
- ✓  $q_s$  es la sobrecarga uniformemente repartida y de dirección vertical aplicada sobre la superficie del terreno.

<sup>21</sup> SUAREZ DIAZ, Deslizamientos: Técnicas de Remediación. Tomo 2 - Capítulo 3, Op. cit., p. 131.

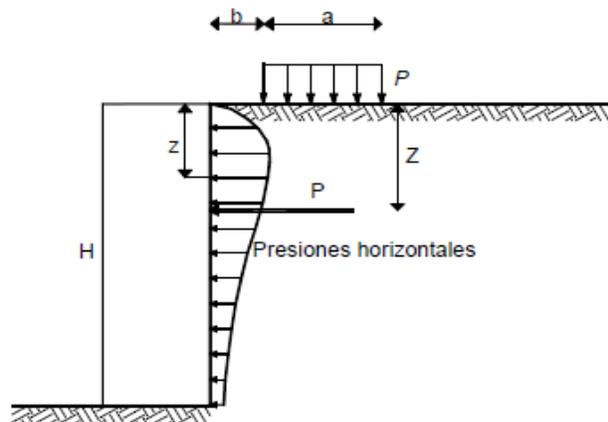
**2.3.6.2. Carga en forma de tira paralela al muro<sup>22</sup>.** Las carreteras, ferrocarriles, cimientos continuos y los muros de cerramiento, son el claro ejemplo de cargas en forma de tira siempre y cuando sean paralelas a la estructura de retención. La magnitud de la presión de tierra horizontal resultante de la aplicación de la carga en forma de tira paralela al muro, está expresada como (Figura 26):

$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi} \left\{ \frac{\pi}{180} \left[ \operatorname{arc cot} \frac{z}{a+b} - \operatorname{arc cot} \frac{z}{b} \right] \right\} - \left[ \frac{z}{(a+b) + \frac{z^2}{(a+b)}} - \frac{z}{b + \frac{z^2}{b}} \right]$$

Ahora, la fuerza total debida a la carga en forma de tira paralela al muro se obtiene con base en la siguiente expresión (Figura 26):

$$P = \frac{ph}{90} \left[ \arctan \frac{(a+b)}{h} - \arctan \frac{b}{h} \right]$$

Figura 26. Carga en forma de tira paralela al muro



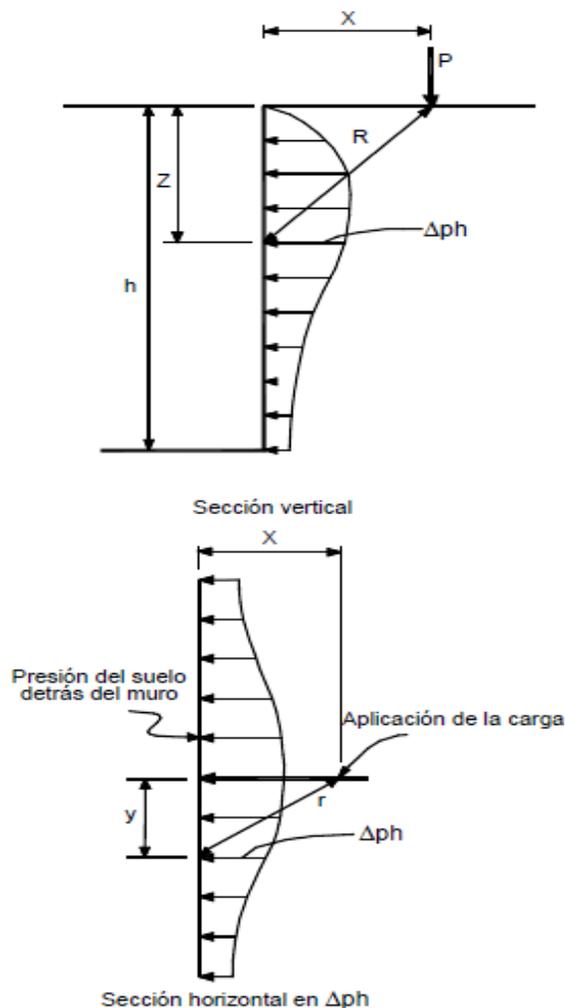
Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

<sup>22</sup> Ibid., p. 132.

**2.3.6.3. Carga puntual o carga concentrada<sup>23</sup>.** Estas fuerzas generan una presión sobre la cara posterior de una estructura de contención, dicha presión se plasma en la siguiente ecuación (Figura 27):

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi} \left[ \frac{3x^2z}{R^5} - (1-2\nu) \cdot \left\{ \frac{x^2 - y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{y^2z}{R^3r^2} \right\} \right]$$

Figura 27. Carga puntual o carga concentrada



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

<sup>23</sup> Ibid., p. 132.

### **2.3.7 Otros empujes<sup>24</sup>.**

Adicional a los diferentes empujes explicados anteriormente, en la bibliografía existente se plasman otros tipos de empujes que se deben tener en cuenta, éstos se resumen a continuación.

**2.3.7.1. Presiones de expansión.** Si el material de relleno que se encuentra en la cara posterior de la estructura de contención es un suelo expansivo y en caso tal, que se generará un humedecimiento de este material, se podría desarrollar una presión de expansión que afectaría la estabilidad del muro, por ello, es indispensable realizar una serie de ensayos de presión de expansión en consolidómetro, en aras de evaluar el porcentaje de expansión que se pueda presentar y que tanto afectaría a la estabilidad de la estructura de retención.

**2.3.7.2. Presiones debidas a la compactación.** Para garantizar que un relleno posterior a un muro de contención se encuentre en óptimas condiciones, es indispensable especificar una densidad seca mínima que establezca una resistencia al cortante y una dureza del relleno adecuada, por ello, es de vital importancia el proceso de compactación en esa zona, pero, el uso de maquinaria pesada puede causar daños en la estructura induciendo fuerzas horizontales superiores a las calculadas en el diseño, con base en esto, se requiere tener en cuenta el equipo de compactación que se va a emplear en el proceso constructivo del muro de retención para afectar razonablemente el valor del coeficiente de presión de tierras y así definir un diseño estructural óptimo.

**2.3.7.3. Presiones debidas al agua.** La presencia de agua en la cara posterior de la estructura de contención, genera un efecto considerable en la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro, la mayoría de las fallas en los muros son originadas por la acción del agua, por ello, esta condición establece la importancia

---

<sup>24</sup> Ibid., p. 132-133.

de instalar un adecuado sistema de drenaje detrás del muro y estimar eficazmente las presiones de agua en el diseño estructural, dichas presiones deben soportarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil del muro, por ejemplo, inundaciones, rotura de tubería hidráulicas, sanitarias y/o pluviales y niveles freáticos importantes.

En el caso de niveles freáticos importantes en el sitio de construcción del muro se debe establecer un modelo hidrológico basado en la geología del suelo, instalando piezómetros u otros elementos de medición para obtener todos los datos requeridos para un óptimo análisis, por ello, es indispensable determinar el nivel de permeabilidad del terreno natural y del material de relleno que se va a emplear.

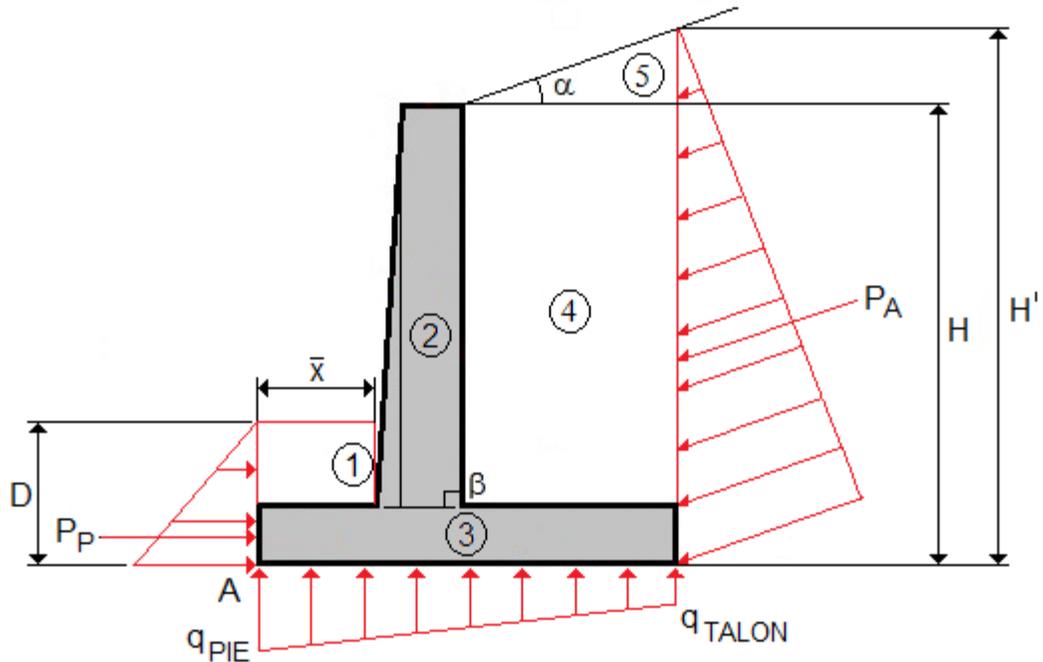
**2.3.7.4. Presiones debidas a las precipitaciones.** La infiltración del agua lluvia en el trasdós de un muro de contención puede generar un aumento considerable en los niveles de presión del agua sobre la estructura, actualmente, existen procedimientos numéricos para analizar el efecto de las aguas lluvias sobre las presiones de poros en los suelos. Cuando la permeabilidad del suelo retenido es superior a  $10^{-4}$  mt/seg, se debe tener en cuenta la posible saturación del terreno en un evento pluvial de gran intensidad.

## **2.4. ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN**

Debido a las cargas a las cuales está sometido un muro de contención (Figura 28), es necesario revisar su estabilidad, por ello, se deben realizar los siguientes chequeos:

- ✓ Revisión por volteo o volcamiento respecto al pie.
- ✓ Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.
- ✓ Revisión por capacidad de carga de la base.

Figura 28. Esquema general de cargas



#### 2.4.1. Revisión por volteo o volcamiento.

La figura 28 bosqueja las cargas que comúnmente actúan sobre un muro de contención tipo ménsula, dichas cargas se refieren a los empujes del suelo hacia el muro, el peso propio de la estructura de retención y el peso del bloque de terreno sobre el talón del muro. Teniendo en cuenta que  $\gamma_1$  es el peso específico del bloque de suelo que conforma el relleno y  $\gamma_2$  es el peso específico del suelo bajo la cimentación del muro de contención, el factor de seguridad al volteo respecto al pie del muro, FSV, es decir, respecto al punto A plasmado en la figura 28 es:

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Dónde:

- ✓  $\sum M_R$  es la sumatoria de momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo del muro de contención respecto al punto A.

- ✓  $\Sigma M_A$  es la sumatoria de momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro de contención respecto al punto A.

La sumatoria de momentos debidos al volteo es:

$$\Sigma M_A = P_a \cdot \text{Cos}\alpha \cdot \left(\frac{H'}{3}\right)$$

Para determinar la sumatoria de momentos resistentes  $\Sigma M_R$  se elabora un esquema resumen de cargas, como por ejemplo la tabla 2, en dicho esquema se debe tener en cuenta que la carga  $P_p$  se desprecia y que el peso del bloque de suelo que conforma el relleno, el peso del concreto reforzado y la componente vertical de la presión activa,  $P_a \cdot \text{Sen}\alpha$ , son fuerzas que contribuyen al momento resistente. El momento debido a la componente vertical de la presión activa con respecto al punto A es:

$$M_V = P_a \cdot \text{Sen}\alpha \cdot B$$

Donde B es el ancho del cimiento del muro de contención.

Tabla 2. Cálculo del momento resistente  $\Sigma M_R$

SECCIÓN	AREA	PESO/UNIDAD DE LONGITUD DE MURO	BRAZO DE MOMENTO (MEDIDO DESDE A)	MOMENTO RESPECTO AL PUNTO A
1	$A_1$	$W_1 = \gamma_c \cdot A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = \gamma_c \cdot A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = \gamma_c \cdot A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = \gamma_1 \cdot A_4$	$X_4$	$M_4$
5	$A_5$	$W_5 = \gamma_1 \cdot A_5$	$X_5$	$M_5$
$C_{v-Pa}$		$P_a \cdot \text{Sen}\alpha$	B	$M_V$
<b>TOTALES</b>		$\Sigma F_V$		$\Sigma M_R$

Con base en la tabla anterior se determina el valor de la sumatoria de momentos resistentes  $\Sigma M_R$ , además, como se expresó anteriormente el factor de seguridad al volteo, FSV, se calcula con base en la siguiente expresión:

$$FSV = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A} \geq FSV_{\min} = 3$$

En el ítem H.6.9 de la NSR-10, se encuentra que el valor mínimo del factor de seguridad indirecto al volteo es 3, tanto para la etapa de construcción como para el comportamiento estático y 2 para el comportamiento pseudo-estático del muro.

#### **2.4.2. Revisión por deslizamiento.**

El factor de seguridad contra el deslizamiento, FSD, se establece con base en la siguiente fórmula:

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_A}$$

- ✓  $\Sigma F_R$  es la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a resistir el deslizamiento del muro de contención.
- ✓  $\Sigma F_A$  es la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a empujar o deslizar el muro de contención.

La sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes es:

$$\Sigma F_R = \Sigma F_V \cdot \tan(k_1 \phi_2) + B \cdot k_2 c_2 + P_p$$

Teniendo en cuenta que  $\phi_2$  es el ángulo de fricción del suelo bajo la cimentación del muro de contención, ahora, la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a generar el deslizamiento es:

$$\sum F_A = P_a \cdot \cos \alpha$$

Acorde al ítem H.6.9 de la NSR-10, se debe diseñar la estructura de contención con un factor de seguridad indirecto al deslizamiento igual a 1.6, tanto para la etapa de construcción como para el comportamiento estático y 1.05 para el comportamiento pseudo-estático del muro.

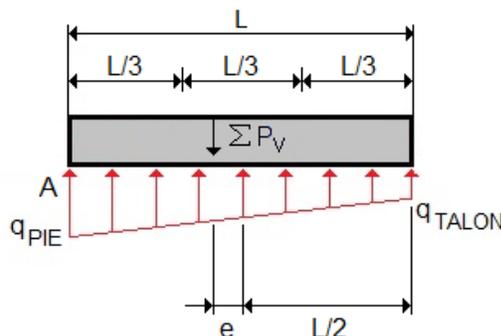
$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_A} \geq FSD_{\min} = 1.6$$

En algunos muros de contención no se genera ese factor de seguridad indirecto mínimo contra el deslizamiento, por ello, es indispensable incrementar su resistencia diseñando y construyendo un espolón como elemento adicional de su cimentación. El espolón, también conocido como dentellón, es una fracción de la cimentación del muro de retención que sobresale de su nivel inferior y que está alineado con el vástago.

### 2.4.3. Revisión por capacidad de carga.

La presión vertical que transmite la cimentación del muro de contención hacia el suelo de soporte, debe ser revisada contra la capacidad de carga última del terreno, dicha presión vertical se bosqueja en la figura 29.

Figura 29. Esquema general de cargas en la losa de cimentación



Las magnitudes de  $q_{PIE}$  y  $q_{TALON}$  se establecen acorde a la siguiente expresión:

$$q_{PIE,TALON} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Dónde:

- ✓  $\sum F_V$  es la sumatoria de las fuerzas verticales existentes en el sistema.
- ✓  $e$  = Es la excentricidad de la fuerza resultante presente en el sistema y plasmada en la figura 29.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum F_V}$$

Cabe resaltar que la sumatoria de las fuerzas verticales existentes en el sistema,  $\sum F_V$ , tiene en cuenta el peso del suelo, tal y como se plasmó en la tabla 2, ahora, en el instante en el cual el valor de la excentricidad,  $e$ , es superior a  $B/6$ ,  $q_{TALON}$  se convierte en un cantidad negativa, es decir, se generará un esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón, dicho esfuerzo es inadecuado porque la resistencia a tensión del terreno es mínima, por ello, si en el diseño preliminar se encuentra que la excentricidad,  $e$ , es superior a  $B/6$ , se recomienda redimensionar la estructura para evitar esos esfuerzos de tensión nocivos que afectarían su eficiencia.

La revisión por capacidad de carga requiere que  $q_{PIE,TALON}$  sea menor o igual al esfuerzo admisible, donde dicho esfuerzo está determinado por las condiciones del terreno. Ahora, la capacidad de carga última del terreno de fundación se estima con la siguiente ecuación:

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

Con el ángulo de fricción interno del suelo de cimentación, se accede a la Tabla 3 que contiene los factores de capacidad de carga de un suelo,  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , además, se calculan los siguientes parámetros:

$$q = \gamma_{s2} \cdot D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \left( \frac{D}{B'} \right)$$

$$F_{\gamma d}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi_2 \cdot (1 - \sin \phi_2)^2 \cdot \left( \frac{D}{B'} \right)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cdot \cos \alpha}{\sum F_v} \right)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\psi}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\psi}{\phi_2} \right)^2$$

Con estos valores se calcula la capacidad de carga última del terreno de fundación,  $q_u$ . Con base en lo anterior, el factor de seguridad a la capacidad de carga, FSCC, se determina de la siguiente forma:

$$FSCC = \frac{q_u}{q_{PIE}} \geq FSCC_{adm} = 3$$

Tabla 3. Factores de capacidad de carga

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

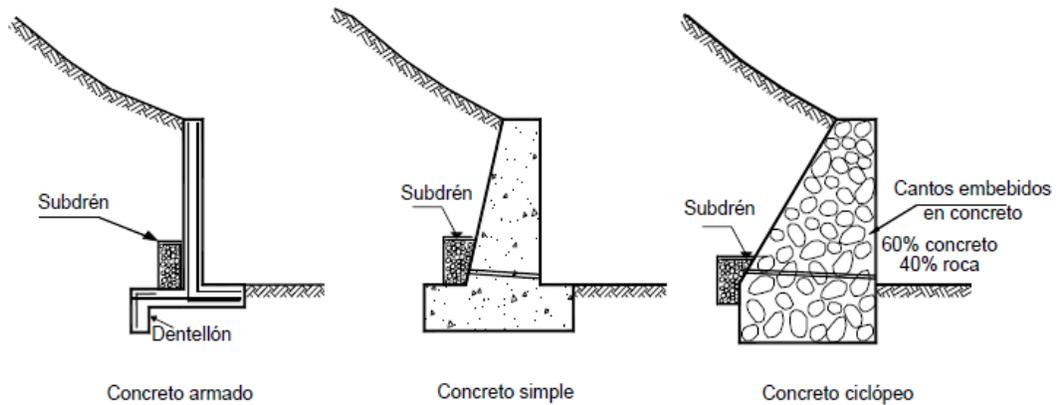
\* Según Vesic (1973)

Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

## 2.5. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN RIGIDOS Y RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION

Los muros de contención rígidos son estructuras construidas en concreto ciclópeo con o sin columnas de refuerzo, concreto simple, concreto armado y piedra adherida (Figura 30), los cuales, no permiten deformaciones importantes sin romperse, estos sistemas se apoyan sobre suelos estables y competentes permitiendo la transmisión de fuerzas desde su cimentación hacia el vástago o cuerpo del muro y de esta manera generar las fuerzas requeridas de contención.

Figura 30. Tipos de muros de contención rígidos



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

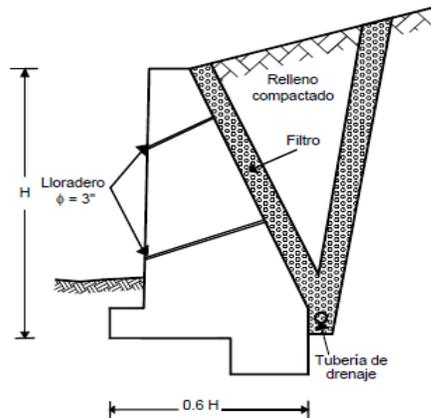
Los muros de contención rígidos son una de las formas más sencillas de soportar cortes y terraplenes ya que funcionan como una masa relativamente concentrada que retiene una masa inestable.

Su uso es común a nivel mundial pero su éxito se ha limitado debido a la dificultad existente en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que se generan entre las cargas reales que actúan sobre la estructura de retención en un caso de deslizamiento y los procedimientos teóricos de análisis empleados para el diseño estructural.

### 2.5.1. Diseño de muros de contención de concreto simple.

Los muros de concreto simple son estructuras de retención construidas solamente con concreto, es decir, sin acero de refuerzo en su interior, estos muros son masas relativamente grandes de concreto que actúan como estructuras de gravedad, su altura no debe ser superior a 3.5 metros, de lo contrario, se presentarían esfuerzos de flexión que no son resistidos por el concreto generando roturas a flexión en la zona inferior del muro o al interior de su cimiento (Figura 31).

Figura 31. Muro de concreto simple



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

En el diseño de un muro de contención de concreto simple se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones<sup>25</sup>:

- ✓ Estabilidad intrínseca del muro, factor de deslizamiento y capacidad de soporte.
- ✓ Sistema de subdrenaje para eliminar las presiones internas de agua.
- ✓ Juntas de contracción o expansión, las cuales, se deben construir a una longitud máxima de 8 metros entre sí, considerando los coeficientes de dilatación por cambios de temperatura de los materiales que se van a emplear en la fase de construcción.
- ✓ El intradós o cara de fachada del muro de retención debe tener una pendiente ligera para evitar la sensación visual de inclinación del muro.
- ✓ Se debe cimentar por debajo de la superficie de falla, con el fin de obtener fuerzas de reacción por fuera del potencial movimiento, aportando estabilidad no solo a la estructura de retención sino al deslizamiento.

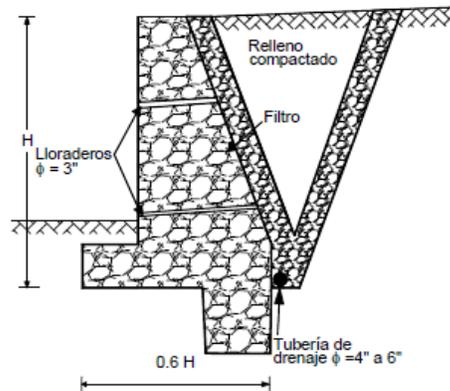
### 2.5.2. Diseño de muros de contención de concreto ciclópeo.

Los muros de concreto ciclópeo son estructuras de retención construidas con una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca. Comúnmente, se generan

<sup>25</sup> Ibid., p. 114.

mezclas con una proporción de 60% concreto y el 40% restante con bloques de roca, en esta dosificación, se debe tener presente que al aumentar el volumen de cantos de roca, se origina una mayor probabilidad de agrietamiento en el muro de contención, esto se debe a que los bloques de roca dura ofrecen menor resistencia que la proporcionada por el concreto (Figura 32). En algunos lugares del planeta se construyen muros de concreto ciclópeo con porcentajes de cantos de roca superiores al 40% del volumen total.

Figura 32. Muro de concreto ciclópeo



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

En el diseño de un muro de contención de concreto ciclópeo se deben tener en cuenta las mismas condiciones que se detallaron para el diseño de un muro de contención de concreto simple, adicionando los siguientes criterios<sup>26</sup>:

- ✓ Los bloques o cantos de roca dura deben poseer caras rugosas y bordes angulosos.
- ✓ Durante la fase de construcción se debe garantizar una óptima adherencia del concreto con los bloques de roca.

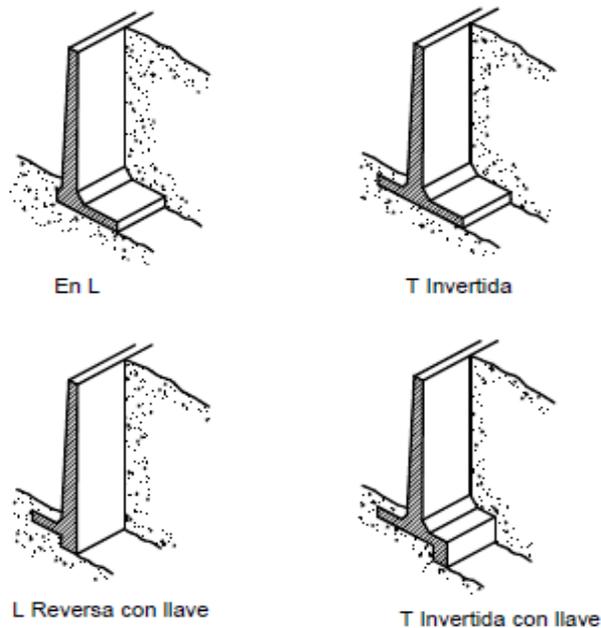
<sup>26</sup> Ibid., p. 114-115.

- ✓ Los muros de contención de concreto ciclópeo ofrecen una baja resistencia a esfuerzos de tensión, por ello, no se deben construir muros esbeltos, es decir, muros con alturas superiores a 3.5 metros.
- ✓ No se deben emplear cantos de rocas frágiles y/o blandas, por ejemplo, las lutitas o esquistos.

### 2.5.3. Diseño de muros de contención de concreto reforzado.

Los muros de concreto reforzado son estructuras de retención esbeltas, generalmente su sección transversal es en forma de L o de T invertida y con un relleno en tierra por encima de su nivel de cimentación. Este tipo de estructura soporta las fuerzas de un movimiento gracias a la presión de la tierra sobre él mismo y el cuerpo o vástago del muro debe apoyarse en una cimentación por fuera de la masa inestable. En el desarrollo de esta monografía se analizarán los parámetros y condiciones para diseñar muros de concreto reforzado en voladizo (Figura 33).

**Figura 33. Tipos de muro de concreto reforzado en voladizo**



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

En el diseño de un muro de contención de concreto reforzado en voladizo se deben tener en cuenta las siguientes condiciones<sup>27</sup>:

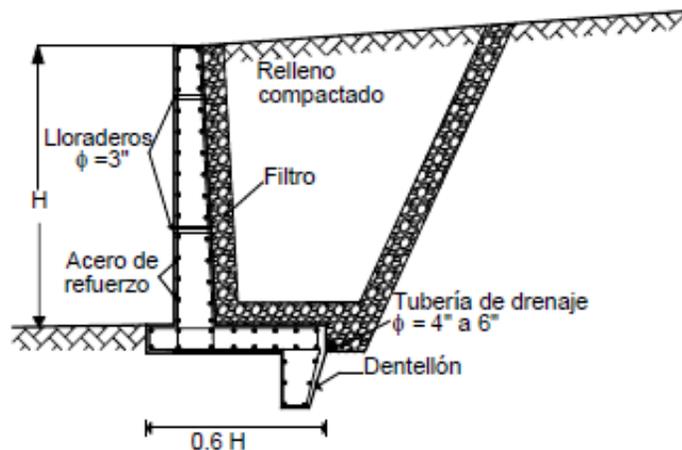
- ✓ Se debe garantizar la estabilidad intrínseca de la estructura de retención para evitar el volcamiento y/o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- ✓ Evaluar la estabilidad general del talud de tierra incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro de contención.
- ✓ Diseñar cada una de las secciones del muro, determinando dimensiones y refuerzos internos de acero que resistan los momentos y esfuerzos cortantes a las cuales va a estar sometido, analizando tanto la cimentación como el vástago o cuerpo de la estructura.
- ✓ En el diseño estructural se recomienda suponer que el vástago o cuerpo del muro se encuentra totalmente empotrado en la losa de cimentación.
- ✓ El peso del material de relleno sobre la losa de cimentación, se debe tener en cuenta como parte integral de la masa del muro en el cálculo de las fuerzas.
- ✓ Estimar la capacidad de soporte de la losa de cimentación teniendo en cuenta todas las fuerzas y pesos externos.
- ✓ La fricción suelo-muro en su parte posterior o trasdós, no debe tenerse en cuenta en los deslizamientos, debido, a que no existen desplazamientos a lo largo de este plano.
- ✓ Se recomienda suponer que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical, tomado en el extremo posterior de la losa de cimentación del muro de contención.
- ✓ Generalmente se hace necesario diseñar el muro de retención incluyendo el dentellón, con el objeto de mejorar la resistencia al deslizamiento, dicho dentellón se debe diseñar con una cuantía de refuerzo necesaria para soportar los esfuerzos de cortante que se presentan en esa zona del muro.

---

<sup>27</sup> Ibid., p. 112-113.

- ✓ Este tipo de muros es viable para alturas inferiores a 8 metros, si se supera este límite, el espesor del vástago o cuerpo del muro se aumenta considerablemente, generando un muro de contención costoso.
- ✓ El intradós o cara de fachada del muro de retención debe tener una pendiente ligera para evitar la sensación visual de inclinación del muro.
- ✓ Para todos los casos de muros de concreto reforzado, se deben diseñar y construir sistemas de subdrenaje en la parte inferior del trasdós y/o un sistema de lloraderos, esto se hace con el fin de evacuar el agua que se encuentre represada en dicha zona del muro de retención (Figura 34).
- ✓ En el diseño se deben construir juntas estructurales para evitar los procesos de fisuración y/o agrietamiento que puede sufrir la estructura de contención a causa de los cambios de temperatura.

Figura 34. Ejemplo de un muro de concreto reforzado en voladizo



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. (2009) Deslizamientos - Tomo 2: Técnicas de Remediación.

#### 2.5.4. Criterios para el análisis y diseño de un muro de contención rígido<sup>28</sup>.

Un muro de retención rígido es un sistema estructural de estabilización viable para contener un deslizamiento traslacional, siempre y cuando esté cimentado por

<sup>28</sup> Ibid., p. 134-138.

debajo de las potenciales o reales superficies de falla y se diseñe para resistir los esfuerzos de corte y momentos internos generados por las presiones del terreno, como las fuerzas de desequilibrio representadas por un factor de seguridad que no debe ser inferior a 3.0 para volcamiento, ni inferior a 1.6 para deslizamiento.

Los muros de contención rígidos deben diseñarse contra volcamiento y deslizamiento lateral, además, se debe analizar la estabilidad general del talud incluyendo el muro como tal. En estos diseños siempre se debe tener en cuenta el posible efecto por presiones de agua infiltrada, de esta manera, el sistema de subdrenaje adquiere un papel muy importante en la construcción efectiva del muro.

En la escogencia del tipo de muro de contención que se debe diseñar y construir, se deben establecer cuáles son los puntos de compra más cercanos de los materiales requeridos, para tener en cuenta los acarrees de material y con ello estimar los costos de construcción de cada opción planteada, de esta manera, se esquematiza un comparativo presupuestal para definir la alternativa óptima, siempre y cuando, se garantice la eficiencia del muro de retención en la estabilización del talud. Ahora, los principales parámetros que se deben tener en cuenta al instante de establecer dicha alternativa óptima son:

- ✓ Ubicación del muro de contención teniendo en cuenta su posición relativa con relación a otras estructuras.
- ✓ Altura de la estructura de retención propuesta y condiciones topográficas resultantes.
- ✓ Condiciones del suelo y niveles freáticos existentes.
- ✓ Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la fase de construcción, vida útil de la estructura y su posible efecto en los linderos y edificaciones vecinas.

- ✓ Disponibilidad de materiales y mano de obra calificada próxima al lugar de construcción.
- ✓ Tiempo de ejecución de la obra.
- ✓ Acabado final y posteriores tareas de mantenimiento.

Es indispensable recalcar la importancia de un adecuado estudio geotécnico de la zona donde se requiere construir el muro de retención, dicho estudio debe definir si la zona de construcción posee las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de muro de contención contemplado en la fase de diseño, análisis de estabilidad general, chequeo de los factores influyentes para obtener una cimentación óptima, revisión exhaustiva de los materiales de relleno que se van a emplear y determinar las condiciones específicas de drenaje superficial y subterráneo de la zona de construcción y sus linderos. Para que los resultados del estudio geotécnico sean lo más acertados posibles, se deben realizar todos los ensayos que sean necesarios, con el objeto de obtener una representación acertada de la variación de las propiedades de los materiales.

#### **2.5.5. Factores a tener en cuenta para el diseño de un muro de contención rígido<sup>29</sup>.**

Las estructuras de retención deben cumplir con las principales condiciones de estabilidad, rigidez/flexibilidad, durabilidad y mantenimiento, estética y procedimiento de construcción, por ello, durante las fases de diseño, construcción y operación hasta alcanzar su vida útil, se hace necesario plantear alternativas para cumplir con todas las necesidades del proyecto específico, de esta manera, cuando un muro de contención no satisface un criterio de óptimo comportamiento estructural, se establece que ha alcanzado el *Estado Límite*, por ello, durante la fase de diseño se deben contemplar y estudiar todo el posible rango de estados límites.

---

<sup>29</sup> Ibid., p. 141-144.

Con base en el texto anterior se determina que los principales factores a tener en cuenta en la fase de diseño estructural son:

- ✓ **Estado límite último:** Es el estado en el cual se puede generar un mecanismo de falla, bien sea en el terreno o en la estructura de retención construida.
  
- ✓ **Estado límite de servicio:** Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio, es decir, es el estado que proporciona la detección de signos visibles de peligro que indiquen la ocurrencia de una potencial falla, con ello, se busca que no se genere una falla súbita o colapso total de la estructura, permitiendo observar previamente la aparición de deformaciones que deducen el origen de dicha falla potencial.
  
- ✓ **Durabilidad y mantenimiento:** Es indispensable diseñar la estructura de contención desarrollando una alta durabilidad, con el fin de ejercer mínimas labores de mantenimiento y generando una prolongada vida útil de la estructura. En el tema de durabilidad juega un papel muy importante la calidad y el control de todos los materiales de construcción requeridos para el izaje del proyecto, como, las condiciones climático-ambientales de la zona de construcción.
  
- ✓ **Estética:** Un muro de contención fácilmente es una construcción que domina un paisaje urbanístico, por ello, el diseño estructural debe contemplar el tema de la esteticidad exterior sin incurrir en altos costos de construcción, los principales criterios a tener en cuenta respecto al impacto estético de la estructura son: Altura e inclinación del intradós, curvatura en planta, gradiente y conformación de la superficie del terreno contiguo, textura de la superficie y acabado en la corona del vástago o cuerpo del muro.

- ✓ **Procedimiento de construcción:** Para mantener un adecuado nivel de seguridad industrial y control de costos durante la ejecución del proceso de construcción de un muro de retención, es de vital importancia que el diseñador estructural contemple en su labor dichos parámetros, esto conlleva a desarrollos urbanísticos seguros y económicamente viables.
  
- ✓ **Material de relleno junto al trasdós del muro de contención:** La escogencia del material de relleno que se va a emplear depende de los materiales disponibles y cercanos a la zona de construcción, las condiciones del sitio, la carga que se va a aplicar sobre el relleno y el tipo de muro de contención a edificar. Un relleno ideal debe estar conformado por un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido, como también libre de materiales indeseables como turba, material vegetal, madera, materiales orgánicos o degradables, etc., se debe tener en cuenta que el material de relleno no puede estar conformado por suelos agresivos, es decir, suelos con presencia de sulfatos que aceleren el deterioro del concreto y/o del acero de refuerzo que conforma la estructura.

Estos materiales de relleno deben quedar debidamente compactados, entre mayor sea el grado de compactación, la resistencia al esfuerzo cortante es mayor, conllevando a que el relleno sea más rígido, pero la permeabilidad sea menor, por ello, comúnmente se ha establecido que la densidad del relleno cumpla con una especificación del 90% de la densidad Proctor Modificado, como el procedimiento de compactación genera presiones mayores sobre la estructura, el efecto de dicha labor se debe tener en cuenta en la fase de diseño estructural, además, antes del proceso constructivo se debe especificar la calidad del material de relleno, como el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad que se deben efectuar sobre dicho material para establecer sus propiedades.

### **2.5.6. Aspectos y procedimiento de diseño de un muro de contención rígido<sup>30</sup>.**

Un diseño óptimo para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- ✓ Los componentes estructurales del muro de retención, como lo son el vástago, la losa de cimentación y el dentellón, deben soportar los esfuerzos de corte y momentos internos generados por las presiones del terreno y demás cargas presentes en el sistema.
- ✓ El muro de contención debe ser seguro contra el volcamiento y contra el deslizamiento lateral.
- ✓ Las presiones existentes en el sistema no deben sobrepasar la capacidad portante del terreno de fundación.
- ✓ Los asentamientos deben limitarse a valores tolerables.
- ✓ Se debe evitar cualquier proceso de erosión del terreno por la zona inferior y frontal del muro, bien sea por la presencia de niveles freáticos o por la infiltración de aguas lluvias.
- ✓ El muro de retención debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

Ahora, para llevar a cabo el diseño del muro de contención, con previo conocimiento de la topografía del sitio y la altura requerida del muro, es necesario establecer el siguiente procedimiento:

- ✓ Escoger el tipo de muro de retención que más se acomode a las circunstancias.
- ✓ Dibujar a escala el perfil topográfico y sobre éste, la sección transversal del muro escogido.
- ✓ Con base en las propiedades de resistencia del suelo y definida la teoría de presiones que se va a emplear, se deben calcular las fuerzas activa y pasiva

---

<sup>30</sup> Ibid., p. 144-147.

como sus puntos de aplicación y dirección, acorde al ángulo de fricción del suelo y a la topografía definida en la parte superior del muro.

- ✓ Estimar los factores de seguridad contra el volcamiento y contra el deslizamiento lateral, si los factores de seguridad no cumplen con los requerimientos, se debe redimensionar el muro hasta que los factores de seguridad sean satisfactorios.
- ✓ Calcular las presiones sobre el terreno de fundación y el factor de seguridad contra la capacidad portante de éste, si es necesario, se debe redimensionar la losa de cimentación del muro.
- ✓ Estimar los asentamientos generados, si es necesario, se debe redimensionar la losa de cimentación del muro.
- ✓ Diseñar y plasmar los sistemas de protección contra la socavación y contra la existencia de presiones de agua en el trasdós del muro de contención.
- ✓ Calcular los valores de los esfuerzos cortantes y momentos internos para definir el refuerzo de acero que debe poseer la estructura, acorde a los procedimientos normalizados de ingeniería estructural y al código de sismoresistencia de la zona de construcción.

Las principales recomendaciones a tener en cuenta son:

- ✓ La carga en la losa de cimentación del muro debe estar concentrada dentro del tercio medio para evitar la presencia de esfuerzos de tensión en el sistema.
- ✓ El análisis estructural es similar al estudio realizado para una viga con cargas repartidas.
- ✓ Se debe especificar un factor de seguridad contra el volcamiento igual o superior a 3.0.
- ✓ Se debe especificar un factor de seguridad contra el deslizamiento lateral igual o superior a 1.6.

- ✓ Desde el inicio de la construcción se debe determinar el tipo de suelo que se va a emplear como material de relleno, teniendo en cuenta todas las consideraciones explicadas anteriormente.

Durante la fase de diseño, se deben estimar las cargas concentradas o distribuidas que de una u otra forma pueden afectar al muro de contención, por ejemplo, las fuerzas relacionadas con el peso del suelo, presiones de tierra, presiones estáticas y dinámicas del agua, sobrecarga, cargas sísmicas, además, se deben tener en cuenta las cargas generadas por factores geológicos como la reptación del talud, la disolución de las rocas y las cargas inducidas por las actividades del ser humano como el uso de explosivos en sitios cercanos y el efecto de la temperatura en sectores industriales, debido a esto, es necesario estudiar la estructura de contención contemplando las diversas combinaciones posibles de cargas, con el objeto de diseñarla para la condición más crítica.

Cabe resaltar que para la determinación de las cargas que se van a emplear en la fase de diseño, se hace necesario conocer la información precisa sobre la geometría del talud, geometría del modelo geológico, niveles de excavación y parámetros geotécnicos.

## **2.6. DISPOSICIONES DE LA NSR-10**

### **2.6.1. Diseño estructural de un muro de contención rígido.**

La estructura de retención rígida está construida en concreto simple, ciclópeo o reforzado y su diseño estructural se apoya en el análisis de sus componentes que están sometidos a esfuerzos de flexión y/o cortante. En el análisis de un muro de contención rígido respecto a su estabilidad, se emplean las presiones reales de tierra, las cargas muertas de servicio y las cargas vivas de servicio, por ello, se deduce que las presiones de contacto en el suelo se calculan para condiciones de

cargas de servicio, las cuales, se comparan con los esfuerzos admisibles del terreno. Ahora, para el diseño estructural de cada componente del muro de retención rígido, se afectarán las solicitudes reales de cargas de servicio con factores de carga, los cuales, tienen como propósito incrementar las magnitudes de éstas, esta labor se realiza con el objeto de tener en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar los valores de las cargas muertas, vivas y presiones de tierra. El valor del factor de carga empleado para cargas muertas es menor que el empleado para cargas vivas y presiones de tierra, esto se debe a que el diseñador puede calcular con más precisión las magnitudes de dichas cargas muertas.

**2.6.1.1. Combinaciones básicas de carga.** Las combinaciones comunes de carga consideradas en la NSR-10, se plasman en el ítem B.2.4.2 titulado *Combinaciones Básicas*, en dichas ecuaciones se usan las letras D para identificar la carga muerta, L para carga viva, H para presiones de tierra y U para carga última, a continuación se presentan los factores de carga de la NSR-10 relacionados con el diseño estructural de un muro de contención rígido:

- ✓ Si las presiones laterales de tierra se incluyen en el diseño junto con las cargas muerta y viva, la resistencia última requerida, U, debe ser igual o mayor a:

$$U = 1.2D + 1.6L + 1.6H$$

- ✓ Cuando la carga muerta y viva reduzcan el efecto de las presiones laterales de tierra, la resistencia última requerida, U, debe ser igual o mayor a:

$$U = 0.9D + 1.6H$$

- ✓ Y como mínimo para cualquier combinación de carga muerta, carga viva y presiones laterales de tierra, la resistencia última requerida, U, debe ser igual o mayor a:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

En realidad son posibles varias combinaciones alternas de carga muerta, carga viva y presiones laterales de tierra. Para el caso de un muro de contención rígido en voladizo, la carga muerta como el peso propio de la estructura de retención, se debe multiplicar por un factor de carga de 0.9 cuando se reduzcan los momentos de diseño acorde al pie de la losa de cimentación y se debe multiplicar por un factor de carga de 1.2 cuando se aumenten los momentos de diseño acorde al talón de la losa de cimentación. Se aclara que la carga muerta relacionada con el peso de la tierra sobre el talón de la losa de cimentación, se debe multiplicar por un factor de carga de 1.2, al hacer esto, el valor resultante no será coherente con la especificación de la NSR-10, en la cual, se establece que el factor de carga para la presión lateral de tierra es igual a 1.6, que depende al menos en parte, del empuje lateral de tierra sobre el talón de la losa de cimentación del muro de contención, siendo así, se establece que las presiones laterales de tierra se consideran como cargas vivas y se les aplicará un factor de carga igual a 1.6.

Cabe resaltar que acorde al ítem C.14.1.2 de la NSR-10, los muros de contención rígidos en voladizo se deben diseñar con las disposiciones de diseño por flexión del capítulo C.10, con un refuerzo vertical mínimo establecido en el ítem C.14.3.2 y con un refuerzo horizontal mínimo establecido en el ítem C.14.3.3.

**2.6.1.2. Normatividad sísmica.** Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del 80% de ser excedidos en un lapso de 50 años en función de la aceleración pico efectiva correspondiente a dicho umbral y representada por el parámetro  $A_d$ . El valor de este coeficiente de aceleración sísmica horizontal expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, está estipulado en el ítem A.12.2.2 de la NSR-10, en este numeral se establece que el primer paso consiste en determinar el número de la región en donde está

localizada la estructura de contención rígida y con dicho número se accede a la tabla A.12.2-1 para obtener el valor de  $A_d$  (Tabla 4).

Tabla 4. Valores de  $A_d$  según la región del mapa

REGIÓN No.	$A_d$
7	0.13 – 0.14
6	0.11 – 0.12
5	0.09 – 0.10
4	0.07 – 0.08
3	0.05 – 0.06
2	0.03 – 0.04
1	0.00 – 0.02

Fuente: NSR-10 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. (2010) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Cabe aclarar que el número de la región se extrae de la figura A.12.2-1 - Mapa de valores de  $A_d$  de la NSR-10, donde se plasman las 7 regiones existentes en el país, éstas representan rangos de valores, por ello, se debe consultar el apéndice A-4 de la NSR-10 para determinar el valor de  $A_d$  en cada municipio.

Ahora, cuando se necesite usar la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño en el procedimiento de análisis dinámico, ésta se puede tomar como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño o en las familias de acelerogramas en concordancia con lo establecido en el ítem A.2.8 de la NSR-10 titulado *Componente Vertical de los Movimientos Sísmicos*, la ecuación es:

$$\frac{a_{CV}}{g} = \frac{2}{3} \cdot \left( \frac{a_{CH}}{g} \right)$$

Donde  $a_{CH}/g$  es la aceleración sísmica horizontal y  $a_{CV}/g$  es la aceleración sísmica vertical, ambas expresadas como fracciones de la aceleración de la gravedad.

Es importante resaltar que según el ítem A.3.6.13 de la NSR-10 titulado *Efectos de las Aceleraciones Verticales*, en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, se deben tener en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos verticales en los elementos estructurales tipo voladizo, donde se considera, una fuerza vertical ascendente o descendente en la punta del elemento con un valor igual al 30% de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta y del 15% en las zonas de amenaza sísmica intermedia.

Según el ítem A.3.7.1 de la NSR-10 titulado *Sistema de Resistencia Sísmica*, los elementos del sistema estructural y sus conexiones se deben diseñar acorde a todas las solicitaciones requeridas en el título B de la NSR-10, aplicando, las combinaciones exigidas en el mismo. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis,  $F_s$ , se dividen por el coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R$ , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, esto se hace para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño,  $E$ , las cuales, se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el título B.

El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico,  $R_0$ , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica ( $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ ). Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento descrito son fuerzas al nivel de resistencia, es decir, que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Ahora, para determinar el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R_0$ , se consulta la tabla A.3.1 de la NSR-10 (Tabla 5).

Tabla 5. Valores de  $R_0$

Tabla A.3-1  
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
<b>2. Muros estructurales</b>									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos

Fuente: NSR-10 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. (2010) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

**2.6.1.3. Cuantías mínimas de acero.** Según la NSR-10 en el ítem C.14.3 titulado *Refuerzo Mínimo*, se establecen las siguientes consideraciones<sup>31</sup>:

a. C.14.3.2 - La cuantía mínima para refuerzo vertical,  $\rho_l$ , es:

- ✓ 0.0012 para barras corrugadas no mayores que No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) con  $f_y$  no menor que 420 MPa.
- ✓ 0.0015 para otras barras corrugadas.

<sup>31</sup> MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Op. cit., p. C279-C-C281.

- ✓ 0.0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (Liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro).
- b. C.14.3.3 - La cuantía mínima para refuerzo horizontal,  $\rho_t$ , es:
- ✓ 0.0020 para barras corrugadas no mayores que No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) con  $f_y$  no menor que 420 MPa.
  - ✓ 0.0025 para otras barras corrugadas.
  - ✓ 0.0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (Liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro).
- c. C.14.3.4 - Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:
- ✓ Una capa consistente en no menos de 1/2, y no más de 2/3 del refuerzo total requerido para cada dirección se debe colocar a no menos de 50 mm ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie exterior.
  - ✓ La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, se debe colocar a no menos de 20 mm ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie interior.
- d. C.14.3.5 - El refuerzo vertical y horizontal se debe espaciar a no más de tres veces el espesor del muro, ni de 450 mm.
- e. De acuerdo con el ítem A.5.6.2.3 del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes<sup>32</sup>, se recomienda la instalación de acero de refuerzo tanto horizontal como verticalmente en el intradós del muro de contención, es decir, en su cara

---

<sup>32</sup> MINISTERIO DE TRANSPORTE – INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Código colombiano de diseño sísmico de puentes. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995. p. A.5-4.

exterior, dicha cantidad de acero de refuerzo sino está calculada, debe ser como mínimo de 300 mm<sup>2</sup> por cada metro de altura del muro, esto se hace para eliminar la posible formación de fisuras y/o grietas por efectos de temperatura y por efectos de retracción por fraguado del concreto.

**2.6.1.4. Recubrimiento del acero.** Las barras de acero de refuerzo deben tener los recubrimientos mínimos acorde al ítem C.7.7.1 de la NSR-10 titulado *Protección de Concreto para el Refuerzo para Concreto Vaciado en Sitio (No Preesforzado)*, cabe aclarar que en ambientes agresivos se deben usar recubrimientos adecuados que dependen de las condiciones reales de exposición, para ambientes óptimos las disposiciones a tener en cuenta son las indicadas a continuación<sup>33</sup>:

a. Para concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él, el recubrimiento mínimo es de 75 mm.

b. Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

- ✓ Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm), el recubrimiento mínimo es de 50 mm.
- ✓ Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores, el recubrimiento mínimo es de 40 mm.

**2.6.1.5. Separación entre barras de acero.** La separación entre barras de acero de refuerzo se especifica acorde al ítem C.7.6 de la NSR-10 titulado *Límites del Espaciamento de Refuerzo*, las consideraciones son las siguientes<sup>34</sup>:

---

<sup>33</sup> MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Op. cit., p. C96.

<sup>34</sup> Ibid., p. C95.

- a. C.7.6.1 - La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser  $d_b$ , pero no menor de 25 mm (Siendo  $d_b$  el diámetro nominal de la barra o alambre, expresada en mm).
- b. C.7.6.2 - Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores se deben colocar exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.
- c. C.7.6.4 - La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes.
- d. C.7.6.5 - En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm, excepto que en secciones críticas de losas en dos direcciones no debe exceder 2 veces el espesor de la losa. Cuando se trate de refuerzo de temperatura en losas, la separación máxima no debe exceder 5 veces el espesor de la losa, ni 450 mm.

**2.6.1.6. Esfuerzo cortante.** De acuerdo al ítem C.11.1.1 de la NSR-10, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Dónde:

- ✓  $V_u$  es la fuerza cortante última mayorada, en N.
- ✓  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia por fuerza cortante igual a 0.75 (Ítem C-9.3.2.3 de la NSR-10).
- ✓  $V_c$  es la fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto, en N.

Ahora, de acuerdo al ítem C.11.2.1.1 de la NSR-10, la fuerza nominal al cortante proporcionado por el concreto,  $V_c$ , para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, se determina con base en la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.17\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

- ✓  $\lambda$  es el factor de modificación para considerar el uso de concreto de peso liviano, para el concreto de peso normal  $\lambda = 1.0$ .
- ✓  $f'_c$  es la resistencia especificada a la compresión del concreto, en MPa.
- ✓  $b$  es el ancho de la sección transversal del elemento, en mm.
- ✓  $d$  es la altura efectiva de la sección transversal del elemento (La altura efectiva es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción), en mm.

Con base en lo anterior se establece que el chequeo por fuerza cortante es:

$$V_u \leq \phi V_c \Leftrightarrow V_u \leq 0.17\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

**2.6.1.7 Esfuerzo de flexión.** El momento nominal,  $M_n$ , se determina con base en la siguiente expresión:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Dónde:

- ✓  $M_u$  es el momento último mayorado, en N-mm.
- ✓  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia por fuerza de flexión igual a 0.90 (Ítem C-9.3.2.1 de la NSR-10).

**2.6.1.8. Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo.** La tracción o compresión calculada en el refuerzo de cada sección de los elementos de concreto reforzado, se debe desarrollar hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto por medio de gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de los anteriores, cabe aclarar que los valores de la expresión  $\sqrt{f'_c}$  utilizados en el capítulo C.12 de la NSR-10 titulado *Longitudes de Desarrollo y Empalmes del Refuerzo*, no pueden exceder 8.3 MPa. Ahora, acorde al ítem C.12.2 de la NSR-10 se establece lo siguiente:

- a. C.12.2.1 - La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción,  $l_d$ , se debe definir a partir de C.12.2.2 ó C.12.2.3, con los factores de modificación de C.12.2.4 y C.12.2.5, pero  $l_d$  no debe ser menor que 300 mm.
- b. C.12.2.2 - Para barras corrugadas o alambres corrugados,  $l_d$ , debe ser:

Tabla 6. Valor de  $l_d$

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados	Barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que $d_b$ , recubrimiento libre no menor que $d_b$ , y estribos a lo largo de $l_d$ no menos que el mínimo del Título C del Reglamento NSR-10 o espaciamento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a $d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Fuente: NSR-10 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. (2010) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

c. C.12.2.3 - Para barras corrugadas y alambres corrugados,  $l_d$ , debe ser:

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1.1\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b$$

En donde el término  $(c_b + K_{tr} / d_b)$  no debe ser mayor a 2.5 y:

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s \cdot n}$$

Dónde:

- ✓  $K_{tr}$  es el índice de refuerzo transversal.
- ✓  $A_{tr}$  es el área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento,  $s$ , que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que se está desarrollado, en  $\text{mm}^2$ .
- ✓  $s$  es el espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, en mm.
- ✓  $n$  es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento, se puede usar  $K_{tr} = 0$  como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente en el elemento.
- ✓  $f_y$  es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, en MPa.
- ✓  $\lambda$  es el factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.
- ✓  $f'_c$  es la resistencia especificada a la compresión del concreto, en MPa.

- ✓  $\psi_t$  es el factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo.
- ✓  $\psi_e$  es el factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo.
- ✓  $\psi_s$  es el factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo.
- ✓  $c_b$  es el menor valor entre: La distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto o la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, en mm.
- ✓  $d_b$  es el diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, en mm.

Acorde al ítem C.12.2.4 de la NSR-10, los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción en C.12.2 son los siguientes:

- a. Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más 300 mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme,  $\psi_t = 1.3$ , para otras situaciones,  $\psi_t = 1.0$ .
- b. Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de  $3d_b$  de recubrimiento o separación libre menor de  $6d_b$ ,  $\psi_e = 1.5$ , para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico,  $\psi_e = 1.2$ . Ahora, para el refuerzo sin recubrimiento y refuerzo recubierto con zinc,  $\psi_e = 1.0$  y no obstante el producto  $\psi_t \cdot \psi_e$  no debe ser mayor de 1.7.
- c. Para barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados,  $\psi_s = 0.8$ , para barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores,  $\psi_s = 1.0$ .

d. Donde se usa concreto liviano  $\lambda$  no debe exceder de 0.75 a menos que se especifique  $f_{ct}$ , ahora, si se usa concreto de peso normal  $\lambda = 1.0$ .

Acorde al ítem C.12.2.5 de la NSR-10 titulado *Refuerzo en Exceso*, se permite reducir  $l_d$  cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para  $f_y$  o el refuerzo se diseñe según el ítem C.21.2.1.6 de la NSR-10. El factor de reducción es:

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$$

Acorde al ítem C.12.3 de la NSR-10 titulado *Desarrollo de Barras Corrugadas y Alambres Corrugados a Compresión*, se establecen las siguientes condiciones:

- a. C.12.3.1 - La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión,  $l_{dc}$ , se debe calcular a partir de C.12.3.2 y de los factores de modificación de C.12.3.3, pero  $l_{dc}$  no debe ser menor de 200 mm.
- b. C.12.3.2 - Para las barras corrugadas y alambres corrugados,  $l_{dc}$  se debe tomar como el mayor entre:

$$\left( \frac{0.24 f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad \text{y} \quad (0.043 f_y) \cdot d_b$$

Donde  $\lambda$  se toma como indica C.12.2.4 (d) y la constante 0.043 tiene la unidad de  $\text{mm}^2/\text{N}$ .

- c. C.12.3.3 - Se permite multiplicar la longitud  $l_{dc}$  en C.12.3.2 por los siguientes factores:

- ✓ Si el refuerzo excede lo requerido por el análisis, el factor es:

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$$

- ✓ Si el refuerzo está confinado por una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de 6 mm y no más que 100 mm de paso o dentro de estribos No. 13 de acuerdo con C.7.10.5 y espaciadas a distancias no mayores que 100 mm medidos entre centros, el factor es 0.75.

Acorde al ítem C.12.5 de la NSR-10 titulado *Desarrollo de Ganchos Estándar en Tracción*, se establecen las siguientes condiciones:

- a. C.12.5.1 - La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar,  $l_{dh}$  se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero  $l_{dh}$  no debe ser menor que el mayor de  $8d_b$  y 150 mm.

- b. C.12.5.2 - Para las barras corrugadas,  $l_{dh}$  debe ser:  $\left( \frac{0.24\psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$

Con  $\psi_e$  igual a 0.75 para concreto con agregados livianos y para otros casos,  $\psi_e$  y  $\lambda$  se deben tomar igual a 1.0.

- c. C.12.5.3 - La longitud  $l_{dh}$  en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda:

- ✓ Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (Normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con

recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm, el factor es igual a 0.7.

- ✓ Para ganchos de 90° de barras No. 36 y menores que se encuentran confinados por estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de  $l_{dh}$  a no más de  $3d_b$ , o bien, rodeado con estribos paralelos a la barra que se está desarrollando y espaciados a no más de  $3d_b$  a lo largo de la longitud de desarrollo del extremo del gancho más el dobléz, el factor es igual a 0.8.
- ✓ Para ganchos de 180° de barra No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a no más de  $3d_b$  a lo largo de  $l_{dh}$ , el factor es igual a 0.8.
- ✓ Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para  $f_y$  y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis, el factor es:

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$$

Se debe tener que  $d_b$  es el diámetro de la barra del gancho y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a  $2d_b$  del borde externo del gancho.

- d. C.12.5.4 - Para barras que son desarrolladas mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento sobre el gancho de menos de 65 mm en ambos lados y en el borde superior (o inferior), la barra con el gancho se debe confinar con estribos, perpendicular a la barra en desarrollo, espaciados en no más de  $3d_b$  a lo largo de  $l_{dh}$ . El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de  $2d_b$  del exterior del dobléz, donde  $d_b$  es el diámetro de la barra con gancho. En este caso, no deben aplicarse los factores de C.12.5.3 (b) y (c) plasmados en la NSR-10.

e. C.12.5.5 - Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en comprensión.

Acorde al ítem C.12.14 de la NSR-10 titulado *Empalmes del Refuerzo - Generalidades*, se establecen las siguientes condiciones:

a. C.12.14.1 - En el refuerzo sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones o si lo autoriza el profesional facultado para diseñar.

b. C.12.14.2 de la NSR-10 titulado *Empalmes por Traslapo*, se establecen las siguientes condiciones:

✓ C.12.14.2.1 - Para las barras mayores de No. 36 no se deben utilizar empalmes por traslapo, excepto para los casos indicados en C.12.16.2 y C.15.8.2.3.

✓ C.12.14.2.2 - Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslapo requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con C.12.4. Los empalmes por traslapo de las barras individuales del paquete no deben sobreponerse y tampoco se deben empalmar por traslapo los paquetes enteros.

✓ C.12.14.2.3 - En elementos sometidos a flexión las barras empalmadas por traslapo que no quedan en contacto entre si no deben separarse transversalmente a la menor de  $1/5$  de la longitud de empalme por traslapo requerida ó 150 mm.

Acorde al ítem C.12.15 de la NSR-10 titulado *Empalmes de Alambres y Barras Corrugadas a Tracción*, se establecen las siguientes condiciones:

a. C.12.15.1 - La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

- ✓ Empalme por traslapo Clase A debe ser  $1.0l_d$ .
- ✓ Empalme por traslapo Clase B debe ser  $1.3l_d$ .

Donde  $l_d$  se calcula de acuerdo con C.12.2 para desarrollar  $f_y$ , pero sin los 300 mm mínimos de C.12.2.1 y sin el factor de modificación de C.12.2.5.

b. C.12.15.2 - Los empalmes por traslapo de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslapo Clase B, excepto que se admiten empalmes por traslapo de Clase A cuando:

- ✓ El área de refuerzo proporcionada es al menos el doble que la requerido por análisis a todo lo largo del empalme por traslapo, y,
- ✓ La mitad, o menos, del refuerzo total está empalmado dentro de la longitud de empalme por traslapo requerido.

c. C.12.15.3 - Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en tracción, la longitud del empalme por traslapo debe ser el mayor valor entre el  $l_d$  de la barra de mayor tamaño y el valor de la longitud del empalme en tracción de la barra de diámetro menor.

**2.6.1.9. Cuantía de acero de refuerzo.** La cuantía de acero,  $\rho$ , se determina con base en la siguiente ecuación:

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_n}{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \quad \text{por ello} \quad \rho \leq \rho_{\min} \Rightarrow \rho = \rho_{\min}$$

Acorde al ítem C.10.5 de la NSR-10 titulado *Refuerzo Mínimo en Elementos Sometidos a Flexión*, se establecen las siguientes condiciones:

- a. C.10.5.1 - En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en C.10.5.2, C.10.5.3 y C.10.5.4, el  $A_s$  proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s-\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d > \frac{1.4b \cdot d}{f_y}$$

En términos de cuantía:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} > \frac{1.4}{f_y}$$

Se debe tener en cuenta que  $f_y$  es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en MPa y el área de acero de refuerzo,  $A_s$ , se determina como:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

### 3. EJEMPLOS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN RÍGIDOS

#### 3.1. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO SIMPLE

A manera de ejemplo, se realizará el diseño de un muro de retención de gravedad construido en concreto simple (Sin acero de refuerzo), con lo cual, se plasmarán los aspectos a tener en cuenta y el procedimiento paso a paso para diseñar la estructura de contención (En este ejemplo no se tiene en cuenta el efecto sísmico), con base, en el marco teórico explicado en la presente monografía.

##### 3.1.1. Problema a solucionar.

Diseñar un muro de contención de gravedad construido en concreto simple para retener un talud de 3.0 metros, altura determinada a partir de las cotas urbanísticas del proyecto y de la necesidad de cimentar el muro sobre un estrato de suelo apropiado, el relleno retenido está conformado por un material granular seleccionado y susceptible a compactación, sometido a una sobrecarga  $q = 10.0 \text{ KN/Mt}^2$ , ahora, acorde al estudio de suelos el material de relleno posee las siguientes características:

- ✓ Peso unitario:  $\gamma_{s1} = 18.0 \text{ KN/Mt}^3$ .
- ✓ Angulo de fricción interno:  $\phi_1 = 30^\circ$ .
- ✓ Angulo de fricción del terreno-muro:  $\delta = 2\phi_1/3 = 2 \times 30^\circ/3 = 20^\circ$ .
- ✓ Angulo de inclinación del talud retenido con relación a la horizontal:  $\alpha = 0^\circ$ .

El estrato de suelo para cimentar el muro de contención tiene la misma naturaleza que el material de relleno, debido a que el material excavado para obtener el nivel óptimo de fundación, será usado para conformar el respectivo relleno, adicional a estas propiedades se tiene que:

✓ Capacidad portante admisible del suelo de fundación:  $\sigma_{adm} = 200 \text{ KN/Mt}^2$ .

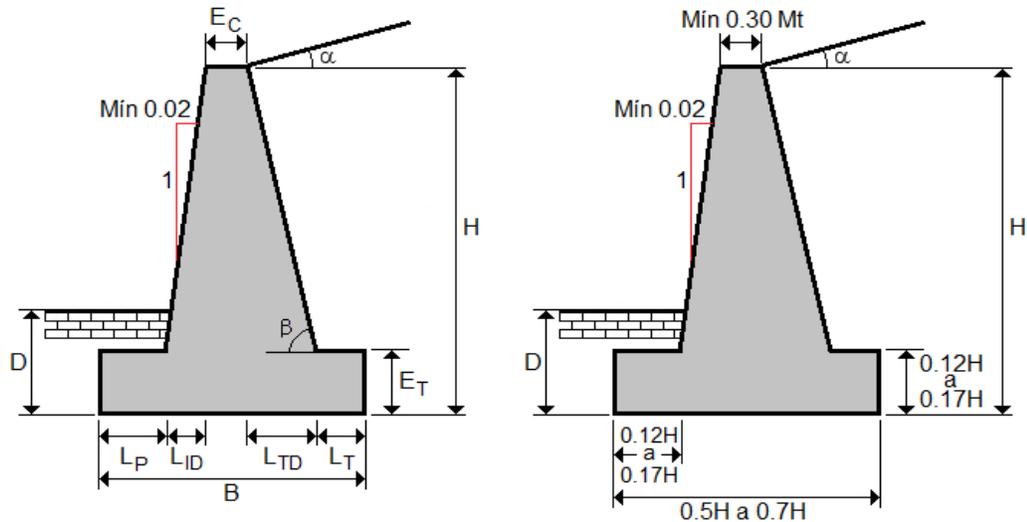
Los materiales empleados para la construcción del muro de retención son:

✓ Resistencia a la compresión del concreto:  $f'_c = 21 \text{ MPa}$ .

### 3.1.2. Predimensionamiento del problema.

Para diseñar un muro de contención de gravedad se deben suponer algunas dimensiones, a esta labor se le denomina predimensionamiento, con ello, se determina si la estructura es estable, en caso de confirmar que es inestable, se debe redimensionar la estructura y realizar nuevamente el chequeo hasta el punto en el cual el muro sea estable, la figura 35<sup>35</sup> bosqueja los límites longitudinales de un muro de retención de gravedad.

Figura 35. Predimensionamiento de un muro de contención de gravedad



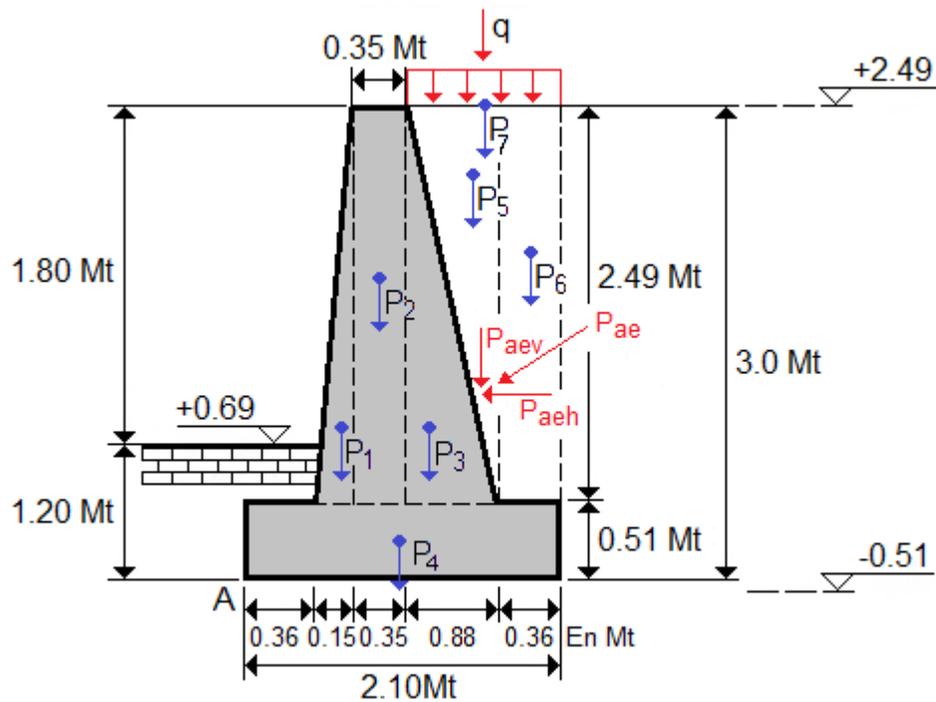
Con base en el predimensionamiento para un muro de contención de gravedad plasmado en la figura 35, se establecen las dimensiones preliminares para la estructura que se está analizando (Tabla 7 y Figura 36).

<sup>35</sup> SEGURA FRANCO, Jorge I. Estructuras de concreto I. 4 ed. Bogotá D.C.: Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia, 1999. p. 397.

Tabla 7. Predimensionamiento de un muro de contención de gravedad

SECCION DEL MURO	LIMITE	LONGITUD-UNIDAD
Altura total del muro, H	---	3.0 Mt
Ancho de la losa de cimentación, B	0.7H	0.7x3.0 = 2.10 Mt
Espesor superior del cuerpo, $E_C$	0.3 Mt (Mínimo)	0.35 Mt
Espesor del talón de cimentación, $E_T$	0.17H	0.17x3.0 = 0.51 Mt
Ancho del pie de cimentación, $L_P$	0.12H	0.12x3.0 = 0.36 Mt
Altura del andén respecto a la losa, D	0.6 Mt (Mínimo)	1.2 Mt

Figura 36. Dimensionamiento del muro de contención de gravedad



En la figura 36 se observa que la diferencia entre cotas urbanísticas del proyecto es de 1.80 Mt (+0.69 Mt correspondientes al andén exterior ubicado sobre el pie del muro de contención y +2.49 Mt correspondientes a la corona del talud que coincide con la corona del muro de contención, es decir, que el ángulo de

inclinación del talud retenido con relación a la horizontal es  $\alpha = 0^\circ$ ), por ello, el muro de contención de gravedad debería cimentarse a esa profundidad, pero, como el muro se debe apoyar sobre un estrato de suelo apropiado, se hace necesario fundir la losa de cimentación a un nivel de -0.51 Mt, esto conlleva a que la altura total de la estructura de retención sea de 3.00 Mt. Además, se hace énfasis en que no se tiene en cuenta la carga del relleno en tierra sobre el pie de la losa de fundación, debido a que ésta, es una carga estabilizante en el sistema (Presión pasiva del terreno sobre la estructura).

### 3.1.3. Cálculo de presiones de tierra sobre el muro de contención de gravedad.

Debido a que el relleno conformado por un material granular seleccionado y susceptible a compactación (Cohesión nula  $\rightarrow c = 0$ ), estará sometido a una sobrecarga  $q = 10.0 \text{ KN/Mt}^2$ , se empleará la teoría de presión activa de Coulomb, con el objeto de determinar las presiones de tierra activa y pasiva sobre la estructura de retención. Para el caso de presión activa del terreno, se inicia con el cálculo de la densidad ficticia  $\gamma_f$  o densidad equivalente  $\gamma_{eq}$ , el procedimiento es el siguiente<sup>36</sup>:

$$\gamma_f = \gamma_{eq} = \gamma_s + \frac{2q}{H} \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

$$\gamma_{eq} = 18 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3} + \frac{2 \times 10 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^2}}{3.0 \text{Mt}} \times \frac{\text{Sen}70^\circ}{\text{Sen}(0^\circ + 70^\circ)} = 24.67 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3}$$

Con el ángulo de inclinación del talud retenido con relación a la horizontal,  $\alpha = 0^\circ$ , el ángulo de inclinación del trasdós con respecto a la horizontal,  $\beta = 70^\circ$  y el

---

<sup>36</sup> CALAVERA RUIZ. Op. cit., p. 48.

ángulo de fricción interno,  $\phi_1 = 30^\circ$ , se accede a la tabla 8 para extraer el valor de  $K_a$ , el cual, es igual a 0.4794.

Tabla 8. Valores de  $K_a$  para  $\delta = 2\phi/3$

$\alpha$ (grados)	$\phi$ (grados)	$\beta$ (grados)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384	
42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302	

Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

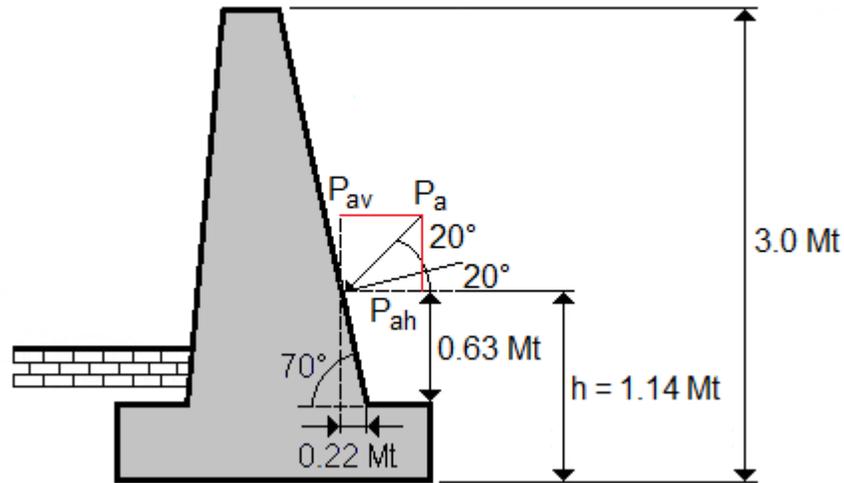
Ahora, se calcula el valor de la presión activa del terreno,  $P_a$ , con base en la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{eq} \cdot H^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 0.4794 \times 24.67 \frac{KN}{Mt^3} \times (3.0Mt)^2 = 53.21 \frac{KN}{Mt}$$

Con base en la figura 37, se realiza una relación geométrica para determinar el valor del ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la presión activa del terreno,  $P_a$ , con dicho valor, se estima su componente horizontal,  $P_{ah}$  y su componente vertical,  $P_{av}$ , las ecuaciones son las siguientes:

Figura 37. Ubicación de la presión activa del terreno,  $P_a$ , para un muro de contención de gravedad



$$P_{ah} = P_a \cdot \text{Cos}(\delta + 90^\circ - \beta)$$

$$P_{ah} = 53.21 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}} \cdot \text{Cos}(20^\circ + 90^\circ - 70^\circ) = 40.76 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}}$$

$$P_{av} = P_a \cdot \text{Sen}(\delta + 90^\circ - \beta)$$

$$P_{av} = 53.21 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}} \cdot \text{Sen}(20^\circ + 90^\circ - 70^\circ) = 34.20 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}}$$

El siguiente paso consiste en calcular el valor del coeficiente de presión pasiva del terreno,  $K_p$ , teniendo en cuenta que el ángulo de inclinación del talud es cero,  $\alpha = 0^\circ$  y el ángulo de fricción del muro es  $2\phi/3$ ,  $\delta = 20^\circ$ , la ecuación que se debe aplicar es la siguiente:

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

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(70^\circ - 30^\circ)}{\text{Sen}^2 70^\circ \times \text{Sen}(70^\circ + 20^\circ) \times \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(30^\circ + 20^\circ) \times \text{Sen}(30^\circ + 0^\circ)}{\text{Sen}(70^\circ + 20^\circ) \times \text{Sen}(70^\circ + 0^\circ)}} \right]^2} = 3.58$$

Ahora, se calcula el valor de la presión pasiva del terreno,  $P_p$ , con base en la siguiente ecuación:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Se debe tener en cuenta que  $H$  no es la altura total del muro de retención, sino, la altura del andén exterior respecto al nivel inferior de la losa de cimentación, es decir el parámetro  $D$ , ya que se requiere estimar el efecto que genera el muro de contención sobre el bloque de tierra.

$$P_p = \frac{1}{2} \times 3.58 \times 18 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3} \times (1.20 \text{Mt})^2 = 46.39 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}}$$

#### 3.1.4. Análisis de la estabilidad del muro de contención de gravedad.

El chequeo de estabilidad de la estructura de retención contempla tres aspectos, un análisis por volcamiento con respecto al punto A de la figura 36, un chequeo por deslizamiento lateral a lo largo de la base de cimentación del muro y un análisis por capacidad de carga.

**3.1.4.1. Análisis por volcamiento.** Lo primero que se debe hacer es determinar la sumatoria de momentos resistentes,  $\Sigma M_R$ , con base en las cargas verticales existentes en el sistema,  $\Sigma F_V$  y luego se estima el momento contra el volcamiento respecto al punto A,  $\Sigma M_A$  (Figura 36), cabe resaltar que si se aplica la teoría de la presión activa de Coulomb a un muro de contención de gravedad, las únicas fuerzas a tener en cuenta son la presión activa de Coulomb,  $P_a$ , la sobrecarga existente,  $q$ , y el peso total del muro,  $W_c$ , cuyo peso específico del concreto es  $\gamma_c =$

24 KN/Mt<sup>3</sup> (Tabla 9), de esta manera, se descarta el peso del material de relleno ubicado sobre el talón del muro, es decir, las cargas verticales P<sub>5</sub> y P<sub>6</sub><sup>37</sup>.

Tabla 9. Cálculo del momento resistente  $\Sigma M_R$  para un muro de gravedad

SECCIÓN	AREA (Mt <sup>2</sup> )	PESO (KN/Mt) $W_i = \gamma_{c-s} \cdot A_i$	BRAZO DE MOMENTO MEDIDO DESDE A (Mt)	MOMENTO RESPECTO AL PUNTO A (KN)
1	$A_1=(0.15 \times 2.49)/2 = 0.19$	$W_1 = 24 \times 0.19 = 4.48$	0.46	2.06
2	$A_2=0.35 \times 2.49 = 0.87$	$W_2 = 24 \times 0.87 = 20.92$	0.69	14.33
3	$A_3=(0.88 \times 2.49)/2 = 1.10$	$W_3 = 24 \times 1.10 = 26.29$	1.15	30.33
4	$A_4=2.10 \times 0.51 = 1.07$	$W_4 = 24 \times 1.07 = 25.70$	1.05	26.99
P <sub>av</sub>	$P_a \text{Sen}(\delta+90^\circ-\beta)$	$53.22 \times \text{Sen}(40^\circ)=34.20$	1.52	51.96
7-C <sub>v-q</sub>	$1.24 \times 1.00 = 1.24$	$1.24 \times 10 = 12.40$	1.48	18.35
<b>TOTALES</b>		<b><math>\Sigma F_V = 124.00</math></b>		<b><math>\Sigma M_R = 144.01</math></b>

Teniendo en cuenta la existencia de la sobrecarga aplicada sobre el relleno y que el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal es nulo, es decir  $\alpha = 0^\circ$ , el procedimiento para determinar el momento actuante,  $\Sigma M_A$ , consiste en calcular el valor del empuje total que equivale al valor de la presión activa del terreno, P<sub>a</sub>, la cual, se determina con base en la siguiente expresión:

$$E_T = P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 + K_a \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

$$E_T = P_a = \frac{1}{2} \times 0.4794 \times 18 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3} \times (3.0\text{Mt})^2 + 0.4794 \times 10 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^2} \times 3.0\text{Mt} \times \frac{\text{Sen}70^\circ}{\text{Sen}(0^\circ + 70^\circ)} = 53.21 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}}$$

Como el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal es nulo, es decir  $\alpha = 0^\circ$ , la profundidad del punto de aplicación del empuje total o presión activa, h, es:

<sup>37</sup> BRAJA M. Op. cit., p. 391.

$$h = H - H \cdot \frac{2\gamma_s \cdot H + 3q}{3\gamma_s \cdot H + 6q}$$

$$h = 3.0Mt - 3.0Mt \times \frac{2 \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 3.0Mt + 3 \times 10 \frac{KN}{Mt^2}}{3 \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 3.0Mt + 6 \times 10 \frac{KN}{Mt^2}} = 1.14Mt$$

Ahora, la sumatoria de momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro de contención respecto al punto A,  $\Sigma M_A$ , se calcula con base en la siguiente expresión:

$$\Sigma M_A = P_a \cdot \text{Cos}(\delta + 90^\circ - \beta) \cdot h$$

$$\Sigma M_A = 53.21 \frac{KN}{Mt} \times \text{Cos}(20^\circ + 90^\circ - 70^\circ) \times 1.14Mt = 46.27 KN$$

El factor de seguridad al volteo, FSV, se determina de la siguiente forma:

$$FSV = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A} \geq FSV_{\min} = 3$$

$$FSV = \frac{144.01KN}{46.27KN} = 3.11 \geq FSV_{\min} = 3 \Rightarrow OK$$

**3.1.4.2. Análisis por deslizamiento.** En este análisis se obtiene el factor de seguridad resultante de la oposición entre la fuerza de fricción en la base del muro de contención y la componente horizontal del empuje, para ello se estiman los siguientes parámetros:

✓  $\Sigma F_R$  es la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a resistir el deslizamiento del muro de contención.

✓  $\Sigma F_A$  es la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a empujar o deslizar el muro de contención.

Teniendo en cuenta que  $\phi_2$  es el ángulo de fricción del suelo bajo la cimentación del muro de contención y  $c_2$  es el valor de cohesión del mismo, para este caso  $c_2$  es nulo, es decir  $c_2 = 0$  y el valor de los coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  es igual a  $2/3$ <sup>38</sup>, la sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes es:

$$\Sigma F_R = \Sigma F_V \cdot \text{Tan}(k_1 \phi_2) + B \cdot k_2 c_2 + P_p$$

$$\Sigma F_R = 124.00 \frac{KN}{Mt} \times \text{Tan}\left(\frac{2}{3} \times 30^\circ\right) + 2.10 Mt \times \frac{2}{3} \times 0 + 46.39 \frac{KN}{Mt} = 91.52 \frac{KN}{Mt}$$

La sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a generar el deslizamiento es:

$$\Sigma F_A = P_a \cdot \text{Cos}(\delta + 90^\circ - \beta)$$

$$\Sigma F_A = 53.21 \frac{KN}{Mt} \times \text{Cos}(20^\circ + 90^\circ - 70^\circ) = 40.76 \frac{KN}{Mt}$$

El factor de seguridad al deslizamiento, FSD, se determina de la siguiente forma:

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_A} \geq FSD_{\min} = 1.6$$

$$FSD = \frac{91.52 \frac{KN}{Mt}}{40.76 \frac{KN}{Mt}} = 2.25 \geq FSD_{\min} = 1.6 \Rightarrow OK$$

---

<sup>38</sup> Ibid., p. 399.

Si se presenta la situación en la cual el factor de seguridad por deslizamiento es menor al factor de seguridad por deslizamiento admisible, se produce una falla en el sistema, para contrarrestar dicha condición se hace necesario diseñar y construir un dentellón o espolón en la zona inferior de la losa de cimentación del muro de contención, redimensionar las secciones de la estructura o incrementar la presión pasiva del terreno sobre el muro.

### 3.1.4.3. Análisis por capacidad de carga.

Adicionalmente el muro de contención puede volcarse, si el suelo competente sobre el cual está cimentado falla en algún instante, por ello, se debe verificar que las reacciones del terreno bajo la losa de cimentación del muro de contención se encuentran dentro de los límites admisibles, para ello, la sumatoria de momentos respecto al punto A,  $\Sigma M_{A-CC}$ , se determina con la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_{A-CC} = \Sigma M_R - \Sigma M_A$$

$$\Sigma M_{A-CC} = 144.01KN - 46.27KN = 97.75KN$$

El punto de aplicación de la fuerza resultante respecto al punto A es:

$$X_A = \frac{\Sigma M_{A-CC}}{\Sigma F_V}$$

$$X_A = \frac{97.75KN}{124.00 \frac{KN}{Mt}} = 0.79Mt$$

$X_A = 0.79 Mt$  significa que la fuerza resultante se encuentra dentro del tercio medio de la base, es decir, está localizada en el tramo comprendido por el rango de 0.70 Mt a 1.40 Mt, ahora, las reacciones del terreno bajo la losa se estiman con la siguiente expresión:

$$q_{PIE,TALON} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

Dónde:

- ✓  $\sum F_V$  es la sumatoria de las fuerzas verticales existentes en el sistema.
- ✓  $e$  = Es la excentricidad de la fuerza resultante presente en el sistema y calculada con base en la siguiente ecuación:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum F_V} = \frac{B}{2} - X_A$$

$$e = \frac{2.10Mt}{2} - \frac{144.01KN - 46.27KN}{124.00 \frac{KN}{Mt}} = 0.262Mt$$

Se verifica lo siguiente:

$$e < \frac{B}{6} \Leftrightarrow 0.262Mt < \frac{2.10Mt}{6} \Leftrightarrow 0.262Mt < 0.35Mt \Rightarrow OK$$

Como el valor de la excentricidad,  $e$ , es inferior a  $B/6$ ,  $q_{TALON}$  no se convierte en una cantidad negativa, es decir, no se generará un esfuerzo nocivo de tensión en el extremo de la sección del talón. Ahora, las reacciones del terreno bajo la losa de cimentación del muro de contención son:

$$q_{PIE} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{124.00 \frac{KN}{Mt}}{2.10Mt} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.262Mt}{2.10Mt}\right) = 103.20 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$q_{TALON} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{124.00 \frac{KN}{Mt}}{2.10Mt} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.262Mt}{2.10Mt}\right) = 14.89 \frac{KN}{Mt^2}$$

Con base en los resultados anteriores, se revisa si la estructura de retención es estable por capacidad de carga:

$$FSCC = q_{PIE} \leq \sigma_{adm}$$

$$FSCC = 103.20 \frac{KN}{Mt^2} \leq 200 \frac{KN}{Mt^2} \Rightarrow OK$$

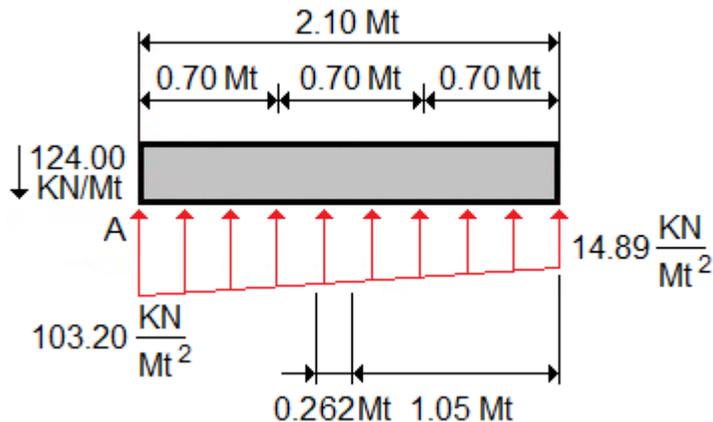
$$FSCC = q_{TALON} \leq \sigma_{adm}$$

$$FSCC = 14.89 \frac{KN}{Mt^2} \leq 200 \frac{KN}{Mt^2} \Rightarrow OK$$

La revisión por capacidad de carga demuestra que  $q_{PIE, TALON}$  son menores al valor de esfuerzo admisible del terreno de fundación (Figura 38). Ahora, la capacidad de carga última del terreno de fundación se estima con la siguiente ecuación:

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

Figura 38. Análisis por capacidad de carga para un muro de gravedad



Teniendo en cuenta que el ángulo de fricción interno para el suelo de cimentación es  $\phi_2 = 30^\circ$ , se accede a la Tabla 10 que contiene los factores de capacidad de

carga de un suelo para definir los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , de esta manera se obtiene que  $N_c = 30.14$ ,  $N_q = 18.40$  y  $N_\gamma = 22.40$ , además se calculan los siguientes parámetros:

$$q = \gamma_{s2} \cdot D = 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 1.20Mt = 21.60 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$B' = B - 2e = 2.10Mt - (2 \times 0.262Mt) = 1.58Mt$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \left( \frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \times \left( \frac{1.20Mt}{1.58Mt} \right) = 1.304$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi_2 \cdot (1 - \text{Sen} \phi_2)^2 \cdot \left( \frac{D}{B'} \right) = 1 + 2 \times \tan 30^\circ \times (1 - \text{Sen} 30^\circ)^2 \times \left( \frac{1.20Mt}{1.58Mt} \right) = 1.220$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cdot \cos(\delta + 90^\circ - \beta)}{\sum F_v} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{53.21 \frac{KN}{Mt} \times \cos(20^\circ + 90^\circ - 70^\circ)}{124.00 \frac{KN}{Mt}} \right) = 18.20^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\psi}{90^\circ} \right)^2 = \left( 1 - \frac{18.20^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.636$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\psi}{\phi_2} \right)^2 = \left( 1 - \frac{18.20^\circ}{30^\circ} \right)^2 = 0.155$$

Con estos valores se calcula la capacidad de carga última del terreno de fundación,  $q_u$ , así:

$$= c_2 N_c F_{cd} F_{ci} = 0 \times 30.14 \times 1.304 \times 0.636 = 0$$

$$= q N_q F_{qd} F_{qi} = 21.60 \frac{KN}{Mt^2} \times 18.40 \times 1.220 \times 0.636 = 308.38 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$= \frac{1}{2} \gamma_{s2} B' N_{\gamma} F_{\gamma d} F_{\gamma i} = \frac{1}{2} \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 1.58 Mt \times 22.4 \times 1 \times 0.155 = 49.37 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$q_u = 0 + 308.38 \frac{KN}{Mt^2} + 49.37 \frac{KN}{Mt^2} = 357.74 \frac{KN}{Mt^2}$$

El factor de seguridad a la capacidad de carga, FSCC, se determina de la siguiente forma:

$$FSCC = \frac{q_u}{q_{PIE}} \geq FSCC_{\min} = 3$$

$$FSCC = \frac{357.74 \frac{KN}{Mt^2}}{103.20 \frac{KN}{Mt^2}} = 3.47 \geq FSCC_{\min} = 3 \Rightarrow OK$$

Tabla 10. Factores de capacidad de carga para un muro de gravedad

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\* Según Vesic (1973)

Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

## 3.2. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO

A manera de ejemplo, se realizará el diseño de un muro de retención en voladizo construido en concreto reforzado, con lo cual, se plasmarán los aspectos a tener en cuenta y el procedimiento paso a paso para diseñar la estructura de contención (En este ejemplo no se tiene en cuenta el efecto sísmico), con base, en el marco teórico explicado en la presente monografía.

### 3.2.1. Problema a solucionar.

Diseñar un muro de contención en voladizo construido en concreto reforzado para retener un talud de 4.5 metros, altura determinada a partir de las cotas urbanísticas del proyecto y de la necesidad de cimentar el muro sobre un estrato de suelo apropiado, el relleno retenido está conformado por un material granular seleccionado y susceptible a compactación, sometido a una sobrecarga  $q = 10.0 \text{ KN/Mt}^2$ , ahora, acorde al estudio de suelos el material de relleno posee las siguientes características:

- ✓ Peso unitario:  $\gamma_{s1} = 18.0 \text{ KN/Mt}^3$ .
- ✓ Angulo de fricción interno:  $\phi_1 = 30^\circ$ .
- ✓ Coeficiente de presión activa:  $K_{a1} = 1/3$ .
- ✓ Angulo de inclinación del talud retenido con relación a la horizontal:  $\alpha = 0^\circ$ .

El estrato de suelo para cimentar el muro de contención tiene la misma naturaleza que el material de relleno, debido a que el material excavado para obtener el nivel óptimo de fundación, será usado para conformar el respectivo relleno, adicional a estas propiedades se tiene que:

- ✓ Capacidad portante admisible del suelo de fundación para el muro de contención:  $\sigma_{adm} = 200 \text{ KN/Mt}^2$ .

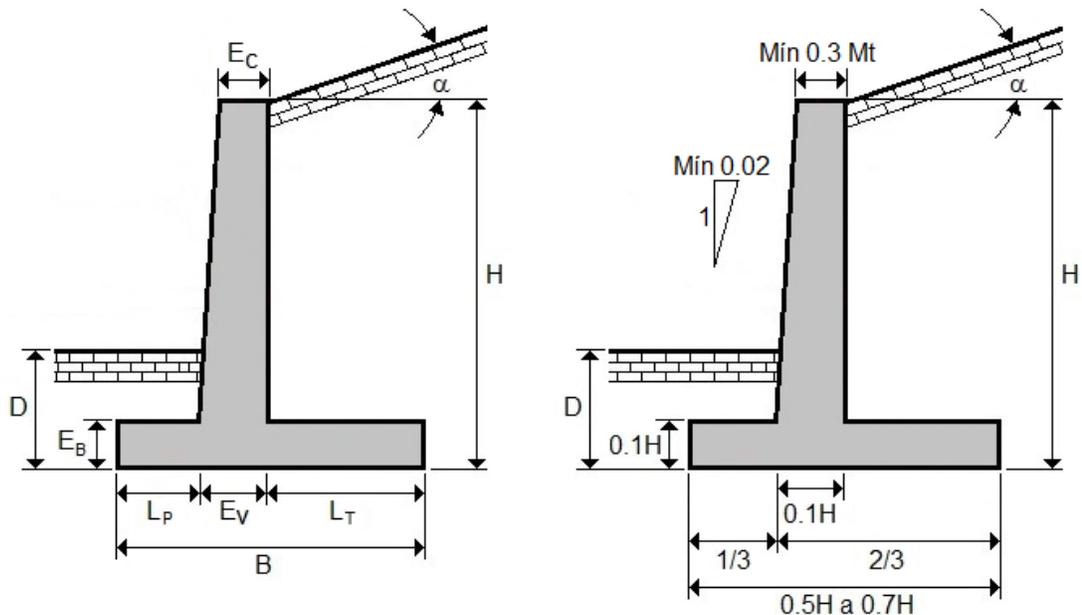
Los materiales empleados para la construcción del muro de retención son:

- ✓ Resistencia a la compresión del concreto:  $f'_c = 21 \text{ MPa}$ .
- ✓ Resistencia a la fluencia del acero:  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .

### 3.2.2. Predimensionamiento del problema.

Para diseñar un muro de contención en voladizo se deben suponer algunas dimensiones, a esta labor se le denomina predimensionamiento, con ello, se determina si la estructura es estable, en caso de confirmar que es inestable, se debe redimensionar la estructura y realizar nuevamente el chequeo hasta el punto en el cual el muro sea estable, la figura 39<sup>39</sup> bosqueja los límites longitudinales de un muro de retención en voladizo.

Figura 39. Predimensionamiento de un muro de contención en voladizo



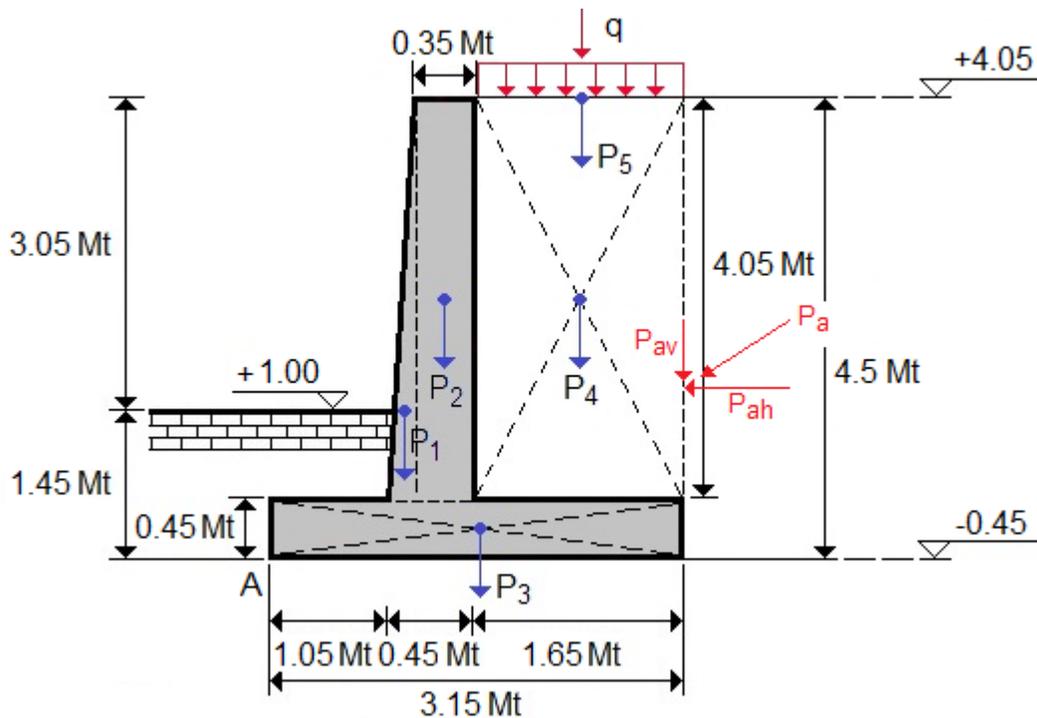
Con base en el predimensionamiento para un muro de contención en voladizo plasmado en la figura 39, se establecen las dimensiones preliminares para la estructura que se está analizando (Tabla 11 y Figura 39).

<sup>39</sup> SEGURA FRANCO. Op. cit., p. 399.

Tabla 11. Predimensionamiento de un muro de contención en voladizo

SECCION DEL MURO	LIMITE	LONGITUD-UNIDAD
Altura total del muro, H	---	4.50 Mt
Ancho de la losa de cimentación, B	0.7H	0.7x4.5 = 3.15 Mt
Espesor inferior del vástago, $E_V$	0.1H	0.1x4.5 = 0.45 Mt
Espesor superior del vástago, $E_C$	0.3 Mt (Mínimo)	0.35 Mt
Espesor de la losa de cimentación, $E_B$	0.1H	0.1x4.5 = 0.45 Mt
Ancho del pie de cimentación, $L_P$	(1/3)B	(1/3)x3.15 = 1.05 Mt
Ancho del talón de cimentación, $L_T$	[(2/3)B] - $E_V$	[(2/3)x3.15] - 0.45 = 1.65 Mt
Altura del andén respecto a la losa, D	$E_B + 1.00$	0.45 + 1.00 = 1.45 Mt

Figura 40. Dimensionamiento del muro de contención en voladizo



Fuente: Autores de la monografía.

En la figura 40 se observa que la diferencia entre cotas urbanísticas del proyecto es de 3.05 Mt (+1.00 Mt correspondientes al andén exterior ubicado sobre el pie

del muro de contención y +4.05 Mt correspondientes a la corona del talud que coincide con la corona del muro de contención, es decir, que el ángulo de inclinación del talud retenido con relación a la horizontal es  $\alpha = 0^\circ$ ), por ello, el muro de contención en voladizo debería cimentarse a esa profundidad, pero, como el muro se debe apoyar sobre un estrato de suelo apropiado, se hace necesario fundir la losa de cimentación a un nivel de -0.45 Mt, esto conlleva a que la altura total de la estructura de retención sea de 4.50 Mt. Además, se hace énfasis en que no se tiene en cuenta la carga del relleno en tierra sobre el pie de la losa de fundación, a un lado del muro de contención, debido a que ésta, es una carga estabilizante en el sistema (Presión pasiva del terreno sobre la estructura).

### 3.2.3. Cálculo de presiones de tierra sobre el muro de contención en voladizo.

Debido a que el relleno conformado por un material granular seleccionado y susceptible a compactación (Cohesión nula  $\rightarrow c = 0$ ), estará sometido a una sobrecarga  $q = 10.0 \text{ KN/Mt}^2$ , se empleará la teoría de presión activa de Coulomb, con el objeto de determinar las presiones de tierra activa y pasiva sobre la estructura de retención. Para el caso de presión activa del terreno, se inicia con el cálculo de la densidad ficticia  $\gamma_f$  o densidad equivalente  $\gamma_{eq}$ , el procedimiento es el siguiente<sup>40</sup>:

$$\gamma_f = \gamma_{eq} = \gamma_s + \frac{2q}{H} \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

$$\gamma_{eq} = 18 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3} + \frac{2 \times 10 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^2}}{4.5 \text{Mt}} \times \frac{\text{Sen}90^\circ}{\text{Sen}(0^\circ + 90^\circ)} = 22.44 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3}$$

Ahora, se calcula el valor de la presión activa del terreno,  $P_a$ , con base en la siguiente ecuación:

---

<sup>40</sup> CALAVERA RUIZ. Op. cit., p. 48.

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{eq} \cdot H^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 22.44 \frac{KN}{Mt^3} \times (4.5Mt)^2 = 75.75 \frac{KN}{Mt}$$

El siguiente paso consiste en calcular el valor del coeficiente de presión pasiva del terreno,  $K_p$ , teniendo en cuenta que el ángulo de inclinación del talud es cero,  $\alpha = 0^\circ$  y como el trasdós del muro es vertical, el ángulo de fricción del muro también es cero,  $\delta = 0^\circ$ , la ecuación que se debe aplicar es la siguiente:

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

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(90^\circ - 30^\circ)}{\text{Sen}^2 90^\circ \times \text{Sen}(90^\circ + 0^\circ) \times \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(30^\circ + 0^\circ) \times \text{Sen}(30^\circ + 0^\circ)}{\text{Sen}(90^\circ + 0^\circ) \times \text{Sen}(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2} = 3$$

Ahora, se calcula el valor de la presión pasiva del terreno,  $P_p$ , con base en la siguiente ecuación:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Se debe tener en cuenta que H no es la altura total del muro de retención, sino, la altura del andén exterior respecto al nivel inferior de la losa de cimentación, es decir el parámetro D, ya que se requiere estimar el efecto que genera el muro de contención sobre el bloque de tierra.

$$P_p = \frac{1}{2} \times 3 \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times (1.45Mt)^2 = 56.77 \frac{KN}{Mt}$$

### 3.2.4. Análisis de la estabilidad del muro de contención en voladizo.

El chequeo de estabilidad de la estructura de retención contempla tres aspectos, un análisis por volcamiento con respecto al punto A de la figura 40, un chequeo por deslizamiento lateral a lo largo de la base de cimentación del muro y un análisis por capacidad de carga.

**3.2.4.1. Análisis por volcamiento.** Lo primero que se debe hacer es determinar la sumatoria de momentos resistentes,  $\Sigma M_R$ , con base en las cargas verticales existentes en el sistema,  $\Sigma F_V$  y luego se estima el momento contra el volcamiento respecto al punto A,  $\Sigma M_A$  (Figura 40), los valores de los momentos y cargas verticales se registran en la tabla 12, cabe resaltar que el peso específico del concreto es  $\gamma_c = 24 \text{ KN/Mt}^3$ .

Tabla 12. Cálculo del momento resistente  $\Sigma M_R$  para un muro en voladizo

SECCIÓN	AREA (Mt <sup>2</sup> )	PESO (KN/Mt) $W_i = \gamma_{c-s} * A_i$	BRAZO DE MOMENTO MEDIDO DESDE A (Mt)	MOMENTO RESPECTO AL PUNTO A (KN)
1	$A_1=(0.10 \times 4.05)/2 = 0.20$	$W_1 = 24 \times 0.20 = 4.86$	1.12	5.43
2	$A_2=0.35 \times 4.05 = 1.42$	$W_2 = 24 \times 1.42 = 34.02$	1.33	45.08
3	$A_3=3.15 \times 0.45 = 1.42$	$W_3 = 24 \times 1.42 = 34.02$	1.58	53.58
4	$A_4=1.65 \times 4.05 = 6.68$	$W_4 = 18 \times 6.68 = 120.29$	2.33	279.66
$C_{V-Pa}$	$Pa \text{Sen}(\delta+90^\circ-\beta)$	$75.75 \times \text{Sen}(0^\circ) = 0.00$	3.15	00.00
5- $C_{V-q}$	$1.65 \times 1.00 = 1.65$	$1.65 * 10 = 16.5$	2.33	38.36
<b>TOTALES</b>		<b><math>\Sigma F_V = 209.69</math></b>		<b><math>\Sigma M_R = 422.11</math></b>

Teniendo en cuenta la existencia de la sobrecarga aplicada sobre el relleno y que el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal es nulo, es decir  $\alpha = 0^\circ$ , el procedimiento para determinar el momento actuante,  $\Sigma M_A$ , es el siguiente:

Se calcula el valor del empuje total que equivale al valor de la presión activa del terreno,  $P_a$ , la cual, se determina con base en la siguiente expresión:

$$E_T = P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 + K_a \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Sen}(\alpha + \beta)}$$

$$E_T = P_a = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times (4.5Mt)^2 + \frac{1}{3} \times 10 \frac{KN}{Mt^2} \times 4.5Mt \times \frac{\text{Sen}90^\circ}{\text{Sen}(0^\circ + 90^\circ)} = 75.75 \frac{KN}{Mt}$$

Como el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal es nulo, es decir  $\alpha = 0^\circ$ , la profundidad del punto de aplicación del empuje total, h, es:

$$h = H - H \cdot \frac{2\gamma_s \cdot H + 3q}{3\gamma_s \cdot H + 6q}$$

$$h = 4.5Mt - 4.5Mt \times \frac{2 \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 4.5Mt + 3 \times 10 \frac{KN}{Mt^2}}{3 \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 4.5Mt + 6 \times 10 \frac{KN}{Mt^2}} = 1.65Mt$$

Ahora, la sumatoria de momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro de contención respecto al punto A,  $\Sigma M_A$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$\Sigma M_A = P_a \cdot \text{Cos}(\delta + 90^\circ - \beta) \cdot h$$

$$\Sigma M_A = 75.75 \frac{KN}{Mt} \times \text{Cos}(0^\circ + 90^\circ - 90^\circ) \times 1.65Mt = 124.88KN$$

El factor de seguridad al volteo, FSV, se determina de la siguiente forma:

$$FSV = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A} \geq FSV_{\min} = 3$$

$$FSV = \frac{422.11KN}{124.88KN} = 3.38 \geq FSV_{adm} = 3 \Rightarrow OK$$

**3.2.4.2. Análisis por deslizamiento.** En este análisis se obtiene el factor de seguridad resultante de la oposición entre la fuerza de fricción en la base del muro de contención y la componente horizontal del empuje, para ello se estiman los siguientes parámetros:

- ✓  $\Sigma F_R$  es la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a resistir el deslizamiento del muro de contención.
- ✓  $\Sigma F_A$  es la sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a empujar o deslizar el muro de contención.

Teniendo en cuenta que  $\phi_2$  es el ángulo de fricción del suelo bajo la cimentación del muro de contención y  $c_2$  es el valor de cohesión del mismo, para este caso  $c_2$  es nulo, es decir  $c_2 = 0$  y el valor de los coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  es igual a  $2/3$ <sup>41</sup>, la sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes es:

$$\Sigma F_R = \Sigma F_V \cdot \text{Tan}(k_1 \phi_2) + B \cdot k_2 c_2 + P_p$$

$$\Sigma F_R = 209.69 \frac{KN}{Mt} \times \text{Tan}\left(\frac{2}{3} \times 30^\circ\right) + 3.15 Mt \times \frac{2}{3} \times 0 + 56.77 \frac{KN}{Mt} = 133.09 \frac{KN}{Mt}$$

La sumatoria de las fuerzas horizontales que tienden a generar el deslizamiento es:

$$\Sigma F_A = P_a \cdot \text{Cos}(\delta + 90^\circ - \beta)$$

$$\Sigma F_A = 75.75 \frac{KN}{Mt} \times \text{Cos}(0^\circ + 90^\circ - 90^\circ) = 75.75 \frac{KN}{Mt}$$

El factor de seguridad al deslizamiento, FSD, se determina de la siguiente forma:

---

<sup>41</sup> BRAJA M. Op. cit., p. 399.

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_A} \geq FSD_{\min} = 1.6$$

$$FSD = \frac{133.09 \frac{KN}{Mt}}{75.75 \frac{KN}{Mt}} = 1.76 \geq FSD_{adm} = 1.6 \Rightarrow OK$$

Si se presenta la situación en la cual el factor de seguridad por deslizamiento es menor al factor de seguridad por deslizamiento admisible, se produce una falla en el sistema, para contrarrestar dicha condición se hace necesario diseñar y construir un dentellón o espolón en la zona inferior de la losa de cimentación del muro de contención, redimensionar las secciones de la estructura o incrementar la presión pasiva del terreno sobre el muro.

**3.2.4.3. Análisis por capacidad de carga.** Adicionalmente el muro de contención puede volcarse, si el suelo competente sobre el cual está cimentado falla en algún instante, por ello, se debe verificar que las reacciones del terreno bajo la losa de cimentación del muro de contención se encuentran dentro de los límites admisibles, para ello, la sumatoria de momentos respecto al punto A,  $\sum M_{A-CC}$ , se determina así:

$$\sum M_{A-CC} = \sum M_R - \sum M_A$$

$$\sum M_{A-CC} = 422.11KN - 124.88KN = 297.24KN$$

El punto de aplicación de la fuerza resultante respecto al punto A es:

$$X_A = \frac{\sum M_{A-CC}}{\sum F_V}$$

$$X_A = \frac{297.24KN}{209.69 \frac{KN}{Mt}} = 1.42Mt$$

$X_A = 1.42 \text{ Mt}$  significa que la fuerza resultante se encuentra dentro del tercio medio de la base, es decir, está localizada en el tramo comprendido por el rango de 1.05 Mt a 2.10 Mt, ahora, las reacciones del terreno bajo la losa se estiman con la siguiente expresión:

$$q_{PIE,TALON} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

Dónde:

- ✓  $\sum F_V$  es la sumatoria de las fuerzas verticales existentes en el sistema.
- ✓  $e$  = Es la excentricidad de la fuerza resultante presente en el sistema y calculada con base en la siguiente ecuación:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum F_V} = \frac{B}{2} - X_A$$

$$e = \frac{3.15 \text{ Mt}}{2} - \frac{422.11 \text{ KN} - 124.88 \text{ KN}}{209.69 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}}} = 0.157 \text{ Mt}$$

Se verifica lo siguiente:

$$e < \frac{B}{6} \Leftrightarrow 0.157 \text{ Mt} < \frac{3.15 \text{ Mt}}{6} \Leftrightarrow 0.157 \text{ Mt} < 0.525 \text{ Mt} \Rightarrow OK$$

Como el valor de la excentricidad,  $e$ , es inferior a  $B/6$ ,  $q_{TALON}$  no se convierte en una cantidad negativa, es decir, no se generará un esfuerzo nocivo de tensión en el extremo de la sección del talón. Ahora, las reacciones del terreno bajo la losa de cimentación del muro de contención son:

$$q_{PIE} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{209.69 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}}}{3.15 \text{ Mt}} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.157 \text{ Mt}}{3.15 \text{ Mt}}\right) = 86.53 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^2}$$

$$q_{TALON} = \frac{\sum F_V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{209.69 \frac{KN}{Mt}}{3.15 Mt} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.157 Mt}{3.15 Mt}\right) = 46.60 \frac{KN}{Mt^2}$$

Con base en los resultados anteriores, se revisa si la estructura de retención es estable por capacidad de carga:

$$FSCC = q_{PIE} \leq \sigma_{adm}$$

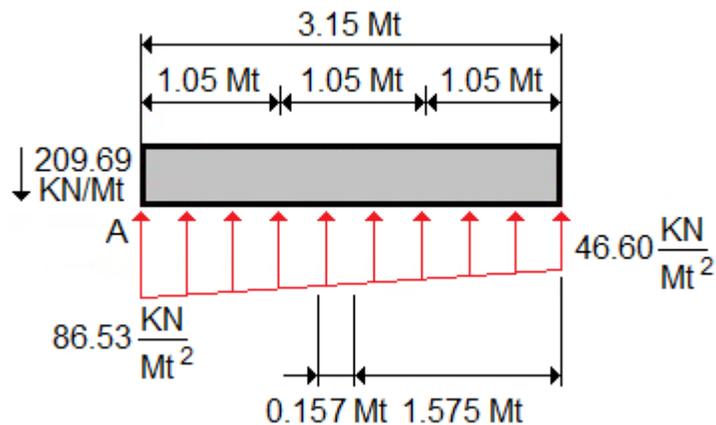
$$FSCC = 86.53 \frac{KN}{Mt^2} \leq 200 \frac{KN}{Mt^2} \Rightarrow OK$$

$$FSCC = q_{TALON} \leq \sigma_{adm}$$

$$FSCC = 46.60 \frac{KN}{Mt^2} \leq 200 \frac{KN}{Mt^2} \Rightarrow OK$$

La revisión por capacidad de carga demuestra que  $q_{PIE, TALON}$  son menores al valor de esfuerzo admisible del terreno de fundación (Figura 41).

Figura 41. Análisis por capacidad de carga para un muro en voladizo



Ahora, la capacidad de carga última del terreno de fundación se estima así:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_{s2} B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Teniendo en cuenta que el ángulo de fricción interno para el suelo de cimentación es  $\phi_2 = 30^\circ$ , se accede a la Tabla 13 que contiene los factores de capacidad de carga de un suelo para definir los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , de esta manera se obtiene que  $N_c = 30.14$ ,  $N_q = 18.40$  y  $N_\gamma = 22.40$ , además se calculan los siguientes parámetros:

$$q = \gamma_{s2} \cdot D = 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 1.45 Mt = 26.10 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$B' = B - 2e = 3.15 Mt - (2 \times 0.157 Mt) = 2.84 Mt$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \left( \frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \times \left( \frac{1.45 Mt}{2.84 Mt} \right) = 1.205 \quad \text{y} \quad F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi_2 \cdot (1 - \text{Sen} \phi_2)^2 \cdot \left( \frac{D}{B'} \right) = 1 + 2 \times \tan 30^\circ \times (1 - \text{Sen} 30^\circ)^2 \times \left( \frac{1.45 Mt}{2.84 Mt} \right) = 1.148$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cdot \cos(\delta + 90^\circ - \beta)}{\sum F_v} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{75.75 \frac{KN}{Mt} \times \cos(0^\circ + 90^\circ - 90^\circ)}{209.69 \frac{KN}{Mt}} \right) = 19.86^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\psi}{90^\circ} \right)^2 = \left( 1 - \frac{19.86^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.607$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\psi}{\phi_2} \right)^2 = \left( 1 - \frac{19.86^\circ}{30^\circ} \right)^2 = 0.114$$

Con estos valores se calcula la capacidad de carga última del terreno de fundación,  $q_u$ , así:

$$= c_2 N_c F_{cd} F_{ci} = 0 \times 30.14 \times 1.205 \times 0.607 = 0$$

$$= q N_q F_{qd} F_{qi} = 26.10 \frac{KN}{Mt^2} \times 18.40 \times 1.148 \times 0.607 = 334.72 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$= \frac{1}{2} \gamma_{s2} B' N_{\gamma} F_{\gamma d} F_{\gamma i} = \frac{1}{2} \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times 2.84 Mt \times 22.4 \times 1 \times 0.114 = 65.26 \frac{KN}{Mt^2}$$

$$q_u = 0 + 334.72 \frac{KN}{Mt^2} + 65.26 \frac{KN}{Mt^2} = 399.98 \frac{KN}{Mt^2}$$

El factor de seguridad a la capacidad de carga, FSCC, se determina de la siguiente forma:

$$FSCC = \frac{q_u}{q_{PIE}} \geq FSCC_{\min} = 3$$

$$FSCC = \frac{399.98 \frac{KN}{Mt^2}}{86.53 \frac{KN}{Mt^2}} = 4.62 \geq FSCC_{\min} = 3 \Rightarrow OK$$

Tabla 13. Factores de capacidad de carga para un muro en voladizo

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\* Según Vesic (1973)

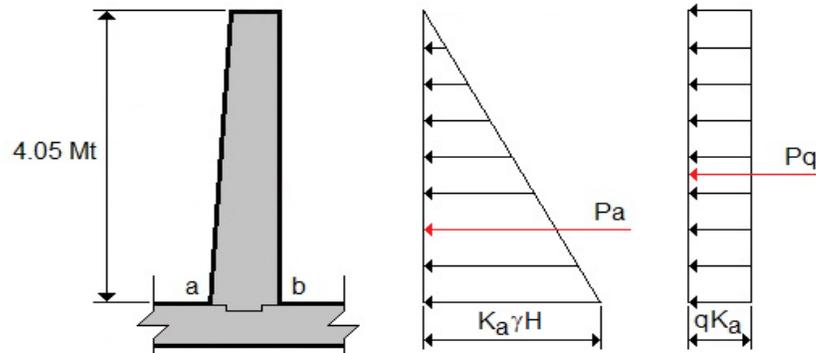
Fuente: BRAJA M., Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

### 3.2.5. Análisis estructural del muro de contención en voladizo.

Se analizan los tres componentes de la estructura de retención que funcionan como un voladizo, el vástago, el pie y el talón de la losa de cimentación.

**3.2.5.1. Diseño estructural del vástago.** Se evalúan las cargas horizontales que actúan en el vástago (Figura 42), dichas cargas corresponden a la suma de la presión activa del terreno y al efecto generado por la sobrecarga existente.

Figura 42. Cargas horizontales que actúan en el vástago



La presión activa del terreno,  $P_a$ , es:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 18 \frac{KN}{Mt^3} \times (4.05Mt)^2 = 49.21 \frac{KN}{Mt}$$

El efecto generado por la sobrecarga existente,  $P_q$ , es:

$$P_q = q \cdot K_a \cdot H = 10 \frac{KN}{Mt^2} \times \frac{1}{3} \times 4.05Mt = 13.5 \frac{KN}{Mt}$$

La carga total,  $P_T$ , se determina con base en la siguiente ecuación:

$$P_T = P_a + P_q = 49.21 \frac{KN}{Mt} + 13.5 \frac{KN}{Mt} = 62.71 \frac{KN}{Mt}$$

La sección a-b (Ver figura 42) es la zona de unión de los componentes vástago y losa de cimentación del muro de contención, en dicha zona se aplica la carga total,  $P_T$ , esta carga representa el valor de la fuerza cortante en la sección a-b,  $V_{a-b}$ , dicha fuerza cortante por metro lineal de muro es:

$$V_{a-b} = 62.71KN$$

Acorde a las combinaciones básicas de carga plasmadas en el ítem B.2.4.2 de la NSR-10, la fuerza cortante última mayorada,  $V_u$ , se estima con base en la siguiente expresión:

$$V_u = 1.6V_{a-b} = 1.6 \times 62.71KN = 100.33KN$$

Ahora,  $\lambda$  es el factor de modificación para considerar el uso de concreto de peso liviano, para este caso, se define que el concreto empleado es de peso normal, por ello,  $\lambda = 1.0$ ,  $b$  es el ancho por metro lineal del vástago y  $d$  es la altura efectiva de la sección transversal del mismo, como este componente del muro de contención está colocado contra el suelo, el recubrimiento mínimo es de 7.5 cm acorde al ítem C.7.7.1 de la NSR-10. Para el problema se asume un recubrimiento de 8 cm, de esta forma, se determina que  $d$  es igual a 37 cm, con base en estas consideraciones, la fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto se determina con base en la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.17\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{21MPa} \times 1Mt \times 0.37Mt = 288.24KN$$

La fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto se afecta por el factor de reducción,  $\phi$ , dicho factor es igual a 0.75 (Ítem C-9.3.2.3 de la NSR-10):

$$\phi V_c = 0.75 \times 288.24KN = 216.18KN$$

Con base en lo anterior se establece que el chequeo por fuerza cortante en la estructura es:

$$V_u \leq \phi V_c \Leftrightarrow 100.33KN \leq 216.18KN \Rightarrow OK$$

Ahora, se estima el valor del momento por metro lineal en la sección a-b,  $M_{a-b}$ :

$$M_{a-b} = \left( P_a \cdot \frac{H}{3} \right) + \left( P_q \cdot \frac{H}{2} \right)$$

$$M_{a-b} = \left( 49.21 \frac{KN}{Mt} \times 1Mt \times \frac{4.05Mt}{3} \right) + \left( 13.5 \frac{KN}{Mt} \times 1Mt \times \frac{4.05Mt}{2} \right) = 93.77 KN \cdot Mt$$

Acorde a las combinaciones básicas de carga plasmadas en el ítem B.2.4.2 de la NSR-10, el momento último mayorado,  $M_u$ , se estima con base en la siguiente expresión:

$$M_u = \phi M_n = 1.6M_{a-b} = 1.6 \times 93.77 KN \cdot Mt = 150.03 KN \cdot Mt$$

La cuantía de acero,  $\rho$ , se determina con base en la siguiente ecuación:

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \times \frac{21MPa}{420MPa} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 150.03 KN \cdot Mt}{0.90 \times 0.85 \times 21000 KN / Mt^2 \times 1.Mt \times (0.37Mt)^2}} \right) = 0.00301$$

Acorde al ítem C.10.5 de la NSR-10, se determina el valor de la cuantía de acero mínima,  $\rho_{min}$ , que debe tener el elemento estructural:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{21MPa}}{420MPa} = 0.00273 \geq \frac{1.4}{420MPa} = 0.00333 \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Como la condición anterior *No Cumple*, la cuantía de acero mínima,  $\rho_{\min}$ , asume el valor de 0.00333.

Ahora, se procede a revisar si la cuantía de acero,  $\rho$ , es mayor o menor a la cuantía de acero mínima,  $\rho_{\min}$ :

$$\rho_{\min} = 0.00333 \leq \rho = 0.00301 \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Como la condición anterior *No Cumple*, la cuantía de acero,  $\rho$ , asume el valor de 0.00333.

A continuación, se estima el acero de refuerzo necesario para el vástago del muro de contención (Figura 43):

a. Acero de refuerzo vertical para el trasdós o cara interior del muro de contención,

$A_{SV-TRASDOS}$ :

$$A_{SV-TRASDOS} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00333 \times 100cm \times 37cm = 12.33cm^2$$

La armadura de refuerzo vertical por metro lineal para el trasdós del muro de contención es 5 barras No. 6 = ¾" colocadas @ 20 cm.

b. Acero de refuerzo vertical para el intradós o cara exterior del muro de contención,  $A_{SV-INTRADOS}$ :

$$A_{SV-INTRADOS} = \rho \cdot b \cdot \left( \frac{E_C + E_V}{2} \right) = 0.00120 \times 100 \text{ cm} \times \left( \frac{35 + 45}{2} \right) \text{ cm} = 4.80 \text{ cm}^2$$

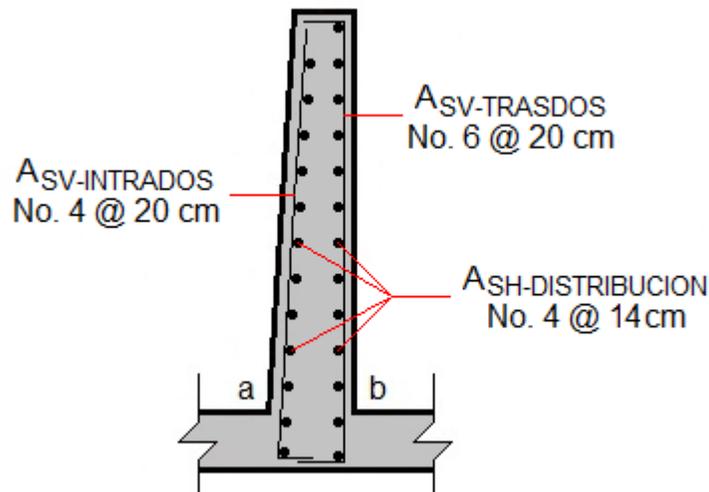
La armadura de refuerzo vertical por metro lineal para el intradós del muro de contención es 5 barras No. 4 = ½" colocadas @ 20 cm.

- c. Acero de refuerzo horizontal de distribución para ambas caras del vástago,  $A_{SH-DISTRIBUCION}$ :

$$A_{SH-DISTRIBUCION} = \rho \cdot b \cdot \left( \frac{E_C + E_V}{2} \right) = 0.00200 \times 100 \text{ cm} \times \left( \frac{35 + 45}{2} \right) \text{ cm} = 8.00 \text{ cm}^2$$

La armadura de refuerzo horizontal por metro lineal para ambas caras del vástago (Cara exterior e interior) consiste en barras No. 4 = ½" colocadas @ 14 cm.

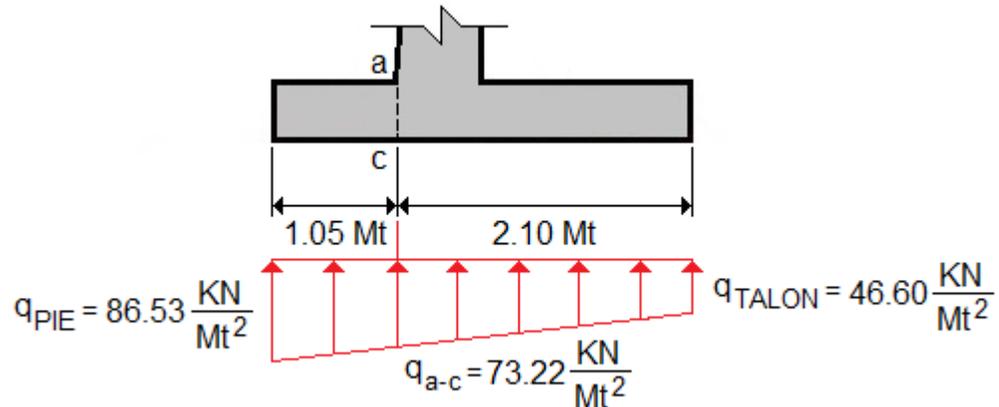
Figura 43. Acero de refuerzo en el vástago del muro de contención



**3.2.5.2. Diseño estructural del pie de la losa de cimentación.** Se evalúan las cargas que actúan en el pie de la losa de cimentación (Figura 44). En el siguiente procedimiento de diseño, no se tiene en cuenta el peso del material de relleno

sobre la losa, por ello, el diseño está dentro de los niveles adecuados de seguridad.

Figura 44. Cargas que actúan en el pie de la losa de cimentación



La reacción del terreno bajo la losa de cimentación del muro de contención en la sección a-c,  $q_{a-c}$ , es (La sección a-c se relaciona con el voladizo del pie):

$$q_{a-c} = q_{TALON} + \left[ \frac{(E_v + L_T)}{B} \cdot (q_{PIE} - q_{TALON}) \right]$$

$$q_{a-c} = 46.60 \frac{KN}{Mt^2} + \left[ \frac{2.10Mt}{3.15Mt} \times \left( 86.53 \frac{KN}{Mt^2} - 46.60 \frac{KN}{Mt^2} \right) \right] = 73.22 \frac{KN}{Mt^2}$$

Con base en el anterior esquema de cargas (Figura 44), se determina que la flexión en el voladizo del pie, se producirá hacia arriba con armadura de tracción en la zona inferior, ahora, para el cálculo de la fuerza cortante y del momento, parámetros necesarios para el diseño de este componente, se resta del diagrama de reacciones del terreno el peso propio del pie que se apoya sobre el mismo. La sección a-c (Ver figura 44) es la zona de unión de los componentes pie y talón de la losa de cimentación del muro de contención, en dicha zona se aplica la fuerza cortante,  $V_{a-c}$ , dicha fuerza cortante por metro lineal de muro es:

$$V_{a-c} = \left[ \frac{1}{2} \cdot (q_{PIE} + q_{a-c}) \cdot L_P \right] - (E_B \cdot L_P \cdot \gamma_c)$$

$$V_{a-c} = \left[ \frac{1}{2} \times \left( 86.53 \frac{KN}{Mt^2} + 73.22 \frac{KN}{Mt^2} \right) \times 1.05Mt \times 1Mt \right] - \left( 0.45Mt \times 1.05Mt \times 1Mt \times 24 \frac{KN}{Mt^3} \right)$$

$$V_{a-c} = 72.53KN$$

Acorde a las combinaciones básicas de carga plasmadas en el ítem B.2.4.2 de la NSR-10, la fuerza cortante última mayorada,  $V_u$ , se estima con base en la siguiente expresión:

$$V_u = 1.6V_{a-c} = 1.6 \times 72.53KN = 116.05KN$$

El concreto empleado es de peso normal,  $\lambda = 1.0$ ,  $b$  es el ancho por metro lineal del pie y  $d$  es la altura efectiva de la sección transversal del mismo, como este componente del muro de contención está colocado contra el suelo, el recubrimiento mínimo es de 7.5 cm acorde al ítem C.7.7.1 de la NSR-10. Para el problema se asume un recubrimiento de 8 cm, de esta forma, se determina que  $d$  es igual a 37 cm, con base en estas consideraciones, la fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto se determina con base en la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.17\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{21MPa} \times 1Mt \times 0.37Mt = 288.24KN$$

La fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto se afecta por el factor de reducción,  $\phi$ , dicho factor es igual a 0.75 (Ítem C-9.3.2.3 de la NSR-10):

$$\phi V_c = 0.75 \times 288.24KN = 216.18KN$$

Con base en lo anterior se establece que el chequeo por fuerza cortante es:

$$V_u \leq \phi V_c \Leftrightarrow 116.05KN \leq 216.18KN \Rightarrow OK$$

Ahora, se estima el valor del momento por metro lineal en la sección a-c,  $M_{a-c}$ :

$$M_{a-c} = \left( q_{a-c} \cdot L_P \cdot \frac{L_P}{2} \right) - \left( E_B \cdot L_P \cdot \gamma_c \cdot \frac{L_P}{2} \right) + \left[ \frac{1}{2} \cdot (q_{PIE} - q_{a-c}) \cdot L_P \cdot \frac{2}{3} L_P \right]$$

$$M_{a-c} = \left( 73.22 \frac{KN}{Mt^2} \times 1.05Mt \times 1Mt \times \frac{1.05Mt}{2} \right) - \left( 0.45Mt \times 1.05Mt \times 1Mt \times 24 \frac{KN}{Mt^3} \times \frac{1.05Mt}{2} \right) + \left[ \frac{1}{2} \times \left( 86.53 \frac{KN}{Mt^2} - 73.22 \frac{KN}{Mt^2} \right) \times 1.05Mt \times 1Mt \times \frac{2}{3} \times 1.05Mt \right]$$

$$M_{a-c} = 39.30KN \cdot Mt$$

Acorde a las combinaciones básicas de carga plasmadas en el ítem B.2.4.2 de la NSR-10, el momento último mayorado,  $M_u$ , se estima con base en la siguiente expresión:

$$M_u = \phi M_n = 1.6M_{a-c} = 1.6 \times 39.30KN \cdot Mt = 62.88KN \cdot Mt$$

La cuantía de acero,  $\rho$ , se determina con base en la siguiente ecuación:

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \times \frac{21MPa}{420MPa} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 62.88KN \cdot Mt}{0.90 \times 0.85 \times 21000KN / Mt^2 \times 1.Mt \times (0.37Mt)^2}} \right) = 0.00123$$

Con base en el anterior numeral relacionado con el diseño del vástago, el valor de la cuantía de acero mínima,  $\rho_{min}$ , es 0.00333.

Ahora, se procede a revisar si la cuantía de acero,  $\rho$ , es mayor o menor a la cuantía de acero mínima,  $\rho_{\min}$ :

$$\rho_{\min} = 0.00333 \leq \rho = 0.00123 \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Como la condición anterior *No Cumple*, la cuantía de acero,  $\rho$ , asume el valor de 0.00333.

A continuación, se estima el acero de refuerzo necesario para el pie de la losa de cimentación del muro de contención (Figura 45):

- a. Acero de refuerzo longitudinal para el pie de la losa de cimentación del muro de contención,  $A_{SL-PIE}$ :

$$A_{SL-PIE} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00333 \times 100\text{cm} \times 37\text{cm} = 12.33\text{cm}^2$$

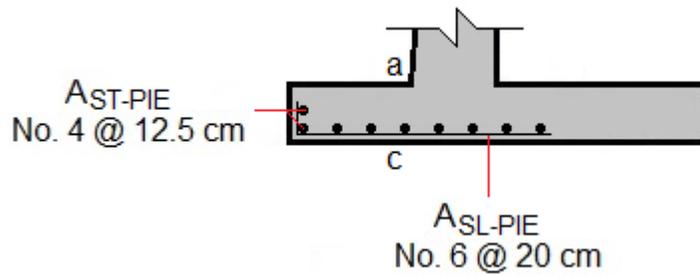
La armadura de refuerzo longitudinal por metro lineal para el pie de la losa de cimentación es 5 barras No. 6 =  $\frac{3}{4}$ " colocadas @ 20 cm.

- b. Acero de refuerzo transversal para el pie de la losa de cimentación del muro de contención,  $A_{ST-PIE}$ :

$$A_{ST-PIE} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00200 \times 100\text{cm} \times 45\text{cm} = 9.00\text{cm}^2$$

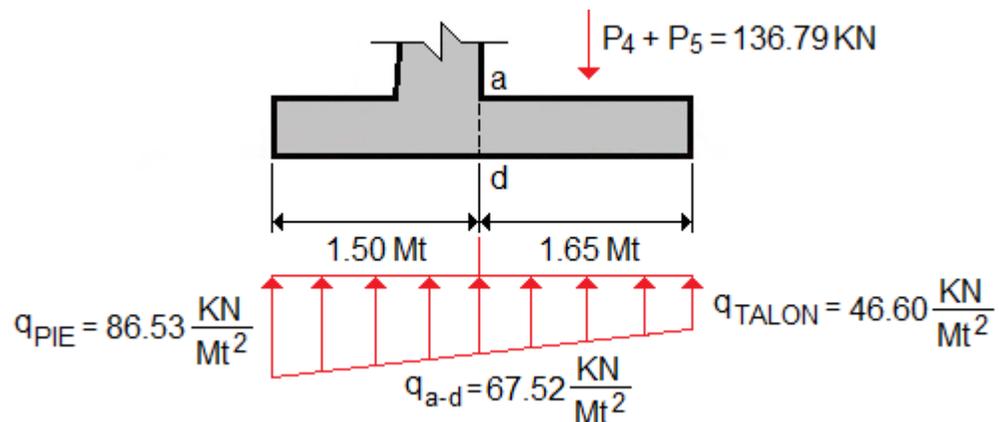
La armadura de refuerzo transversal por metro lineal para el pie de la losa de cimentación, consiste en barras No. 4 =  $\frac{1}{2}$ " colocadas @ 12.5 cm.

Figura 45. Acero de refuerzo en el pie de la losa de cimentación



**3.2.5.3. Diseño estructural del talón de la losa de cimentación.** Se evalúan las cargas que actúan en el talón de la losa de cimentación, teniendo en cuenta las fuerzas  $P_4$  y  $P_5$  relacionadas con el peso del material de relleno y la sobrecarga existente en el sistema (Figura 46).

Figura 46. Cargas que actúan en el talón de la losa de cimentación



La reacción del terreno bajo la losa de cimentación del muro de contención en la sección a-d,  $q_{a-d}$ , es (La sección a-d se relaciona con el voladizo del talón):

$$q_{a-d} = q_{TALON} + \left[ \frac{L_T}{B} \cdot (q_{PIE} - q_{TALON}) \right]$$

$$q_{a-d} = 46.60 \frac{KN}{Mt^2} + \left[ \frac{1.65Mt}{3.15Mt} \times \left( 86.53 \frac{KN}{Mt^2} - 46.60 \frac{KN}{Mt^2} \right) \right] = 67.52 \frac{KN}{Mt^2}$$

Con base en el anterior esquema de cargas (Figura 46), se determina que la flexión en el voladizo del talón, muy probablemente, se producirá hacia abajo con armadura de tracción en la zona superior, ahora, para el cálculo de la fuerza cortante y del momento, parámetros necesarios para el diseño de este componente, se resta del diagrama de reacciones del terreno el peso propio del talón que se apoya sobre el mismo.

La sección a-d (Ver figura 46) es la zona de unión de los componentes pie y talón de la losa de cimentación del muro de contención, en dicha zona se aplica la fuerza cortante,  $V_{a-d}$ , dicha fuerza cortante por metro lineal de muro es:

$$V_{a-d} = P_4 + P_5 - \left[ \frac{1}{2} \cdot (q_{a-d} + q_{TALON}) \cdot L_T \right] + (E_B \cdot L_T \cdot \gamma_c)$$

$$V_{a-d} = 120.29KN + 16.50KN - \left[ \frac{1}{2} \times \left( 67.52 \frac{KN}{Mt^2} + 46.60 \frac{KN}{Mt^2} \right) \times 1.65Mt \times 1Mt \right]$$

$$+ \left( 0.45Mt \times 1.65Mt \times 1Mt \times 24 \frac{KN}{Mt^3} \right) = 60.46KN$$

Acorde a las combinaciones básicas de carga plasmadas en el ítem B.2.4.2 de la NSR-10, la fuerza cortante última mayorada,  $V_u$ , se estima con base en la siguiente expresión:

$$V_u = 1.6V_{a-d} = 1.6 \times 60.46KN = 96.73KN$$

El concreto empleado es de peso normal,  $\lambda = 1.0$ , b es el ancho por metro lineal del talón de la losa de cimentación y d es la altura efectiva de la sección transversal del mismo, como este componente del muro de contención está colocado contra el suelo, el recubrimiento mínimo es de 7.5 cm acorde al ítem C.7.7.1 de la NSR-10. Para el problema se asume un recubrimiento de 8 cm, de

esta forma, se determina que  $d$  es igual a 37 cm, con base en estas consideraciones, la fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto se determina con base en la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.17\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{21\text{MPa}} \times 1\text{Mt} \times 0.37\text{Mt} = 288.24\text{KN}$$

La fuerza nominal al cortante proporcionada por el concreto se afecta por el factor de reducción,  $\phi$ , dicho factor es igual a 0.75 (Ítem C-9.3.2.3 de la NSR-10):

$$\phi V_c = 0.75 \times 288.24\text{KN} = 216.18\text{KN}$$

Con base en lo anterior se establece que el chequeo por fuerza cortante es:

$$V_u \leq \phi V_c \Leftrightarrow 96.73\text{KN} \leq 216.18\text{KN} \Rightarrow \text{OK}$$

Ahora, se estima el valor del momento por metro lineal en la sección a-d,  $M_{a-d}$ :

$$M_{a-d} = \left[ (P_4 + P_5) \cdot \frac{L_T}{2} \right] + \left( E_B \cdot L_T \cdot \gamma_c \cdot \frac{L_T}{2} \right) - \left( q_{TALON} \cdot L_T \cdot \frac{L_T}{2} \right) - \left[ \frac{1}{2} \cdot (q_{a-d} - q_{TALON}) \cdot L_T \cdot \frac{1}{3} L_T \right]$$

$$M_{a-d} = \left[ (120.29\text{KN} + 16.5\text{KN}) \times \frac{1.65\text{Mt}}{2} \right] + \left( 0.45\text{Mt} \times 1.65\text{Mt} \times 1\text{Mt} \times 24 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^3} \times \frac{1.65\text{Mt}}{2} \right)$$

$$- \left( 46.60 \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^2} \times 1.65\text{Mt} \times 1\text{Mt} \times \frac{1.65\text{Mt}}{2} \right) - \left( \frac{1}{2} \times (67.52 - 46.60) \frac{\text{KN}}{\text{Mt}^2} \times 1.65\text{Mt} \times 1\text{Mt} \times \frac{1.65\text{Mt}}{3} \right)$$

$$M_{a-d} = 54.62\text{KN} \cdot \text{Mt}$$

Acorde a las combinaciones básicas de carga plasmadas en el ítem B.2.4.2 de la NSR-10, el momento último mayorado,  $M_u$ , se estima con base en la siguiente expresión:

$$M_u = \phi M_n = 1.6 M_{a-d} = 1.6 \times 54.62 \text{ KN} \cdot \text{Mt} = 87.40 \text{ KN} \cdot \text{Mt}$$

La cuantía de acero,  $\rho$ , se determina con base en la siguiente ecuación:

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \times \frac{21 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 87.40 \text{ KN} \cdot \text{Mt}}{0.90 \times 0.85 \times 21000 \text{ KN / Mt}^2 \times 1. \text{Mt} \times (0.37 \text{ Mt})^2}} \right) = 0.00172$$

Con base en el anterior numeral relacionado con el diseño del pie, el valor de la cuantía de acero mínima,  $\rho_{\min}$ , es 0.00333.

Ahora, se procede a revisar si la cuantía de acero,  $\rho$ , es mayor o menor a la cuantía de acero mínima,  $\rho_{\min}$ :

$$\rho_{\min} = 0.00333 \leq \rho = 0.00172 \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Como la condición anterior *No Cumple*, la cuantía de acero,  $\rho$ , asume el valor de 0.00333.

A continuación, se estima el acero de refuerzo necesario para el talón de la losa de cimentación del muro de contención (Figura 47):

a. Acero de refuerzo longitudinal para el talón de la losa de cimentación del muro de contención,  $A_{SL-TALON}$ :

$$A_{SL-TALON} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00333 \times 100 \text{ cm} \times 37 \text{ cm} = 12.33 \text{ cm}^2$$

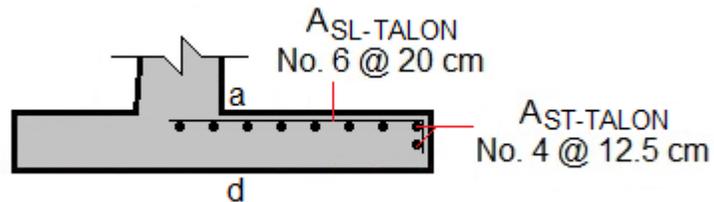
La armadura de refuerzo longitudinal por metro lineal para el talón de la losa de cimentación es 5 barras No. 6 =  $\frac{3}{4}$ " colocadas @ 20 cm.

- b. Acero de refuerzo transversal para el talón de la losa de cimentación del muro de contención,  $A_{ST-TALON}$ :

$$A_{ST-TALON} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00200 \times 100\text{cm} \times 45\text{cm} = 9.00\text{cm}^2$$

La armadura de refuerzo transversal por metro lineal para el talón de la losa de cimentación, consiste en barras No. 4 =  $\frac{1}{2}$ " colocadas @ 12.5 cm.

Figura 47. Acero de refuerzo en el talón de la losa de cimentación



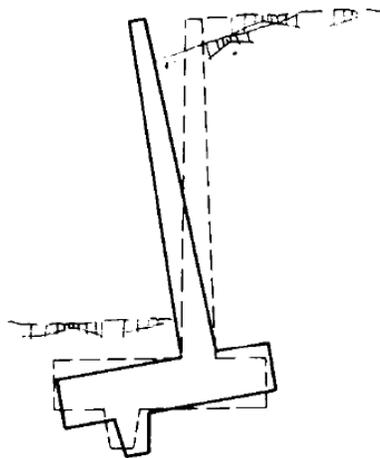
## 4. POSIBLES FALLAS EN UN MURO DE CONTENCIÓN

Las posibles fallas estructurales de un muro de contención se deben a factores constructivos y a la fatiga de los materiales generada por las condiciones de servicio, para elaborar un diseño óptimo de la estructura bajo las solicitaciones de uso, se hace indispensable determinar las dimensiones, espesores y cantidades de acero de refuerzo requeridas para resistir los momentos y los esfuerzos cortantes, por ello, el diseño debe construirse con base en las teorías planteadas anteriormente y aplicando los requerimientos exigidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, las posibles fallas estructurales comunes que se pueden presentar en un muro de retención son<sup>42</sup>:

### 4.1. GIRO EXCESIVO DEL MURO

Si se considera que la estructura de contención es un cuerpo rígido (Figura 48).

Figura 48. Giro excesivo del muro



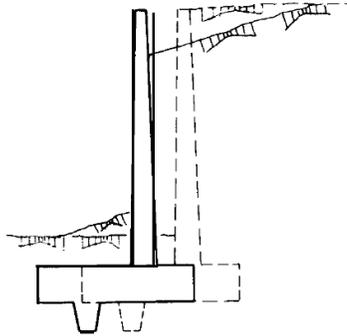
Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

<sup>42</sup> CALAVERA RUIZ. Op. cit., p. 26.

## 4.2. DESLIZAMIENTO DEL MURO

Si se considera que la estructura de contención es un cuerpo rígido (Figura 49).

Figura 49. Deslizamiento del muro

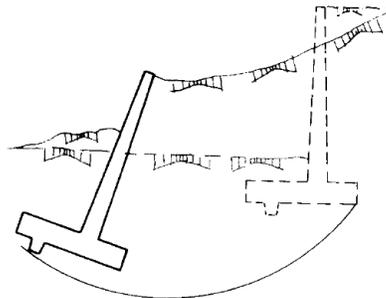


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

## 4.3. DESLIZAMIENTO PROFUNDO DEL MURO

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda de tipo circular, este tipo de falla se genera si existe una capa de suelo blando en una profundidad aproximadamente igual a  $3H/2$ , profundidad medida desde el nivel inferior de la cimentación del muro y teniendo en cuenta que H es la altura del muro de contención (Figura 50).

Figura 50. Deslizamiento profundo del muro

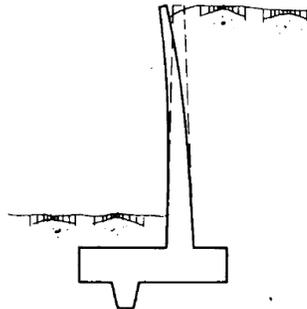


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

#### 4.4. DEFORMACIÓN EXCESIVA DEL ALZADO

Este tipo de falla es poco frecuente porque solo se genera en muros de retención muy esbeltos, es decir, cuando la altura del sistema es considerablemente alta (Figura 51).

Figura 51. Deformación excesiva del alzado

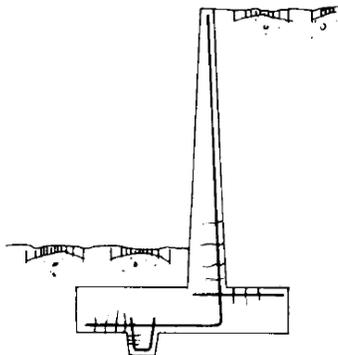


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

#### 4.5. FISURACIÓN EXCESIVA

Este tipo de falla se presenta en todas las zonas de tracción, se considera que la fisuración es grave si su ancho es considerablemente excesivo (Figura 52).

Figura 52. Fisuración excesiva

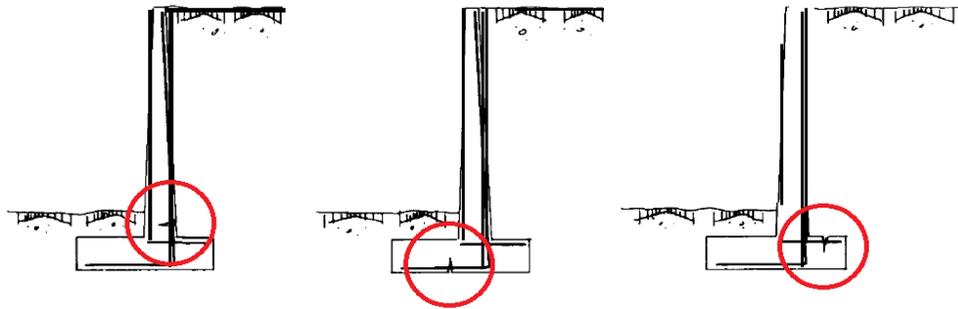


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

#### 4.6. ROTURA POR FLEXIÓN

Este tipo de falla se genera en el alzado, la puntera o el talón, como las cuantías de acero de refuerzo en los muros de contención suelen ser bajas, los síntomas de prerrotura sólo son observables en las caras de tracción y en todos los casos estas caras están ocultas, debido a ello no existe ningún síntoma de aviso para este tipo de falla (Figura 53).

Figura 53. Rotura por flexión

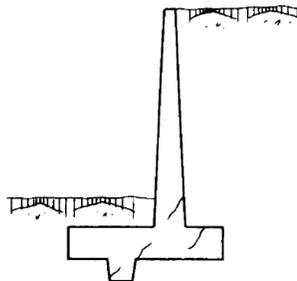


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

#### 4.7. ROTURA POR ESFUERZO CORTANTE

Este tipo de falla se genera en el alzado, la puntera o el talón (Figura 54).

Figura 54. Rotura por esfuerzo cortante

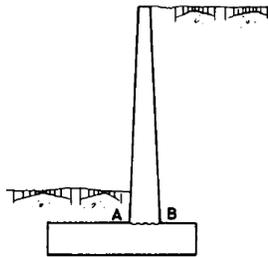


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

#### 4.8. ROTURA POR ESFUERZO RASANTE

Este tipo de falla se genera en el arranque del alzado, es decir en la sección AB de la figura 55, esta sección es una junta de construcción obligada por ser la unión entre el vástago y el cimiento de la estructura de contención.

Figura 55. Rotura por esfuerzo rasante

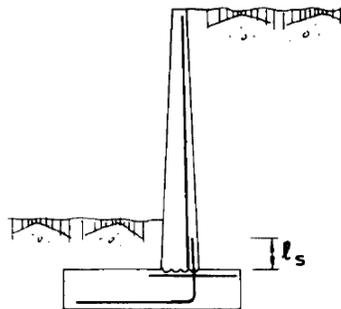


Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

#### 4.9. ROTURA POR FALLO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO

Este tipo de falla se genera en el acero de refuerzo ubicado en el arranque del alzado, es decir en la sección AB de la figura 55, en esta sección la longitud de desarrollo de la armadura debe ser analizada con sumo cuidado, porque ésta, es la zona de máximos esfuerzos de flexión y cortante (Figura 56).

Figura 56. Rotura por fallo de la longitud de desarrollo



Fuente: CALAVERA RUIZ, José. (2001) Muros de Contención y Muros de Sótano.

## CONCLUSIONES

Se realizó un estudio de los métodos de análisis y diseño de muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo, determinando que el procedimiento de Mononobe-Okabe fundamentado en la teoría de Coulomb es el método más usado y eficiente para tener en cuenta el efecto sísmico sobre los muros, en dicho procedimiento, se consideran las diversas propiedades y condiciones del suelo, la posible existencia de sobrecarga y la magnitud de la aceleración sísmica.

Se define que el coeficiente de presión activa que incluye el efecto sísmico,  $K_{ae}$ , la densidad equivalente del terreno por presencia de sobrecarga,  $\gamma_{eq}$ , la altura del talud que se debe contener,  $H$ , como los coeficientes sísmicos,  $k_h$  y  $k_v$ , son los principales parámetros a tener en cuenta ya que sus valores influyen notablemente en los resultados finales, cabe resaltar que el coeficiente de presión activa que incluye el efecto sísmico depende del ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal,  $\alpha$ , del ángulo de fricción entre el terreno y el muro de contención,  $\delta$ , del ángulo de inclinación del trasdós,  $\beta$ , y del ángulo de fricción interno del suelo,  $\phi$ .

Tanto en el marco teórico como en la herramienta computacional, se establece una tipología de muro de contención rígido de gravedad construido en concreto simple o en concreto ciclópeo y también se especifica una tipología de muro de contención rígido en voladizo construido en concreto reforzado, en ambas tipologías se bosqueja su predimensionamiento común representando cada medida como un intervalo condicionado a la altura del talud,  $H$ .

En el marco teórico se plasmaron ciertas recomendaciones básicas de construcción para cada una de las tipologías establecidas en la presente monografía.

Se elaboró una herramienta computacional documentada en una hoja de cálculo en Excel, en la cual, se plantea la metodología de diseño sísmo resistente de muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo con base en las especificaciones de la NSR-10, teniendo en cuenta, la variación de las propiedades y condiciones del suelo, la posible existencia de sobrecarga, las especificaciones de los materiales de construcción, el predimensionamiento de la estructura y los valores de los coeficientes sísmicos.

Haciendo uso de la herramienta computacional se observa que cuando se incrementan por separado los valores de los coeficientes sísmicos,  $k_h$  y  $k_v$ , o el valor de la sobrecarga existente, la magnitud del empuje activo sobre el muro de contención rígido también aumenta, esto conlleva a incrementar las dimensiones de la estructura, con el objeto de resistir la nueva magnitud del empuje y satisfacer los factores de seguridad ante el volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

El papel que cumple la inclinación del terreno sobre el muro de contención rígido es muy importante, haciendo uso de la herramienta computacional se observa que cuando se incrementa la magnitud del ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal,  $\alpha$ , (Siempre y cuando las otras variables permanezcan constantes) el valor del empuje activo sobre el muro de contención rígido también aumenta, esto conlleva a incrementar las dimensiones de la estructura, con el objeto de resistir la nueva magnitud del empuje y satisfacer los factores de seguridad ante el volcamiento y capacidad de carga, ahora, cabe aclarar que si se presenta dicho incremento en el ángulo de inclinación del talud, el factor de seguridad ante el deslizamiento se aumenta, es decir la estructura de retención es más estable ante una potencial falla por deslizamiento.

Para los casos en los cuales confluye un considerable nivel de sobrecarga, se considera el efecto sísmico y el relleno posee una inclinación específica, el predimensionamiento del muro de contención rígido sobrepasa las limitaciones

comunes definidas en la bibliografía existente, por ello, se recomienda diseñar y construir muros de contención rígidos en voladizo con contrafuertes o bandejas, ya que éstos representan una solución viable para estas condiciones adversas.

Un incremento en los valores de los coeficientes sísmicos,  $k_h$  y  $k_v$ , genera los resultados más desfavorables en el sistema de contención rígido, es decir, éste es el parámetro más influyente en el aumento de la magnitud del empuje activo que se aplica sobre el muro, generando problemas de estabilidad que solo se contrarrestan con alzas en las dimensiones del muro de retención.

Para el caso de taludes donde la diferencia entre el nivel de la corona del talud y el nivel de cimentación competente es inferior a 3.5 metros, se recomienda diseñar y construir un muro de contención de gravedad, bien sea en concreto simple o en concreto ciclópeo, ahora, si dicho cambio de nivel está entre 3.5 y 8 metros, se propone diseñar y construir una estructura de retención en voladizo.

La hoja de cálculo MURCONT\_V01.xls se ha creado para que el usuario analice y diseñe muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo, introduciendo datos con un criterio adecuado y revisando paso a paso las casillas de verificación, de tal forma que se genere un cumplimiento total con toda la normatividad establecida en la NSR-10.

## BIBLIOGRAFÍA

BARRERA SANCHEZ, Carlos G. y MUENTES BERMUDEZ, Carlos J. Evaluación del incremento de las cantidades de obra en los muros de contención con contrafuertes de concreto reforzado por el efecto sísmico. Trabajo de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, 2007. 350 p.

BRAJA M., Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. 4 ed. California State University, Sacramento: Internacional Thomson Editores, 2001. 880 p.

BROWN, Russell H. y McCORMAC, Jack C. Diseño de concreto reforzado. Traducido por Raúl Arrijo Juárez. 8 ed. México D.F.: Alfaomega, 2011. 710 p.

CALAVERA RUIZ, José. Muros de contención y muros de sótano. 3 ed. Madrid: INTEMAC S.A., 2000. 388 p.

MINISTERIO DE TRANSPORTE – INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Código colombiano de diseño sísmico de puentes. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995.

DURÁN JAIMES, Jorge F. y VARGAS HERNANDEZ, Haury R. Análisis del incremento de costos en el diseño de muros de contención en voladizo teniendo en cuenta el efecto sísmico. Trabajo de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, 2007. 139 p.

LOPEZ GARCIA, Luis, LOPEZ PERALES, Jesús A. y MORENO VALENCIA, Amparo. Muros de contención y de sótano. Curso de cálculo de estructuras de

hormigón armado. 1 ed. Universidad de Castilla – La Mancha, Albacete: Caja Castilla La Mancha, 1999. 51 p.

MUSANTE, H. y ORTIGOSA, P. Seismic analysis of gravity retaining walls. En: Proceeding of the 8th WCEE. 1984. vol. 3, p. 469-476.

NADIM, F. y WHITMAN, R. Seismically induced movement of retaining walls. En: ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1983. vol. 109, no. 70, p. 915-931.

NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. Traducido por Luis Eduardo Yamín. 12 ed. Bogotá D.C.: Mc Graw-Hill Interamericana S.A., 1999. 706 p.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. NSR-10. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.

MINISTERIO DE TRANSPORTE – INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Código colombiano de diseño sísmico de puentes. CCP 200-94. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995.

RICHARDS, R. y ELMS, D. Seismic behaviour of gravity retaining walls. En: ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1979. vol. 105, no. 4, p. 449-464.

SEED, H. y WHITMAN, R. Design of earth retaining structures for dynamics loadings. En: ASCE Specialty Conference – Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 1970.

SEGURA FRANCO, Jorge I. Estructuras de concreto I. 4 ed. Bogotá D.C.: Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia, 1999. 250 p.

SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. 1 ed. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda, 1998. 541 p.

SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos: Técnicas de Remediación. Tomo 2 - Capítulo 3. 1 ed. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda, 1998. 40 p.

TERZARIOL, R., DECANINI, L. y LUCIANO, M. Evaluación de empujes de suelo sobre estribos de puentes y muros de contención bajo acciones sísmicas. En: Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. 1987.

TORRES BELANDRIA, Rafael A. Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. 2 ed. Universidad de los Andes, Mérida: Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes, 2008. 68 p.

TRUJILLO OROZCO, José E. Diseño de puentes. 2 ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 1993. 363 p.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. The seismic design of waterfront retaining structures. En: Washington D.C.: Department of the Army and Port Hueneme, California: Department of the Navy. 1992.

WONG, C. P. Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls. En: S. M. Thesis of Department of Civil Engineering. 1982.

## ANEXOS

La hoja de cálculo MURCONT\_V01.xls, se desarrolla con el objeto de ofrecer al usuario una herramienta computacional documentada para el prediseño o diseño de muros de contención rígidos, es decir, muros de gravedad (Concreto simple o concreto ciclópeo) y muros en voladizo (Concreto reforzado), teniendo en cuenta que el suelo para cimentar dichas estructuras de retención posee una capacidad portante igual o superior a 20 Ton/Mt<sup>2</sup>.

Con base en el estudio realizado sobre los métodos de análisis y diseño sísmico del terreno sobre muros de contención rígidos de gravedad y en voladizo, se determina que el procedimiento más adecuado para la fase de diseño es aplicar la teoría de Coulomb para determinar la presión lateral de tierra sobre una estructura de retención con relleno en suelo granular, teniendo presente, el ángulo de fricción del miembro estructural y el efecto generado por una posible sobrecarga existente y el método de Mononobe-Okabe (Muros con desplazamientos restringidos) para definir el diseño del muro de contención bajo acción sísmica.

La hoja de cálculo contiene una pestaña titulada “MURO DE GRAVEDAD”, en la cual, se establece la metodología para diseñar un muro de contención de concreto simple o de concreto ciclópeo, otra pestaña titulada “MURO EN VOLADIZO”, en la cual, se establece la metodología para diseñar una estructura de retención de concreto reforzado, adicional a esto, la hoja de cálculo contiene una pestaña titulada “AYUDA ACERO”, para especificar parámetros y valores necesarios para el análisis y diseño de los muros en voladizo.

A continuación, se explica paso a paso el uso de la hoja de cálculo MURCONT\_V01.xls, en el Anexo 1 se detalla el diseño de un muro de contención de concreto simple o concreto ciclópeo y en el Anexo 2 se determina el diseño de una estructura de retención de concreto reforzado.

## ANEXO A. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO SIMPLE O CONCRETO CICLOPEO USANDO LA HOJA DE CALCULO MURCONT\_V01.xls

Los requisitos para usar esta hoja de cálculo son los siguientes:

- ✓ Conocer parámetros específicos tanto del suelo de fundación como del material que se va a emplear como relleno, es decir, peso unitario específico ( $\gamma$ ), ángulo de fricción interno del suelo ( $\phi$ ), cohesión del material ( $c$ ), capacidad portante admisible del suelo de cimentación ( $\sigma_{adm}$ ), ángulo de fricción del muro de contención ( $\delta$ ) y el coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ).
- ✓ Identificar la altura del talud ( $H$ ) donde se va a construir el muro de contención, el ángulo de inclinación del talud ( $\alpha$ ) y fijar si el talud posee algún tipo de sobrecarga ( $q$ ).
- ✓ Determinar los materiales que se van a utilizar para la construcción de la estructura de retención, como sus propiedades, es decir, resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ ) y peso específico del concreto ( $\gamma_c$ ).
- ✓ Acorde a la NSR-10 se deben establecer los valores de los factores de seguridad admisibles ante el volcamiento ( $FSV_{adm}$ ), deslizamiento ( $FSD_{adm}$ ) y capacidad de carga ( $FSCC_{adm}$ ).

El primer paso consiste en registrar los datos del problema, es decir, introducir los parámetros específicos tanto del material de relleno como del suelo competente de cimentación, altura y ángulo de inclinación del talud a contener, valor de sobrecarga (En el caso de que aplique) y propiedades de los materiales de construcción (Figura 57).

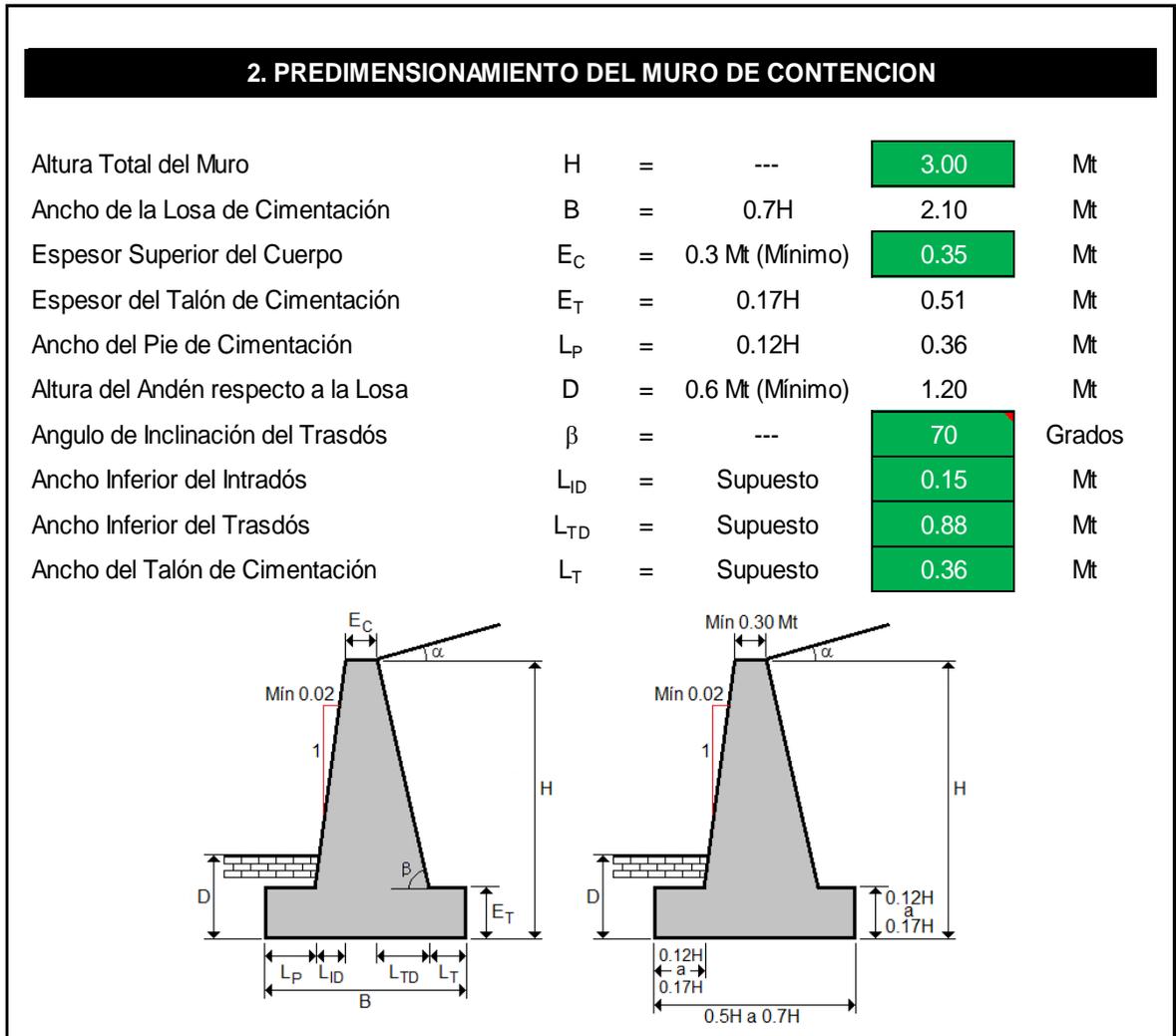
El segundo paso radica en predimensionar la estructura de retención, para ello se registra el espesor superior del cuerpo ( $E_C$ ), el ángulo de inclinación del trasdós ( $\beta$ ), el ancho inferior del intradós ( $L_{ID}$ ), el ancho inferior del trasdós ( $L_{TD}$ ) y el ancho

del talón de cimentación ( $L_T$ ), con base en estos valores, la herramienta computacional determinará las dimensiones restantes del muro de contención (Magnitudes estimadas acorde al predimensionamiento definido en el libro Estructuras de Concreto I de Jorge Segura), cabe resaltar que el usuario está en libertad de asumir las dimensiones que considere convenientes (Figura 58).

Figura 1. Datos del problema – Muro de contención de gravedad

1. DATOS DEL PROBLEMA			
Altura del Talud:	$H$	=	3.00 Mt
Estado de Sobrecarga:	$q$	=	10.00 KN/M <sup>2</sup>
<b>1.1 MATERIAL DE RELLENO:</b>			
Peso Unitario Específico:	$\gamma_{s1}$	=	18.00 KN/M <sup>3</sup>
Angulo de Fricción Interno:	$\phi_1$	=	30 Grados
Cohesión del Material:	$c_1$	=	0 KN/M <sup>2</sup>
Angulo de Inclinacion del Talud:	$\alpha$	=	0 Grados
<b>1.2 NIVEL COMPETENTE CIMENTACIÓN:</b>			
Peso Unitario Específico:	$\gamma_{s2}$	=	18.00 KN/M <sup>3</sup>
Angulo de Fricción Interno:	$\phi_2$	=	30 Grados
Cohesión del Material:	$c_2$	=	0 KN/M <sup>2</sup>
Capacidad Portante Admisible:	$\sigma_{adm}$	=	200.00 KN/M <sup>2</sup>
<b>1.3 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN:</b>			
Resistencia a la Compresión del Concreto:	$f'_c$	=	21.00 MPa
Peso Específico del Concreto:	$\gamma_c$	=	24.00 KN/M <sup>3</sup>
Angulo de Fricción del Muro:	$\delta$	=	20 Grados

Figura 2. Predimensionamiento de la estructura de retención de gravedad



El tercer paso consiste en estimar los valores de la presión activa y pasiva del terreno utilizando la teoría de Coulomb, para ello, se debe introducir el valor del coeficiente de presión activa acorde a las tablas del libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones de Das Braja, si para el caso de estudio existe algún tipo de sobrecarga, la herramienta computacional calculará la densidad equivalente para el sistema de contención a diseñar, posteriormente, se calcula la presión activa del terreno incluyendo los efectos generados por una potencial acción sísmica, este cálculo se realiza implementando el método de Mononobe-Okabe (Figura 59).

Figura 3. Cálculo de presiones de tierra sobre el muro de contención de gravedad

<b>3. CALCULO DE PRESIONES DE TIERRA SOBRE EL MURO DE CONTENCION</b>			
<b>3.1 PRESION ACTIVA:</b>			
Densidad Equivalente:	$\gamma_{eq}$	= 24.67	KN/Mt <sup>3</sup>
Coeficiente de Presión Activa:	$K_{a1}$	= 0.4794	Adimensional
Presión Activa del Terreno:	$P_a$	= 53.21	KN/Mt
Presión Activa - Componente Horizontal:	$P_{ah}$	= 40.76	KN/Mt
Presión Activa - Componente Vertical:	$P_{av}$	= 34.20	KN/Mt
Ubicación de la Presión Activa del Terreno:	$h$	= 1.14	Mt
<b>3.2 PRESION PASIVA:</b>			
Coeficiente de Presión Pasiva:	$K_p$	= 3.58	Adimensional
Presión Pasiva del Terreno:	$P_p$	= 46.39	KN/Mt
<b>3.3 PRESION ACTIVA CON SISMO:</b>			
Componente Horizontal Aceleración - Sismo:	$k_h$	= 0.00	Adimensional
Componente Vertical Aceleración - Sismo:	$k_v$	= 0.00	Adimensional
Angulo Específico Mononobe-Okabe:	$\theta'$	= 0.00	Grados
Coeficiente de Presión Activa - Sismo:	$K_{ae}$	= 0.4794	Adimensional
Presión Activa del Terreno - Sismo:	$P_{ae}$	= 53.21	KN/Mt
Presión Activa - Componente Horizontal - S:	$P_{aeh}$	= 40.76	KN/Mt
Presión Activa - Componente Vertical - S:	$P_{aev}$	= 34.20	KN/Mt
Delta de Presión Activa - Sismo:	$\Delta P_{ae}$	= 0.00	KN/Mt
Ubicación de la Presión Activa - Sismo:	$z_{ae}$	= 1.14	Mt

El cuarto paso radica en calcular los factores de seguridad admisibles ante el volcamiento ( $FSV_{adm}$ ), deslizamiento ( $FSD_{adm}$ ) y capacidad de carga ( $FSCC_{adm}$ ), debidos a las fuerzas que actúan sobre la estructura de retención, es decir, las fuerzas resistentes (Pesos propios) y las fuerzas actuantes (Sobrecarga y efectos sísmicos), ver figuras 60, 61 y 62.

Figura 4. Factor de seguridad al volcamiento – Muro de contención de gravedad

SECCION DEL SISTEMA	AREA Mt <sup>2</sup>	PESO KN/Mt	BRAZO Mt	MOMENTO KN
P <sub>1</sub> : Peso del Intradós	0.19	4.48	0.46	2.06
P <sub>2</sub> : Peso Central del Cuerpo	0.87	20.92	0.69	14.33
P <sub>3</sub> : Peso del Trasdós	1.10	26.29	1.15	30.33
P <sub>4</sub> : Peso de la Losa de Cimentación	1.07	25.70	1.05	26.99
P <sub>aeV</sub> : Componente Vertical P. Activa (S)	---	34.20	1.52	51.96
P <sub>7</sub> = C <sub>V-q</sub> : Sobrecarga Vertical	1.24	12.40	1.48	18.35
<b>TOTALES:</b>	<b>ΣF<sub>V</sub> =</b>	<b>124.00</b>	<b>ΣM<sub>R</sub> =</b>	<b>144.01</b>

**Nota:** No se tiene en cuenta el peso del material de relleno (P<sub>5</sub> y P<sub>6</sub>).

Cálculo del Momento Actante ΣM<sub>A</sub>:

Presión Activa del Terreno - Sismo: E<sub>T</sub> = P<sub>ae</sub> = 53.21 KN/Mt

Punto de Aplicación de la ΣM<sub>A</sub>: h = 1.14 Mt

Momento Actante: ΣM<sub>A</sub> = 46.27 KN

Factor de Seguridad al Volcamiento: FSV = 3.11 > 3

**FSV > FSV<sub>adm</sub>      VERDADERO**

Figura 5. Factor de seguridad al deslizamiento – Muro de contención de gravedad

Cálculo de Fuerzas Resistentes ΣF<sub>R</sub>:

Parámetro: k<sub>1</sub> = 0.67 Adimensional

Parámetro: k<sub>2</sub> = 0.67 Adimensional

Sumatoria de Fuerzas Resistentes: ΣF<sub>R</sub> = 91.52 KN/Mt

Sumatoria de Fuerzas Actantes: ΣF<sub>A</sub> = 40.76 Mt

Factor de Seguridad al Deslizamiento: FSD = 2.25 > 1.6

**FSD > FSD<sub>adm</sub>      VERDADERO**

Figura 6. Factor de seguridad por capacidad de carga – Muro de contención de gravedad

Momento Actuante por Capacidad Carga:	$\Sigma M_{A-CC}$	=	97.75	KN
Punto de Aplicación de la $\Sigma M_{A-CC}$ :	$X_A$	=	0.79	Mt
$X_A$ está dentro del tercio medio de la Base?:	$B/3$	=	0.7	Mt
	$2B/3$	=	1.40	Mt
		<b><math>X_A \rightarrow [B/3 \text{ a } 2B/3]</math></b>		<b>VERDADERO</b>
				<b>VERDADERO</b>
Excentricidad de la Fuerza Resultante:	$e$	=	0.262	Mt
$e$ es menor que $B/6$ ?:	$B/6$	=	0.35	Mt
		<b><math>e &lt; B/6</math></b>		<b>VERDADERO</b>
Reacción del Terreno sobre el Pie:	$q_{PIE}$	=	103.20	Mt
Reacción del Terreno sobre el Talón:	$q_{TALON}$	=	14.89	Mt
El Pie de la Losa es Estable?:	$q_{PIE}$	=	103.20	< 200.00
		<b><math>q_{PIE} &lt; \sigma_{adm}</math></b>		<b>VERDADERO</b>
El Talón de la Losa es Estable?:	$q_{TALON}$	=	14.89	< 200.00
		<b><math>q_{TALON} &lt; \sigma_{adm}</math></b>		<b>VERDADERO</b>
<b>CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA:</b>		<b><math>q_u</math></b>		
Angulo de Fricción Interno	$\phi_2$	=	30	Grados
Factor de Capacidad de Carga - $N_c$	$N_c$	=	30.14	Adimensional
Factor de Capacidad de Carga - $N_q$	$N_q$	=	18.40	Adimensional
Factor de Capacidad de Carga - $N_\gamma$	$N_\gamma$	=	22.40	Adimensional
Parámetro	$q$	=	21.60	KN/Mt <sup>2</sup>
Parámetro	$B'$	=	1.58	Mt
Parámetro	$F_{cd}$	=	1.304	Adimensional
Parámetro	$F_{\gamma d}$	=	1.000	Adimensional
Parámetro	$F_{qd}$	=	1.220	Adimensional
Parámetro	$\Psi$	=	18.20	Grados
Parámetro	$F_{ci}$	=	0.636	Adimensional
Parámetro	$F_{qi}$	=	0.636	Adimensional
Parámetro	$F_{\gamma i}$	=	0.155	Adimensional
Capacidad de Carga Ultima	$q_u$	=	357.74	KN/Mt <sup>2</sup>
Factor de Seguridad a Capacidad de Carga	FSCC	=	3.47	> <b>3</b>
		<b><math>FSCC &gt; FSCC_{adm}</math></b>		<b>VERDADERO</b>

## **ANEXO B. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO USANDO LA HOJA DE CALCULO MURCONT\_V01.xls**

Los requisitos para usar esta hoja de cálculo son los siguientes:

- ✓ Conocer parámetros específicos tanto del suelo de fundación como del material que se va a emplear como relleno, es decir, peso unitario específico ( $\gamma$ ), ángulo de fricción interno del suelo ( $\phi$ ), cohesión del material ( $c$ ), capacidad portante admisible del suelo de cimentación ( $\sigma_{adm}$ ), ángulo de fricción del muro de contención ( $\delta$ ) y el coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ).
- ✓ Identificar la altura del talud ( $H$ ) donde se va a construir el muro de contención, el ángulo de inclinación del talud ( $\alpha$ ) y fijar si el talud posee algún tipo de sobrecarga ( $q$ ).
- ✓ Determinar los materiales que se van a utilizar para la construcción de la estructura de retención, como sus propiedades, es decir, resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ ), peso específico del concreto ( $\gamma_c$ ) y resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ ).
- ✓ Acorde a la NSR-10 se deben establecer los valores de los factores de seguridad admisibles ante el volcamiento ( $FSV_{adm}$ ), deslizamiento ( $FSD_{adm}$ ) y capacidad de carga ( $FSCC_{adm}$ ).

El primer paso consiste en registrar los datos del problema, es decir, introducir los parámetros específicos tanto del material de relleno como del suelo competente de cimentación, altura y ángulo de inclinación del talud a contener, valor de sobrecarga (En el caso de que aplique) y propiedades de los materiales de construcción (Figura 63).

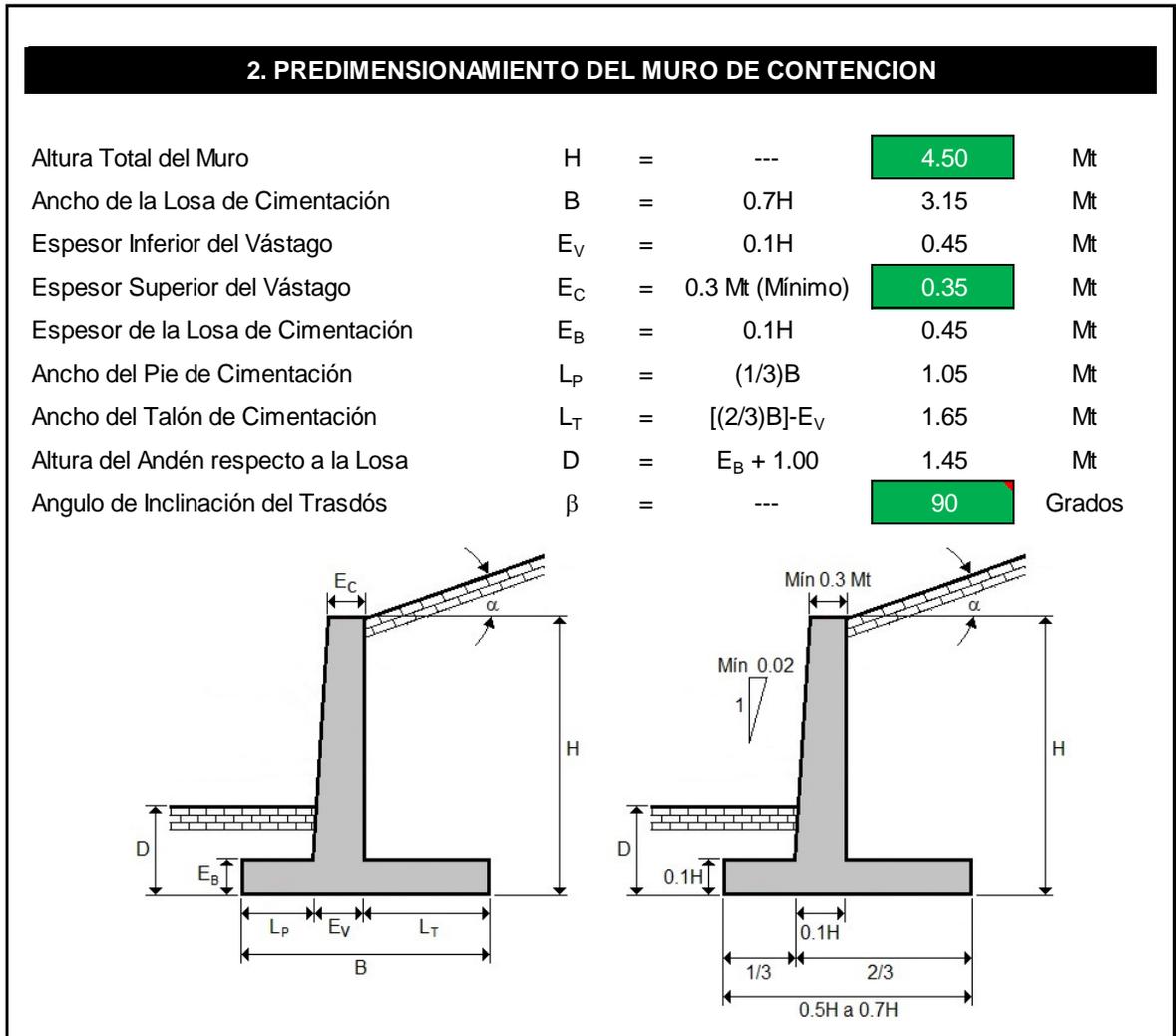
El segundo paso radica en predimensionar la estructura de retención, para ello se registra el espesor superior del cuerpo ( $E_C$ ), el ángulo de inclinación del trasdós

( $\beta$ ), con base en estos valores, la herramienta computacional determinará las dimensiones restantes del muro de contención (Magnitudes estimadas acorde al predimensionamiento definido en el libro Estructuras de Concreto I de Jorge Segura), cabe resaltar que el usuario está en libertad de asumir las dimensiones que considere convenientes (Figura 64).

Figura 7. Datos del problema – Muro de contención en voladizo

1. DATOS DEL PROBLEMA			
Altura del Talud:	H	=	4.50 Mt
Estado de Sobrecarga:	q	=	10.00 KN/M <sup>2</sup>
<b>1.1 MATERIAL DE RELLENO:</b>			
Peso Unitario Específico:	$\gamma_{s1}$	=	18.00 KN/M <sup>3</sup>
Angulo de Fricción Interno:	$\phi_1$	=	30 Grados
Cohesión del Material:	$c_1$	=	0 KN/M <sup>2</sup>
Angulo de Inclinacion del Talud:	$\alpha$	=	0 Grados
<b>1.2 NIVEL COMPETENTE CIMENTACIÓN:</b>			
Peso Unitario Específico:	$\gamma_{s2}$	=	18.00 KN/M <sup>3</sup>
Angulo de Fricción Interno:	$\phi_2$	=	30 Grados
Cohesión del Material:	$c_2$	=	0 KN/M <sup>2</sup>
Capacidad Portante Admisible:	$\sigma_{adm}$	=	200.00 KN/M <sup>2</sup>
<b>1.3 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN:</b>			
Resistencia a la Compresión del Concreto:	$f'_c$	=	21.00 MPa
Peso Específico del Concreto:	$\gamma_c$	=	24.00 KN/M <sup>3</sup>
Resistencia a la Fluencia del Acero:	$f_y$	=	420.00 MPa
Angulo de Fricción del Muro:	$\delta$	=	0 Grados

Figura 8. Predimensionamiento de la estructura de retención en voladizo



El tercer paso consiste en estimar los valores de la presión activa y pasiva del terreno utilizando la teoría de Coulomb, para ello, se debe introducir el valor del coeficiente de presión activa acorde a las tablas del libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones de Das Braja, si para el caso de estudio existe algún tipo de sobrecarga, la herramienta computacional calculará la densidad equivalente para el sistema de contención a diseñar, posteriormente, se calcula la presión activa del terreno incluyendo los efectos generados por una potencial acción sísmica, este cálculo se realiza implementando el método de Mononobe-Okabe (Figura 65).

Figura 9. Cálculo de presiones de tierra sobre el muro de contención en voladizo

<b>3. CALCULO DE PRESIONES DE TIERRA SOBRE EL MURO DE CONTENCIÓN</b>			
<b>3.1 PRESION ACTIVA:</b>			
Densidad Equivalente	$\gamma_{eq}$	= 22.44	KN/Mt <sup>3</sup>
Coefficiente de Presión Activa:	$K_{a1}$	= 0.3333	Adimensional
Presión Activa del Terreno:	$P_a$	= 75.75	KN/Mt
Presión Activa - Componente Horizontal:	$P_{ah}$	= 75.75	KN/Mt
Presión Activa - Componente Vertical:	$P_{av}$	= 0.00	KN/Mt
Ubicación de la Presión Activa del Terreno:	$h$	= 1.65	Mt
<b>3.2 PRESION PASIVA:</b>			
Coefficiente de Presión Pasiva	$K_p$	= 3.00	Adimensional
Presión Pasiva del Terreno	$P_p$	= 56.77	KN/Mt
<b>3.3 PRESION ACTIVA CON SISMO:</b>			
Componente Horizontal Aceleración - Sismo:	$k_h$	= 0.00	Adimensional
Componente Vertical Aceleración - Sismo:	$k_v$	= 0.00	Adimensional
Angulo Específico Mononobe-Okabe:	$\theta'$	= 0.00	Grados
Coefficiente de Presión Activa - Sismo:	$K_{ae}$	= 0.3333	Adimensional
Presión Activa del Terreno - Sismo:	$P_{ae}$	= 75.75	KN/Mt
Presión Activa - Componente Horizontal - S:	$P_{aeh}$	= 75.75	KN/Mt
Presión Activa - Componente Vertical - S:	$P_{aev}$	= 0.00	KN/Mt
Delta de Presión Activa - Sismo:	$\Delta P_{ae}$	= 0.00	KN/Mt
Ubicación de la Presión Activa - Sismo:	$z_{ae}$	= 1.65	Mt

El cuarto paso radica en calcular los factores de seguridad admisibles ante el volcamiento ( $FSV_{adm}$ ), deslizamiento ( $FSD_{adm}$ ) y capacidad de carga ( $FSCC_{adm}$ ), debidos a las fuerzas que actúan sobre la estructura de retención, es decir, las fuerzas resistentes (Pesos propios) y las fuerzas actuantes (Sobrecarga y efectos sísmicos), ver figuras 66, 67 y 68.

Figura 10. Factor de seguridad al volcamiento – Muro de contención en voladizo

SECCION DEL SISTEMA	AREA Mt <sup>2</sup>	PESO KN/Mt	BRAZO Mt	MOMENTO KN
P <sub>1</sub> : Peso del Intradós	0.20	4.86	1.12	5.43
P <sub>2</sub> : Peso del Vástago	1.42	34.02	1.33	45.08
P <sub>3</sub> : Peso de la Losa de Cimentación	1.42	34.02	1.58	53.58
P <sub>4</sub> : Peso del Material de Relleno	6.68	120.29	2.33	279.66
P <sub>5</sub> : Peso del Material de Relleno (Inclinación)	0.00	0.00	2.60	0.00
P <sub>aeV</sub> : Componente Vertical P. Activa (S)	---	0.00	3.15	0.00
P <sub>5</sub> = C <sub>V-q</sub> : Sobrecarga Vertical	1.65	16.50	2.33	38.36
<b>TOTALES:</b>	<b>ΣF<sub>V</sub> =</b>	<b>209.69</b>	<b>ΣM<sub>R</sub> =</b>	<b>422.11</b>

Cálculo del Momento Actante ΣM<sub>A</sub>:

Presión Activa del Terreno - Sismo: E<sub>T</sub> = P<sub>ae</sub> = 75.75 KN/Mt

Punto de Aplicación de la ΣM<sub>A</sub>: h = 1.65 Mt

Momento Actante: ΣM<sub>A</sub> = 124.88 KN

Factor de Seguridad al Volcamiento: FSV = 3.38 > **3**

**FSV > FSV<sub>adm</sub>      VERDADERO**

Figura 11. Factor de seguridad al deslizamiento – Muro de contención en voladizo

Cálculo de Fuerzas Resistentes ΣF<sub>R</sub>:

Parámetro: k<sub>1</sub> = **0.67** Adimensional

Parámetro: k<sub>2</sub> = **0.67** Adimensional

Sumatoria de Fuerzas Resistentes: ΣF<sub>R</sub> = 133.09 KN/Mt

Sumatoria de Fuerzas Actantes: ΣF<sub>A</sub> = 75.75 Mt

Factor de Seguridad al Deslizamiento: FSD = 1.76 > **1.6**

**FSD > FSD<sub>adm</sub>      VERDADERO**

Figura 12. Factor de seguridad por capacidad de carga – Muro de contención en voladizo

Momento Actuante por Capacidad Carga:	$\Sigma M_{A-CC}$	=	297.24	KN
Punto de Aplicación de la $\Sigma M_{A-CC}$ :	$X_A$	=	1.42	Mt
$X_A$ está dentro del tercio medio de la Base?:	$B/3$	=	1.05	Mt
	$2B/3$	=	2.10	Mt
	$X_A \rightarrow [B/3 \text{ a } 2B/3]$			<b>VERDADERO</b>
				<b>VERDADERO</b>
Excentricidad de la Fuerza Resultante:	$e$	=	0.157	Mt
$e$ es menor que $B/6$ ?:	$B/6$	=	0.525	Mt
	$e < B/6$			<b>VERDADERO</b>
Reacción del Terreno sobre el Pie:	$q_{PIE}$	=	86.53	Mt
Reacción del Terreno sobre el Talón:	$q_{TALON}$	=	46.60	Mt
El Pie de la Losa es Estable?:	$q_{PIE}$	=	86.53	< 200.00
	$q_{PIE} < \sigma_{adm}$			<b>VERDADERO</b>
El Talón de la Losa es Estable?:	$q_{TALON}$	=	46.60	< 200.00
	$q_{TALON} < \sigma_{adm}$			<b>VERDADERO</b>
<b>CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA:</b>		$q_u$		
Angulo de Fricción Interno	$\phi_2$	=	30	Grados
Factor de Capacidad de Carga - $N_c$	$N_c$	=	30.14	Adimensional
Factor de Capacidad de Carga - $N_q$	$N_q$	=	18.40	Adimensional
Factor de Capacidad de Carga - $N_\gamma$	$N_\gamma$	=	22.40	Adimensional
Parámetro	$q$	=	26.10	KN/Mt <sup>2</sup>
Parámetro	$B'$	=	2.84	Mt
Parámetro	$F_{cd}$	=	1.205	Adimensional
Parámetro	$F_{\gamma d}$	=	1.000	Adimensional
Parámetro	$F_{qd}$	=	1.148	Adimensional
Parámetro	$\Psi$	=	19.86	Grados
Parámetro	$F_{ci}$	=	0.607	Adimensional
Parámetro	$F_{qi}$	=	0.607	Adimensional
Parámetro	$F_{\gamma i}$	=	0.114	Adimensional
Capacidad de Carga Ultima	$q_u$	=	399.98	KN/Mt <sup>2</sup>
Factor de Seguridad a Capacidad de Carga	FSCC	=	4.62	> <b>3</b>
	$FSCC > FSCC_{adm}$			<b>VERDADERO</b>

El quinto paso consiste en realizar el diseño estructural del muro de contención, para lograr esto, se analizan sus partes independientemente como voladizos (Vástago, pie y talón de cimentación), para cada elemento, se estima la carga total, se chequea la fuerza cortante, se calcula el momento actuante, la cuantía de acero (Comparando su valor con la cuantía mínima establecida en la NSR-10) y acorde al valor de cuantía de acero seleccionada, se estima la cantidad de acero de refuerzo que necesita el miembro para soportar dicha carga total, además, se realizan unos chequeos por recubrimientos y espaciamientos exigidos en la NSR-10, por ejemplo, para el caso del vástago se anexan las siguientes figuras:

Figura 13. Diseño estructural del vástago – Cálculo de la carga total

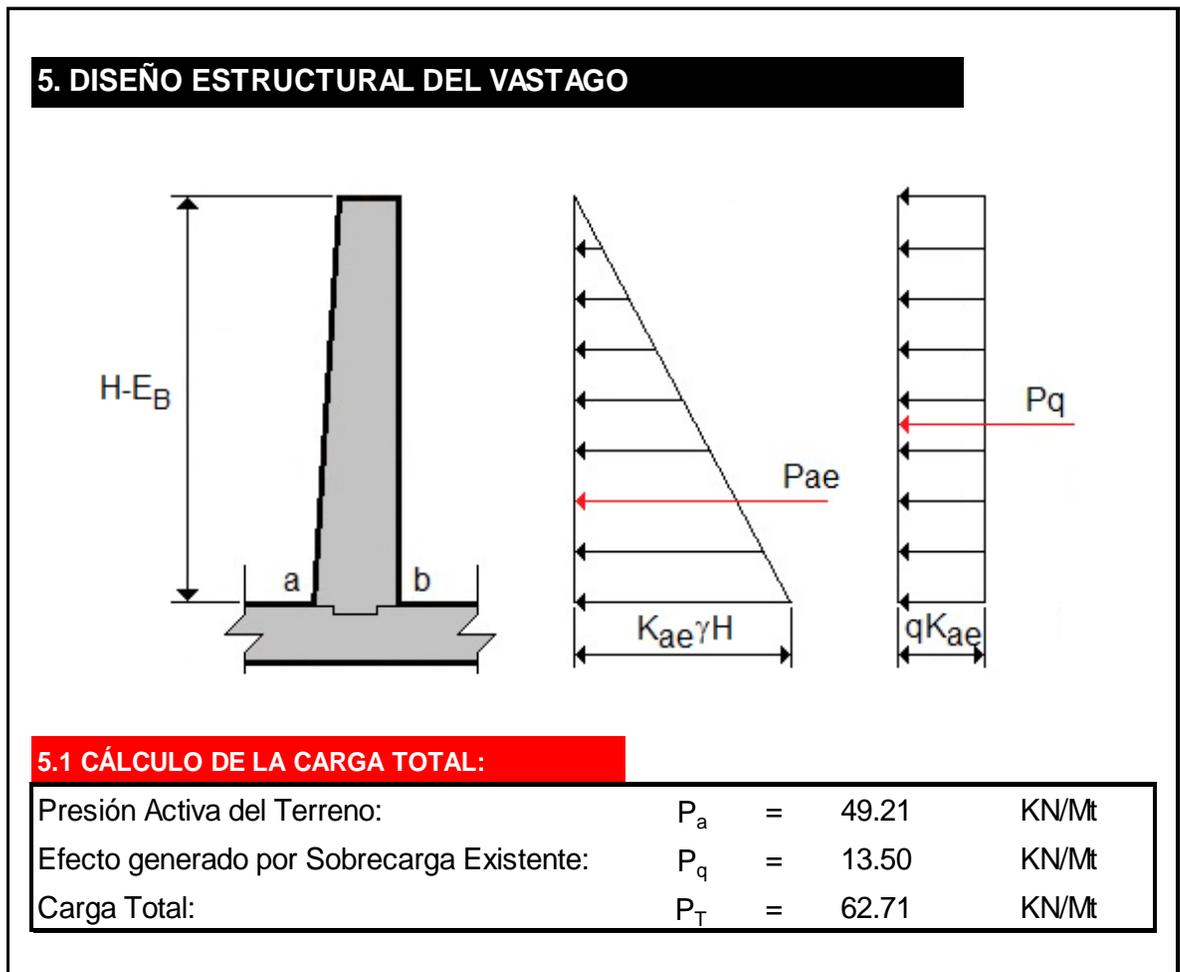


Figura 14. Diseño estructural del vástago – Cálculo de la fuerza cortante y del momento actuante

5.2 CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE:			
Carga Total = Fuerza Cortante Sección a-b:	$V_{a-b}$	=	62.71 KN/Mt
Fuerza Cortante Sección a-b por Metro:	$V_{a-b}$	=	62.71 KN
Fuerza Cortante Ultima Mayorada:	$V_u$	=	100.33 KN
Según NSR-10 C.11.2.1.1:			
Factor de Modificación - Peso Concreto:	$\lambda$	=	1.00 Adimensional
Ancho del Vástago (Por Metro Lineal):	$b$	=	1.00 Mt
Altura Efectiva de la Sección Transversal:	$d$	=	0.37 Mt
Fuerza Nominal al Cortante - Concreto: (En la Sección Vástago-Cimentación)	$V_c$	=	288.24 KN
Fuerza Nominal al Cortante :	$\phi V_c$	=	216.18 KN
Según NSR-10 C.11.1.1:			
$V_u < \phi V_c$		<b>VERDADERO</b>	
5.3 CÁLCULO DEL MOMENTO ACTUANTE:			
Momento Sección a-b por Metro	$M_{a-b}$	=	93.77 KN-Mt
Momento Ultimo Mayorado	$M_u$	=	150.03 KN-Mt

Figura 15. Diseño estructural del vástago – Cálculo de la cuantía de acero

5.4 CÁLCULO DE LA CUANTÍA DE ACERO:			
Cuantía de Acero	$\rho$	=	0.00301 Adimensional
Cuantía de Acero Mínima	$\rho_{min}$	=	0.00273 Adimensional
Factor	$1.4/f_y$	=	0.00333 Adimensional
Según NSR-10 C.10.5:			
$\rho_{min} > 1.4/f_y$		<b>FALSO</b>	
Cuantía de Acero Mínima (Ajustada)	$\rho_{min}$	=	0.00333 Adimensional
Cuantía de Acero (Ajustada)	$\rho$	=	0.00333 Adimensional

Figura 16. Diseño estructural del vástago – Cálculo del acero de refuerzo

5.5 CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO:			
Acero de Refuerzo Vertical - Trasdós:	$A_{SV-TR} =$	12.33	cm <sup>2</sup> / Mt
Escoger el Número de Barra en la Lista:	No. Bar =	No. 6	Identificación
Número de Barras a colocar:	No. Bar =	5	Und / Mt
Acero Real de Refuerzo Vertical - Trasdós:	$A_{SV-TR} =$	14.20	cm <sup>2</sup> / Mt
Espaciamiento entre Barras:	s =	20.00	cm
Según NSR-10 C.7.6.1:	$d_b =$	1.91	cm
	$s_{min} =$	2.50	cm
<b><math>s &gt; d_b</math></b>		<b>VERDADERO</b>	
<b><math>s &gt; s_{Min} = 2.50</math> cm</b>		<b>VERDADERO</b>	
Acero Real de Refuerzo Vertical - Trasdós:		5 Barras No. 6 cada 20 cm	
Según NSR-10 C.14.3.2:			
Acero de Refuerzo Vertical - Intradós:	$A_{SV-INTR} =$	4.80	cm <sup>2</sup> / Mt
Escoger el Número de Barra en la Lista:	No. Bar =	No. 4	Identificación
Número de Barras a colocar:	No. Bar =	5	Und / Mt
Acero Real de Refuerzo Vertical - Intradós:	$A_{SV-INTR} =$	6.45	cm <sup>2</sup> / Mt
Espaciamiento entre Barras:	s =	20.00	cm
Según NSR-10 C.7.6.1:	$d_b =$	1.27	cm
	$s_{min} =$	2.50	cm
<b><math>s &gt; d_b</math></b>		<b>VERDADERO</b>	
<b><math>s &gt; s_{Min} = 2.50</math> cm</b>		<b>VERDADERO</b>	
Acero Real de Refuerzo Vertical - Intradós:		5 Barras No. 4 cada 20 cm	
Según NSR-10 C.14.3.3:			
Acero de Refuerzo Horizontal (Ambas caras):	$A_{SH-D} =$	8.00	cm <sup>2</sup> / Mt
Escoger el Número de Barra en la Lista:	No. Bar =	No. 4	Identificación
Número de Barras a colocar:	No. Bar =	7	Und / Mt
Acero Real de Refuerzo Horizontal (Ambas caras):	$A_{SH-D} =$	9.03	cm <sup>2</sup> / Mt
Espaciamiento entre Barras:	s =	14.29	cm
Según NSR-10 C.7.6.1:	$d_b =$	1.27	cm
	$s_{min} =$	2.50	cm
<b><math>s &gt; d_b</math></b>		<b>VERDADERO</b>	
<b><math>s &gt; s_{Min} = 2.50</math> cm</b>		<b>VERDADERO</b>	
Acero Real de Refuerzo Horizontal (Ambas caras):		7 Barras No. 4 cada 14 cm	

Figura 17. Diseño estructural del vástago – Chequeos NSR-10

5.6 CHEQUEOS NSR-10:	
Según NSR-10 C.14.3.4:	
$E_v > 250 \text{ mm}$	VERDADERO
Según NSR-10 C.7.7.1:	
Recubrimiento Vástago (Inferior o Superior):	$r_{\min} = 75.00 \text{ mm}$ $r_{VTG} = 80.00 \text{ mm}$
$r_{VTG} > r_{\min}$	VERDADERO
Acero de Refuerzo Vertical (Trasdós):	
$0.5A_{S-TOTAL} < A_{SV-TR} < 0.7A_{S-TOTAL}$	VERDADERO
Recubrimiento es superior a 50 mm y:	$r < 133.33 \text{ mm}$
$50 \text{ mm} < r < 133.33 \text{ mm}$	VERDADERO
Acero de Refuerzo Vertical (Intradós):	
Recubrimiento superior a 20 mm y:	$r < 133.33 \text{ mm}$
$20 \text{ mm} < r < 133.33 \text{ mm}$	VERDADERO
Acero de Refuerzo Horizontal (Trasdós):	
$0.5A_{S-TOTAL} < A_{SH-D-TR} < 0.7A_{S-TOTAL}$	VERDADERO
Recubrimiento superior a 50 mm y:	$r < 133.33 \text{ mm}$
$50 \text{ mm} < r < 133.33 \text{ mm}$	VERDADERO
Acero de Refuerzo Horizontal (Intradós):	
Recubrimiento superior a 20 mm y:	$r < 133.33 \text{ mm}$
$20 \text{ mm} < r < 133.33 \text{ mm}$	VERDADERO
Según NSR-10 C.14.3.5:	
Espaciamiento Refuerzo Vertical (Trasdós):	$s < 1200.00 \text{ mm}$
$s < 1200 \text{ mm y } s < 450 \text{ mm}$	VERDADERO
Espaciamiento Refuerzo Vertical (Intradós):	$s < 1200.00 \text{ mm}$
$s < 1200 \text{ mm y } s < 450 \text{ mm}$	VERDADERO
Espaciamiento Refuerzo Horizontal (Trasdós):	$s < 1200.00 \text{ mm}$
$s < 1200 \text{ mm y } s < 450 \text{ mm}$	VERDADERO
Espaciamiento Refuerzo Horizontal (Intradós):	$s < 1200.00 \text{ mm}$
$s < 1200 \text{ mm y } s < 450 \text{ mm}$	VERDADERO

Figura 18. Diseño estructural del vástago – Chequeos NSR-10

Según CCDSP A.5.6.2.3:			
Acero Real de Refuerzo Vertical - Intradós:	$A_{SV-INTR}$	=	6.45 cm <sup>2</sup> / Mt
Acero Refuerzo Vertical - Intradós (CCDSP):	$A_{SV-INTR}$	=	3.00 cm <sup>2</sup> / Mt
<b>VERDADERO</b>			
Acero Real de Refuerzo Horizontal - Intradós:	$A_{SH-D}$	=	9.03 cm <sup>2</sup> / Mt
Acero Refuerzo Horizontal - Intradós (CCDSP):	$A_{SH-D}$	=	3.00 cm <sup>2</sup> / Mt
<b>VERDADERO</b>			
Tener en cuenta NSR-10 C.12 - Longitudes de Desarrollo y Empalmes del Refuerzo			

Con base en los anexos anteriores se puede observar que en todas las pestañas de la hoja de cálculo MURCONT\_V01.xls, se plasman tablas y diagramas que resultan de gran utilidad para el usuario, facilitando, el análisis y diseño de una estructura de retención, por ejemplo, en la pestaña denominada “M-G CANTIDADES DE OBRA” se bosqueja una tabla y una figura que representa la cantidad de concreto por metro lineal, necesaria, para construir el muro de contención de gravedad que se está analizando, ahora, en la pestaña nombrada “M-V CANTIDADES DE OBRA” se plasman una tablas y unas figuras que representan las cantidades de concreto y acero de refuerzo por metro lineal, necesarias, para construir el muro de contención en voladizo que se está analizando.

Adicional a esto, en la pestaña denominada “AYUDA ACERO” se esquematiza la tabla 3.1 del ítem C.3.5.3-2 de la NSR-10, la cual, contiene datos relacionados con las principales barras de acero de refuerzo usadas en nuestro país, en la pestaña titulada “AYUDA SUELO” se plasman las tablas del libro de Das Braja para estimar el valor del coeficiente de presión activa,  $K_{a1}$ , acorde a parámetros como el ángulo de inclinación del talud  $\alpha$  en relación a la horizontal,  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el terreno y el muro de contención,  $\beta$  es el ángulo de inclinación del

trasdós y  $\phi$  es el ángulo de fricción interno del suelo y en la pestaña nombrada “AYUDA NSR-10” se esquematizan las tablas A.12.2-1 y A.12.2-2 como la figura A.12.2-1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), en las cuales, se especifica el valor del coeficiente sísmico,  $A_d$ , dependiente de la zona sísmica del país.

En la pestaña denominada “INTRODUCCIÓN” se bosquejan ciertas recomendaciones que se deben tener en cuenta para el diseño de muros de contención de gravedad y en voladizo, especificando los tipos de casillas que el usuario va a observar en el paso a paso de cada plantilla de diseño.

Esta herramienta computacional le ofrece al usuario la oportunidad de prediseñar o diseñar muros de contención de gravedad y en voladizo, generando resultados como dimensiones de la estructura, cálculo de presiones de tierra y chequeos de estabilidad, para el caso de muros en voladizo, se producen resultados adicionales como chequeos de resistencia a esfuerzo cortante y flexión, cantidad de acero de refuerzo que requiere la estructura, teniendo en cuenta la selección de la barra de refuerzo y su colocación.

Cabe resaltar que la herramienta computacional tiene en cuenta la variación de las propiedades y condiciones del suelo, el efecto de una posible sobrecarga, la aceleración del suelo si se incluye en el diseño la acción sísmica y las dimensiones de la estructura.

Si llegado el caso se observa que en las casillas de verificación (Verdadero o Falso) no se está cumpliendo con los requerimientos estipulados acorde a los datos del problema, es indispensable redimensionar la estructura de contención hasta el punto en el cual se cumplan todas las condiciones de análisis y se logre un diseño óptimo desde cualquier punto de vista.