

**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES  
FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL**

**PROYECTO DE GRADO**



**“COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA PARA MUROS DE CONTENCIÓN DE  
HORMIGÓN ARMADO, HORMIGÓN EN MASA Y GAVIONES CON EL PROGRAMA GEO 5  
EN FUNCIÓN DE LA VARIABLE ALTURA”**

***POSTULANTE:***

*Adrian Wilson Mamani Conde*

***TUTOR:***

*Ing. Marcelo Delgadillo Zurita*

*LA PAZ - BOLIVIA*

*2022*



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERIA**



**LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.**

**LICENCIA DE USO**

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

**TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.**

### **Dedicatoria**

Dedico este trabajo principalmente a Dios por iluminarme y ampararme durante todos los días de mi vida, ayudándome en mi vida cotidiana, dándome la fe, fortaleza, salud y esperanza para terminar este proyecto, forjando mi camino, a él mi mayor agradecimiento.

A mi padre Freddy Andres Mamani Laura, quien siempre me inculcó ver los estudios como una manera de llevar una mejor vida y ha sido un ejemplo de rectitud y un motivo de inspiración.

A mi madre Herminia Conde por sus incansables sacrificios en mi formación profesional y la culminación de mi carrera profesional, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos y sus valores que me ha permitido ser una persona de bien.

Adrian Wilson Mamani Conde

## **AGRADECIMIENTOS**

En cumplimiento a una de mis metas quiero expresar mi sincero agradecimiento:

A la Universidad Mayor De San Andrés por la formación brindada, a mi amada carrera Ingeniería Civil de la cual llevare buenos recuerdos y grandes amistades.

A mi asesor, el Ing. Marcelo Delgadillo Zurita quien confió, guio y ayudó en este proyecto.

Finalmente, a nuestros amigos (as) y aquellas personas quienes me apoyaron en el proceso de formación de la carrera hasta la culminación del presente proyecto.

Adrian Wilson Mamani Conde



---

**“COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA PARA MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, HORMIGÓN EN MASA Y GAVIONES CON EL PROGRAMA GEO 5 EN FUNCIÓN DE LA VARIABLE ALTURA”**

**Autor:**

Adrian Wilson Mamani Conde, CI: 8370665 LP, Cel.: 68157948, Dirección: C. Huayna Potosí N°62, Z. Horizontes III

**RESUMEN**

En el presente Proyecto de Grado, se desarrolla la comparación técnica y económica para muros de contención de hormigón armado, hormigón en masa y gaviones con el programa geo 5 en función de la variable altura. Los datos para este proyecto se consideró que el terreno y el relleno serán de material granular y que se limitó a realizar el análisis estático en el diseño de muros de contención con teorías clásicas de equilibrio limite como ser Rankine y Coulomb, que son las teorías de empuje de tierras que más se usan en el medio, para ello y sistematizar los cálculos por el programa GEO5 2021, con el cual se obtuvieron las dimensiones optimas de los muros desde el punto de vista resistente y de estabilidad tanto local como global, la metodología del análisis de estabilidad por la metodología ASD, donde se tomó factores de seguridad según normativa extranjera ya que Bolivia no cuenta con una norma en geotecnia, inicialmente se usó factores de seguridad para vuelco 1.5, para deslizamiento 1.5, para capacidad portante 3, y para estabilidad global 1.3; para el diseño de hormigón armado usando la Norma NB 12525001 DEL HORMIGON ESTRUCTURAL.

Para los parámetros del suelo que se usaron en el caso de los ángulos de fricción interna se tomaron 20°, 25°, 30° y 35°, como las recomendaciones constructivas recomiendan que el material de relleno sea granular la cohesión será  $c=0$  kPa, también se usó ángulos de talud de 0°, 15° y 30°, finalmente se usó una sobrecarga de 0 y 10 kN/m<sup>2</sup>.

Obteniendo los volúmenes de obra como las secciones óptimas se procedió a realizar graficas altura (H) vs costo (C). También se realizó gráficos técnicos comparativos de los factores de seguridad al deslizamiento, volcamiento, estabilidad global y capacidad portante para los tres tipos de muro con las alturas que ya se designaron anteriormente (de 5m a 12m). En los gráficos comparativos de columnas se obtuvieron los valores de los factores de seguridad de tal forma que cumplan las cuatro verificaciones, y en los casos donde el muro ya no cumpla una de las verificaciones no se lo tomo en cuenta.

**“TECHNICAL AND ECONOMIC COMPARISON FOR RETAINING WALLS OF REINFORCED CONCRETE, MASS CONCRETE AND GABION WITH THE GEO 5 PROGRAM ACCORDING TO THE VARIABLE HEIGHT”**

**Author:**

Adrian Wilson Mamani Conde, CI: 8370665 LP, Cel.: 68157948, Address: C. Huayna Potosí N°62, Z. Horizontes III

**ABSTRACT**

In this Degree Project, the technical and economic comparison is developed for retaining walls of reinforced concrete, mass concrete and gabions with the geo 5 program based on the height variable. The data for this project considered that the land and the fill will be made of granular material and that it was limited to performing the static analysis in the design of retaining walls with classical limit equilibrium theories such as Rankine and Coulomb, which are the theories of thrust of earth that are most used in the environment, for this and systematize the calculations by the GEO5 2021 program, with which the optimal dimensions of the walls were obtained from the point of view of resistance and stability both locally and globally, the methodology of the stability analysis by the ASD methodology, where safety factors were taken according to foreign regulations since Bolivia does not have a geotechnical standard, initially safety factors were used for overturning 1.5, for sliding 1.5, for bearing capacity 3, and for overall stability 1.3; for the design of reinforced concrete using Standard NB 12525001 ON STRUCTURAL CONCRETE.

For the soil parameters that were used in the case of the internal friction angles, 20°, 25°, 30° and 35° were taken, as the construction recommendations recommend that the fill material be granular, the cohesion will be  $c=0$  kPa, slope angles of 0°, 15° and 30° were also used, finally an overload of 0 and 10 kN/m<sup>2</sup> was used.

Obtaining the work volumes as the optimal sections, height (H) vs. cost (C) graphs were made. Comparative technical graphs were also made of the safety factors for sliding, overturning, global stability and bearing capacity for the three types of wall with the heights that were previously designated (from 5m to 12m). In the comparative column graphs, the values of the safety factors were obtained in such a way that they meet the four verifications, and in cases where the wall no longer meets one of the verifications, it is not taken into account.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL .....	3
1.3.2. OBJETIVO ESPECIFICO.....	3
1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES.....	4
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>5</b>
2.1. INTRODUCCIÓN .....	5
2.2. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA .....	5
2.2.1. PRESIÓN DE TIERRAS EN REPOSO .....	6
2.2.2. PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE .....	9
2.2.3. PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB .....	12
2.2.4. PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE RANKINE .....	15
2.2.5. PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE COULOMB .....	16
2.3. PRESIÓN DE SOBRECARGAS EN EL TERRENO .....	17
2.4. MUROS DE CONTENCIÓN .....	19
2.5. DESIGNACIONES EMPLEADAS EN MUROS .....	19
2.6. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	20

---

2.6.1.	MUROS DE GRAVEDAD .....	20
2.6.2.	MUROS EN VOLADIZO O EN MÉNSULA .....	21
2.6.3.	MUROS CON CONTRAFUERTES.....	22
2.7.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN .....	23
2.8.	ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	24
2.8.1.	REVISIÓN POR VOLCAMIENTO .....	26
2.8.2.	REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE.....	27
2.8.3.	REVISIÓN POR FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA .....	29
2.8.4.	REVISIÓN POR ESTABILIDAD GLOBAL .....	32
2.9.	DRENAJE .....	34
2.10.	JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN.....	36
<b>CAPÍTULO 3: MARCO PRÁCTICO .....</b>		<b>38</b>
3.1.	ESTUDIO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN Y MURO DE GAVIONES.....	38
3.2.	PARÁMETROS Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO .....	39
3.2.1.	PARÁMETROS DEL SUELO.....	39
3.2.2.	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE HORMIGÓN ARMADO	40
3.2.3.	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE HORMIGÓN EN MASA	41
3.2.4.	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE GAVIONES .....	42

---

3.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS.....	42
3.4.	DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	43
3.4.1.	MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO.....	45
3.4.2.	MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN EN MASA .....	55
3.4.3.	GAVIONES.....	64
3.5.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	75
3.6.	EJERCICIO DE APLICACIÓN .....	102
	<b>CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>106</b>
4.1.	CONCLUSIONES .....	106
4.2.	RECOMENDACIONES .....	124
5.	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>126</b>
6.	<b>ANEXOS.....</b>	<b>127</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Presión de tierra en reposo .....	6
Figura 2: Distribución de la presión lateral de tierra en reposo sobre una pared .....	8
Figura 3: Distribución de la presión de tierra en reposo para un suelo sumergido parcialmente	8
Figura 4: Presión activa de Rankine .....	9
Figura 5: Caso general para un muro de contención con relleno granular .....	10
Figura 6: Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine .....	11
Figura 7: Presión activa para muro con cara posterior vertical .....	12
Figura 8: Presión activa de Coulomb .....	13
Figura 9: Presión activa de Coulomb con una sobrecarga sobre el relleno .....	14
Figura 10: Presión pasiva de Rankine .....	15
Figura 11: Presión pasiva de Coulomb.....	17
Figura 12: Presión de sobrecargas uniformes en el terreno.....	18
Figura 13: Presión de sobrecarga no uniformes en el terreno .....	18
Figura 14: Designaciones empleadas en muros.....	19
Figura 15: Muros de gravedad.....	20
Figura 16: Muro de contención en voladizo.....	22
Figura 17: Muro de Contención con Contrafuertes .....	23
Figura 18: Dimensiones aproximadas para varios componentes de un muro de contención para la revisión inicial de su estabilidad: a) muro de hormigón en masa; b) muro en voladizo. ....	24
Figura 19: Fallas de un muro de contención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga; d) por falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil.....	25

---

Figura 20: Falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil o falla por estabilidad global .....	26
Figura 21: Revisión por volcamiento, suponiendo que es válida la presión de Rankine .....	27
Figura 22: Revisión por deslizamiento a lo largo de la base .....	28
Figura 23: Alternativas para aumentar el factor de seguridad respecto al deslizamiento .....	29
Figura 24: Revisión de la falla por capacidad de carga .....	30
Figura 25: Representación de las fuerzas actuantes en una rebanada consideradas en el método de Bishop. $W$ cargas verticales externas, $E_L$ y $E_R$ las fuerzas normales izquierda y derecha entre rebanadas; $P$ y $S$ son la fuerza normal y tangencial a la base de la rebanada.....	33
Figura 26: Drenaje de los muros de Contención con Dren de Pie.....	35
Figura 27: Drenaje de los muros de Contención con Barbacanas .....	36
Figura 28: a) Juntas de construcción; b) junta de contracción; c) junta de expansión .....	37
Figura 29: Esquema para el muro de contención de hormigón armado .....	38
Figura 30: Esquema para el muro de contención de hormigón en masa .....	39
Figura 31: Esquema para muro de gaviones.....	39
Figura 32: Dimensiones aproximadas para varios componentes de un muro de contención para la revisión inicial de su estabilidad: a) muro de hormigón en masa; b) muro en voladizo. ....	43
Figura 33: Módulo para Muros de hormigón armado .....	44
Figura 34: Módulo para Muros de hormigón en masa .....	44
Figura 35: Módulo para gaviones.....	44
Figura 36: Configuración de parámetros .....	45
Figura 37: Configuración de la norma para el diseño a hormigón armado .....	46
Figura 38: Dimensiones del Muro de Contención de Hormigón Armado .....	46

---

Figura 39: Introducción de dimensiones del muro en GEO 5 .....	47
Figura 40: Materiales para el Muro de Hormigón Armado.....	47
Figura 41: Parámetros del suelo .....	48
Figura 42: Asignación del suelo para el muro de contención.....	48
Figura 43: Datos para la cimentación .....	49
Figura 44: Verificación del equilibrio del muro.....	50
Figura 45: Detalles de la verificación de equilibrio del muro .....	50
Figura 46: Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación .....	51
Figura 47: Detalles de la verificación por capacidad portante de suelo de cimentación.....	51
Figura 48: Armado del muro de contención en el GEO 5 .....	52
Figura 49: Altura de suelo en la puntera del muro .....	53
Figura 50: Verificación por estabilidad global .....	53
Figura 51: Configuración de parámetros .....	55
Figura 52: Dimensiones del Muro de Contención de Hormigón en Masa .....	56
Figura 53: Introducción de dimensiones del muro en GEO 5 .....	56
Figura 54: Materiales para el Muro de Hormigón en Masa .....	57
Figura 55: Parámetros del suelo .....	58
Figura 56: Asignación del suelo para el muro de contención.....	58
Figura 57: Datos para la cimentación.....	59
Figura 58: Verificación de equilibrio del muro .....	60
Figura 59: Detalles de la verificación de equilibrio del muro .....	60
Figura 60: Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación .....	61
Figura 61: Detalles de la verificación por capacidad portante de suelo de cimentación.....	61



---

Figura 62: Altura de suelo en la puntera del muro .....	62
Figura 63: Verificación por estabilidad global .....	63
Figura 64: Configuración de parámetros .....	65
Figura 65: Dimensiones del Muro de Contención de Hormigón Armado .....	66
Figura 66: Introducción de dimensiones del muro en GEO 5 .....	66
Figura 67: Materiales para el gavión .....	67
Figura 68: Parámetros del suelo .....	67
Figura 69: Asignación del suelo para el muro de contención.....	68
Figura 70: Datos para la cimentación.....	68
Figura 71: Verificación del equilibrio del muro.....	69
Figura 72: Detalles de la verificación de equilibrio del muro .....	69
Figura 73: Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación .....	70
Figura 74: Detalles de la verificación por capacidad portante de suelo de cimentación.....	70
Figura 75: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 1.....	71
Figura 76: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 2.....	71
Figura 77: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 3.....	72
Figura 78: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 4.....	72
Figura 79: Altura de suelo en la puntera del muro .....	73
Figura 80: Verificación por estabilidad global.....	73
Figura 81: Geometría del caso práctico de aplicación.....	103
Figura 82: Geometría propuesta para el ejercicio de aplicación .....	105

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Comparación de volúmenes de corte para diferentes alturas de muro .....	75
Gráfico 2: Comparación de volúmenes de corte para diferentes alturas de muro .....	76
Gráfico 3: Comparación de costos con respecto a la altura para muros de Hormigón Armado	77
Gráfico 4: Comparación de costos con respecto a la altura para muros de Hormigón en Masa .....	77
Gráfico 5: Comparación de costos con respecto a la altura para Gaviones.....	78
Gráfico 6: Comparación de costos con respecto a la altura para los tres muros analizados .....	78
Gráfico 7: Interpretación de resultados .....	80
Gráfico 8: Caso 1, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	81
Gráfico 9: Caso 2, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	82
Gráfico 10: Caso 3, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 25^\circ$ .....	82
Gráfico 11: Caso 4, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	83
Gráfico 12: Caso 5, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	83
Gráfico 13: Caso 6, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	84
Gráfico 14: Caso 7, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 25^\circ$ .....	84
Gráfico 15: Caso 8, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	85
Gráfico 16: Caso 9, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	85
Gráfico 17: Caso 10, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	86
Gráfico 18: Caso 11, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 25^\circ$ .....	86
Gráfico 19: Caso 12, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	87
Gráfico 20: Caso 13, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	87
Gráfico 21: Caso 14, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	88

---

Gráfico 22: Caso 15, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 25^\circ$ .....	88
Gráfico 23: Caso 16, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	89
Gráfico 24: Caso 17, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	89
Gráfico 25: Caso 18, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	90
Gráfico 26: Caso 19, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 25^\circ$ .....	90
Gráfico 27: Caso 20, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 15^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	91
Gráfico 28: Caso 21, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	91
Gráfico 29: Caso 22, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	92
Gráfico 30: Caso 23, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 25^\circ$ .....	92
Gráfico 31: Caso 24, $q = 10 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 30^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	93
Gráfico 32: Comparación factores de seguridad, $H = 5$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	94
Gráfico 33: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 5$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	95
Gráfico 34: Comparación factores de seguridad, $H = 6$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	95
Gráfico 35: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 6$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	96
Gráfico 36: Comparación factores de seguridad, $H = 7$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	96
Gráfico 37: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 7$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	97
Gráfico 38: Comparación factores de seguridad, $H = 8$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	97
Gráfico 39: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 8$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	98
Gráfico 40: Comparación factores de seguridad, $H = 9$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	98

---

Gráfico 41: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 9$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	99
Gráfico 42: Comparación factores de seguridad, $H = 10$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	99
Gráfico 43: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 10$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	100
Gráfico 44: Comparación factores de seguridad, $H = 11$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	100
Gráfico 45: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 11$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	101
Gráfico 46: Comparación factores de seguridad, $H = 12$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	101
Gráfico 47: Comparación factores de seguridad volcamiento, $H = 12$ , $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	102
Gráfico 48: Caso 2, $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 30^\circ$ .....	104
Gráfico 49: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Rankine), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	117
Gráfico 50: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Coulumb), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	117
Gráfico 51: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Rankine), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	118
Gráfico 52: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Coulumb), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	118
Gráfico 53: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Rankine), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	119

---

Gráfico 54: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Coulumb), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 35^\circ$ .....	119
Gráfico 55: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Rankine), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	121
Gráfico 56: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Coulumb), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	121
Gráfico 57: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Rankine), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	122
Gráfico 58: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Coulumb), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	122
Gráfico 59: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Rankine), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	123
Gráfico 60: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Coulumb), $q = 0 \text{ kN/m}^2$ , $\alpha = 0^\circ$ , $\phi = 20^\circ$ .....	123

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Verificación de muros de Hormigón Armado – Teoría de Rankine .....	54
Tabla 2: Verificación de muros de Hormigón Armado – Teoría de Coulomb.....	54
Tabla 3: Verificación de muros de Hormigón en Masa – Teoría de Rankine .....	63
Tabla 4: Verificación de muros de Hormigón en Masa – Teoría de Coulomb .....	64
Tabla 5: Verificación de Gaviones – Teoría de Rankine.....	74
Tabla 6: Verificación de Gaviones – Teoría de Coulomb.....	74
Tabla 7: Parámetros de carga y suelo .....	79
Tabla 8: Muros de hormigón armado que no cumplen los factores de seguridad .....	107
Tabla 9: Muros de hormigón en masa que no cumplen los factores de seguridad .....	108
Tabla 10: Muro de gaviones que no cumplen con los factores de seguridad .....	108
Tabla 11: Resumen de factores de seguridad método de Rankine .....	111
Tabla 12: Resumen de factores de seguridad método de Coulumb.....	113

---

## TABLA DE ANEXOS

Anexo 1: Precios Unitarios de la actividad de Muro de Hormigón Armado .....	127
Anexo 2: Precios Unitarios de la actividad de Muro de Hormigón en Masa .....	128
Anexo 3: Precios Unitarios de la actividad de Muro de Contención con Gaviones.....	129
Anexo 4: Precios Unitarios de la actividad de Excavación con Retroexcavadora .....	130
Anexo 5: Precios Unitarios de la actividad de Relleno y Compactado .....	131
Anexo 6: Presupuesto General para Muros de Hormigón Armado variando la altura.....	132
Anexo 7: Presupuesto General para Muros de Hormigón en Masa variando la altura .....	133
Anexo 8: Presupuesto General para Gaviones variando la altura .....	134
Anexo 9: Gráficos de comparación de los factores de seguridad para los tres tipos de muros por método de Coulumb .....	135
Anexo 10: Gráficos de comparación de los factores de seguridad para los tres tipos de muros por método de Rankine.....	248

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

### 1.1. INTRODUCCIÓN

Los muros de contención son estructuras que estuvieron presentes en la historia de la humanidad desde tiempos remotos. Ello se puede apreciar en los andenes incas, donde se utilizan muros de piedras para soportar el empuje de la tierra y poder sembrar en ella sin generar derrumbes. Asimismo, en la Tumba de Agamenón o Tesoro de Atreo en Grecia y en el Palatino romano también se utilizaron el mismo tipo de estructuras, reforzándolas con contrafuertes en ciertos casos para soportar los empujes del suelo y poder construir monumentales obras. Estos son algunos de los muchos ejemplos donde se puede evidenciar el uso de muros de contención en el pasado.

En la ciudad de la Paz, debido a la topografía que presenta, los muros de contención son estructuras de mucha importancia, y se emplean distintos tipos de muros de contención, los más construidos son: muros de hormigón armado, muros de hormigón ciclópeo y muro de gaviones.

Este tipo de estructuras son usuales y utilizadas como protección en proyectos de ingeniería, como en carreteras que suelen construirse al borde de abismos y usan estos elementos para evitar derrumbes; también se pueden encontrar muros de contención en lugares con desniveles o en sótanos, soportando los empujes de tierra. Asimismo, se pueden llegar a usar en pequeñas represas soportando empujes de grandes masas de agua, en estos casos se tienen algunas consideraciones adicionales. Por último, las alas de los estribos de los puentes son calculadas para soportar las cargas de empujes de tierras existentes y la contención de líquidos evitando la erosión del terreno por el mismo cauce del río.



## 1.2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Dado que se trata de un elemento de sostenimiento muy común en la región metropolitana de La Paz con variedad de tipos de suelos y diferentes obras (taludes en carreteras y diferentes edificaciones), la construcción de un muro de contención es de un costo elevado dependiendo de la altura y las fuerzas de presiones a sostener, el presupuesto es la mayor limitante en el tema económico por lo que con cálculo y diseño de un tipo de muro debería ser escogido simplificarmente para una selección rápida viendo los aspectos técnicos como económicos.

La justificación económica es muy importante, y nos sirve para dar una solución rápida a un problema de selección del tipo de muro de contención con respecto a una altura exigida, primero se debe ver la diferencia de volúmenes, luego se analiza el costo económico según el cálculo para los 3 tipos de muros con la misma función y resistencia con los mismos datos del suelo y de esta forma se elige el más adecuado. Su principal objetivo es estabilizar el terreno con iguales alturas, una vez verificado todos sus coeficientes de seguridad se da un resumen en la parte de materiales a utilizarse con un formulario de presupuesto general estimado, de los tres tipos de muros de contención.

Además, existe la necesidad de renovar y crear un método de simplificar el tiempo para la selección de un tipo de muro de contención en función de la altura y los diferentes tipos de suelos, viendo así los aspectos técnicos y económicos que conlleva la selección de ese muro. De tal manera este proyecto apoyará también en crear una bibliografía en la parte geotécnica en beneficio de la sociedad.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

- realizar la comparación técnica y económica para muros de contención de hormigón armado, hormigón en masa y gaviones con el programa geo 5 en función de la variable altura.

#### **1.3.2. OBJETIVO ESPECIFICO**

- Estudiar las diversas tipologías de muros de contención que actualmente se emplean en todo tipo de obras de infraestructuras, definiendo los métodos de diseño para su posterior dimensionamiento.
- Diseñar y modelar los muros de contención de hormigón armado para diferentes alturas con GEO 5.
- Diseñar y modelar los muros de contención de hormigón en masa para diferentes alturas con GEO 5.
- Diseñar y modelar los Gaviones para diferentes alturas con GEO 5.
- Elaborar el presupuesto de los muros de contención de hormigón armado para diferentes alturas.
- Elaborar el presupuesto de los muros de contención de hormigón en masa para diferentes alturas.
- Elaborar el presupuesto de los muros de contención de Gaviones para diferentes alturas.
- Elaborar una gráfica de ALTURA vs COSTO para muros de contención de Hormigón Armado.

- Elaborar una gráfica de ALTURA vs COSTO para muros de contención de Hormigón en masa.
- Elaborar una gráfica de ALTURA vs COSTO para Gaviones.
- Realizar la comparación económica en las tipologías de muros estudiadas.
- Realizar un ejercicio aplicativo con los suelos de la ciudad de La Paz utilizando las gráficas de ALTURA vs COSTO

#### **1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES**

Este proyecto tiene la finalidad de obtener los costos y diseños para tres tipos de muros de contención: muros de hormigón armado, muros de hormigón en masa y muros de gaviones, para la elaboración de gráficas ALTURA vs COSTO de los muros de contención y muros de gaviones. Teniendo en cuenta de que es un trabajo de grado no se podrá avanzar más a detalle del diseño de armado de acero en los muros ya que el objetivo se basa en una elaboración estadística para la obtención de la gráfica ALTURA vs COSTO de los muros de contención de Hormigón Armado, Hormigón en masa y muro de Gaviones, es decir, solo se presentarán los diseños y costos para cada tipo de muro de contención.

## CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

### 2.1. INTRODUCCIÓN

La construcción de un muro de contención siempre representa un costo elevado del presupuesto total del concepto estructural en una obra. Existen incontables casos en los que esta etapa tiene un costo superior al de la edificación misma. Un muro de contención no es nada más que un detalle localizado en las obras de estabilización de laderas, en las regiones montañosas, junto a las edificaciones, carreteras o calles. Las técnicas actuales de atirantamiento y anclajes, aunque con ciertas carencias, han sido una solución viable económicamente.

### 2.2. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

Para el diseño de las estructuras de contención se requiere conocer las teorías de presión de tierras. Las teorías más aceptadas son las de Coulomb y Rankine. La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable es una función de los materiales, las sobrecargas que la estructura soporta, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

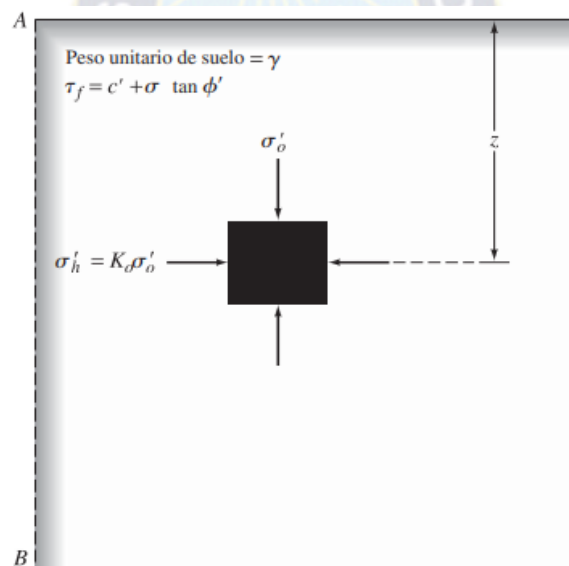
- Presión de tierra en reposo
- Presión activa
- Presión pasiva

### 2.2.1. PRESIÓN DE TIERRAS EN REPOSO

Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse.

Es la presión horizontal de la tierra actuante sobre el muro de contención o cualquier otra estructura rígida en la cual está en equilibrio estático es decir que hay una deformación estática igual a 0.

Figura 1: Presión de tierra en reposo



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, 2013

La presión en reposo de la tierra

$$\sigma_h' = \sigma_o' * K_o \quad (1)$$

En la que:

$$\sigma_o' = \gamma * z \quad (\gamma = \text{Peso específico del suelo}) \quad (2)$$

$$\sigma_h' = \gamma * z * K_o \quad (K_o = \text{coeficiente de presión en reposo}) \quad (3)$$

Donde:

$$\sigma_o' = \text{Presión efectiva vertical}$$

$$\sigma_h' = \text{Presión efectiva horizontal}$$

La ecuación para suelos de grano grueso el coeficiente de tierra en reposo será definido por (Jaky 1944)

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi' \quad (\phi' = \text{Angulo de fricción máximo drenado}) \quad (4)$$

La ecuación para suelos de grano sobreconsolidado el coeficiente de tierra en reposo será definido por (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi')(\text{OCR})^{\text{sen}\phi'} \quad (\text{OCR} = \text{relación de sobreconsolidación}) \quad (5)$$

La ecuación para suelos de grano fino normalmente consolidados el coeficiente de tierra en reposo será definido por (Massarsch 1979)

$$K_o = 0.44 + 0.42 \left( \frac{PI\%}{100} \right) \quad (PI = \text{Índice de plasticidad en } \%) \quad (6)$$

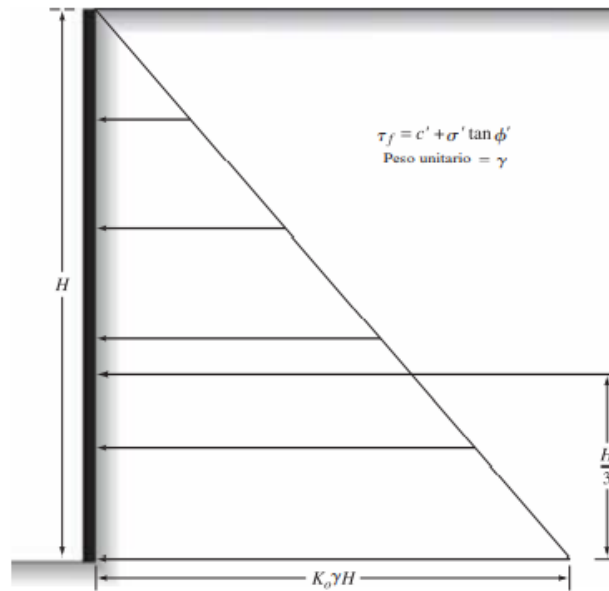
La ecuación para arcillas sobreconsolidado el coeficiente de tierra en reposo se puede aproximar.

$$K_{o(\text{sobreconsolidado})} = K_{o(\text{normalmente consolidado})} * \sqrt{\text{OCR}} \quad (7)$$

En la figura 2 se muestra la distribución de presión de tierra en reposo en una pared con altura H. La fuerza total por unidad de longitud de la pared, P<sub>o</sub> es igual al área del diagrama de presión, por lo tanto:

$$P_o = \frac{1}{2} * K_o * \gamma * H^2 \quad (H = \text{Altura de cálculo}) \quad (8)$$

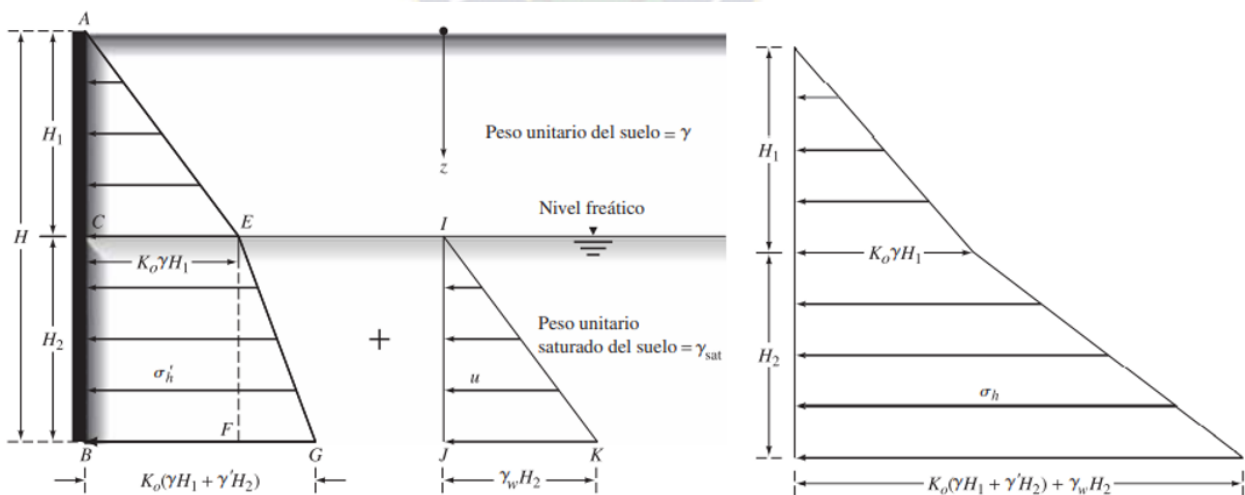
Figura 2: Distribución de la presión lateral de tierra en reposo sobre una pared



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, 2013

### Presión de tierra en reposo para suelo sumergido parcialmente

Figura 3: Distribución de la presión de tierra en reposo para un suelo sumergido parcialmente



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, 2013

La fuerza por unidad de longitud de la pared se puede encontrar a partir de la suma de las áreas de los diagramas de presión que se muestra en la figura 3



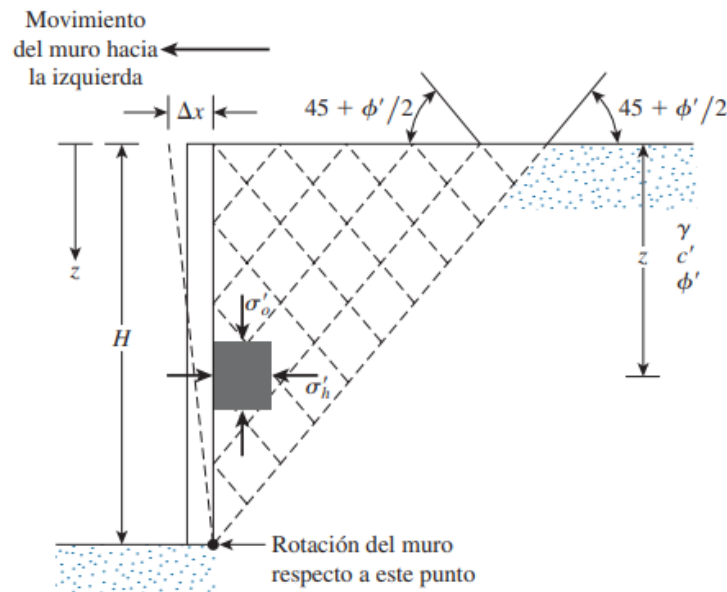
$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2}_{\text{Área ACE}} + \underbrace{K_o \gamma H_1 H_2}_{\text{Área CEFB}} + \underbrace{\frac{1}{2} (K_o \gamma' + \gamma_w) H_2^2}_{\text{Áreas EFG e IJK}}$$

$$P_o = \frac{1}{2} K_o [\gamma H_1^2 + 2\gamma H_1 H_2 + \gamma' H_2^2] + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (9)$$

### 2.2.2. PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE

La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia afuera para alcanzar un valor mínimo.

Figura 4: Presión activa de Rankine



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

Las líneas de deslizamiento (plano de falla) en la masa de suelo formaran ángulos de  $\pm(45 + \phi'/2)$  con la horizontal, como se muestra en la figura 4.

#### Caso generalizado para la presión activa de Rankine



- **Relleno granular**

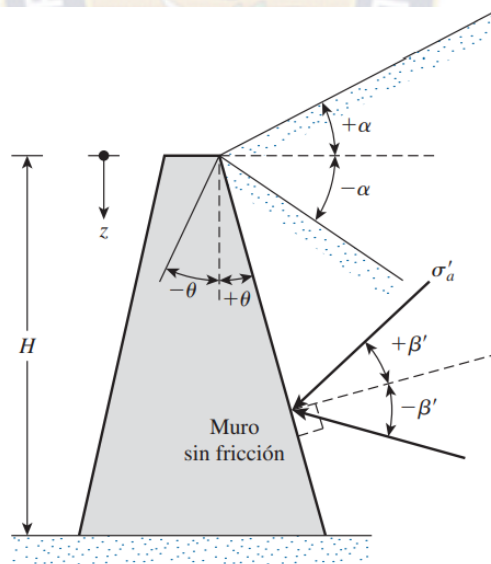
En la figura 5 se muestra un muro de retención cuya cara posterior esta inclinada a un ángulo  $\theta$  con la vertical. El relleno granular está inclinado a un ángulo  $\alpha$  con la horizontal.

Para el caso activo de Rankine, la presión lateral de tierra ( $\sigma'_a$ ) a una profundidad  $z$  se puede dar como (Chu, 1991).

$$\sigma'_a = \frac{\gamma z \cos \alpha \sqrt{1 + \sen^2 \phi' - 2 \sen \phi' \cos \psi_a}}{\cos \alpha + \sqrt{\sen^2 \phi' - \sen^2 \alpha}} \quad (10)$$

$$\text{donde } \psi_a = \sen^{-1} \left( \frac{\sen \alpha}{\sen \phi'} \right) - \alpha + 2\theta. \quad (11)$$

Figura 5: Caso general para un muro de contención con relleno granular



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

Entonces la fuerza activa  $P_a$  para una longitud unitaria del muro se puede calcular con:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (12)$$

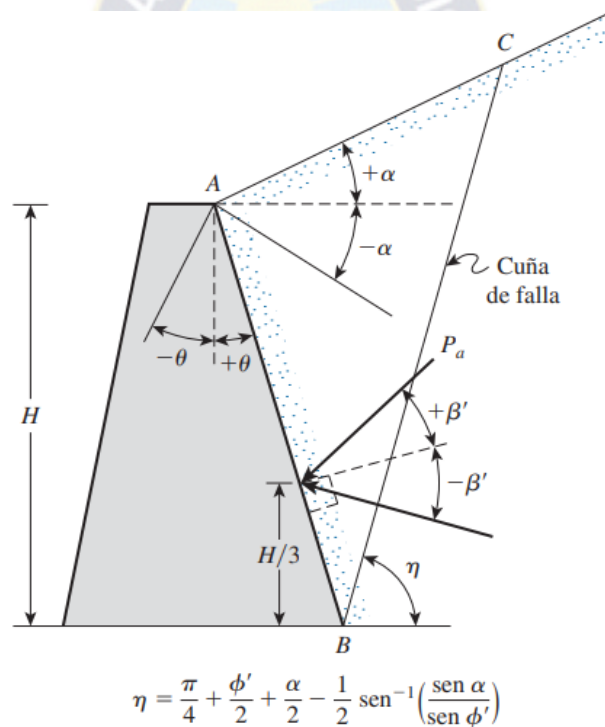
donde

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta)\sqrt{1 + \sin^2\phi' - 2\sin\phi' \cos\psi_a}}{\cos^2\theta(\cos\alpha + \sqrt{\sin^2\phi' - \sin^2\alpha})}$$

= Coeficiente de presión activa de tierra de Rankine para el caso generalizado

La ubicación y dirección de la fuerza resultante  $P_a$  se muestra en la figura 6. En la figura también se muestra la cuña de falla, ABC. Observe que BC estará inclinada a un ángulo  $\eta$ .

Figura 6: Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

### Relleno granular con cara posterior vertical

Es un caso especial, para una cara posterior vertical de un muro (es decir,  $\theta = 0$ ), como se muestra en la figura 7.

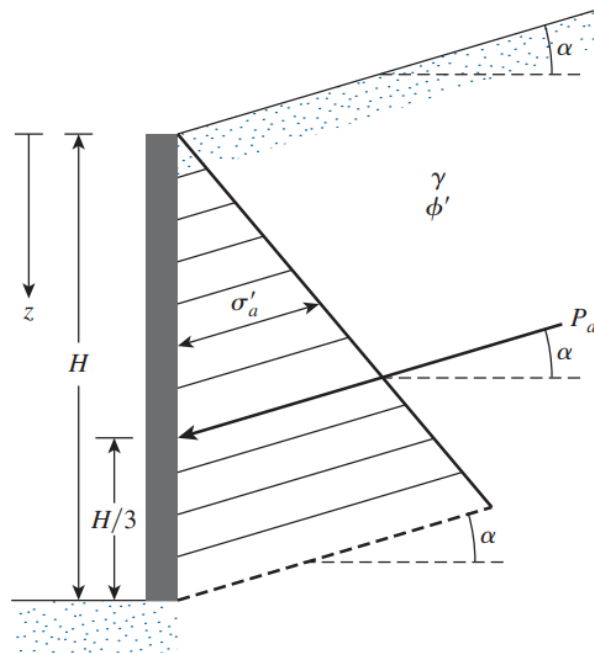
Si el relleno de un muro de contención sin fricción es un suelo granular ( $c' = 0$ ) y sube a un ángulo  $\alpha$  respecto a la horizontal, el coeficiente de presión activa de tierra se puede expresar en la forma.

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (13)$$

La fuerza total por longitud unitaria del muro es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (14)$$

Figura 7: Presión activa para muro con cara posterior vertical



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

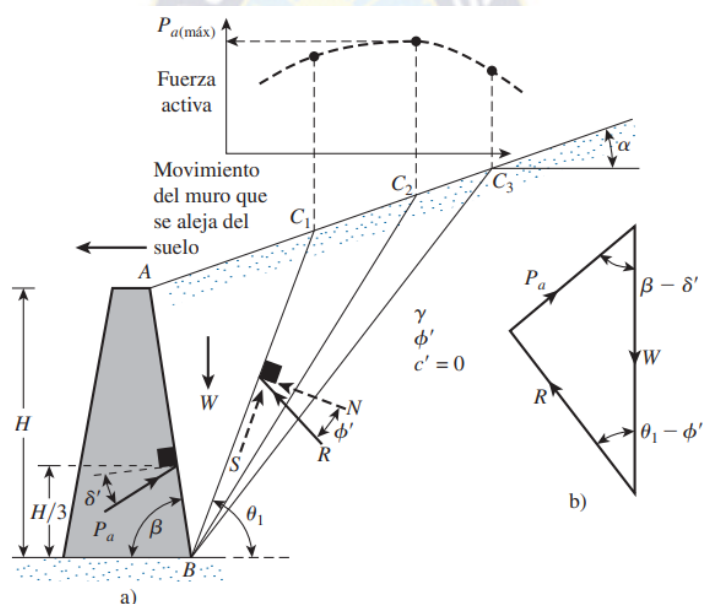
### 2.2.3. PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB

Los cálculos de la presión activa de tierra de Rankine analizados en las secciones anteriores se basaron en la suposición de que el muro era sin fricción. En 1776, Coulomb propuso una teoría

para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción entre el suelo y la pared del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb, se considera un muro de contención con la cara posterior inclinada a un ángulo  $\beta^\circ$  con respecto a la horizontal, como se muestra en la figura 8. El relleno es un suelo granular con una pendiente de ángulo  $\alpha^\circ$  con respecto a la horizontal.

Figura 8: Presión activa de Coulomb



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

Además, sea  $\delta'$  el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

La fuerza activa de Coulomb se puede expresar como:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (15)$$

$K_a$  = Coeficiente de presión activa de tierra de Coulomb

$$= \frac{\text{sen}^2 (\beta + \phi')}{\text{sen}^2 \beta \text{sen} (\beta - \delta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi' + \delta') \text{sen} (\phi' - \alpha)}{\text{sen} (\beta - \delta') \text{sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (16)$$

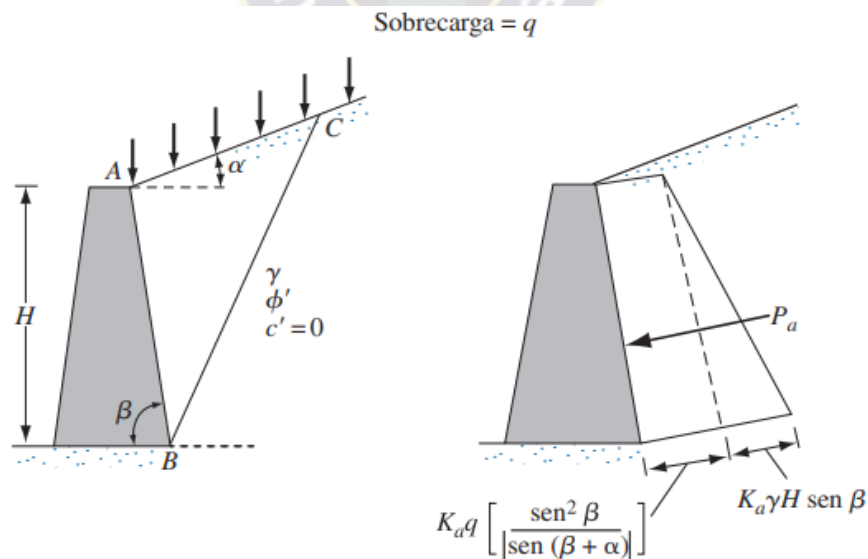
En el diseño real de muros de retención, el valor del ángulo de fricción del muro  $\delta'$  se supone que está entre  $\frac{1}{2}\phi'$  y  $\frac{2}{3}\phi'$ . Estos coeficientes son consideraciones de diseño muy útiles.

Si una sobrecarga uniforme de intensidad  $q$  se ubica arriba del relleno, como se muestra en la figura 9, la fuerza activa,  $P_a$ , se puede calcular con:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2 \quad (17)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[ \frac{\text{sen} \beta}{\text{sen} (\beta + \alpha)} \right] \left( \frac{2q}{H} \right) \quad (18)$$

Figura 9: Presión activa de Coulomb con una sobrecarga sobre el relleno



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

## 2.2.4. PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE RANKINE

### Presión pasiva en suelos cohesivos:

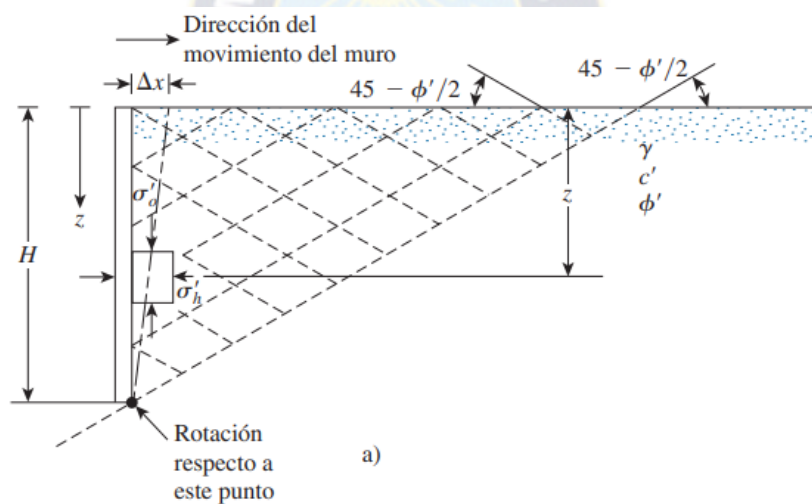
La fuerza pasiva por longitud unitaria en el muro vertical es:

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine} \quad (19)$$

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

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2c'H\sqrt{K_p} \quad (20)$$

Figura 10: Presión pasiva de Rankine



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

### Presión pasiva de tierra de Rankine: Cara posterior vertical y relleno inclinado

#### Suelo granular

Para un muro de retención vertical sin fricción, con un relleno granular, la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se puede determinar de una manera similar a la mostrada en el caso de la presión activa. La presión pasiva es:

$$\sigma'_p = \gamma z K_p \quad (21)$$

y la fuerza pasiva es

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (22)$$

donde

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (23)$$

### Suelo $c' - \phi'$

Si el relleno del muro de retención vertical sin fricción es un suelo  $c' - \phi'$ , entonces (Mazindrani y Ganjali, 1997).

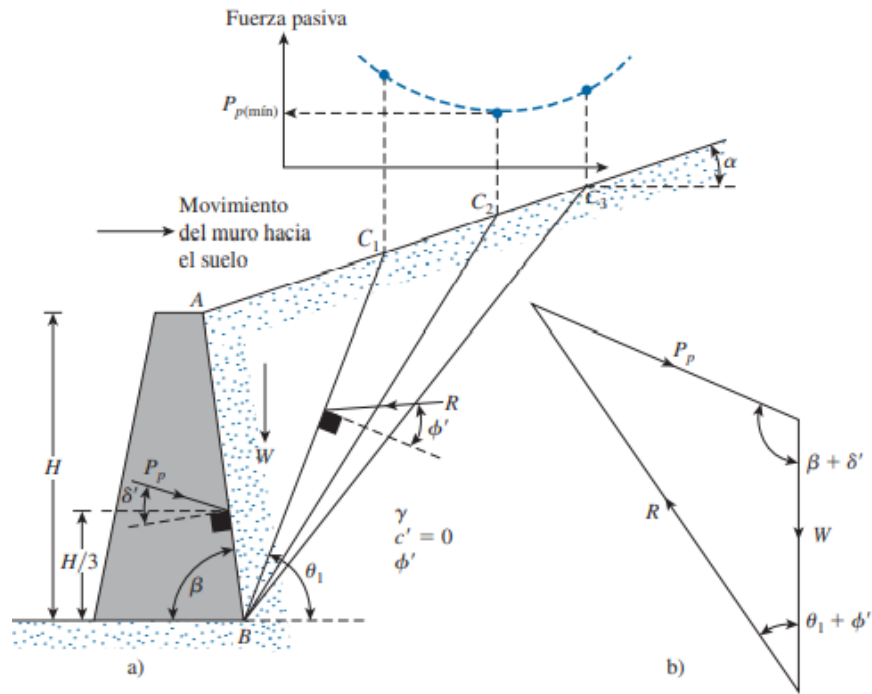
$$\sigma'_a = \gamma z K_p = \gamma z K'_p \cos \alpha \quad (24)$$

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \left\{ \frac{2 \cos^2 \alpha + 2 \left( \frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi'}{\sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi') + 4 \left( \frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left( \frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \alpha \sin \phi' \cos \phi'}} \right\}^{-1} \quad (25)$$

### 2.2.5. PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE COULOMB

Coulomb (1776) también presentó un análisis para determinar la presión pasiva de tierra (es decir, cuando el muro se mueve hacia la masa de suelo) para muros con ángulo de fricción ( $\delta' = 0$  ángulo de fricción del muro) y conteniendo un material de relleno granular.

Figura 11: Presión pasiva de Coulomb



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

La fuerza pasiva de Coulomb es:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (26)$$

donde

$$K_p = \frac{\text{coeficiente de presión pasiva de Coulomb}}{\text{sen}^2(\beta - \phi')} = \frac{1}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta') \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta') \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (27)$$

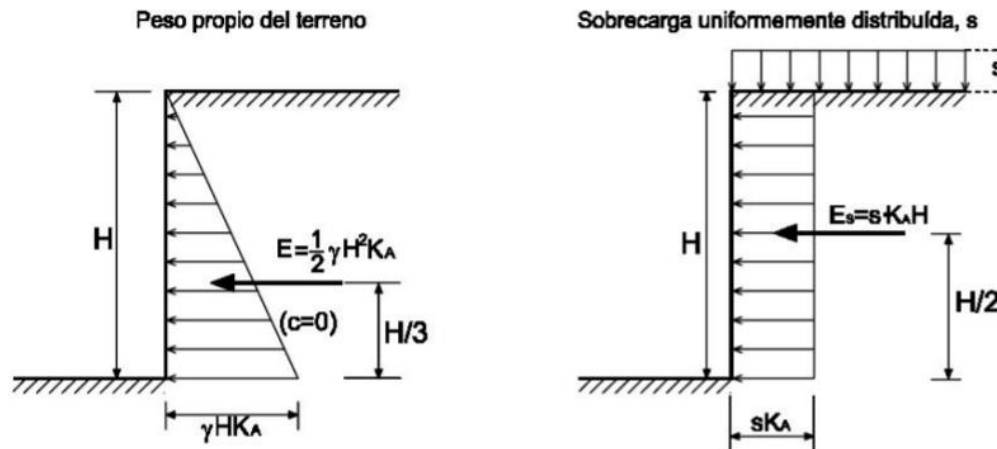
### 2.3. PRESIÓN DE SOBRECARGAS EN EL TERRENO

Sobre la cuña del suelo que produce empujes en los muros de contención, puede actuar sobrecargas de diferentes tipos, distribuidas o concentradas, los cuales provocan empujes adicionales sobre los muros, que deben tomarse en cuenta en los diseños. Estas cargas se pueden



deber a acopios de materiales, construcciones cercanas, pasó de vehículos, depósitos, equipos de construcción, etc.

Figura 12: Presión de sobrecargas uniformes en el terreno

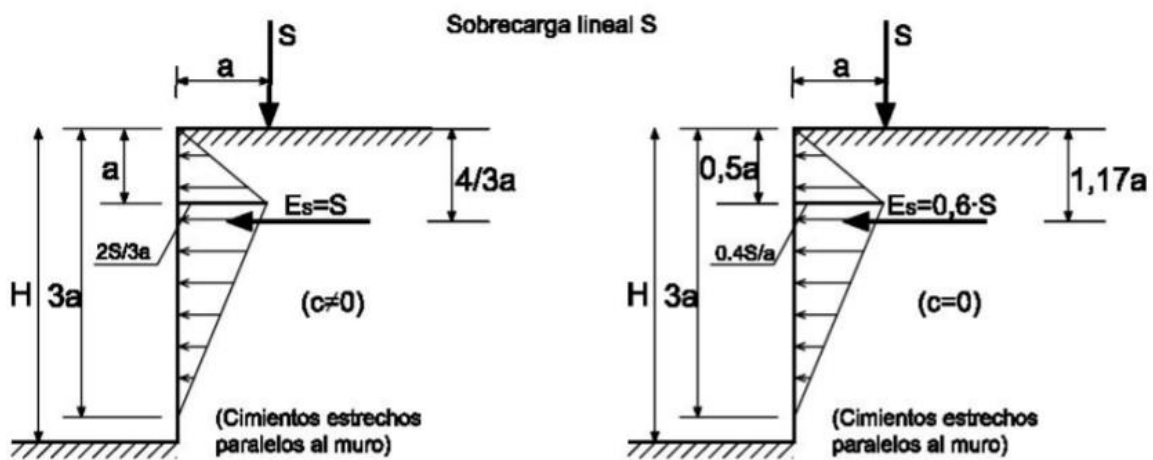


Fuente: Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Ángel Muelas Rodríguez, s.f.

Para el caso de una sobre carga uniforme Q el empuje activo estará ubicada a la mitad como muestra la figura 12.

$$E_a = q * H * K_a \quad (28)$$

Figura 13: Presión de sobrecarga no uniformes en el terreno



Fuente: Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Ángel Muelas Rodríguez, s.f.

## 2.4. MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En los dos primeros casos el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras, mientras que un almacén granero es una muestra del tercero.

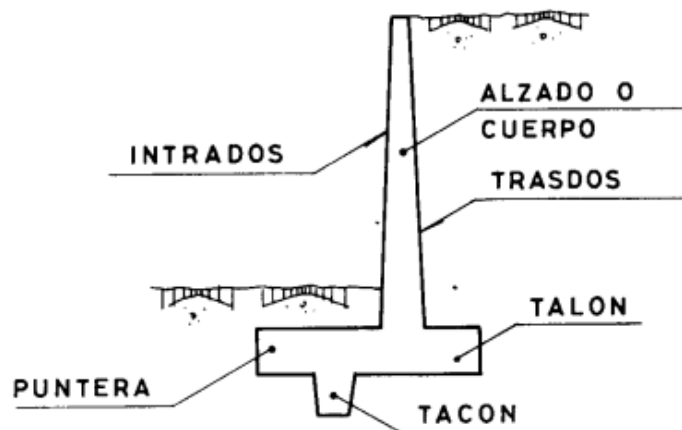
En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable.

En ocasiones los muros desempeñan la función de cimiento, al transmitir las presiones o cargas suministradas por los pilares o por los forjados que se apoyan en la coronación del muro. Esta situación es característica de los muros de sótano, muy desarrollada en la edificación actual.

## 2.5. DESIGNACIONES EMPLEADAS EN MUROS

Tomando el caso más común de un muro de contención, emplearemos las designaciones que se indican en la figura.

*Figura 14: Designaciones empleadas en muros*



*Fuente: Muros de Contención y Muros de Sótano, J. Calavera, 1989*

## 2.6. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención de uso más frecuente son:

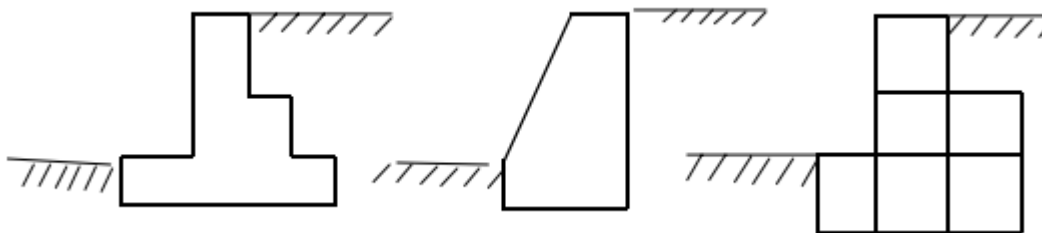
### 2.6.1. MUROS DE GRAVEDAD

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

En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura 15 se muestran algunas secciones de ellas.

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

*Figura 15: Muros de gravedad*



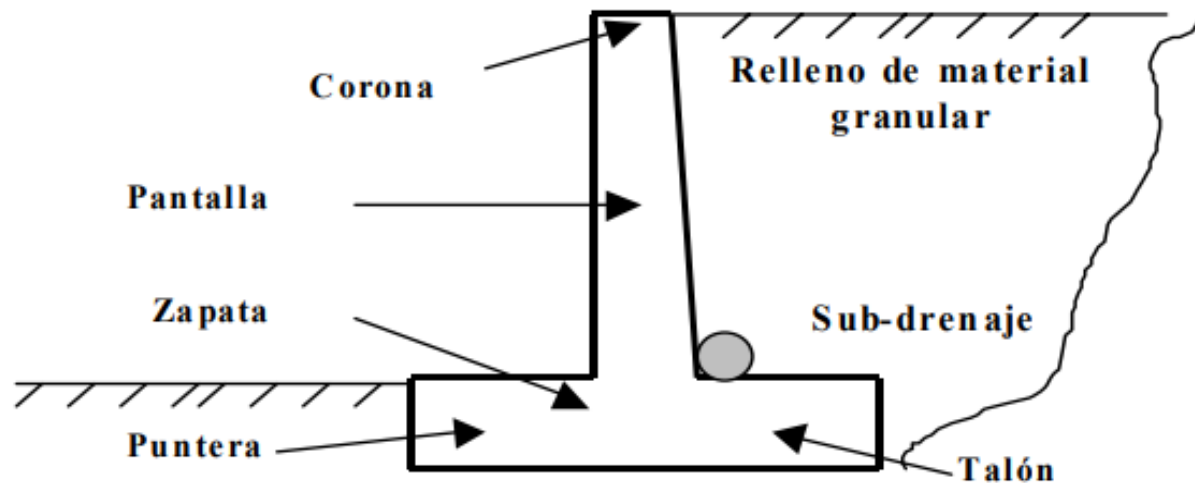
*Fuente: Muros de Contención, Ing. Rafael A. Torrez B., 2008*

## 2.6.2. MUROS EN VOLADIZO O EN MÉNSULA

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura 16 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo. Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos. La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables. Las pantallas de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de  $(1/10)$  de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm. El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente  $1/3$  del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de  $1/8$  a  $1/12$  de la altura del muro.

Figura 16: Muro de contención en voladizo

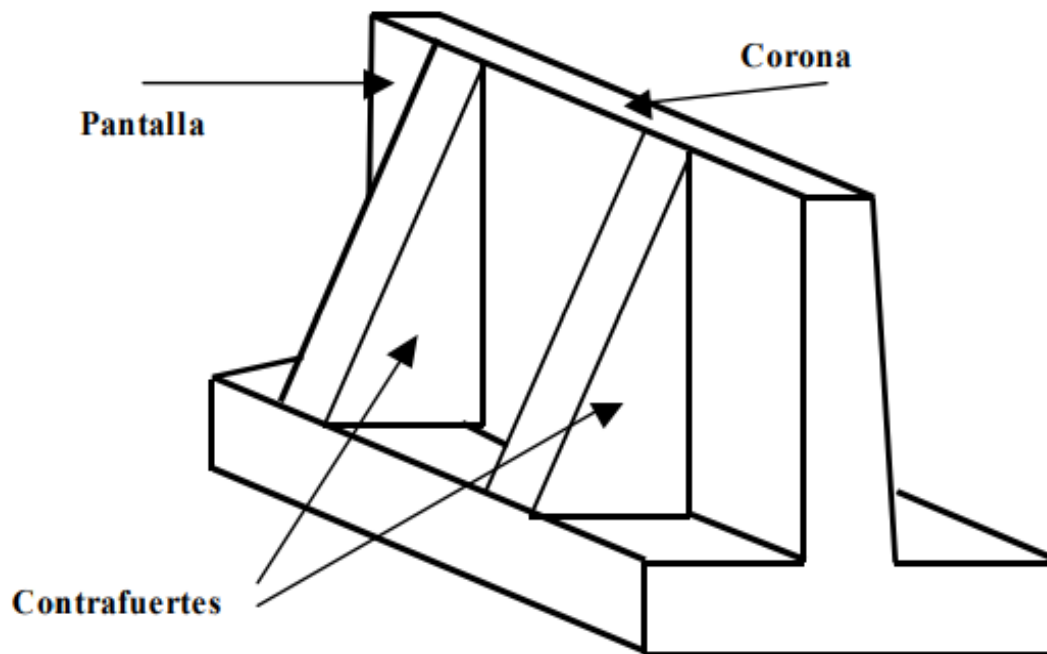


Fuente: Muros de Contención, Ing. Rafael A. Torrez B., 2008

### 2.6.3. MUROS CON CONTRAFUERTES

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros. En la figura 17, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

Figura 17: Muro de Contención con Contrafuertes



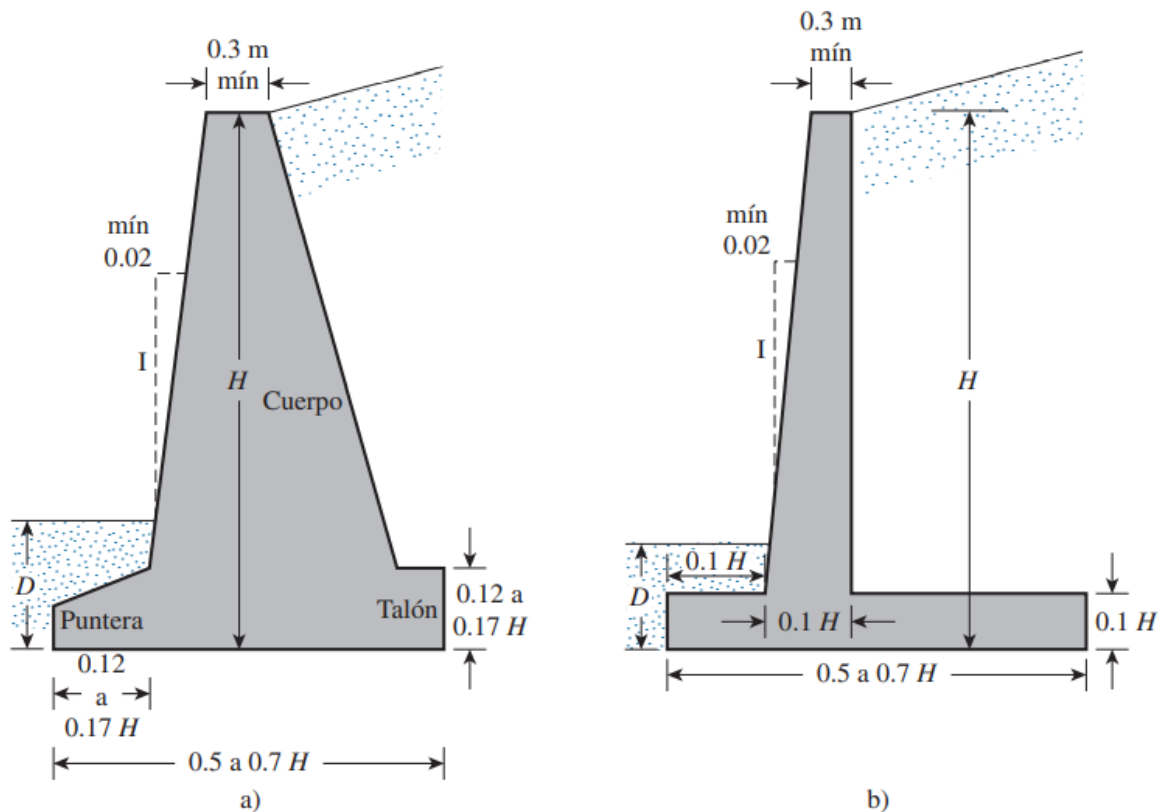
Fuente: Muros de Contención, Ing. Rafael A. Torrez B., 2008

## 2.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de sus dimensiones. En el dimensionamiento esas suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar. En la figura 18 se muestran las proporciones generales de varios componentes de muros de retención que se pueden utilizar en revisiones iniciales.



Figura 18: Dimensiones aproximadas para varios componentes de un muro de contención para la revisión inicial de su estabilidad: a) muro de hormigón en masa; b) muro en voladizo.



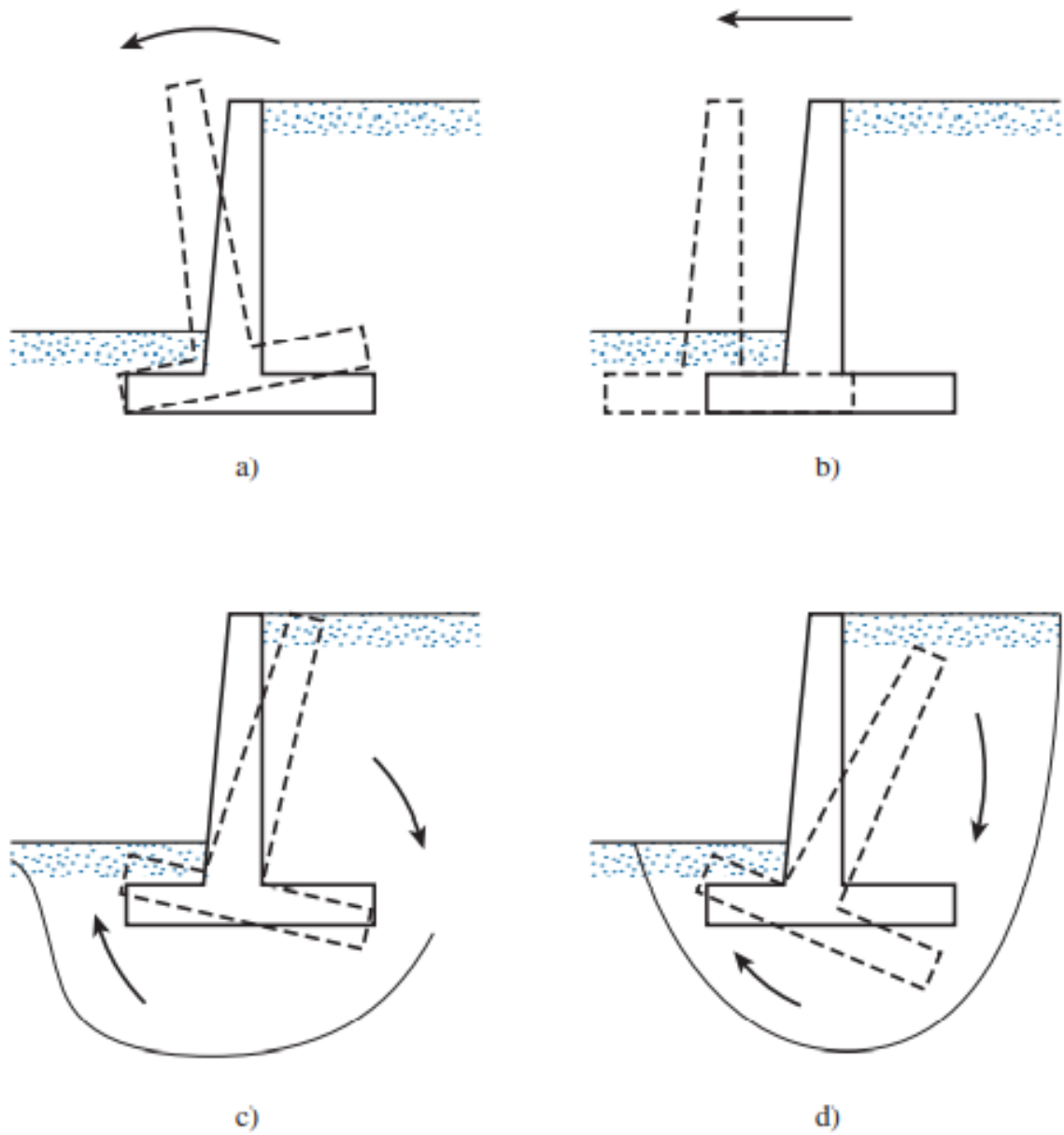
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

## 2.8. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN

Un muro de contención puede fallar en cualquiera de las formas siguientes:

- Puede volcarse respecto a su puntera. (figura 19a)
- Puede deslizarse a lo largo de su base. (figura 19b)
- Puede fallar debido a la pérdida de capacidad de soporte de carga del suelo que soporta la base. (figura 19c)
- Puede sufrir una falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil. (figura 19d)
- Puede experimentar un asentamiento excesivo.

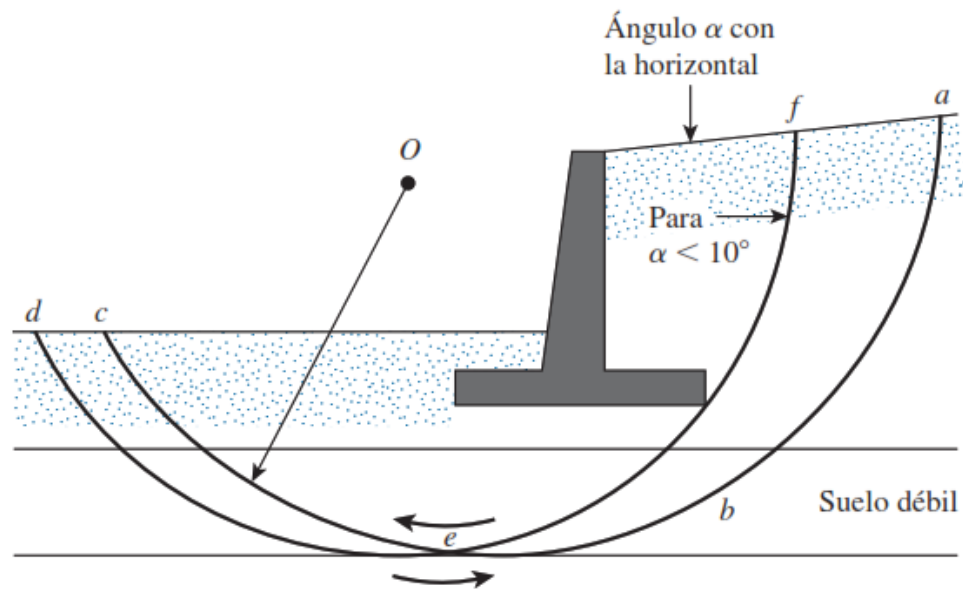
Figura 19: Fallas de un muro de contención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga; d) por falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012



Figura 20: Falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil o falla por estabilidad global



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

### 2.8.1. REVISIÓN POR VOLCAMIENTO

El factor de seguridad contra el volcamiento respecto a la puntera, es decir, respecto al punto C en la figura 20, se puede expresar como:

$$FS_{(\text{volcamiento})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (29)$$

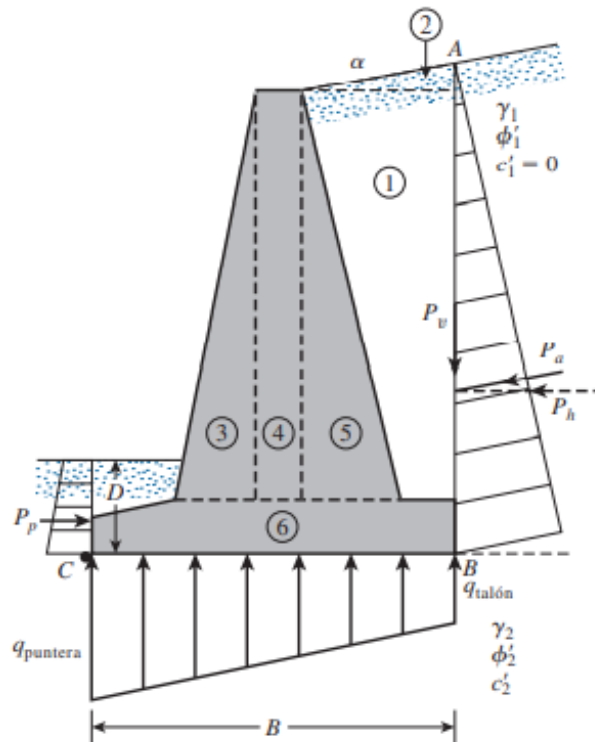
donde

$\sum M_o$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto al punto C

$\sum M_R$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del muro respecto al punto C

El valor mínimo deseable usual del factor de seguridad respecto a la falla por volcamiento es de 2 a 3.

Figura 21: Revisión por volcamiento, suponiendo que es válida la presión de Rankine



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

### 2.8.2. REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE

El factor de seguridad contra el deslizamiento se puede expresar mediante la ecuación:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (30)$$

donde

$\sum F_{R'}$  = suma de las fuerzas horizontales resistentes  
 $\sum F_d$  = suma de las fuerzas horizontales de empuje

En la figura 21 se indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se puede representar como:

$$s = \sigma' \tan \delta' + c'_a \quad (31)$$

donde

$\delta'$  = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base

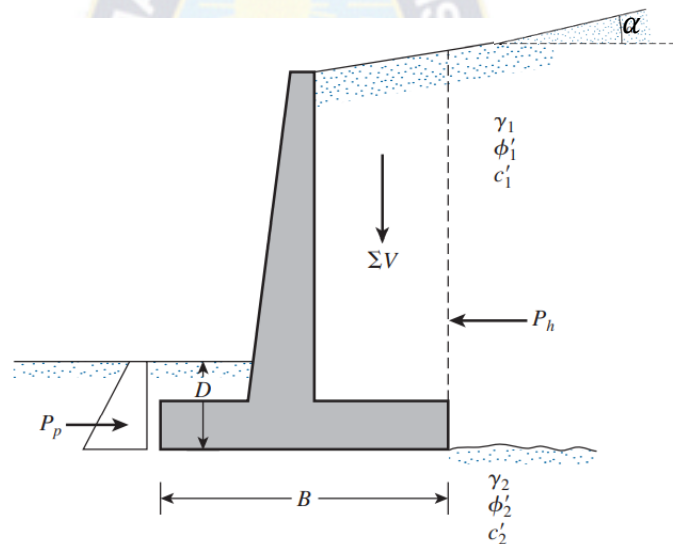
$c'_a$  = adhesión entre el suelo y la losa de base

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (32)$$

En general se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra el deslizamiento.

Figura 22: Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

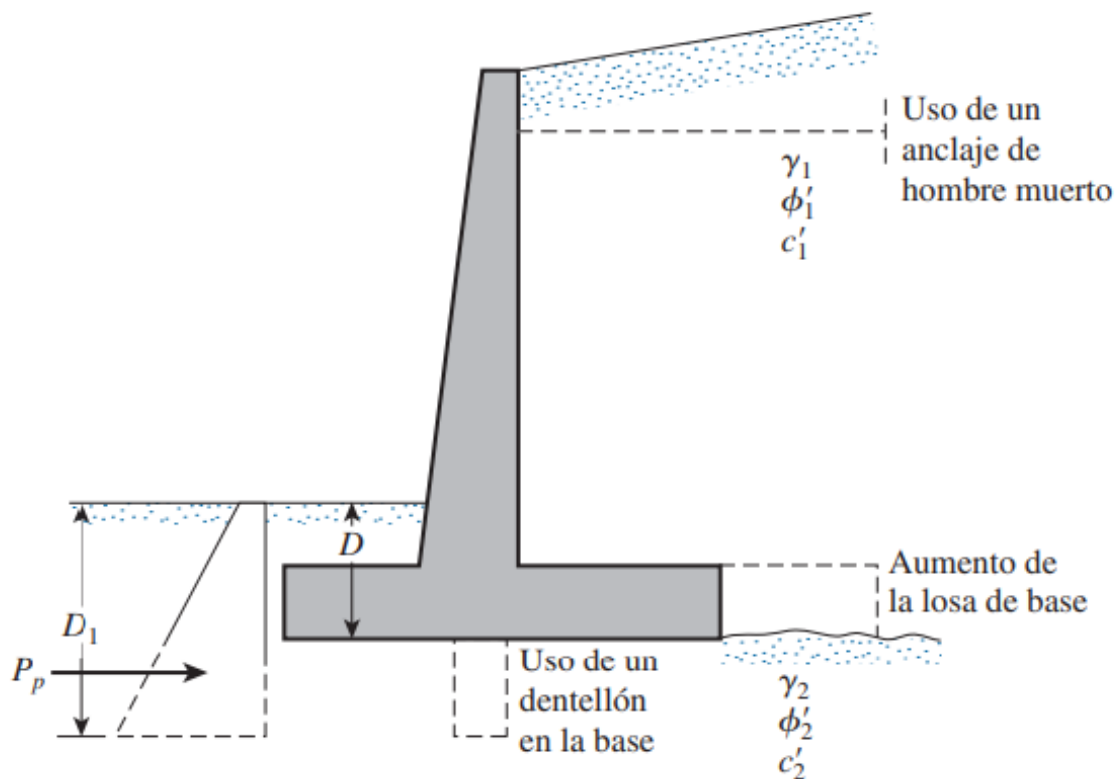


Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

Si el valor deseado de  $FS_{\text{deslizamiento}}$  no se logra, se pueden investigar varias alternativas:

- Aumentar el ancho de la losa de base (es decir, el talón de la zapata).
- Utilizar un dentellón en la losa de base.
- Uso de un *anclaje de hombre muerto* en el cuerpo del muro de retención como se muestra en la figura 22.

Figura 23: Alternativas para aumentar el factor de seguridad respecto al deslizamiento

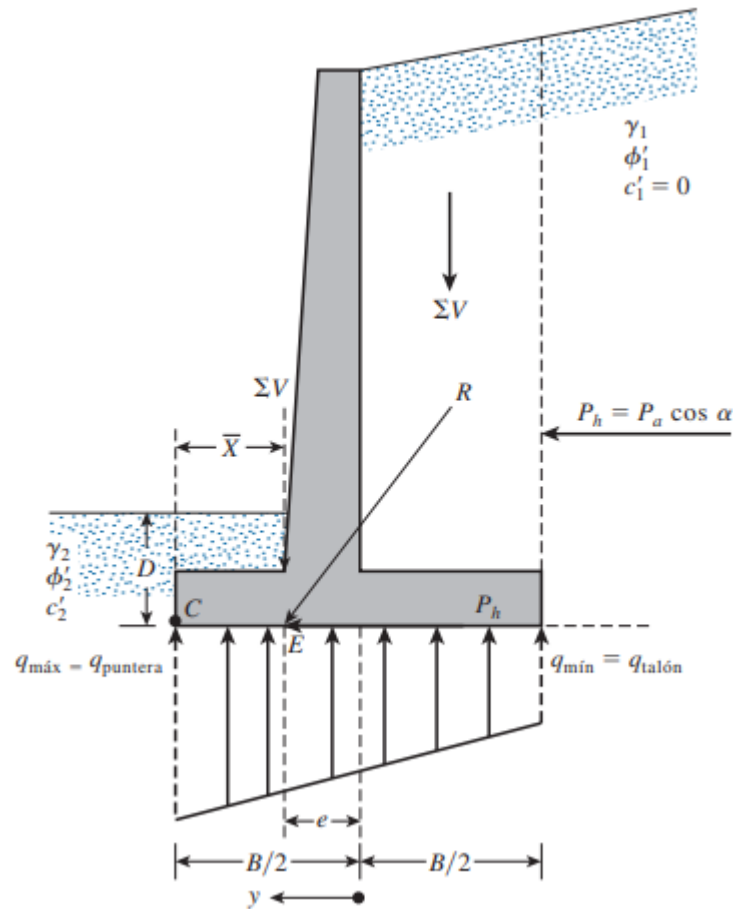


Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

### 2.8.3. REVISIÓN POR FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base hacia el suelo se muestra en la figura 23. Observe que  $q_{pie}$  y  $q_{talon}$  son las presiones máxima y mínima que ocurren en los extremos de las secciones de la puntera y del talón, respectivamente.

Figura 24: Revisión de la falla por capacidad de carga



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

La presión máxima y mínima es:

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{puntera}} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (33)$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (34)$$

Para la ecuación general de la capacidad de carga última, Terzagui (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones

aproximadamente superficiales. La ecuación de Terzagui es solo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; no abordan el caso de cimentaciones rectangulares. Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga.

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (35)$$

Donde:

- $c'$  = cohesión
- $q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- $\gamma$  = peso específico del suelo
- $B$  = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de la carga
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

Para el caso de muros de contención se tiene la siguiente ecuación simplificada que se muestra a continuación:

$$q_u = c'_2N_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (36)$$

Donde:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \frac{D}{B'}$$

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

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

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

Los factores de forma  $F_{cs}$ ,  $F_{qs}$  y  $F_{\gamma s}$  son todos iguales a 1, debido a que se tratan como los de una cimentación continua. Por esta razón los factores de forma no se muestran en la ecuación.

Una vez que se ha calculado la capacidad de carga última del suelo, se puede determinar el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \quad (37)$$

En general, se requiere un factor de seguridad de 3.

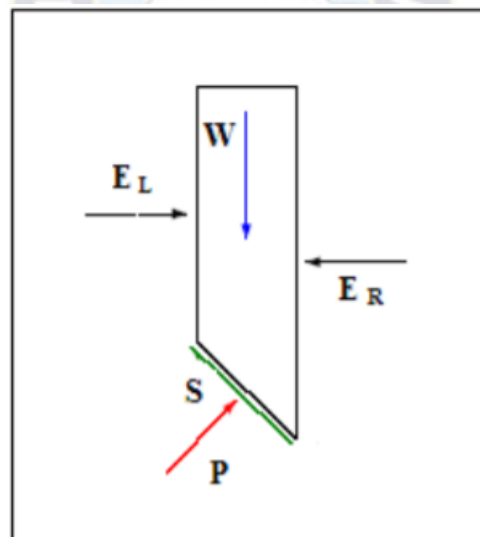
#### 2.8.4. REVISIÓN POR ESTABILIDAD GLOBAL

Existen diferentes métodos para el análisis de la estabilidad global, entre ellos está el método de Bishop el cual se utilizará en este proyecto para la verificación de factor de seguridad de estabilidad global. El método de Bishop fue desarrollado en el año 1960, donde se plantea dibujar tajadas que dividan la masa de suelo prevista a deslizarse, donde se tiene las siguientes hipótesis del método:

- a) Se supone una superficie de ruptura circular

- b) La masa deslizante se divide en “n” rebanadas o bloques verticales.
- c) Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo.
- d) A partir de la condición de equilibrio de fuerzas verticales de cada rebanada se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de ruptura) y se sustituyen a la ecuación resultante del equilibrio de momentos.
- e) El método de Bishop simplificado ignora las tensiones tangenciales entre rebanadas, pero considera las normales (Figura 24).

*Figura 25: Representación de las fuerzas actuantes en una rebanada consideradas en el método de Bishop. W cargas verticales externas,  $E_L$  y  $E_R$  las fuerzas normales izquierda y derecha entre rebanadas; P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la rebanada*



*Fuente: Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona;*

*Universidad Politécnica de Catalunya, s.f.*

Es necesario realizar varias iteraciones para obtener el valor de FS, el método tiene en cuenta las fuerzas actuantes entre dovelas, así que para el análisis del talud se calcula la sumatoria de fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, además el método se basa en satisfacer la ecuación del



momento de equilibrio y la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales, para este método se debe hacer un proceso de iteración ya que así lo propone Bishop, la ecuación es la siguiente:

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \sum_i \frac{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_i \cdot \sin \alpha_i}{FS}} \quad (38)$$

Donde:

$u_i =$  Presión de poros entre bloques  $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$

$c'_i, \phi'_i$

= Valores efectivos de parametros de suelos, cohesión  $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$  y ángulo de fricción interna ( $^\circ$ )

$W_i =$  Peso del bloque  $\left(\frac{kN}{m}\right)$

$\alpha_i =$  Inclinação de segmento de la superficie de deslizamiento ( $^\circ$ )

$l_i =$  Longitud horizontal del bloque (m)

$b_i =$  Ancho de dovela (m)

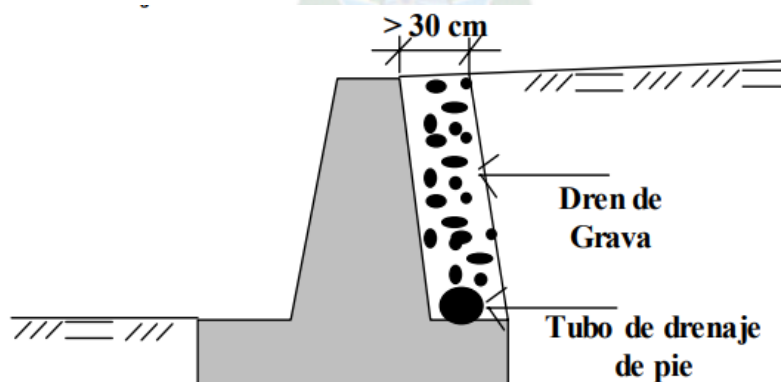
En general se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 para la verificación a estabilidad global.

## 2.9. DRENAJE

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención. Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión

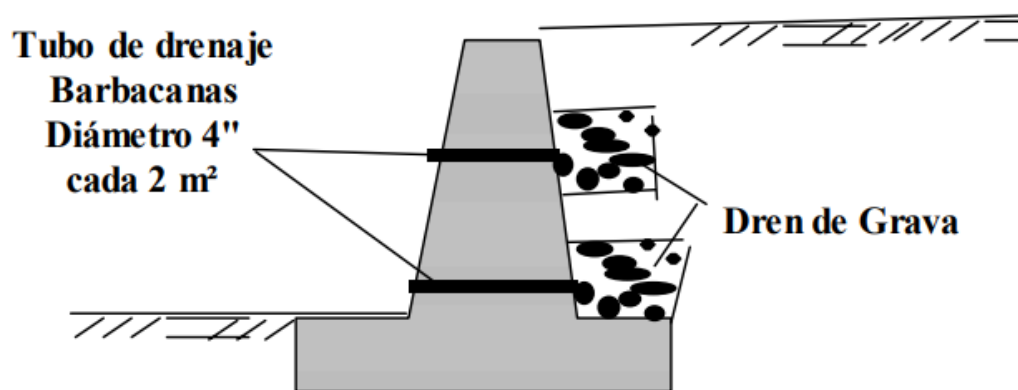
del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia, resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior, tal como se muestra en las figuras 24 y 25. En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis. Por esta razón es conveniente colocar material granular como relleno en los muros de contención. Las estructuras sumergidas o fundadas bajo el nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de estructura, se produce una resultante neta hacia arriba la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura.

*Figura 26: Drenaje de los muros de Contención con Dren de Pie*



*Fuente: Muros de Contención, Ing. Rafael A. Torres B., 2008*

Figura 27: Drenaje de los muros de Contención con Barbacanas



Fuente: Muros de Contención, Ing. Rafael A. Torres B., 2008

## 2.10. JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Un muro de retención se puede construir con una o más de las juntas siguientes:

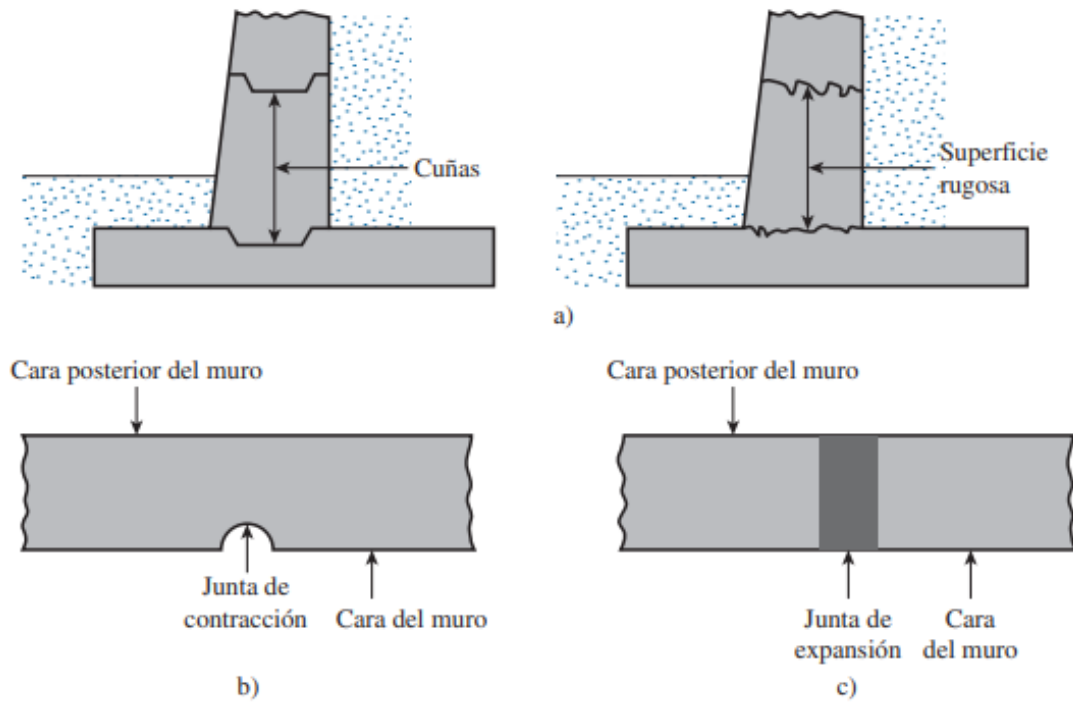
1. Las juntas de construcción (figura 26a) son juntas verticales y horizontales que se colocan entre dos vaciados de concreto sucesivos. Para aumentar la resistencia cortante en las juntas, se pueden utilizar cuñas. Si no se utilizan cuñas, la superficie del primer vaciado se limpia y se hace rugosa antes del siguiente vaciado de concreto.

2. Las juntas de contracción (figura 26b) son juntas verticales (ranuras) colocadas en la cara de un muro (desde la parte superior de la losa de base hasta la parte superior del muro) que permiten que el concreto se contraiga sin un daño apreciable. Las ranuras pueden ser de aproximadamente 6 a 8 mm de ancho y de 12 a 16 mm de profundidad.

3. Las juntas de expansión (figura 26c) permiten la expansión del concreto causada por los cambios de temperatura; también se pueden utilizar juntas de expansión verticales desde la base hasta la parte superior del muro. Estas juntas se pueden rellenar con rellenos flexibles para juntas. En la mayoría de los casos, las varillas de refuerzo de acero que van a lo largo del cuerpo del muro

son continuas a través de todas las juntas. El acero se engrasa para permitir que el concreto se expanda.

Figura 28: a) Juntas de construcción; b) junta de contracción; c) junta de expansión



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

## CAPÍTULO 3: MARCO PRÁCTICO

### 3.1. ESTUDIO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN Y MURO DE GAVIONES

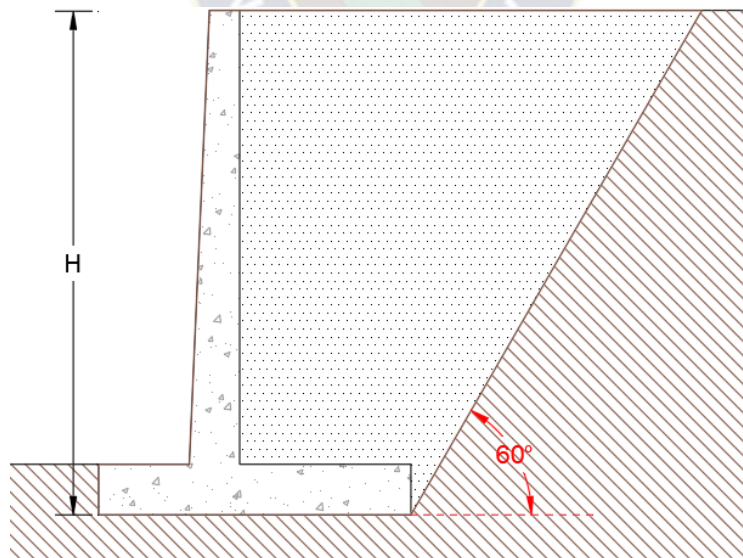
Para determinar la gráfica ALTURA vs COSTO, se realizará variando las alturas de los muros, para ello se tomará las alturas de 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 metros; entonces, con el dato de la altura se procede a predimensionar de acuerdo a las indicaciones que propone *Braja M. Das*.

La comparación se realizará para los tres tipos de muros de contención:

- a) Muros de Hormigón Armado
- b) Muros de Hormigón en Masa
- c) Gaviones

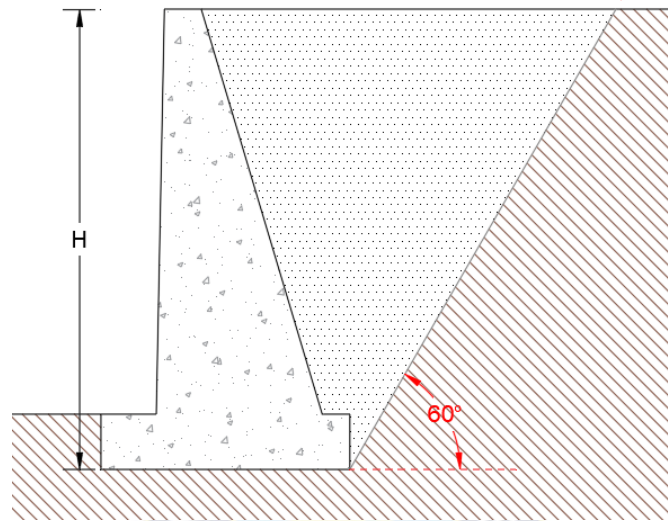
A continuación, se muestran las figuras con los esquemas de los muros mencionados anteriormente:

*Figura 29: Esquema para el muro de contención de hormigón armado*



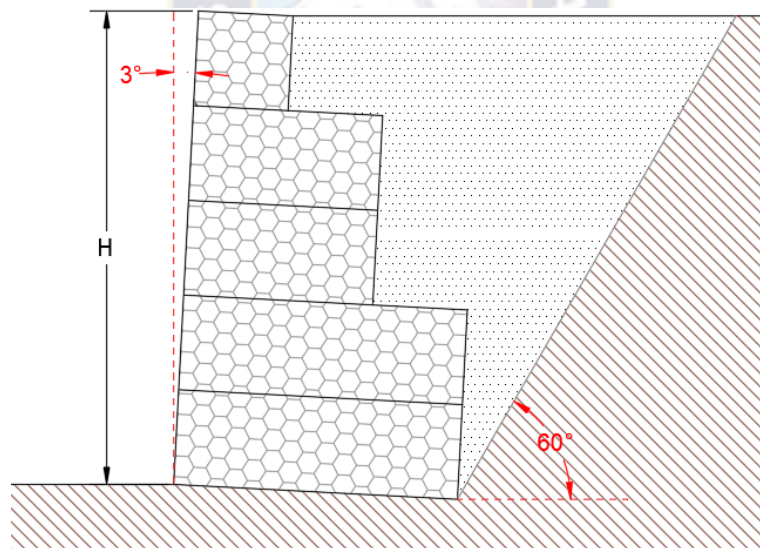
*Fuente: Elaboración propia*

Figura 30: Esquema para el muro de contención de hormigón en masa



Fuente: Elaboración propia

Figura 31: Esquema para muro de gaviones



Fuente: Elaboración propia

## 3.2. PARÁMETROS Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

### 3.2.1. PARÁMETROS DEL SUELO

Para este proyecto se considera que el terreno y el relleno serán de **material granular**:



Peso específico del suelo (para el relleno y el terreno):

$$\gamma_s = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Angulo de fricción interna del suelo:

$$\phi = 35^\circ$$

Cohesión del suelo:

$$c = 0 \text{ [kPa]} \text{ (material granular)}$$

Angulo de fricción estructura-relleno:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi = 23.33^\circ$$

Angulo de fricción base-terreno:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi = 23.33^\circ$$

Tensión admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

### **3.2.2. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE HORMIGÓN ARMADO**

Peso unitario de Hormigón Armado:

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Para el diseño del muro de Hormigón Armado se consideró los siguientes materiales:

**HORMIGÓN:**  $f'_c = 21 [MPa]$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \rightarrow E_c = 21538.1 [MPa]$$

**ACERO:**  $f_y = 420 [MPa]$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 200000 [MPa]$$

### 3.2.3. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE HORMIGÓN EN MASA

Peso unitario del Hormigón en Masa:

$$\gamma_{HM} = 22.5 [kN/m^3]$$

Para el diseño del muro de Hormigón en masa se consideró los siguientes materiales:

**HORMIGÓN:**  $f'_c = 21 [MPa]$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \rightarrow E_c = 21538.1 [MPa]$$

**ACERO:**  $f_y = 420 [MPa]$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 200000 [MPa]$$

El acero se considera para la tracción que se presenta en la parte inferior de la puntera.



### 3.2.4. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE GAVIONES

Peso específico de la roca de relleno:  $\gamma_s = 2.5 [t/m^3] = 24.52 [kN/m^3]$

Relación de vacíos, su valor promedio:  $e = 0.3$

Peso específico de los gaviones (CAMARGO HERNANDEZ & FRANCO, 2001, pág. 121)

$$\gamma_g = \gamma_s \cdot (1 - e) = 17.16 [kN/m^3]$$

Angulo de fricción interna de los gaviones, en grados (CAMARGO HERNANDEZ & FRANCO, 2001, pág. 129)

$$\phi = 25 \cdot \gamma_g (t/m^3) - 10 = 33.75^\circ$$

Peso de la red metálica:  $P_u = 8.6 [kgf/m^3]$

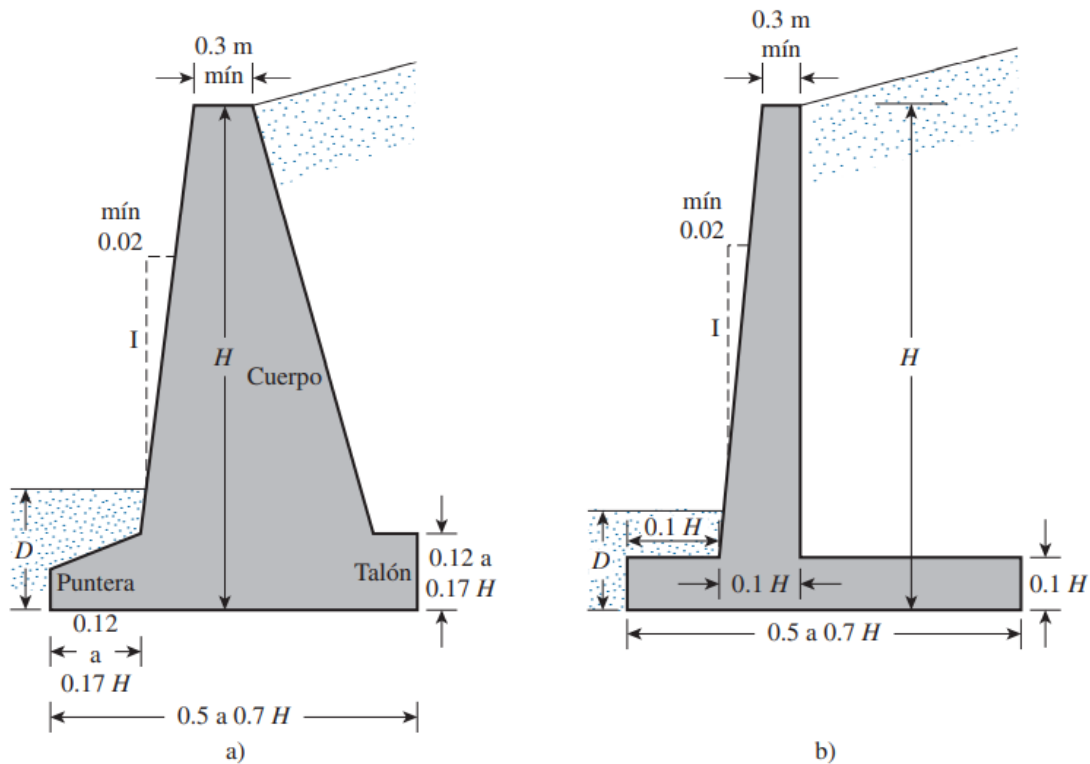
Cohesión (agarre) del gavión, en  $(t/m^2)$  (CAMARGO HERNANDEZ & FRANCO, 2001, pág. 129)

$$C_g = 10 \cdot (0.03 \cdot P_u [kgf/m^3] - 0.05) = 20.4 [kN/m^2]$$

### 3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS

El predimensionamiento se realiza de acuerdo a las indicaciones que propone BRAJA M. DAS

Figura 32: Dimensiones aproximadas para varios componentes de un muro de contención para la revisión inicial de su estabilidad: a) muro de hormigón en masa; b) muro en voladizo.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012

Las dimensiones iniciales que se obtienen del predimensionamiento, se aceptan cumpliendo las verificaciones por deslizamiento, volcamiento, capacidad portante y por estabilidad global. Las cuatro verificaciones se las realizará en el software GEO5 2021 ES, en caso de no cumplir con las verificaciones, se modificarán las dimensiones, las iteraciones se realizarán hasta cumplir con las cuatro verificaciones.

### 3.4. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

El diseño y la verificación de los muros de contención se realizan en el software GEO5 2021 ES.

Figura 33: Módulo para Muros de hormigón armado



Fuente: software GEO5 2021 ES

Figura 34: Módulo para Muros de hormigón en masa



Fuente: software GEO5 2021 ES

Figura 35: Módulo para gaviones



Fuente: software GEO5 2021 ES

Para la presión de tierras en el proyecto se aplicará ambas teorías: Teoría de Rankine y la Teoría de Coulomb.

### 3.4.1. MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO

En el programa se realiza la configuración, en el cual se elegirá la teoría para la presión de tierras y se coloca los factores de seguridad:

- ✓ Presión de tierras: **Teoría de Rankine**
- ✓ Factores de seguridad:
  - Deslizamiento  $FS_{dest} = 1.5$
  - Volcamiento  $FS_{vol} = 2.0$
  - Capacidad portante  $FS_{cap} = 1.0$

Figura 36: Configuración de parámetros

Editar la configuración actual: Muro en voladizo

Materiales y estándares | **Análisis de muro**

Cálculo de la presión activa de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼  
Cálculo de la presión pasiva de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼  
Análisis sísmico : Mononobe-Okabe ▼  
Forma de la cuña de la tierra : Considerar siempre vertical ▼  
Clave base : Considerada como fondo de la zapata inclinada ▼  
Excentricidad permitida : 0.167 [-]  
Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD) ▼  
 Parámetros de reducción de contacto base-suelo

Situación de diseño permanente | **Situación de diseño transitoria** | Situación de diseño accidental | Situación de diseño sísmico

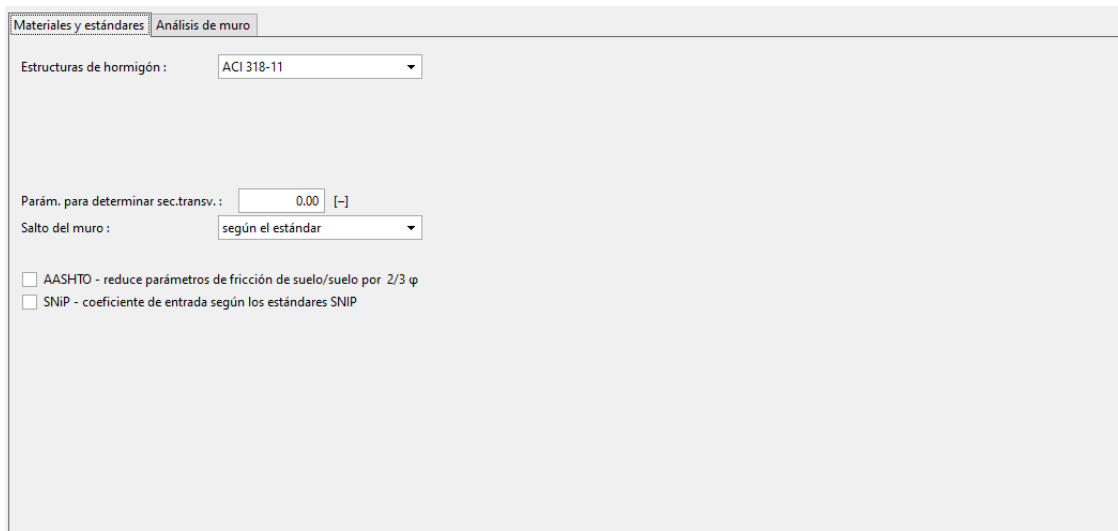
— Factores de seguridad

Frente al vuelco :  $SF_v = 2.00$  [-]  
Para resistencia al deslizamiento :  $SF_d = 1.50$  [-]  
Para capacidad portante :  $SF_c = 1.00$  [-]

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Para el diseño de la armadura de refuerzo se elige la norma ACI 318-11.

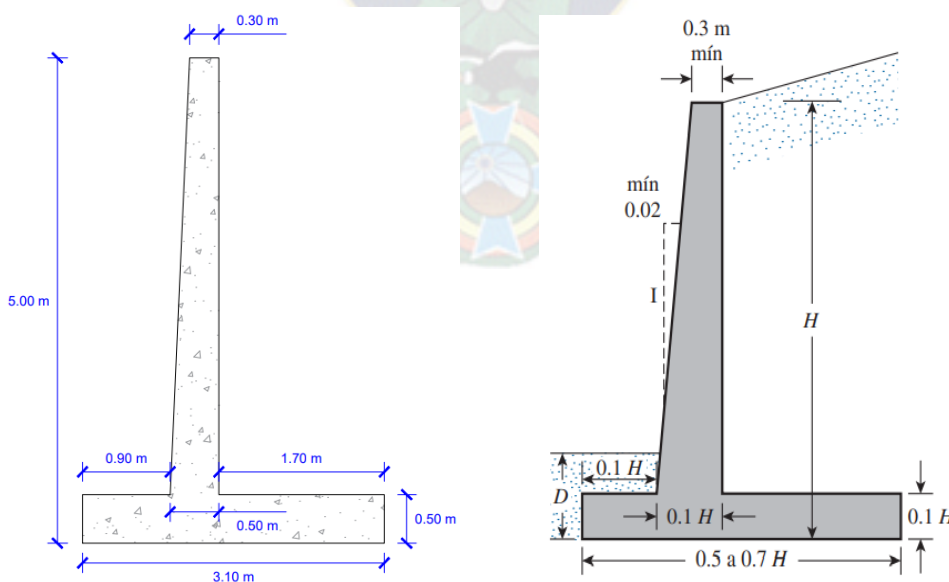
Figura 37: Configuración de la norma para el diseño a hormigón armado



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de realizar la configuración de los parámetros de diseño, se realiza el predimensionamiento del muro de contención:

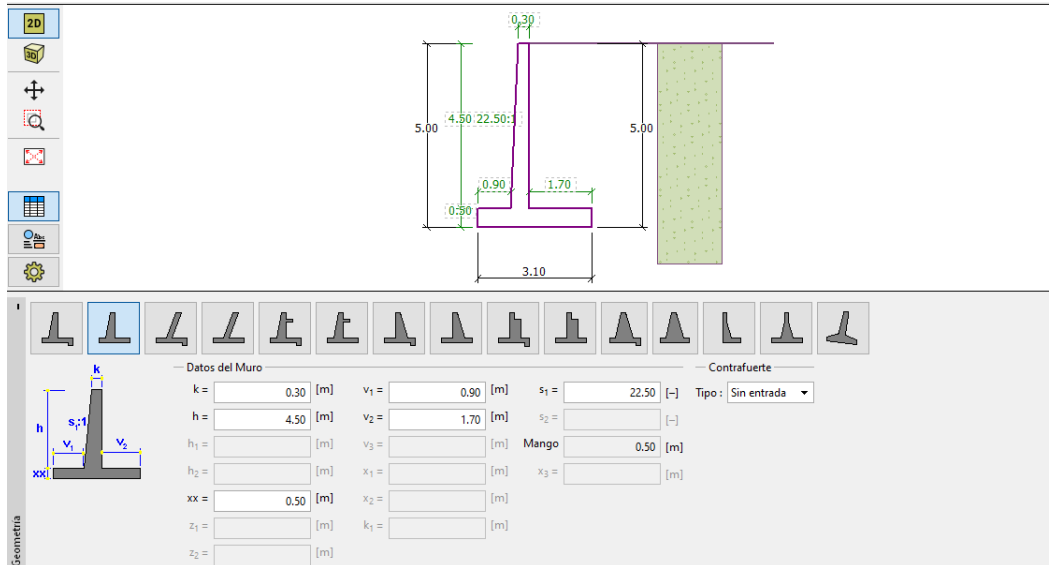
Figura 38: Dimensiones del Muro de Contención de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones determinadas se introducen al GEO 5

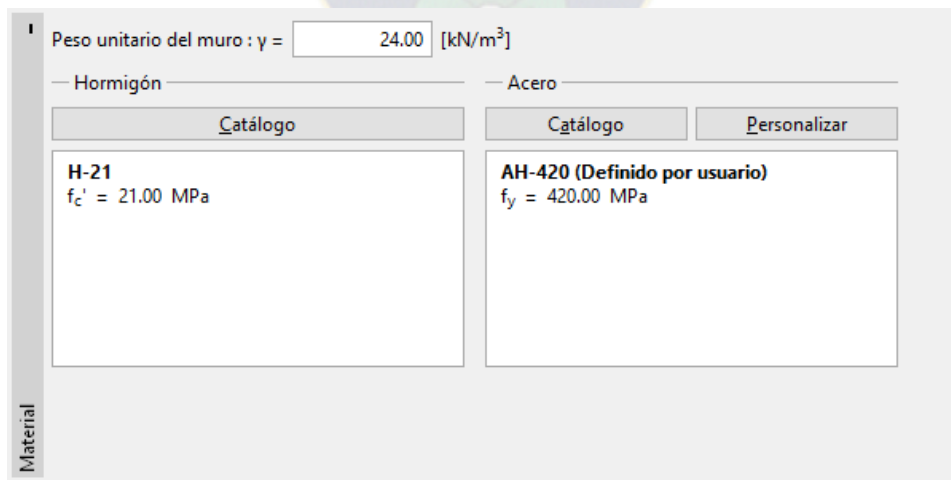
Figura 39: Introducción de dimensiones del muro en GEO 5



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Se introducen los valores de los materiales que se emplearán para el muro de hormigón armado:

Figura 40: Materiales para el Muro de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Se define los espesores de los estratos, para el proyecto se tiene un suelo, por lo que solo se tendrá solo un estrato.

Se introducen los parámetros del suelo:

Figura 41: Parámetros del suelo

The screenshot displays the software interface for defining soil parameters and drawing options. It is divided into two main sections: 'Identificación' and 'Dibujar'.

**Identificación:**

- Nombre: SUELO-TIPO1
- Datos Básicos:
  - Peso unitario:  $\gamma = 19.00$  [kN/m<sup>3</sup>]
  - Estado de tensión: efectivo
  - Ángulo de fricción interna:  $\phi_{ef} = 35.00$  [°]
  - Cohesión de suelo:  $c_{ef} = 0.00$  [kPa]
  - Ángulo de fricción estructura-suelo:  $\delta = 23.33$  [°]
- Presión en reposo:
  - Suelo: granular
- Subpresión:
  - Modo de cálculo de subpresión: Estándar
  - Peso unitario de suelo saturado:  $\gamma_{sat} = 22.00$  [kN/m<sup>3</sup>]

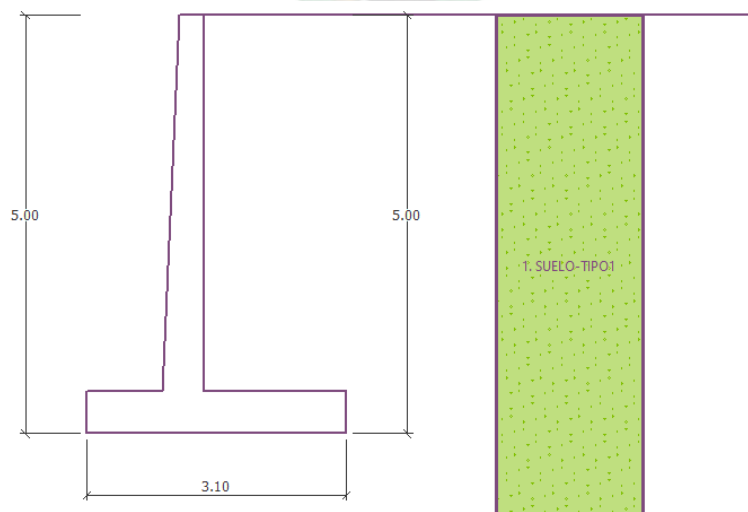
**Dibujar:**

- Categoría de patrón: GEO
- Buscar: [ ]
- Subcategoría: Suelos (1 - 16)
- Patrón: 9 Arena (visualized as a green dotted pattern)
- Color: [ ]
- Fondo: automático
- Saturación <10 - 90>: 50 [%]

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de definir los parámetros del suelo se asignan los valores al programa para el cálculo del muro de contención:

Figura 42: Asignación del suelo para el muro de contención



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.



Para la cimentación se colocan los parámetros de ángulo de fricción entre el suelo y el cimiento, y la cohesión del suelo.

Figura 43: Datos para la cimentación

Tipo de cimentación : entrada de parámetros de contacto base-suelo ▾

— Parámetros —

Entrada de ángulo de fricción base-suelo ▾  $\psi =$  23.33 [°]

Cohesión base-suelo : a = 0.00 [kPa]

Cimentación

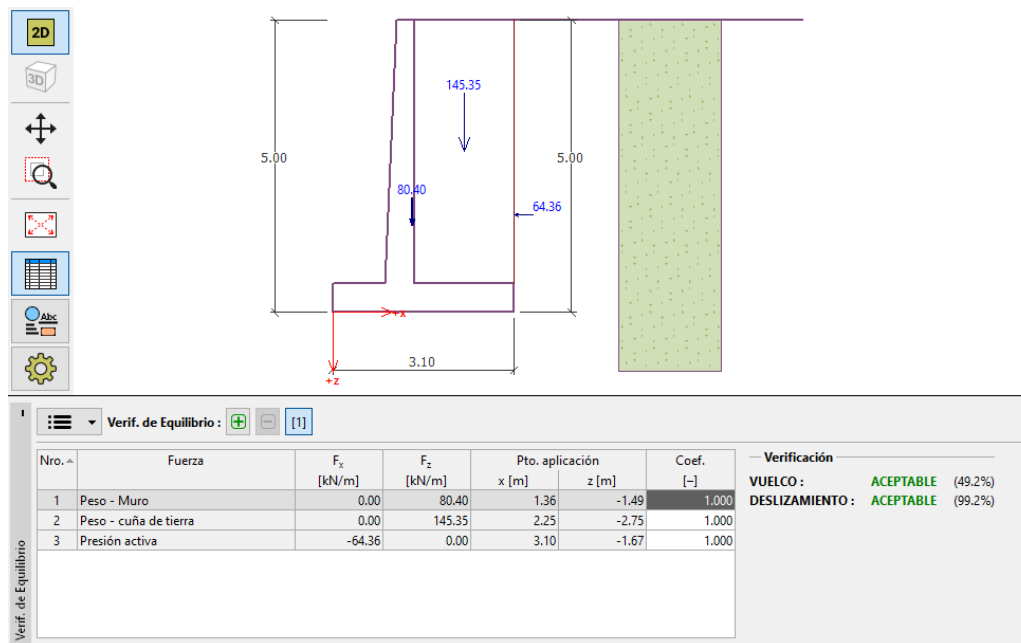
Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de introducir las dimensiones del muro y los parámetros del suelo, se realiza la verificación del muro.

- ✓ Verificación por deslizamiento y volcamiento

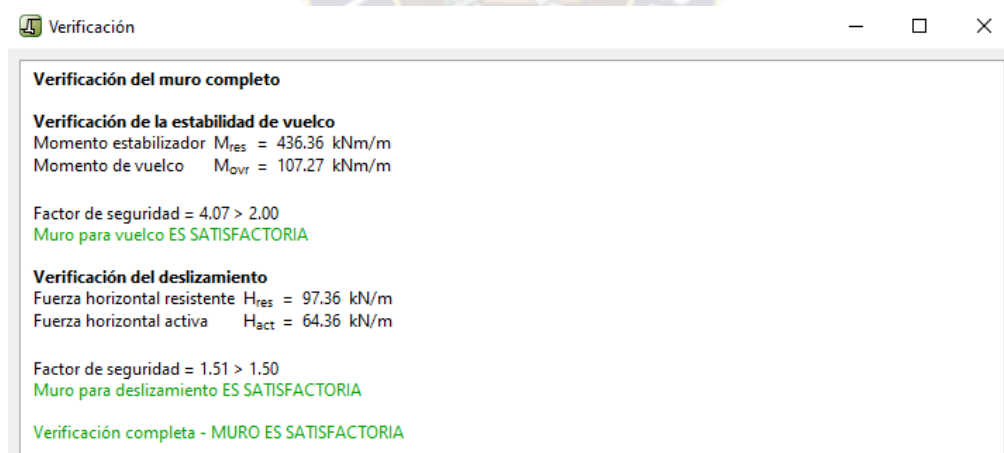


Figura 44: Verificación del equilibrio del muro



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 45: Detalles de la verificación de equilibrio del muro

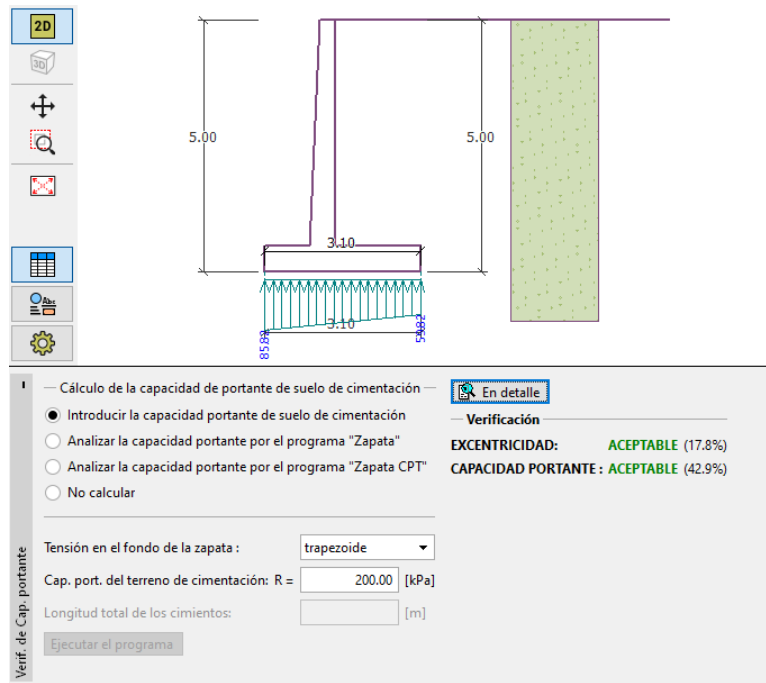


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

- ✓ Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación

Para realizar la verificación en el programa se introduce la capacidad portante del suelo.

Figura 46: Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 47: Detalles de la verificación por capacidad portante de suelo de cimentación

Verif. de Cap. portante

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata					
Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	20.82	225.75	64.36	0.030	77.43

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata			
Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	20.82	225.75	64.36

**Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación**  
 Tensión en el fondo de la zapata : trapezoide

**Verificación de excentricidad**  
 Máx. excentricidad de fuerza normal  $e = 0.030$   
 Máxima excentricidad permitida  $e_{alw} = 0.167$   
 Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

**Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata**  
 Max. tensión en el fondo de la zapata  $\sigma = 85.82$  kPa  
 Capacidad portante del terreno de cimentación  $R_d = 200.00$  kPa  
 Factor de seguridad = 2.33 > 1.00  
 Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

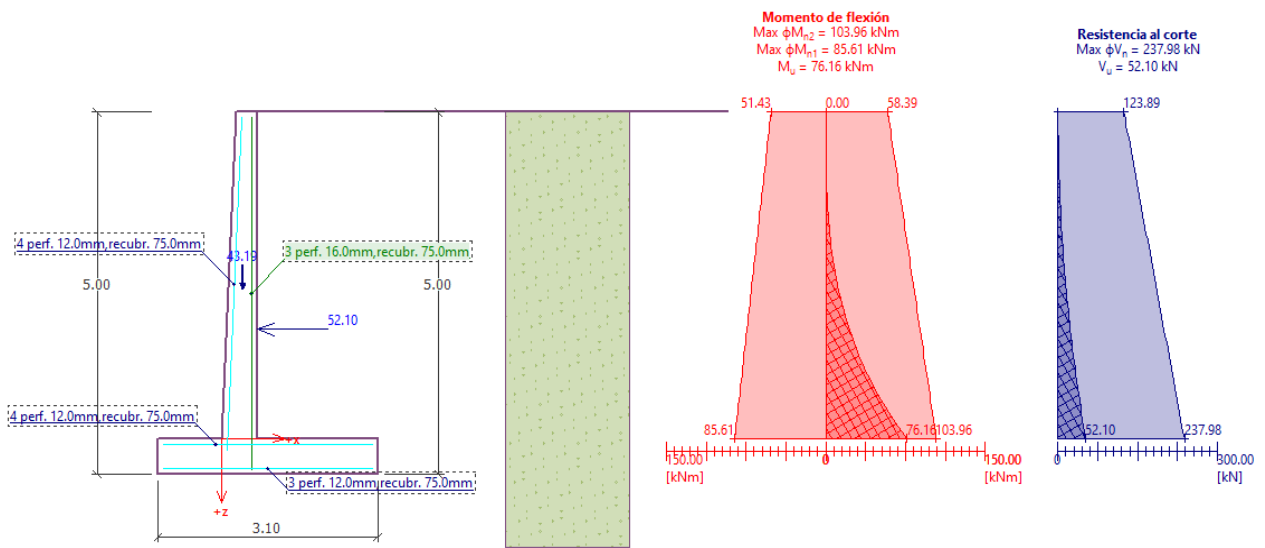
Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

✓ Verificación del muro

Se realiza el diseño a flexión y corte en el programa, el programa te proporciona el área requerida de armadura, en la cual se debe colocar el diámetro de la barra a utilizar y la cantidad de barras a disponer en un ancho de 1 m.

Figura 48: Armado del muro de contención en el GEO 5

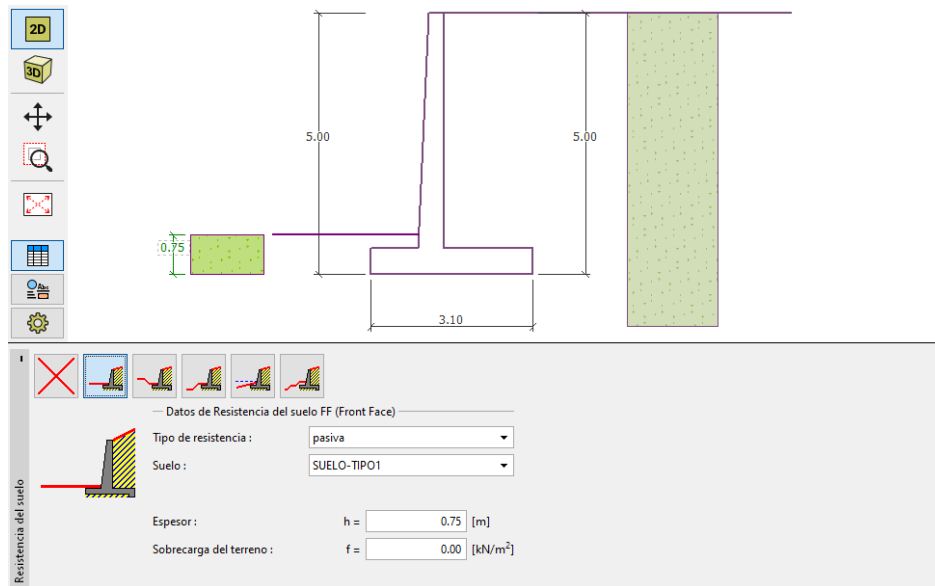


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

✓ Verificación por estabilidad global

Para la verificación por estabilidad global se considera una segunda etapa, donde se tiene una altura de suelo en la puntera del muro, es decir, se considera la participación del suelo pasivo.

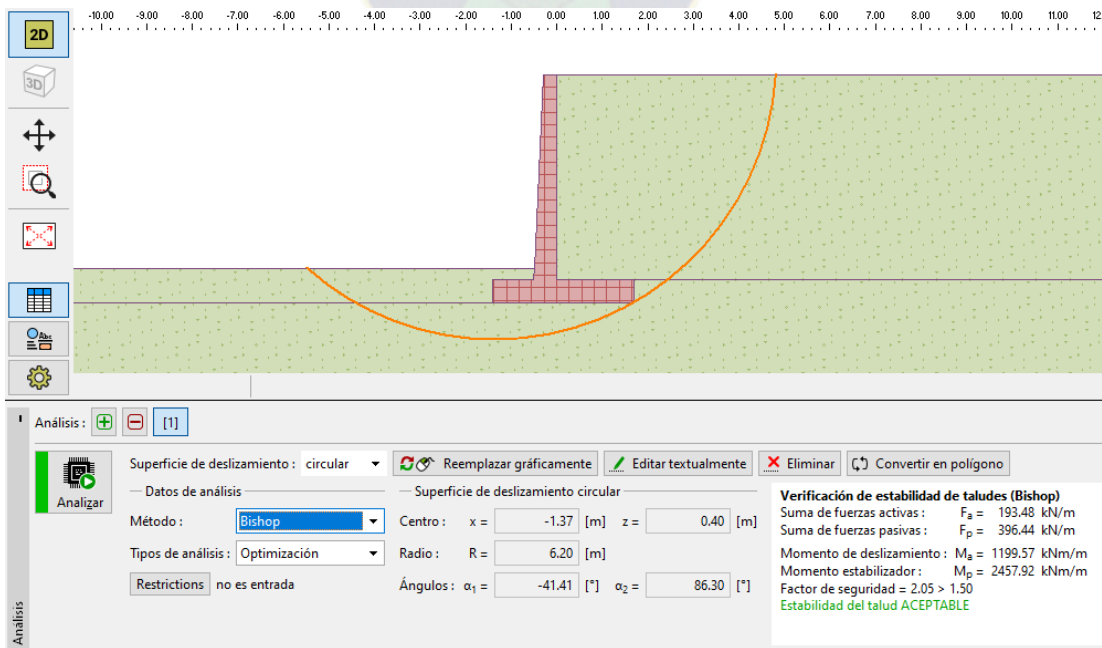
Figura 49: Altura de suelo en la puntera del muro



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

En la nueva etapa ya considerando el suelo en la parte de la puntera se realiza la verificación por estabilidad global, en la cual se determina el círculo de falla más desfavorable.

Figura 50: Verificación por estabilidad global



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

El programa presenta un informe detallado que se lo colocara en la parte de anexos.

**En resumen, se presenta una tabla de las verificaciones que se realizaron al muro de contención**

*Tabla 1: Verificación de muros de Hormigón Armado – Teoría de Rankine*

VERIFICACION DEL MURO DE CONTENCIÓN (TEORIA DE RANKINE)				
ALTURA m	Deslizamiento FS = 1.5	Volcamiento FS = 2	Cap. Portante Adm. FS = 1	Estabilidad global FS = 1.5
5	1.51	4.07	2.33	2.05
6	1.50	4.10	2.02	2.05
7	1.51	4.14	1.76	2.03
8	1.51	4.17	1.55	2.05
9	1.51	4.20	1.39	2.04
10	1.52	4.22	1.26	2.05
11	1.50	4.17	1.14	2.02
12	1.50	4.19	1.05	2.02

*Fuente: Elaboración propia*

*Tabla 2: Verificación de muros de Hormigón Armado – Teoría de Coulomb*

VERIFICACION DEL MURO DE CONTENCIÓN (TEORIA DE COULOMB)				
ALTURA m	Deslizamiento FS = 1.5	Volcamiento FS = 2	Cap. Portante Adm. FS = 1	Estabilidad global FS = 1.5
5	1.62	4.35	2.45	2.05
6	1.61	4.38	2.13	2.04
7	1.61	4.42	1.85	2.03
8	1.62	4.45	1.64	2.05
9	1.62	4.48	1.47	2.04
10	1.62	4.50	1.33	2.03
11	1.61	4.45	1.21	2.02
12	1.61	4.47	1.11	2.02

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.4.2. MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN EN MASA

En el programa se realiza la configuración, en el cual se elegirá la teoría para la presión de tierras y se coloca los factores de seguridad:

- ✓ Presión de tierras: **Teoría de Rankine**
- ✓ Factores de seguridad:
  - Deslizamiento  $FS_{dest} = 1.5$
  - Volcamiento  $FS_{vol} = 2.0$
  - Capacidad portante  $FS_{cap} = 1.0$

Figura 51: Configuración de parámetros

Editar la configuración actual : Muro en voladizo

Materiales y estándares | **Análisis de muro**

Cálculo de la presión activa de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼  
Cálculo de la presión pasiva de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼  
Análisis sísmico : Mononobe-Okabe ▼  
Forma de la cuña de la tierra : Considerar siempre vertical ▼  
Clave base : Considerada como fondo de la zapata inclinada ▼  
Excentricidad permitida : 0.167 [-]  
Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD) ▼  
 Parámetros de reducción de contacto base-suelo

Situación de diseño permanente | **Situación de diseño transitoria** | Situación de diseño accidental | Situación de diseño sísmico

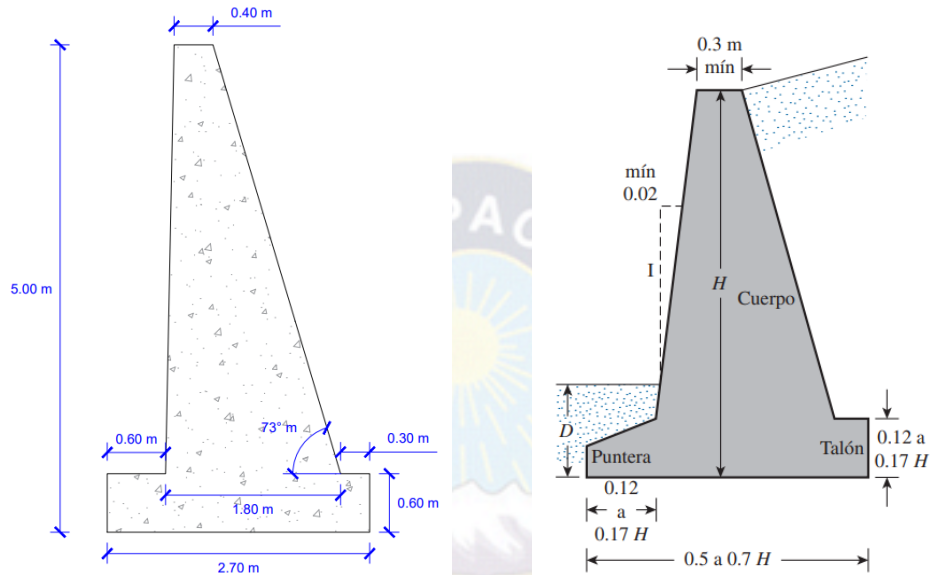
— Factores de seguridad —

Frente al vuelco :  $SF_o =$  2.00 [-]  
Para resistencia al deslizamiento :  $SF_s =$  1.50 [-]  
Para capacidad portante :  $SF_b =$  1.00 [-]

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de realizar la configuración de los parámetros de diseño, se realiza el predimensionamiento del muro de contención:

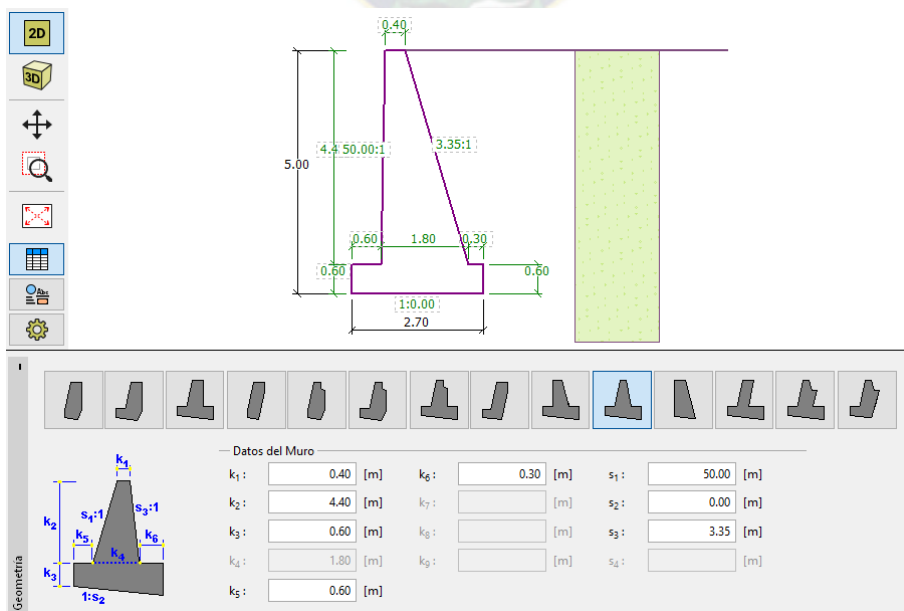
Figura 52: Dimensiones del Muro de Contención de Hormigón en Masa



Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones determinadas se introducen al GEO 5

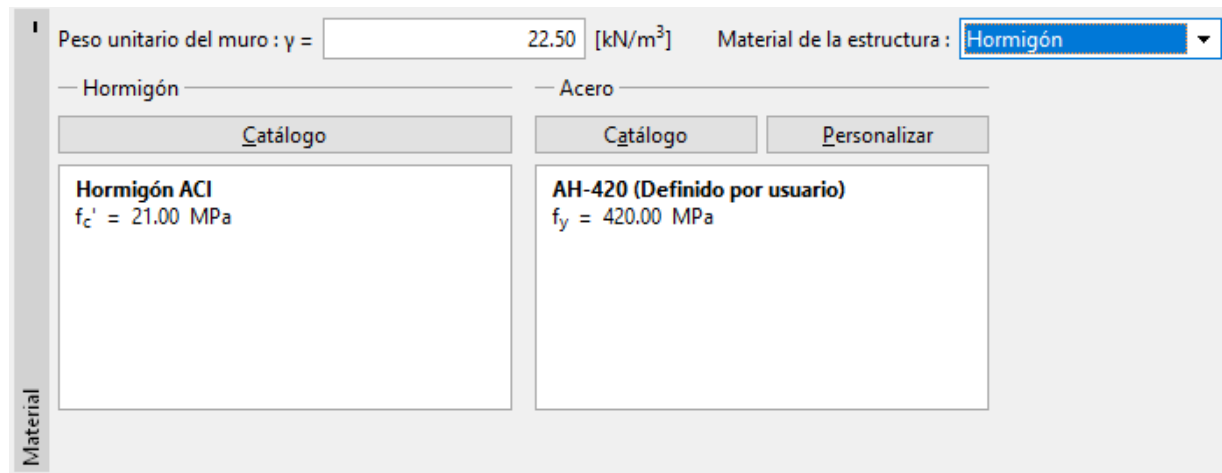
Figura 53: Introducción de dimensiones del muro en GEO 5



*Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.*

Se introducen los materiales que se emplearán para el muro de hormigón en masa:

*Figura 54: Materiales para el Muro de Hormigón en Masa*



*Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.*

El acero se considera para la tracción que se presenta en la parte inferior de la puntera.

Se define los espesores de los estratos, para el proyecto se tiene un suelo, por lo que solo se tendrá solo un estrato.

Se introducen los datos del suelo:



Figura 55: Parámetros del suelo

The screenshot shows the software interface for defining soil parameters and drawing options. It is divided into two main sections: 'Identificación' and 'Dibujar'.

**Identificación:**

- Nombre: SUELO-TIPO1
- Datos Básicos:
  - Peso unitario:  $\gamma = 19.00$  [kN/m<sup>3</sup>]
  - Estado de tensión: efectivo
  - Ángulo de fricción interna:  $\phi_{ef} = 35.00$  [°]
  - Cohesión de suelo:  $c_{ef} = 0.00$  [kPa]
  - Ángulo de fricción estructura-suelo:  $\delta = 23.33$  [°]
- Presión en reposo:
  - Suelo: granular
- Subpresión:
  - Modo de cálculo de subpresión: Estándar
  - Peso unitario de suelo saturado:  $\gamma_{sat} = 22.00$  [kN/m<sup>3</sup>]

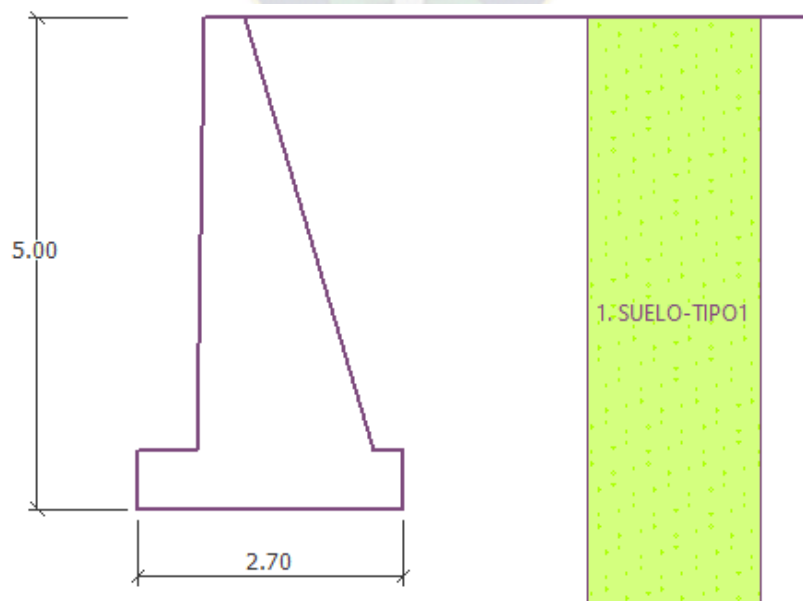
**Dibujar:**

- Categoría de patrón: GEO
- Buscar: (empty field)
- Subcategoría: Suelos (1 - 16)
- Patrón: 9 Arena (visualized as a green dotted pattern)
- Color: (green color swatch)
- Fondo: automático
- Saturación <10 - 90>: 50 [%]

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de definir el suelo se asigna al muro de contención

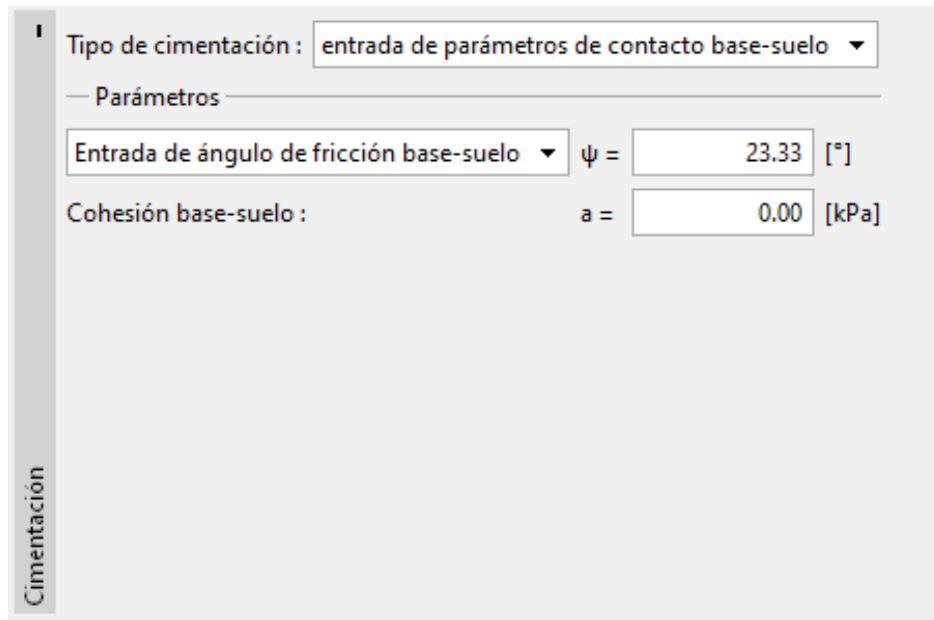
Figura 56: Asignación del suelo para el muro de contención



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Para la cimentación se colocan los parámetros de ángulo de fricción entre el suelo y el cemento, y la cohesión del suelo.

Figura 57: Datos para la cimentación



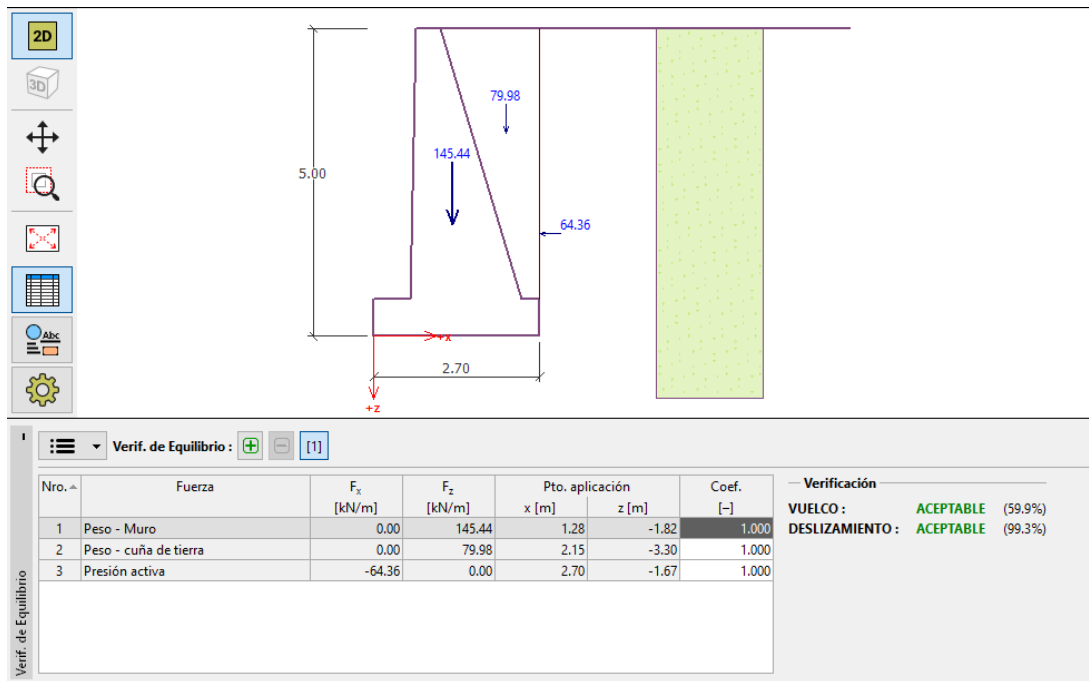
The screenshot shows a software window titled 'Cimentación'. At the top, there is a dropdown menu for 'Tipo de cimentación' with the selected option 'entrada de parámetros de contacto base-suelo'. Below this, under the heading 'Parámetros', there are two input fields: 'Entrada de ángulo de fricción base-suelo' with a value of 23.33 [°] and 'Cohesión base-suelo' with a value of 0.00 [kPa]. The word 'Cimentación' is written vertically on the left side of the window.

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de introducir las dimensiones del muro y los parámetros del suelo, se realiza la verificación del muro.

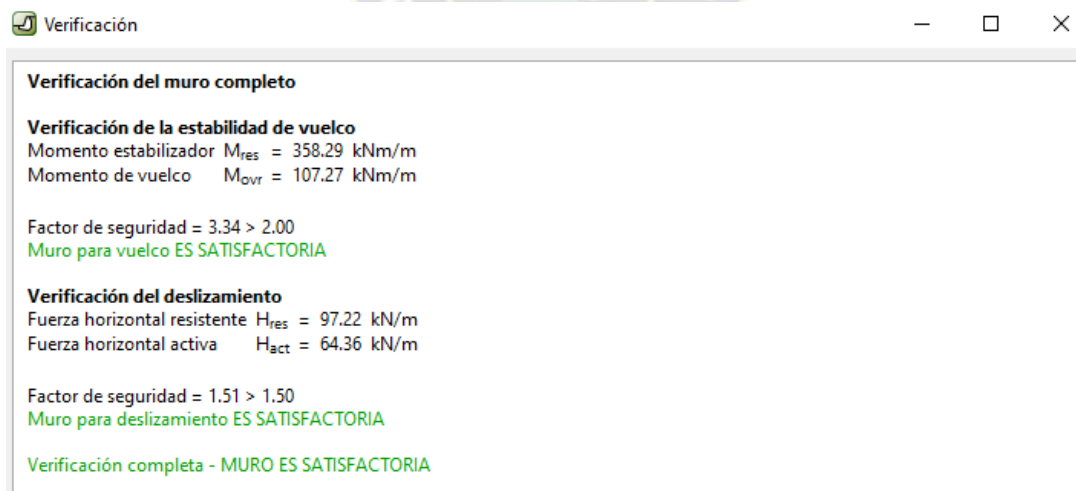
- ✓ Verificación por deslizamiento y volcamiento

Figura 58: Verificación de equilibrio del muro



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 59: Detalles de la verificación de equilibrio del muro

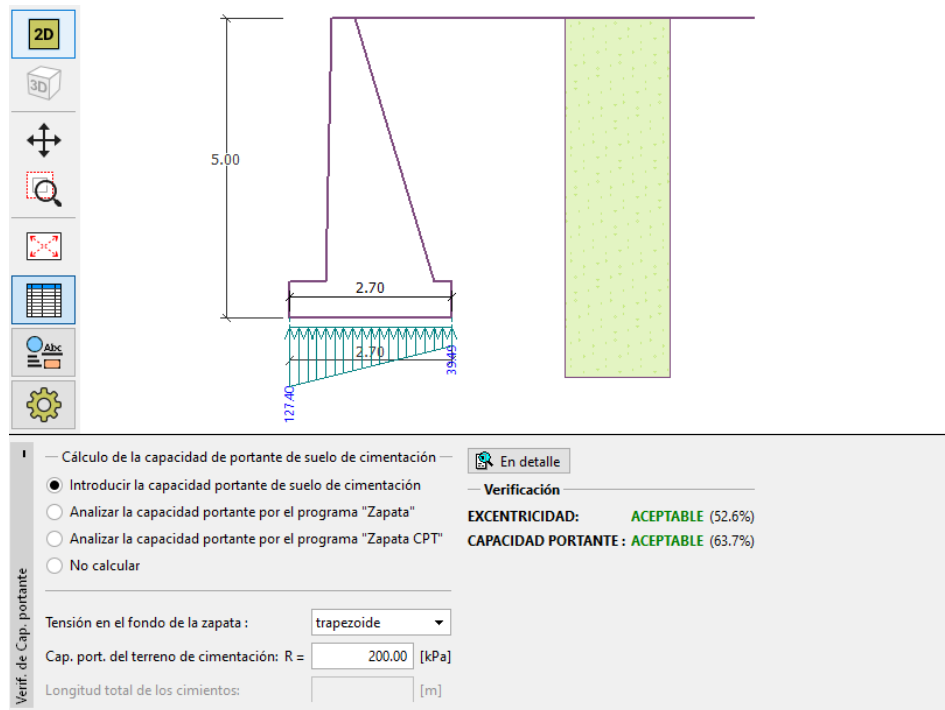


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

- ✓ Verificación de la capacidad portante admisible de suelo de cimentación

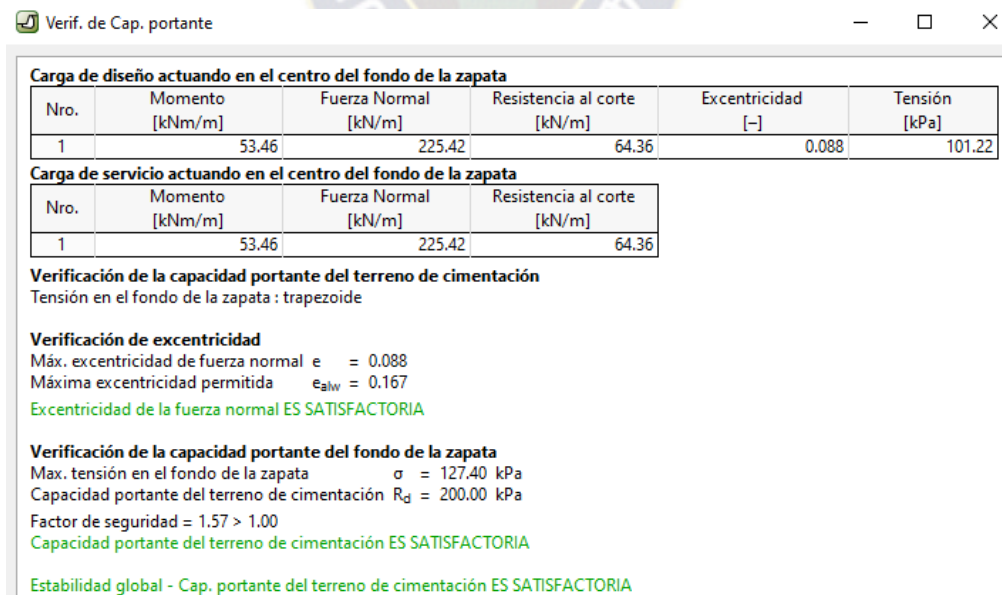
Para realizar la verificación en el programa se introduce la capacidad portante admisible del suelo.

Figura 60: Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 61: Detalles de la verificación por capacidad portante de suelo de cimentación

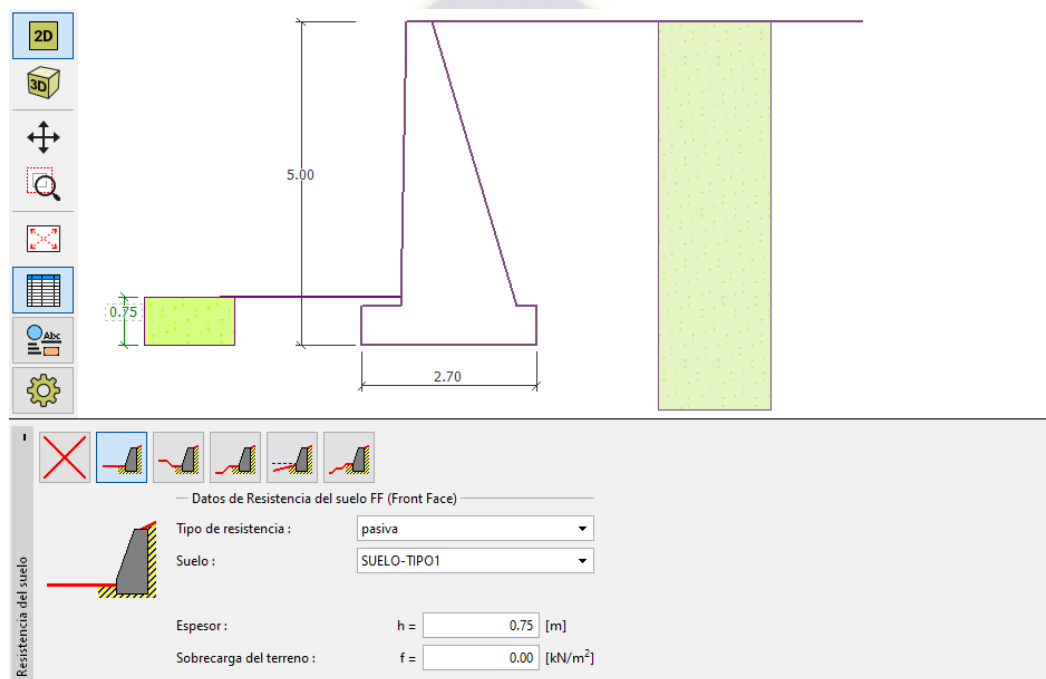


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

✓ Verificación por estabilidad global

Para verificar se va a considerar una segunda etapa, en el cual se considera una altura de suelo en la puntera del muro

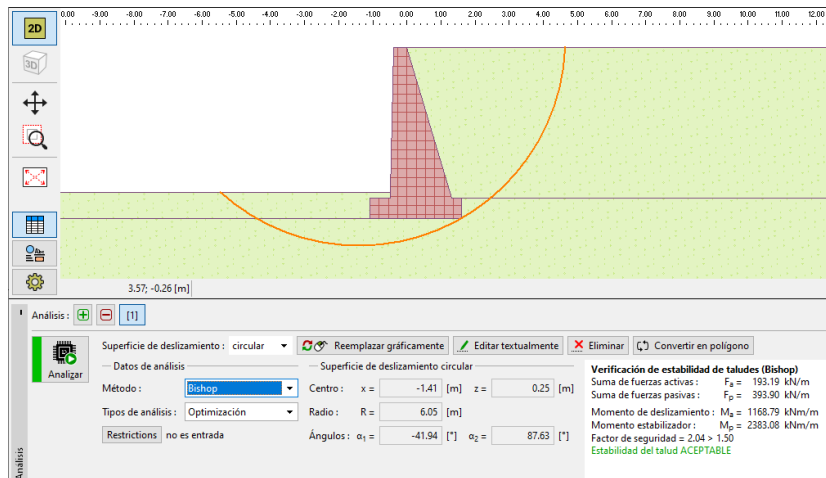
Figura 62: Altura de suelo en la puntera del muro



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

En la nueva etapa ya considerando el suelo en la parte de la puntera se realiza la verificación por estabilidad global, en la cual se determina el círculo de falla.

Figura 63: Verificación por estabilidad global



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

El programa presenta un informe detallado, el cual se lo colocara en la parte de anexos.

**En resumen, se presenta una tabla de las verificaciones que se realizaron a los muros de hormigón en masa variando la altura.**

Tabla 3: Verificación de muros de Hormigón en Masa – Teoría de Rankine

VERIFICACION DEL MURO DE CONTENCIÓN (TEORIA DE RANKINE)				
ALTURA m	Deslizamiento FS = 1.5	Volcamiento FS = 2	Cap. Portante Adm. FS = 1	Estabilidad global FS = 1.5
5	1.51	3.34	1.57	2.04
6	1.51	3.35	1.31	2.04
7	1.52	3.38	1.13	2.03
8	1.59	3.64	1.02	2.04
9	1.73	4.30	1.00	2.12
10	1.78	4.73	1.01	2.18
11	1.98	5.74	1.00	2.30
12	2.03	6.34	1.03	2.51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4: Verificación de muros de Hormigón en Masa – Teoría de Coulomb

VERIFICACION DEL MURO DE CONTENCIÓN (TEORIA DE COULOMB)				
ALTURA	Deslizamiento	Volcamiento	Cap. Portante Adm.	Estabilidad global
m	FS = 1.5	FS = 2	FS = 1	FS = 1.5
5	1.52	3.21	1.56	2.04
6	1.52	3.23	1.30	2.04
7	1.53	3.25	1.12	2.02
8	1.60	3.48	1.01	2.04
9	1.77	4.17	1.01	2.12
10	1.88	4.76	1.04	2.18
11	2.15	6.06	1.06	2.30
12	2.24	6.77	1.00	2.51

Fuente: Elaboración propia

### 3.4.3. GAVIONES

En el programa se realiza la configuración, en el cual se elegirá la teoría para la presión de tierras y se coloca los factores de seguridad:

- ✓ Presión de tierras: **Teoría de Rankine**
- ✓ Factores de seguridad:
  - Deslizamiento  $FS_{desl} = 1.5$
  - Volcamiento  $FS_{vol} = 2.0$
  - Capacidad portante  $FS_{cap} = 1.0$

Figura 64: Configuración de parámetros

Editar la configuración actual : Gavión

Materiales y estándares **Análisis de muro**

Cálculo de la presión activa de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼

Cálculo de la presión pasiva de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼

Análisis sísmico : Mononobe-Okabe ▼

Forma de la cuña de la tierra : Considerar siempre vertical ▼

Excentricidad permitida : 0.167 [-]

Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD) ▼

Parámetros de reducción de contacto base-suelo

Situación de diseño permanente **Situación de diseño transitoria** Situación de diseño accidental Situación de diseño sísmico

— Factores de seguridad —

Frente al vuelco :  $SF_o =$  2.00 [-]

Para resistencia al deslizamiento :  $SF_s =$  1.50 [-]

Para capacidad portante :  $SF_b =$  1.00 [-]

Para fuerza de malla :  $SF_n =$  1.20 [-]

— Coeficientes de reducción —

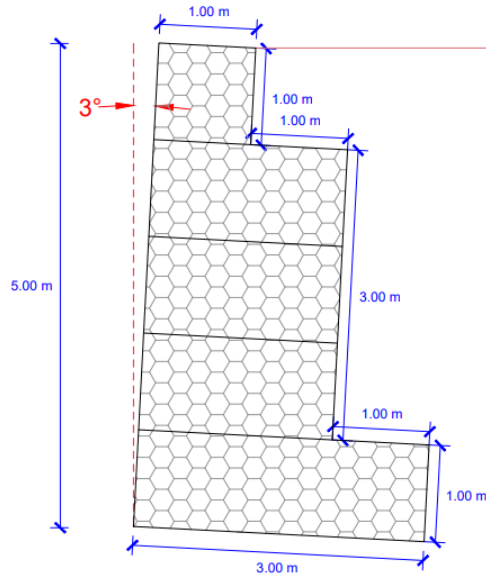
Para fricción entre bloques :  $\gamma_f =$  1.20 [-]

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de realizar la configuración de los parámetros de diseño, se realiza el predimensionamiento del muro de contención:



Figura 65: Dimensiones del Muro de Contención de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones determinadas se introducen al GEO 5

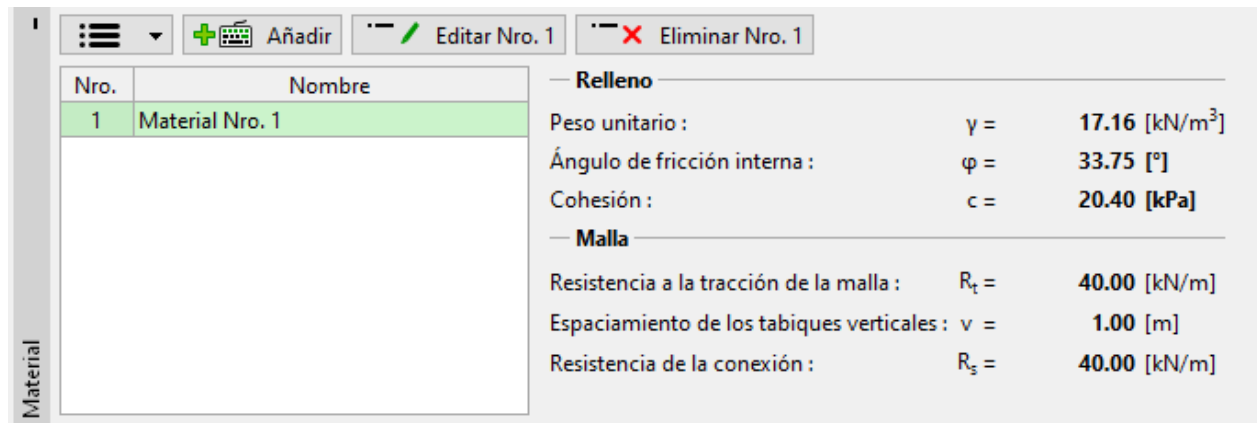
Figura 66: Introducción de dimensiones del muro en GEO 5

Nro.	Ancho b [m]	Altura h [m]	Corrimiento a [m]	Longitud	Longitud l [m]	Cap.port. R <sub>c</sub> [kN/m]	Material
5	1.00	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>			Material Nro. 1
4	2.00	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>			Material Nro. 1
3	2.00	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>			Material Nro. 1
2	2.00	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>			Material Nro. 1
1	3.00	1.00		<input type="checkbox"/>			Material Nro. 1

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Se coloca los materiales que se emplearan para el gavión:

Figura 67: Materiales para el gavión

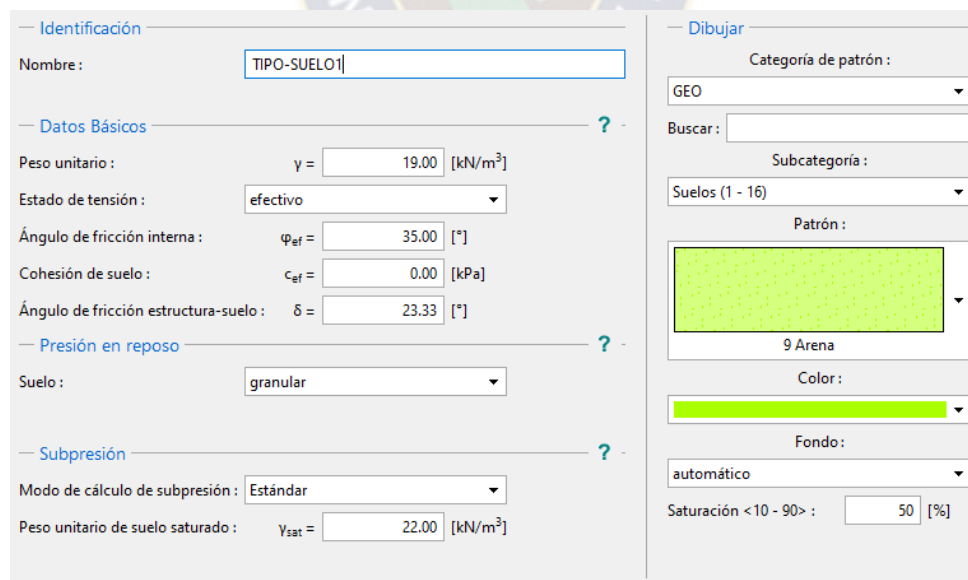


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Se define los espesores de los estratos, para el proyecto se tiene un suelo, por lo que solo se tendrá solo un estrato.

Se introducen los datos del suelo:

Figura 68: Parámetros del suelo



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de definir el suelo se asigna al muro de contención

Figura 69: Asignación del suelo para el muro de contención



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Para la cimentación se colocan los parámetros de ángulo de fricción entre el suelo y el cemento, y la cohesión del suelo.

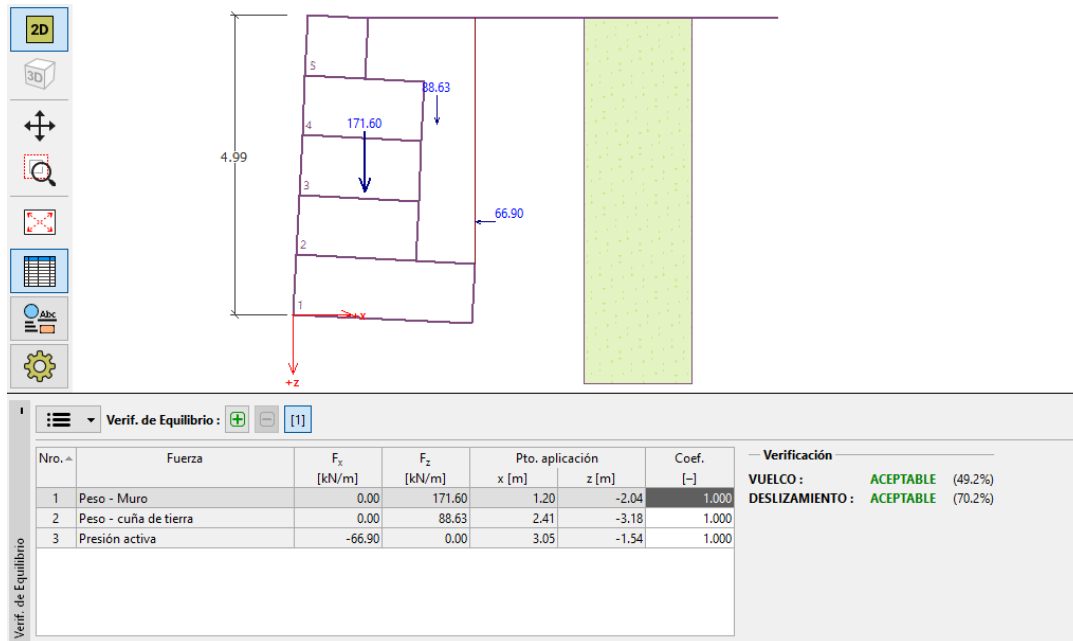
Figura 70: Datos para la cimentación

Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Después de introducir las dimensiones del muro y los parámetros del suelo, se realiza la verificación del muro.

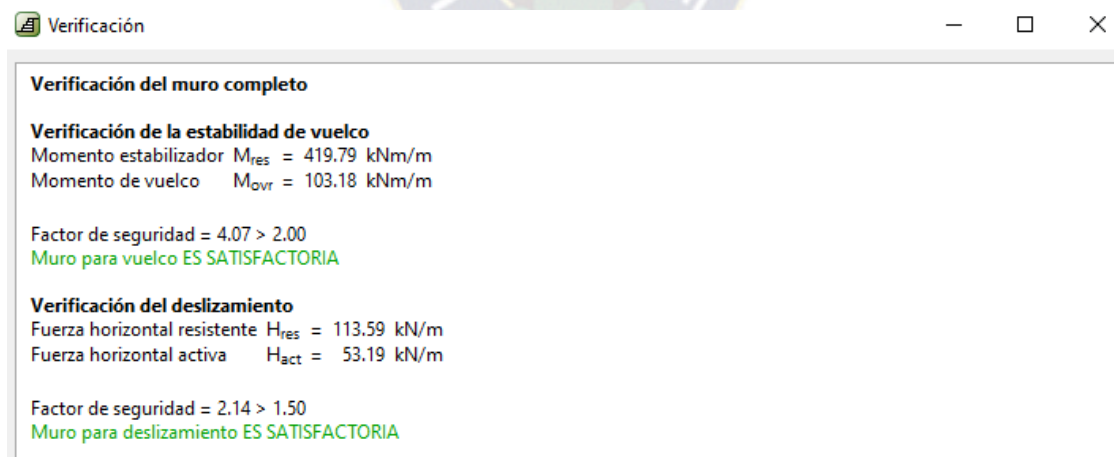
✓ Verificación por deslizamiento y volcamiento

Figura 71: Verificación del equilibrio del muro



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 72: Detalles de la verificación de equilibrio del muro

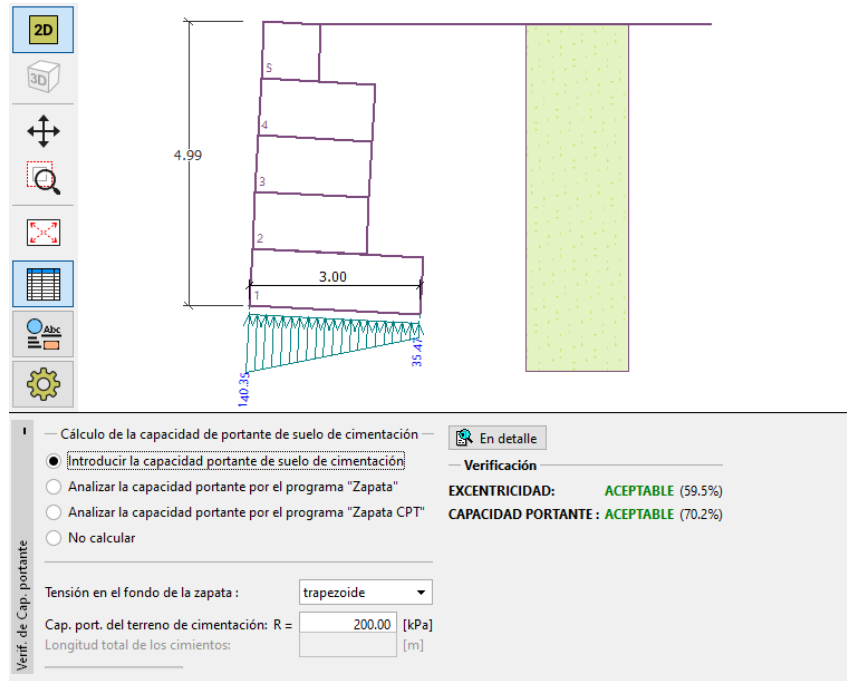


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

✓ Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación

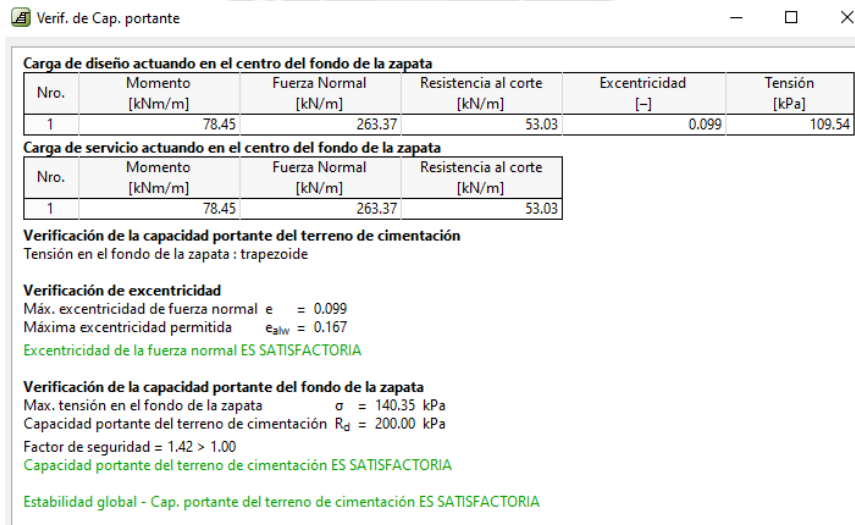
Para realizar la verificación en el programa se introduce la capacidad portante del suelo.

Figura 73: Verificación de la capacidad portante de suelo de cimentación



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 74: Detalles de la verificación por capacidad portante de suelo de cimentación

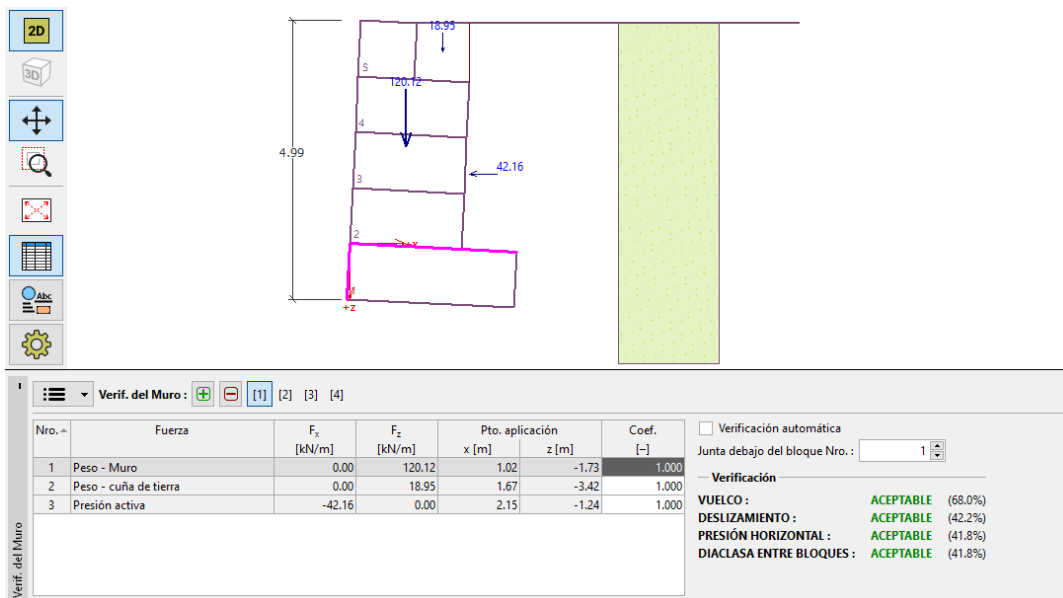


Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

✓ Verificación del muro

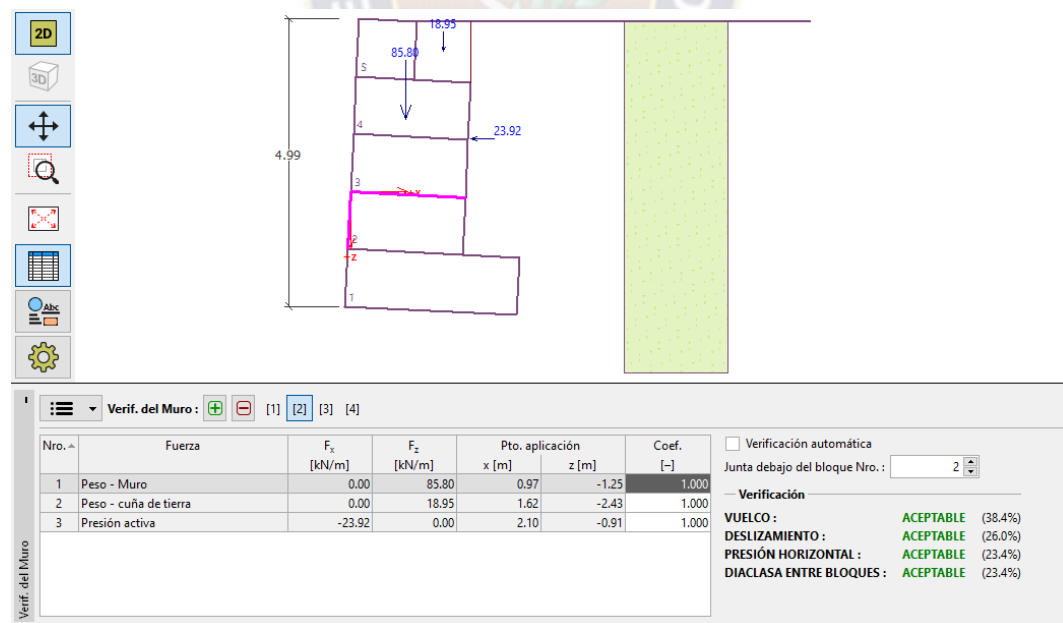
Se realiza la verificación para cada bloque del muro de gavion

Figura 75: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 1



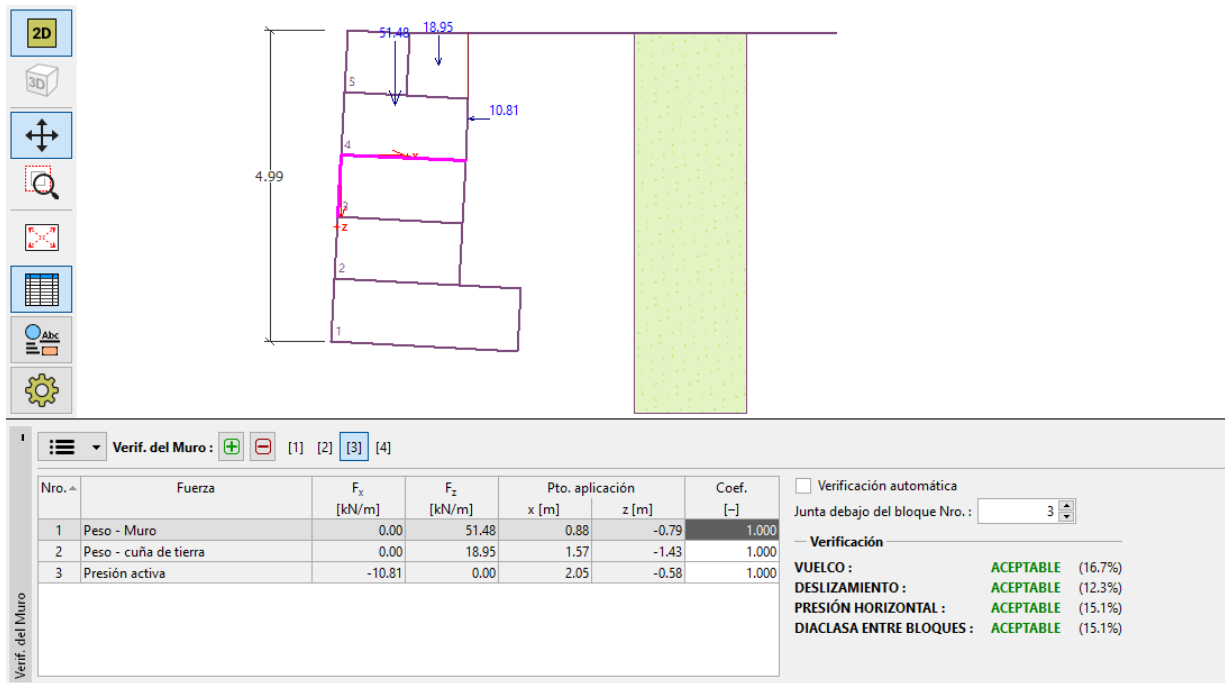
Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 76: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 2



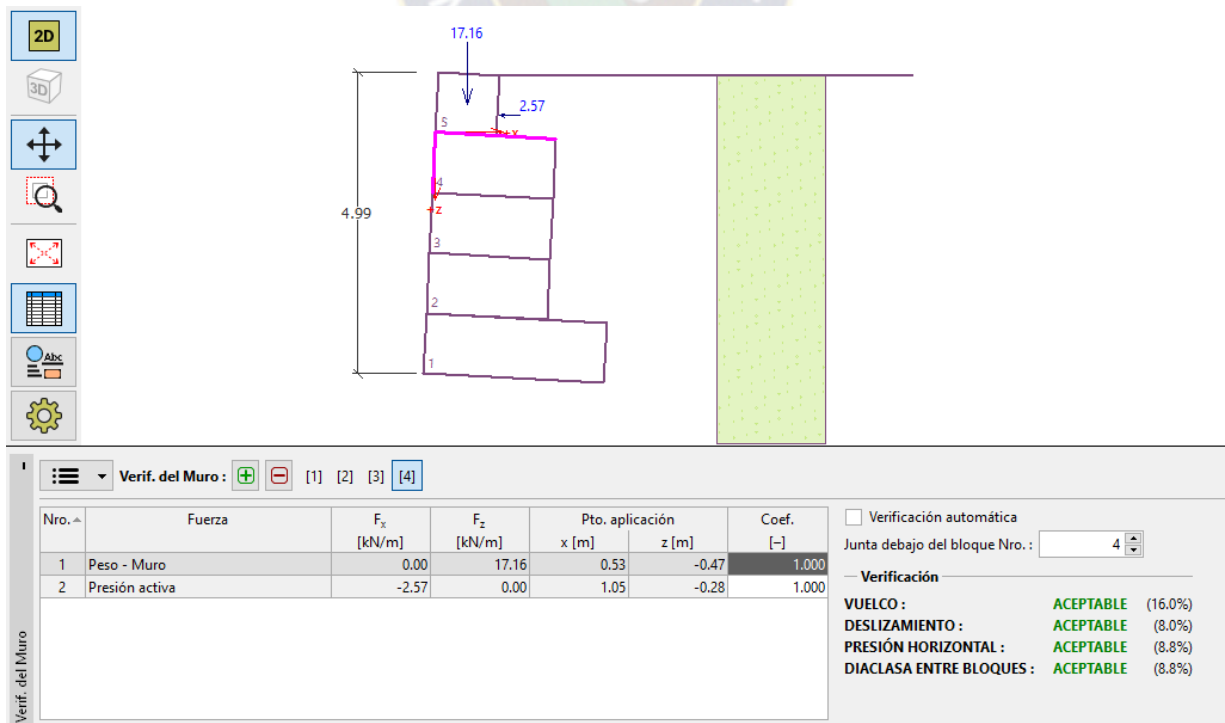
Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 77: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 3



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

Figura 78: Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 4



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

✓ Verificación por estabilidad global

Para verificar se va a considerar una segunda etapa, en el cual se considera una altura de suelo en la puntera del muro

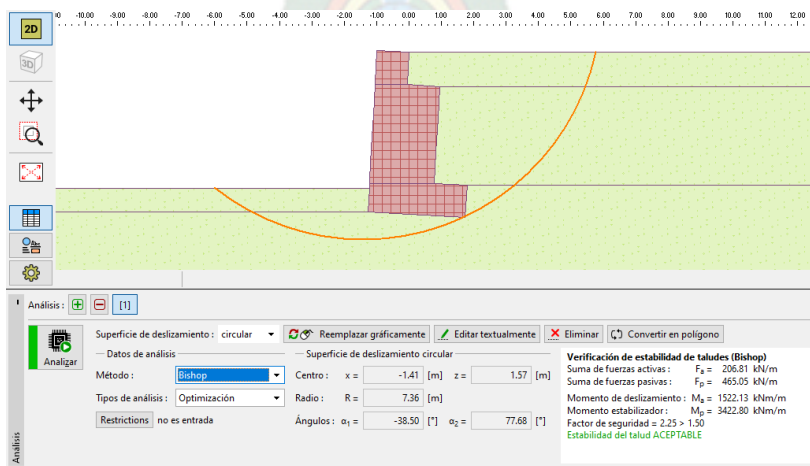
Figura 79: Altura de suelo en la puntera del muro



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.

En la nueva etapa ya considerando el suelo en la parte de la puntera se realiza la verificación por estabilidad global, en la cual se determina el círculo de falla.

Figura 80: Verificación por estabilidad global



Fuente: Elaboración propia, realizado en el software GEO5 2021 ES.



El programa presenta un informe detallado, el cual se lo colocara en la parte de anexos.

**En resumen, se presenta una tabla de las verificaciones que se realizaron a los gaviones variando la altura.**

*Tabla 5: Verificación de Gaviones – Teoría de Rankine*

VERIFICACION DEL MURO DE CONTENCIÓN (TEORIA DE RANKINE)				
ALTURA	Deslizamiento	Volcamiento	Cap. Portante Adm.	Estabilidad global
m	FS = 1.5	FS = 2	FS = 1	FS = 1.5
5	2.14	4.07	1.42	2.25
6	2.43	5.01	1.29	2.33
7	2.67	5.79	1.16	2.40
8	2.84	6.36	1.05	2.24
9	3.55	8.96	1.02	2.62
10	4.78	13.78	1.01	2.90

*Fuente: Elaboración propia*

*Tabla 6: Verificación de Gaviones – Teoría de Coulomb*

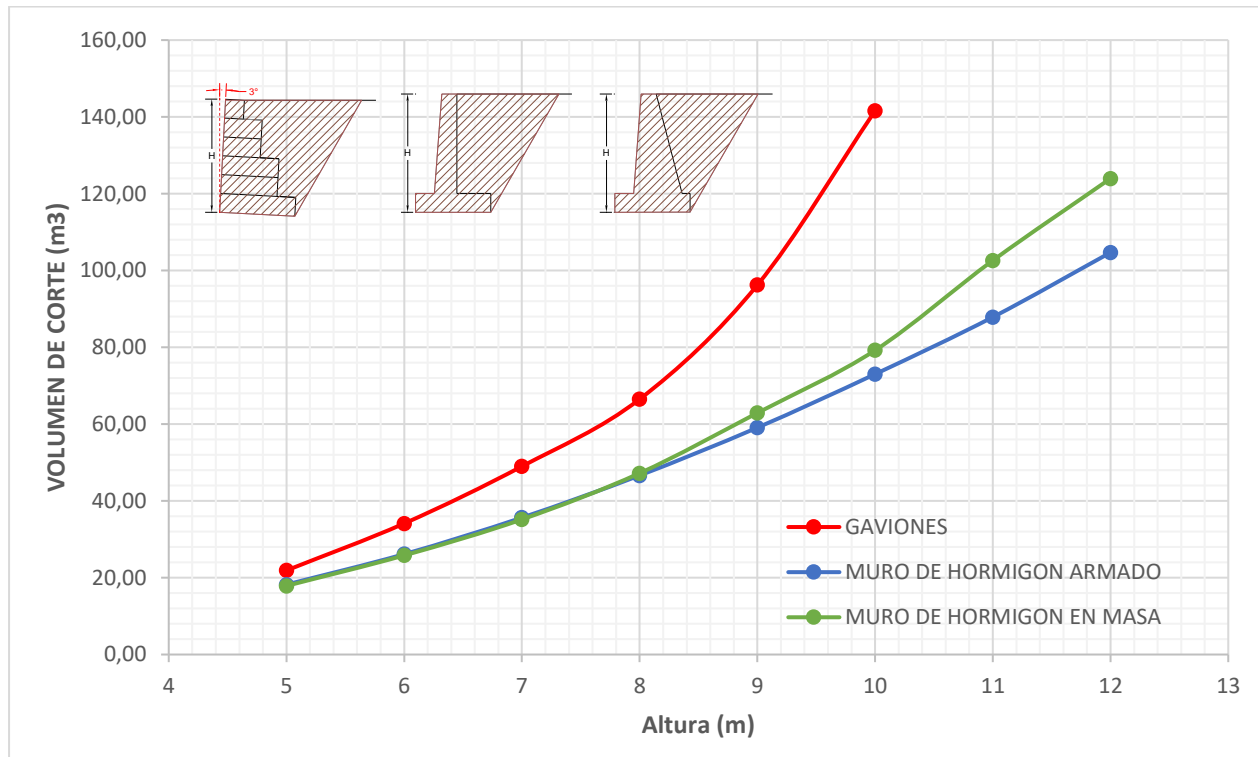
VERIFICACION DEL MURO DE CONTENCIÓN (TEORIA DE COULOMB)				
ALTURA	Deslizamiento	Volcamiento	Cap. Portante Adm.	Estabilidad global
m	FS = 1.5	FS = 2	FS = 1	FS = 1.5
5	2.66	4.84	1.56	2.25
6	2.82	5.46	1.36	2.33
7	2.95	6.00	1.19	2.40
8	3.10	6.55	1.07	2.24
9	3.85	9.14	1.04	2.62
10	5.17	13.96	1.02	2.90

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Se presenta la gráfica de la comparación de volumen de corte de suelo para diferentes alturas de muro.

Gráfico 1: Comparación de volúmenes de corte para diferentes alturas de muro

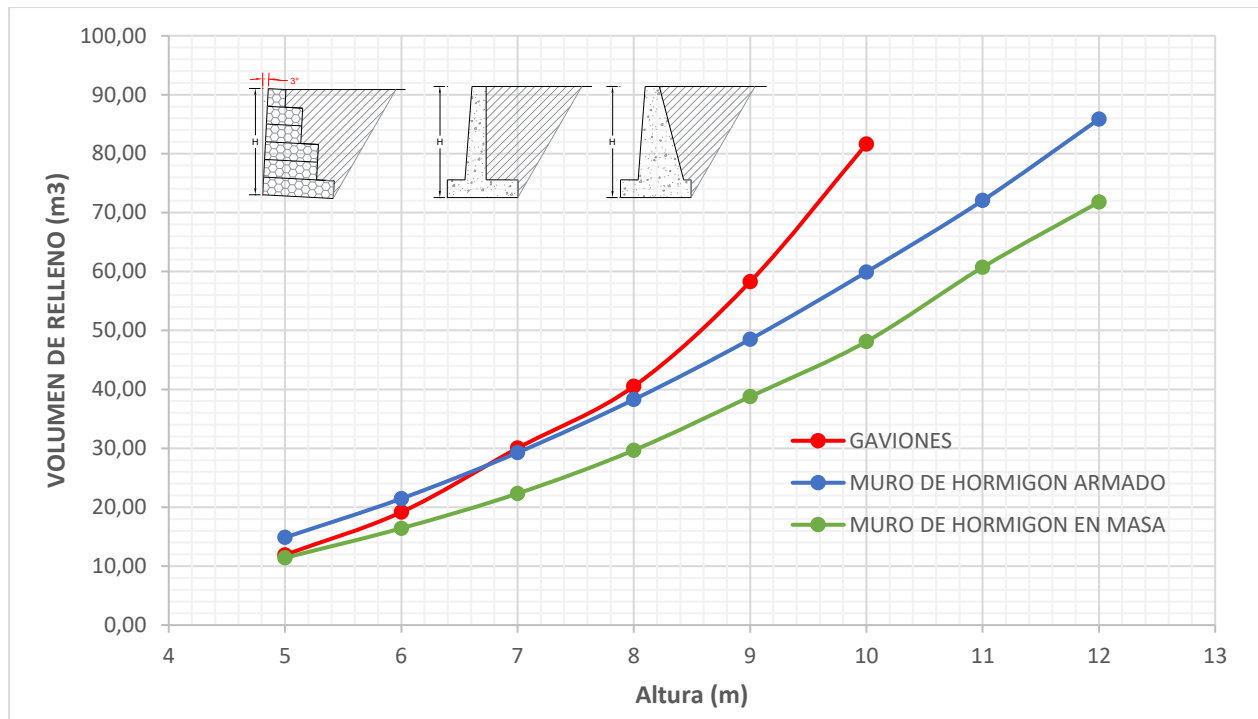


Fuente: Elaboración propia

En la gráfica se observa que para un gavión el volumen de corte es mayor, esto es debido a que el muro de gavión requiere mayor base a comparación de los muros de hormigón armado y el muro de hormigón en masa

Se presenta la gráfica de la comparación de volumen de relleno para diferentes alturas de muro.

Gráfico 2: Comparación de volúmenes de corte para diferentes alturas de muro



Fuente: Elaboración propia

En la gráfica se observa que el gavión para una altura mayor a 7m va a requerir mayor cantidad de relleno, esto es debido a que la base del gavión es mucho mayor a comparando con el muro de hormigón armado y el muro de hormigón en masa.

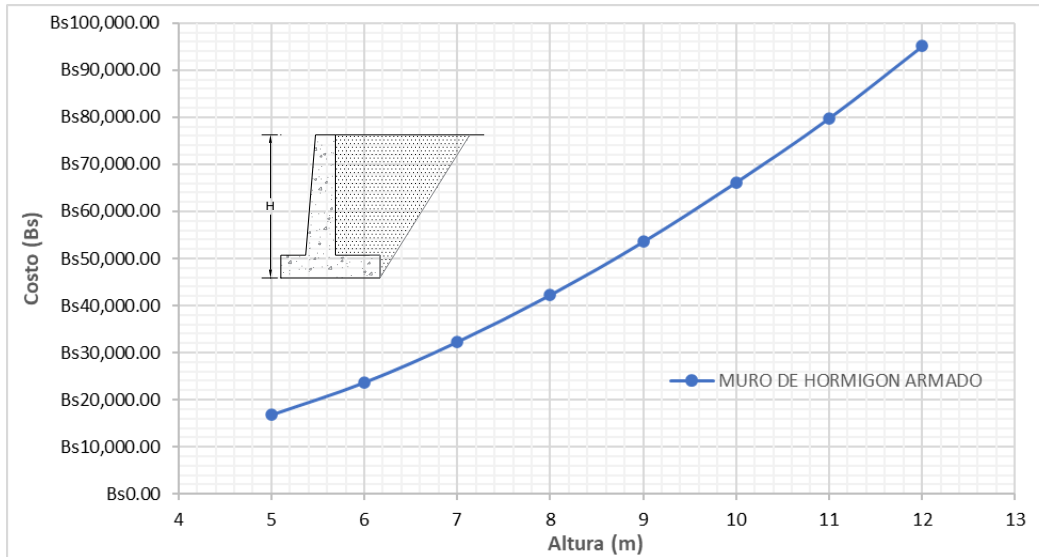
**Se presenta las gráficas de comparación de costos con respecto a la altura para los tres muros de contención analizados**

Para determinar el costo de la construcción del muro de contención se tomaron en cuenta tres ítems:

- ✓ Excavación con retroexcavadora
- ✓ Muro de hormigón Armado, Muro de Hormigón en Masa, Muro de contención con Gaviones
- ✓ Relleno y compactado con material seleccionado

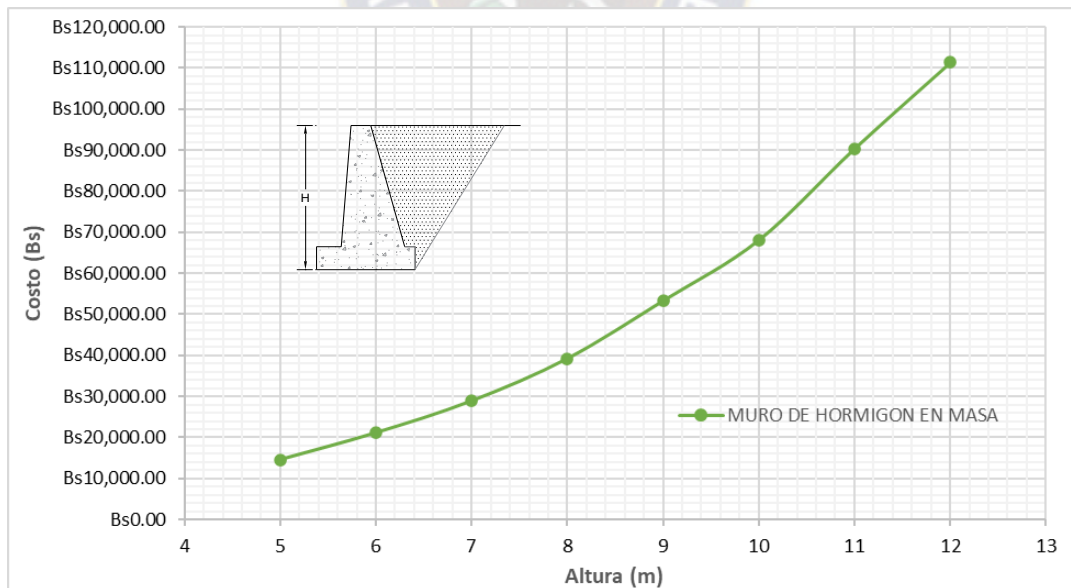
Los precios unitarios de cada Ítems se presentan en la parte de Anexos.

Gráfico 3: Comparación de costos con respecto a la altura para muros de Hormigón Armado



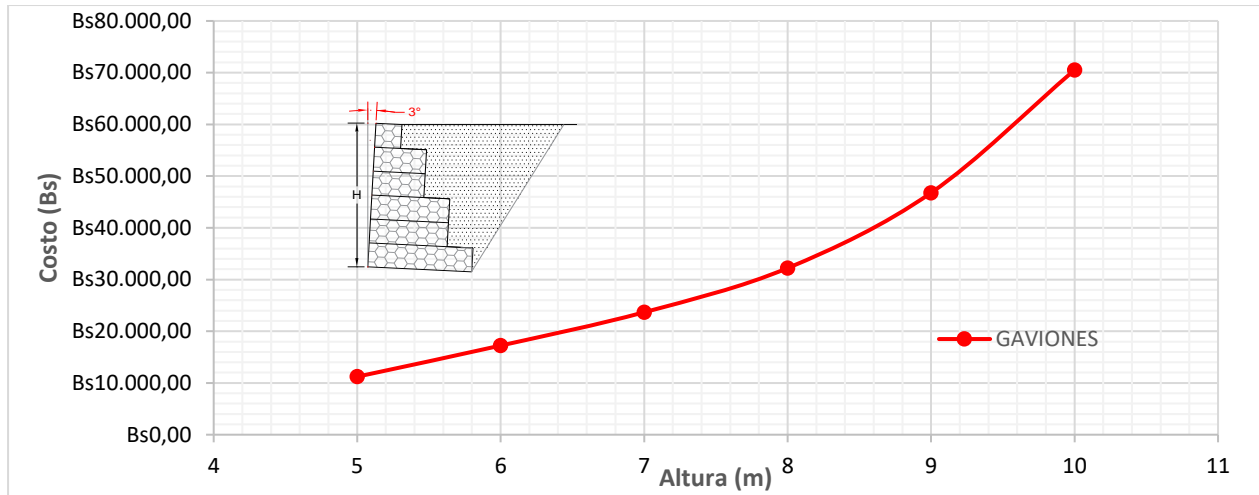
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4: Comparación de costos con respecto a la altura para muros de Hormigón en Masa



Fuente: Elaboración propia

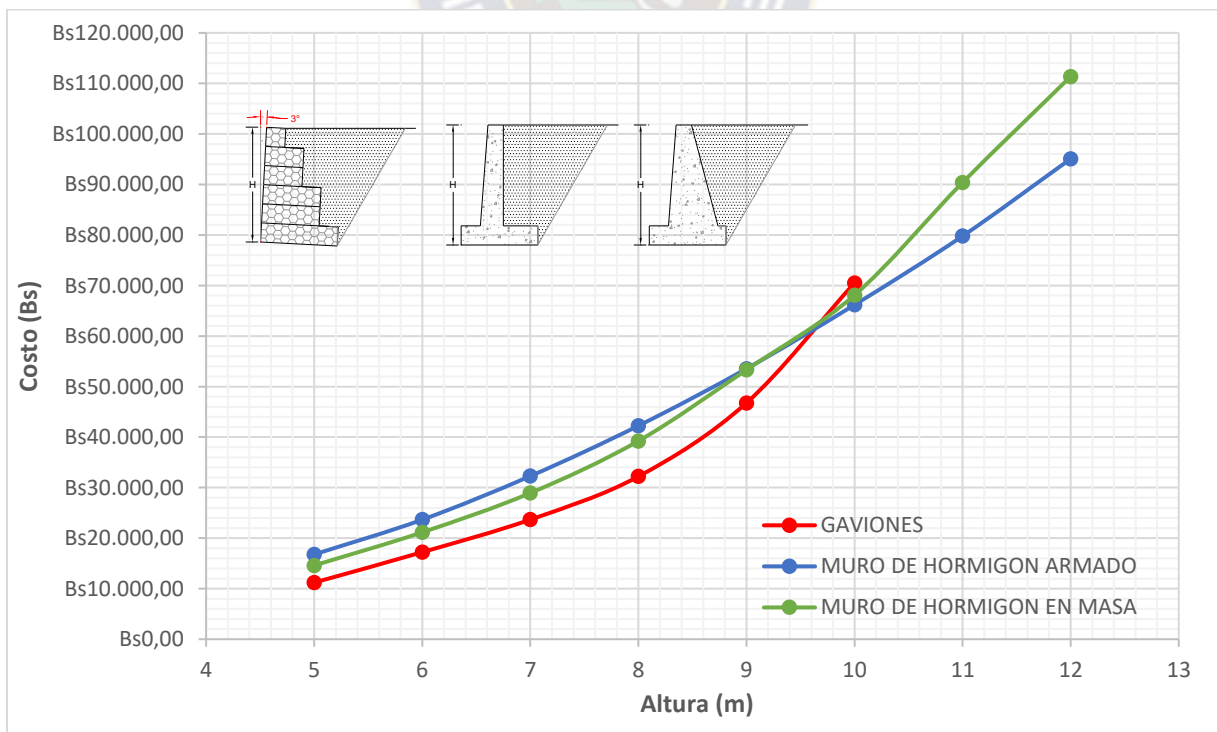
Gráfico 5: Comparación de costos con respecto a la altura para Gaviones



Fuente: Elaboración propia

Para comparar y se presenta la gráfica de los tres muros, en la cual se puede observar cuál de los muros es el más conveniente utilizar con respecto a la altura.

Gráfico 6: Comparación de costos con respecto a la altura para los tres muros analizados



Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se mostrará el resultado de la iteración propuesta para el tipo de suelo cambiando los siguientes parámetros:

*Tabla 7: Parámetros de carga y suelo*

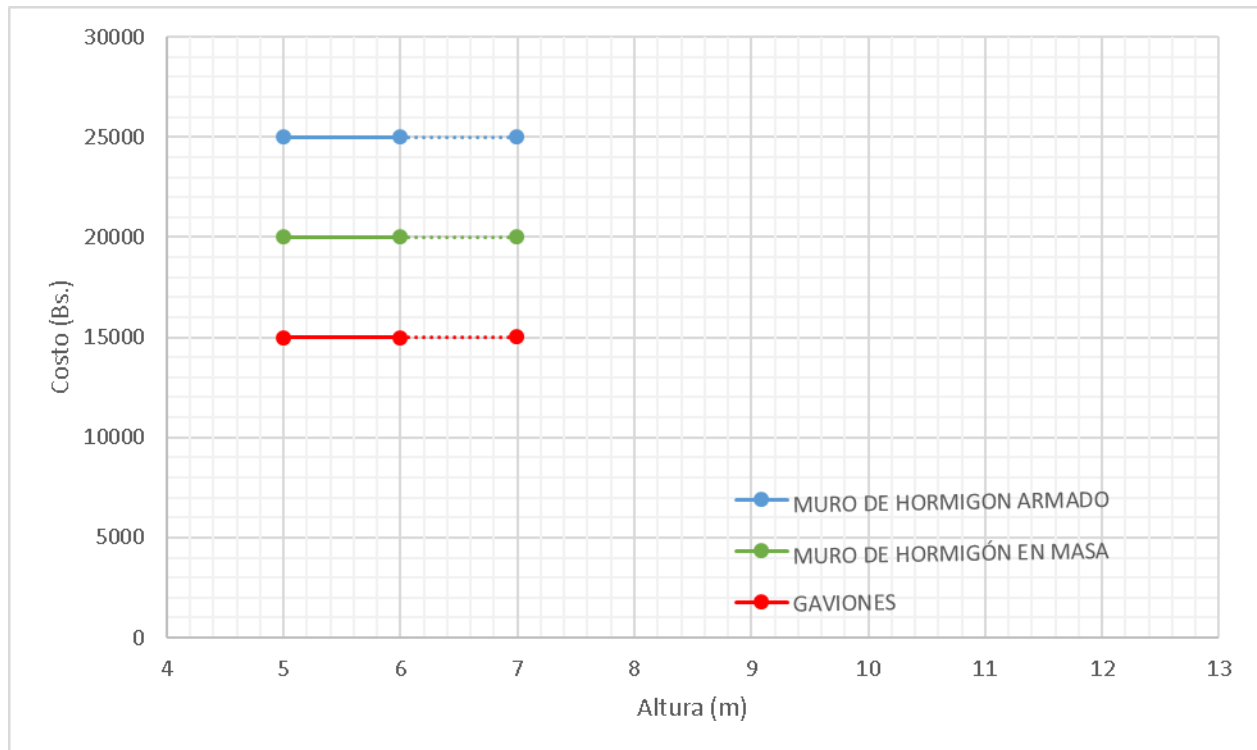
ITERACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA CARGA Y DEL SUELO			
#	q (kN/m <sup>2</sup> ) CARGA SOBRE EL TALUD	$\alpha$ (°) INCLINACIÓN DEL TALUD	$\phi$ (°) ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA
1	0	0	35
2	0	0	30
3	0	0	25
4	0	0	20
5	0	15	35
6	0	15	30
7	0	15	25
8	0	15	20
9	0	30	35
10	0	30	30
11	0	30	25
12	0	30	20
13	10	0	35
14	10	0	30
15	10	0	25
16	10	0	20
17	10	15	35
18	10	15	30
19	10	15	25
20	10	15	20
21	10	30	35
22	10	30	30
23	10	30	25
24	10	30	20

*Fuente: Elaboración propia*

Se realizó el diseño de los muros de contención de Hormigón Armado, Hormigón en Masa y de Gaviones de todos los modelos tipos de suelos, de la misma manera que se diseñaron a detalle los

muros presentados anteriormente. Los gráficos presentados a continuación presentan un análisis de costo respecto a la altura que alcanzará el muro de contención con la siguiente consideración:

*Gráfico 7: Interpretación de resultados*



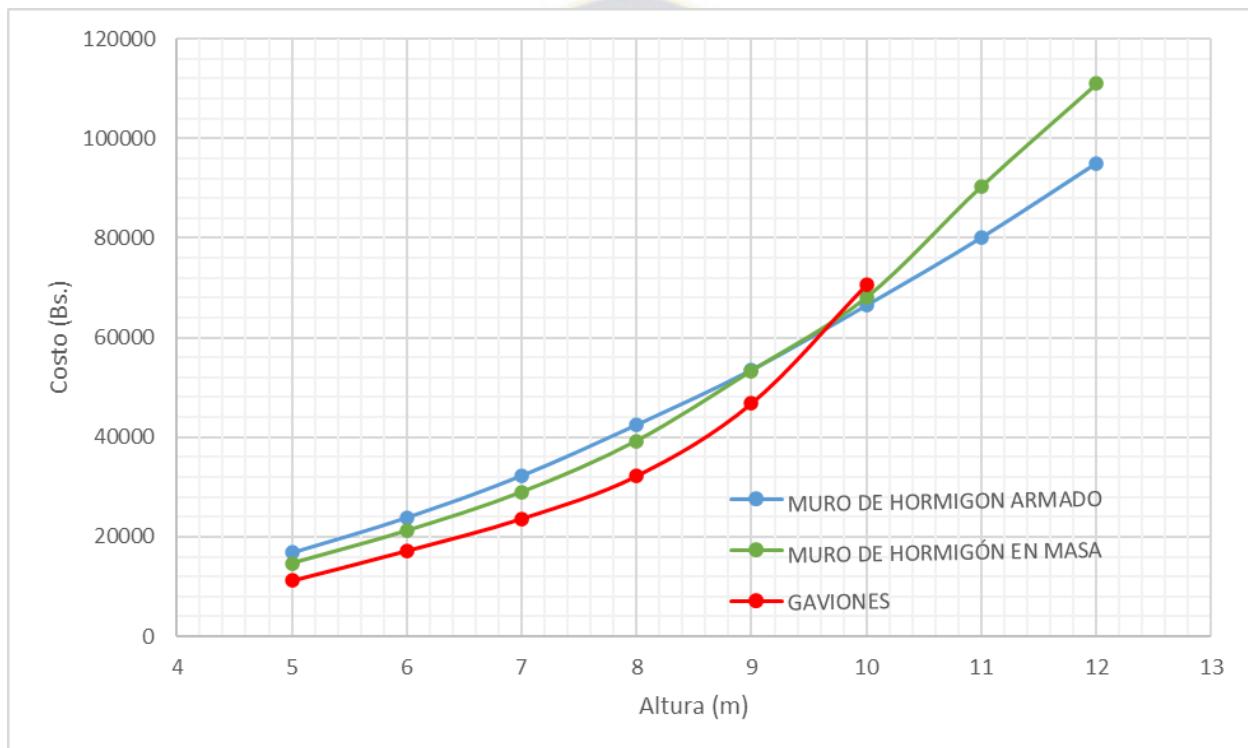
*Fuente: Elaboración propia*

Para la presentación de resultados se realizó la siguiente consideración, se graficará la altura a la que llegará el muro de contención y el costo que necesita para construir un metro lineal de profundidad. Se graficará con una línea continua para cualquier muro de contención que cumpla con 3 verificaciones de seguridad: verificación al volcamiento con un factor de seguridad de 2, verificación al deslizamiento con un factor de seguridad de 1.5 y verificación a la capacidad portante con un valor de 200 kPa. Y se graficará con una línea segmentada a aquellos muros que solo satisfagan las verificaciones al volcamiento y al deslizamiento, pero no así a la capacidad portante, excediendo hasta un máximo del 10 % de su capacidad total. Se lo consideró debido a

que la capacidad portante puede ser mejorada con una mezcla suelo cemento o suelo cal y se podría considerar construir un muro de esa dimensión, pero la mezcla requiere otro presupuesto por lo que la gráfica no representa el presupuesto final por metro lineal.

Los resultados para cada caso son:

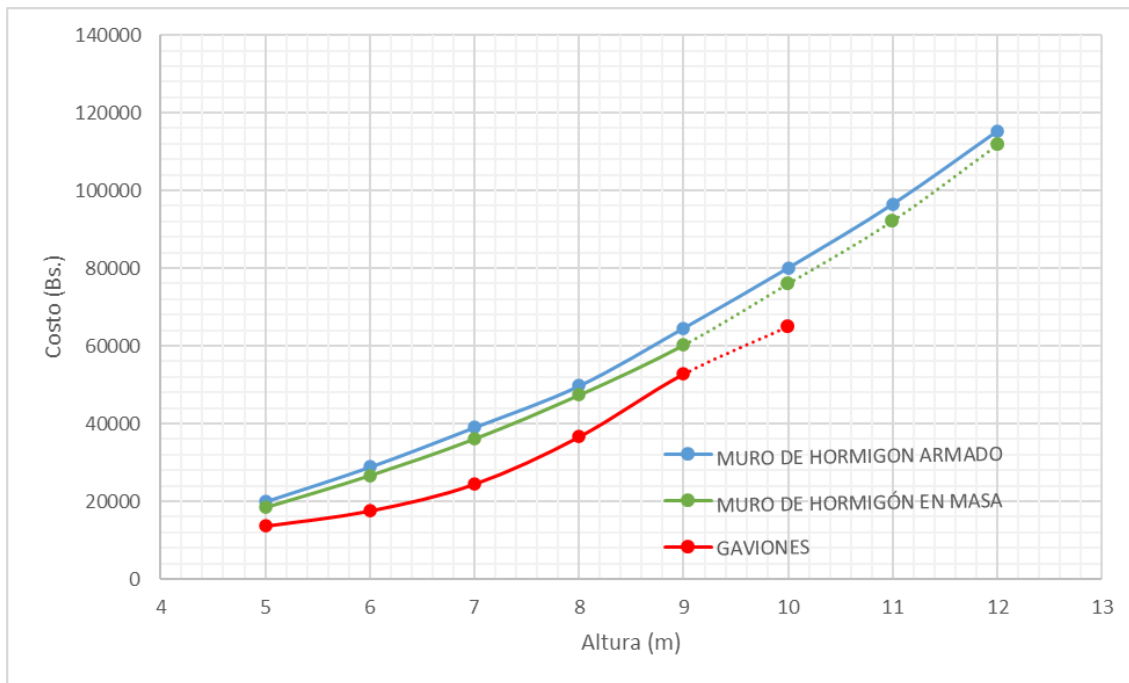
Gráfico 8: Caso 1,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



Fuente: Elaboración propia

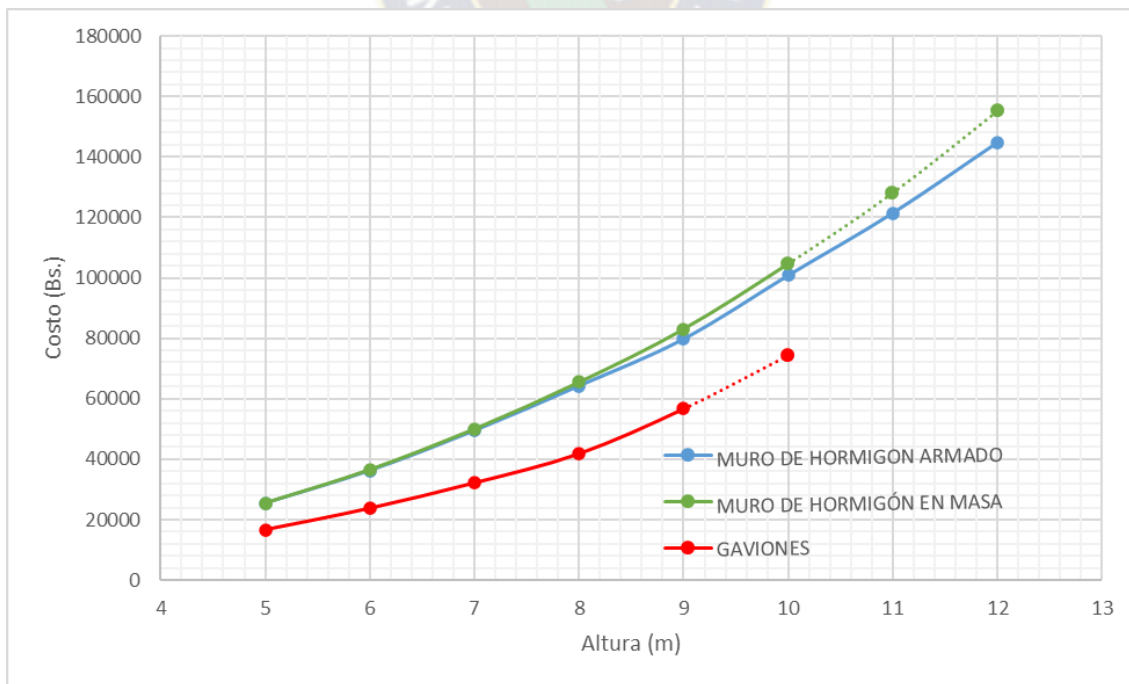


Gráfico 9: Caso 2,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



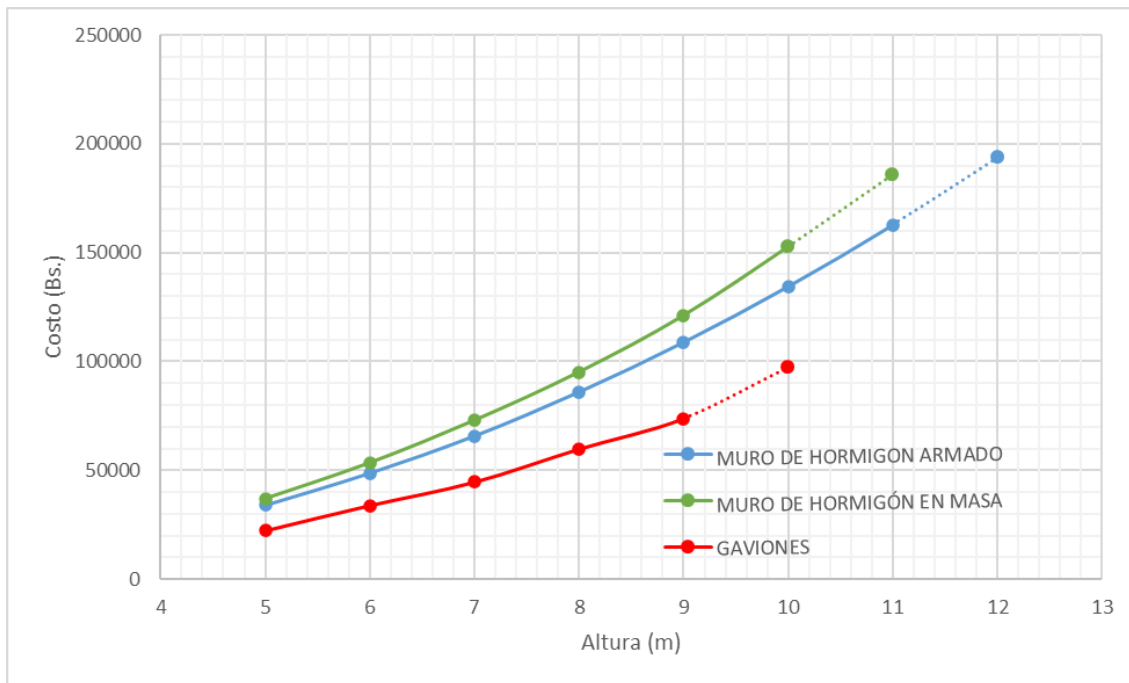
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 10: Caso 3,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 25^\circ$



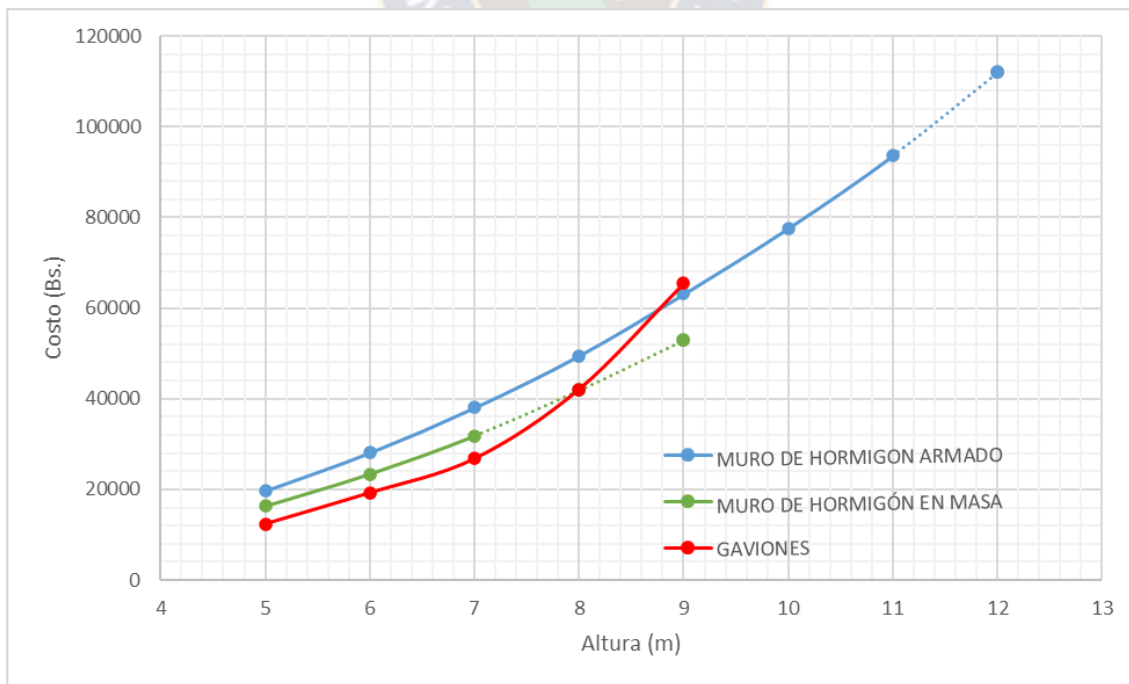
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 11: Caso 4,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



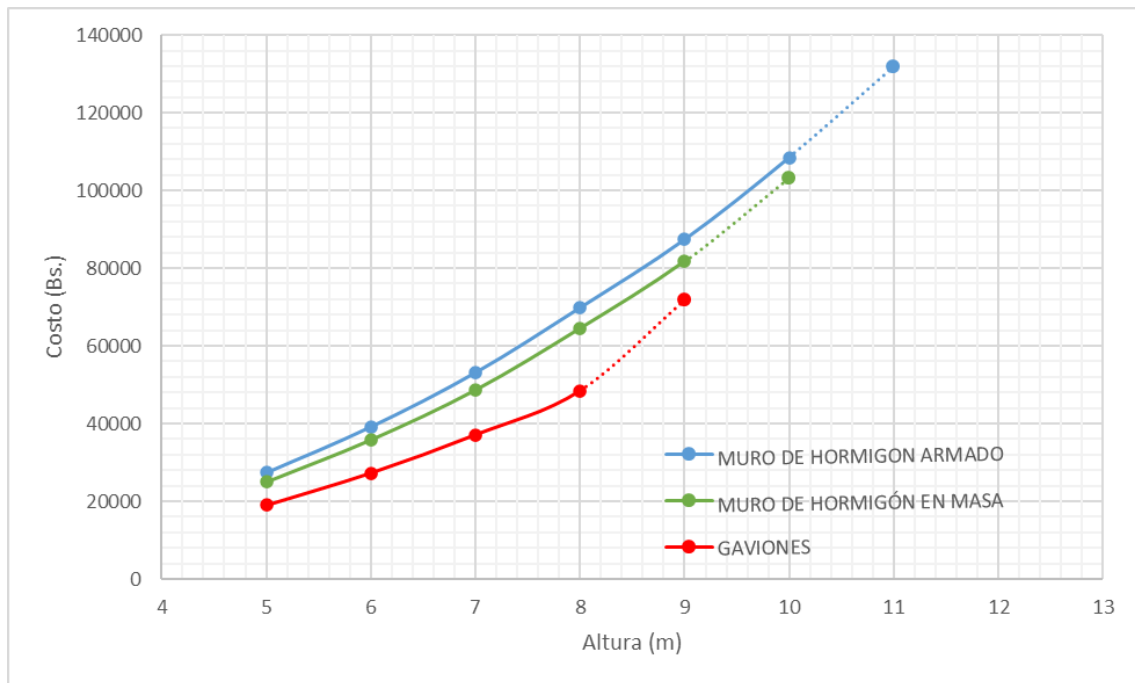
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 12: Caso 5,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



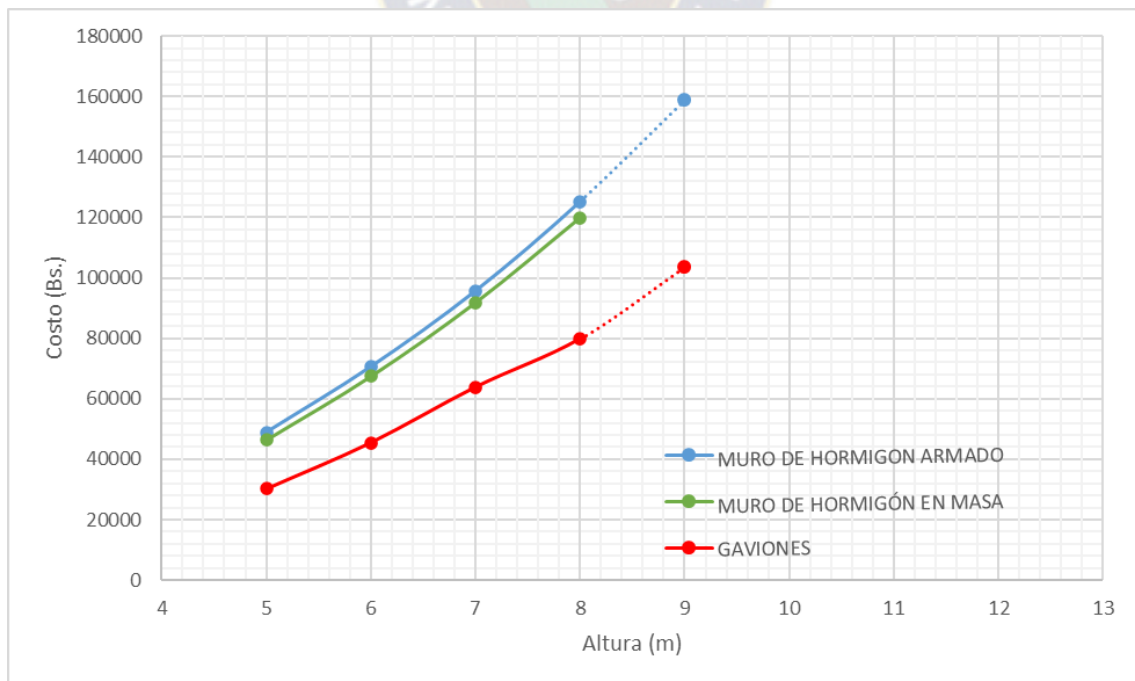
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 13: Caso 6,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



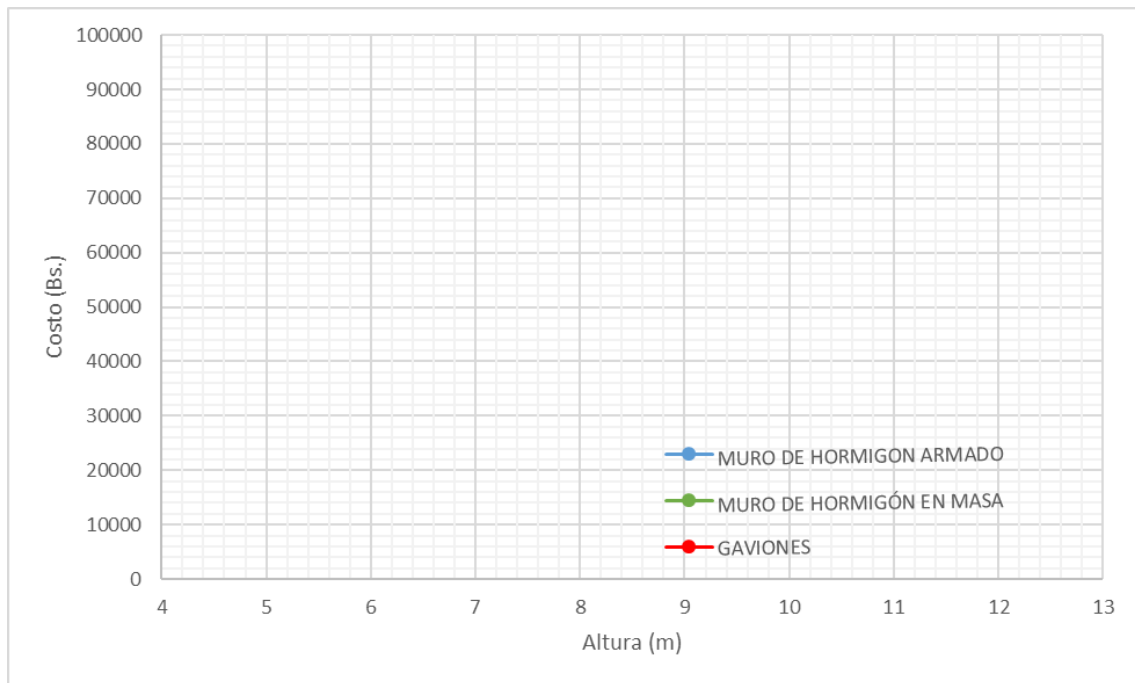
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 14: Caso 7,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 25^\circ$



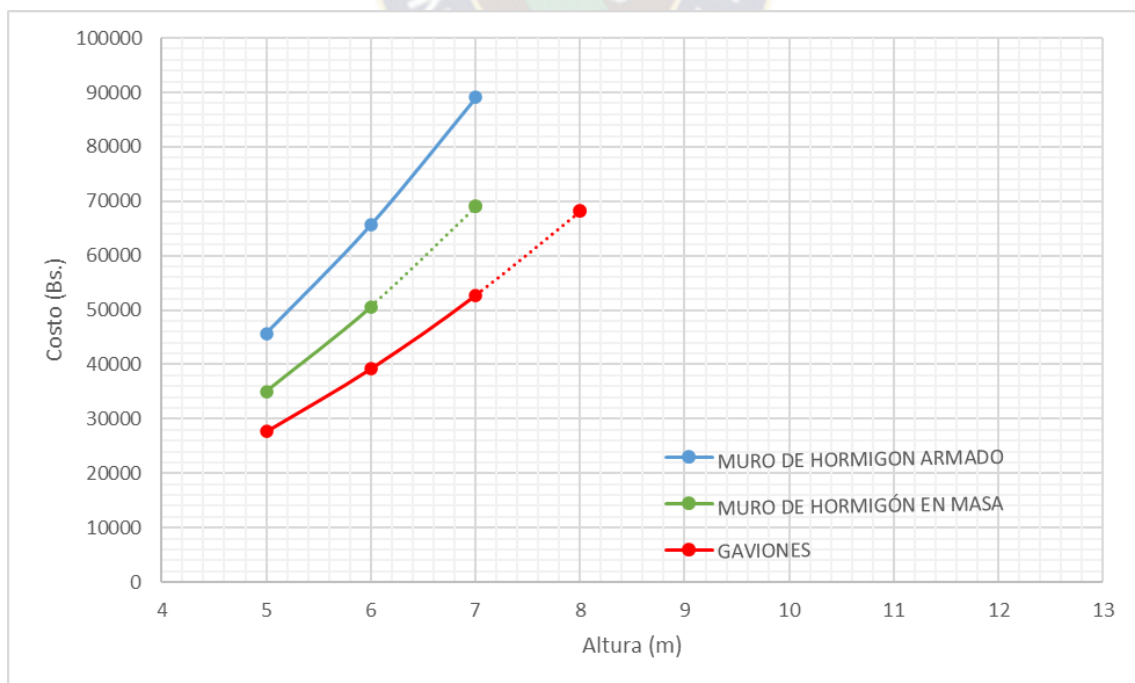
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 15: Caso 8,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



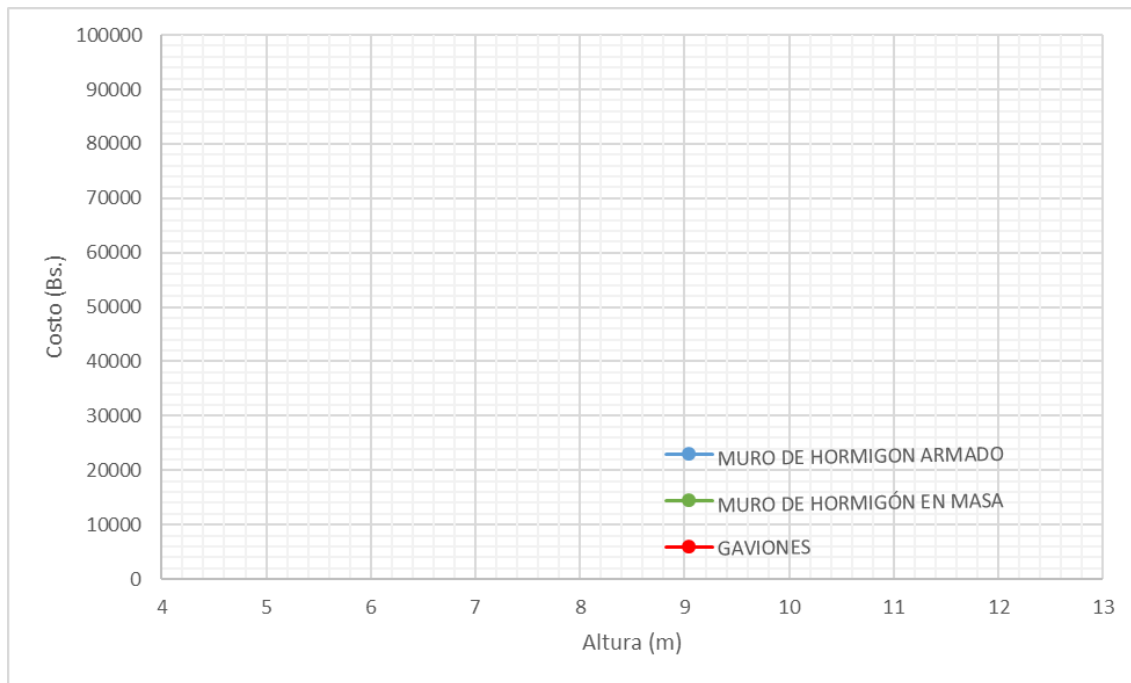
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 16: Caso 9,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



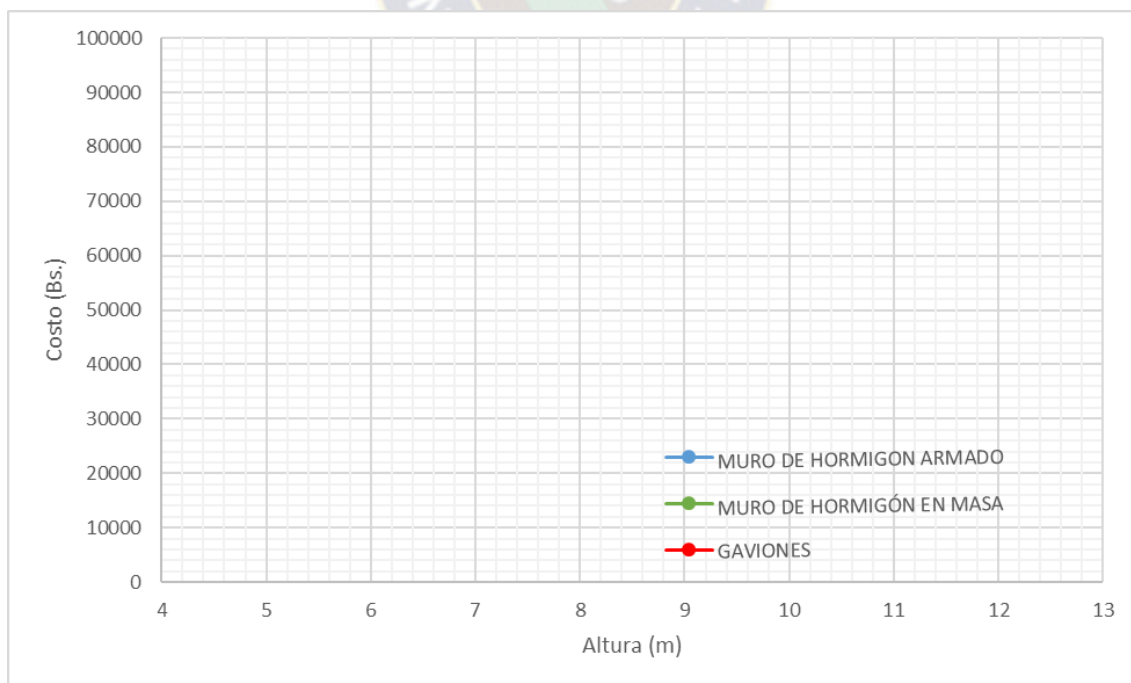
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 17: Caso 10,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



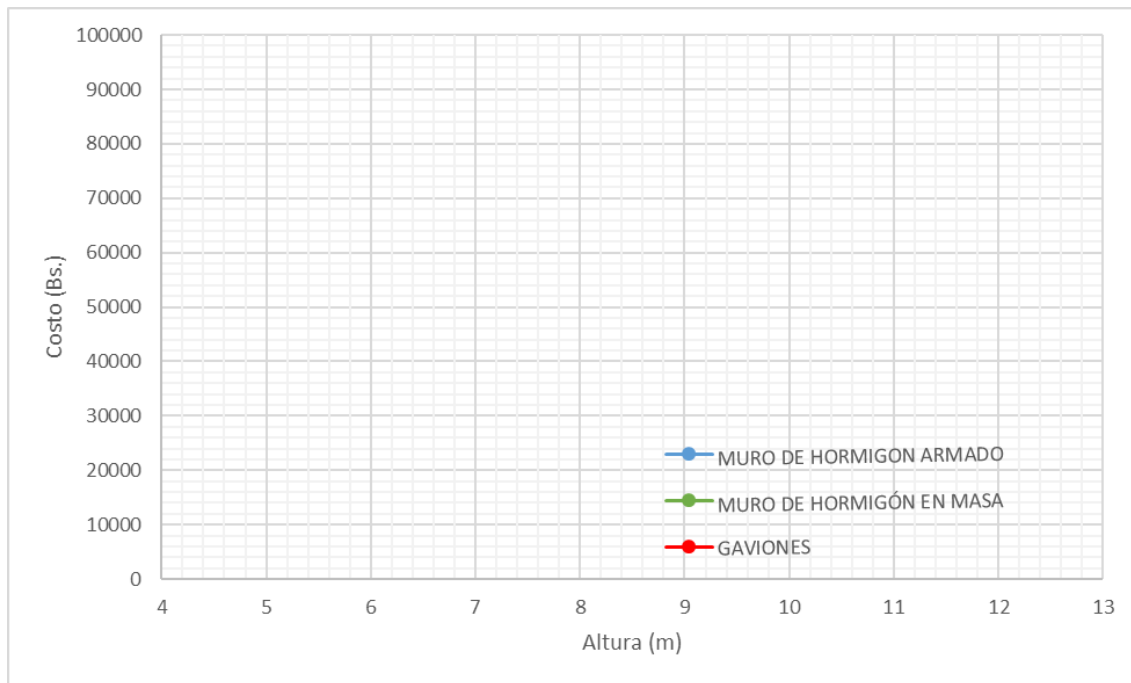
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 18: Caso 11,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 25^\circ$



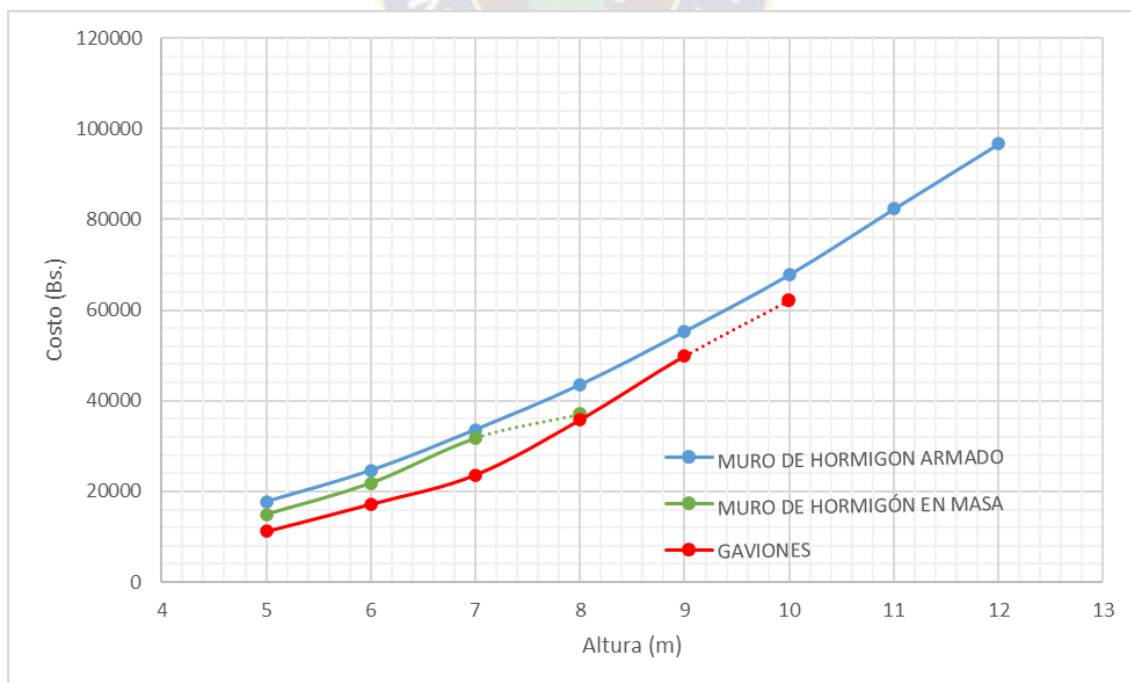
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 19: Caso 12,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



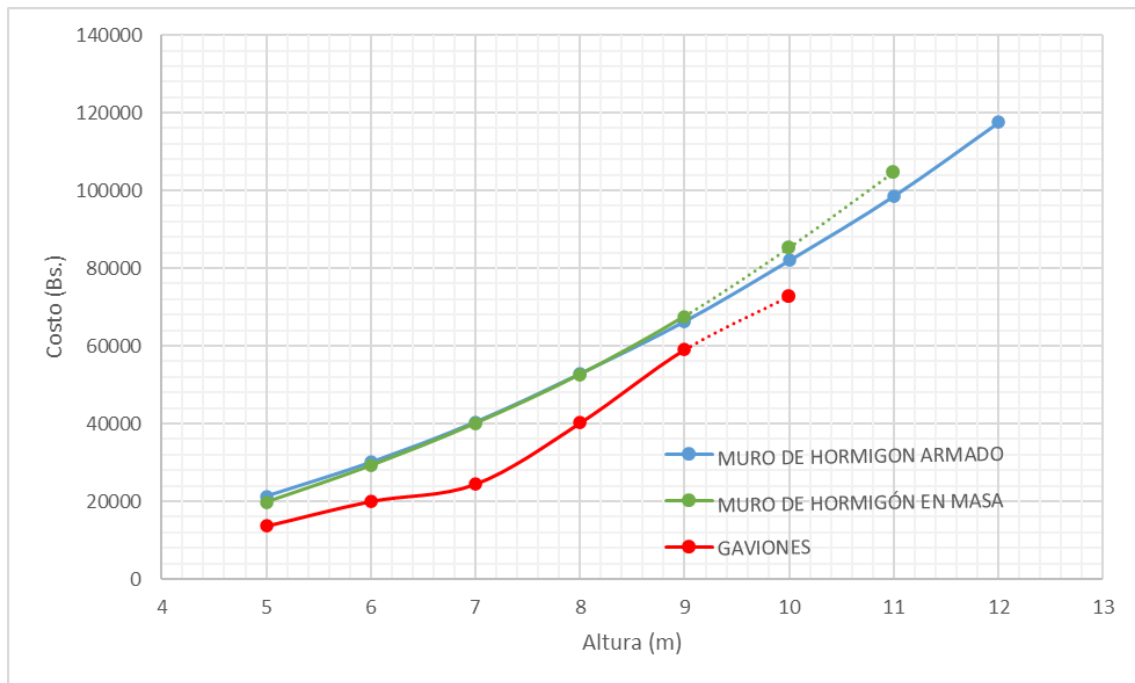
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 20: Caso 13,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



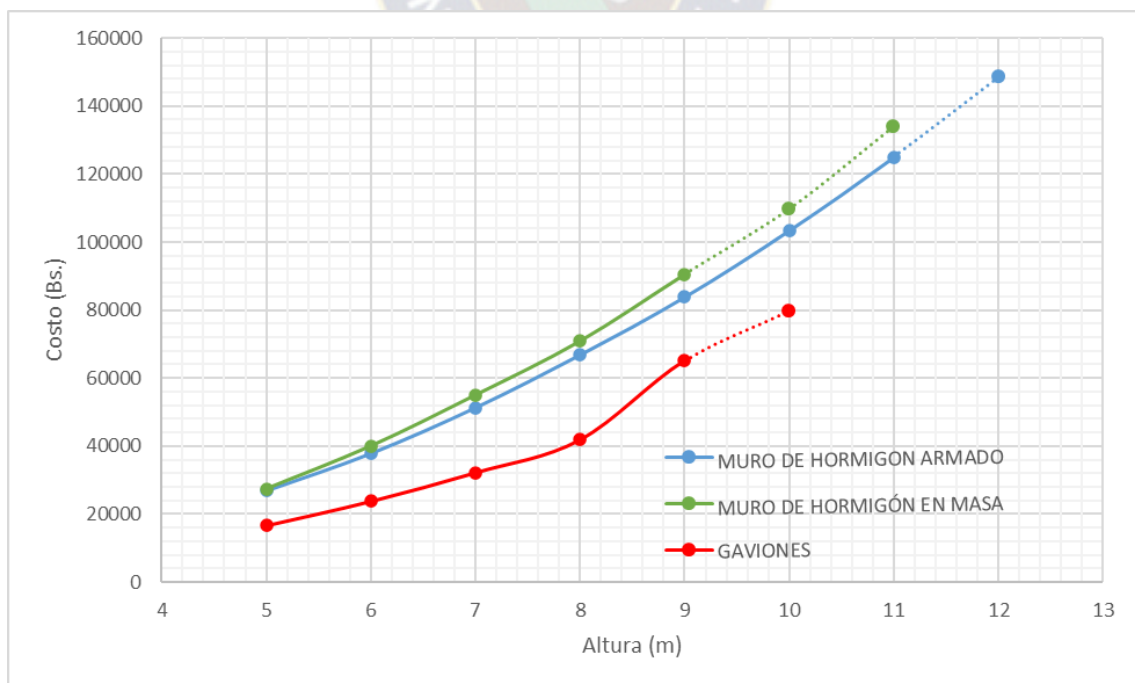
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 21: Caso 14,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



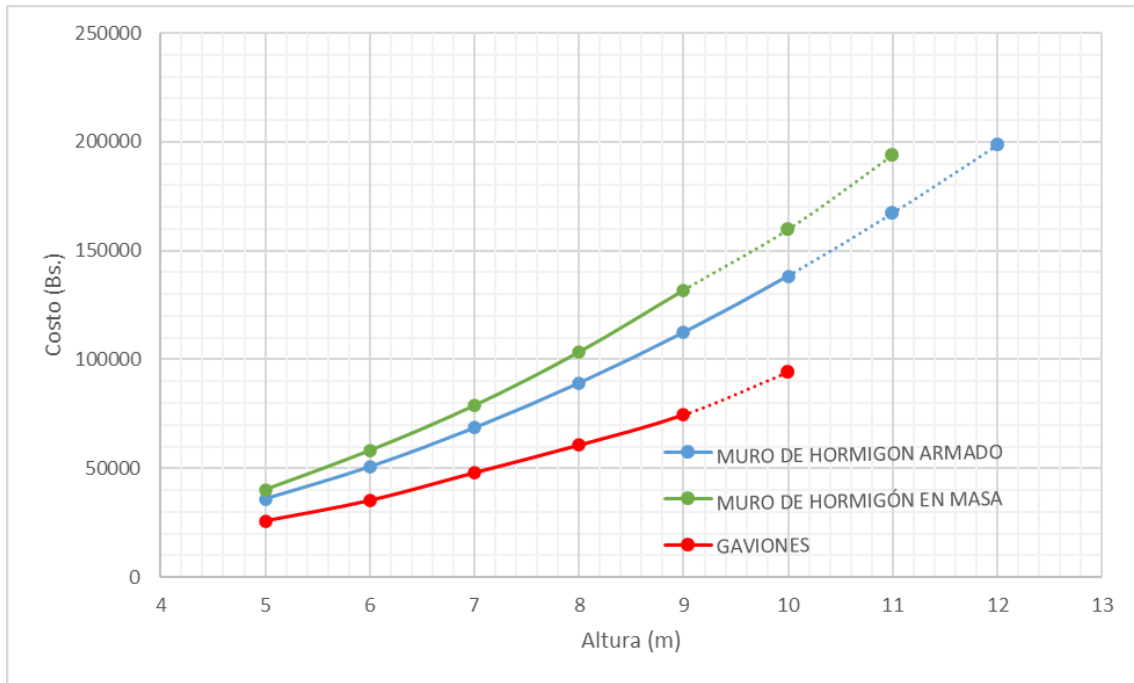
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 22: Caso 15,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 25^\circ$



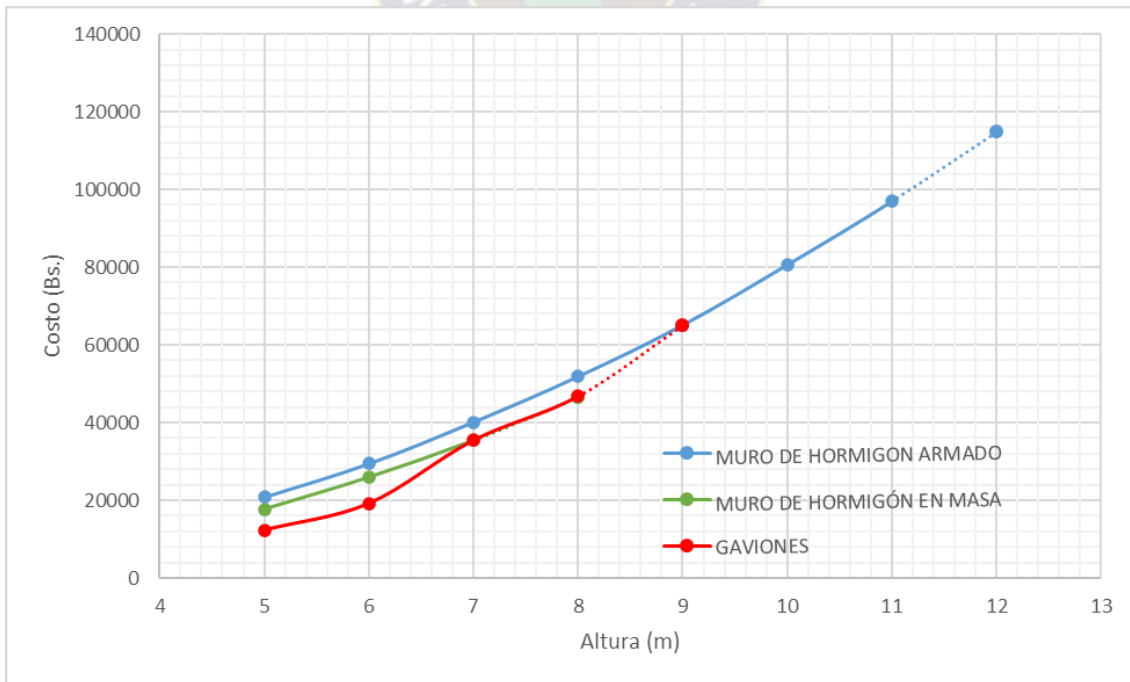
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 23: Caso 16,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



Fuente: Elaboración propia

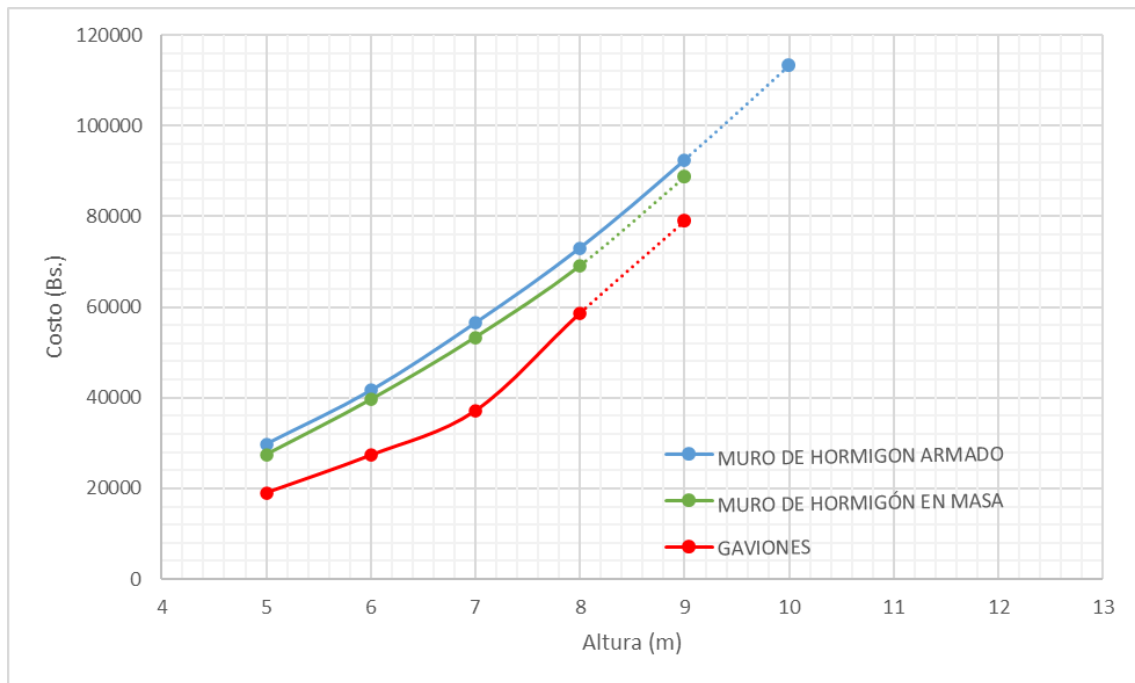
Gráfico 24: Caso 17,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



Fuente: Elaboración propia

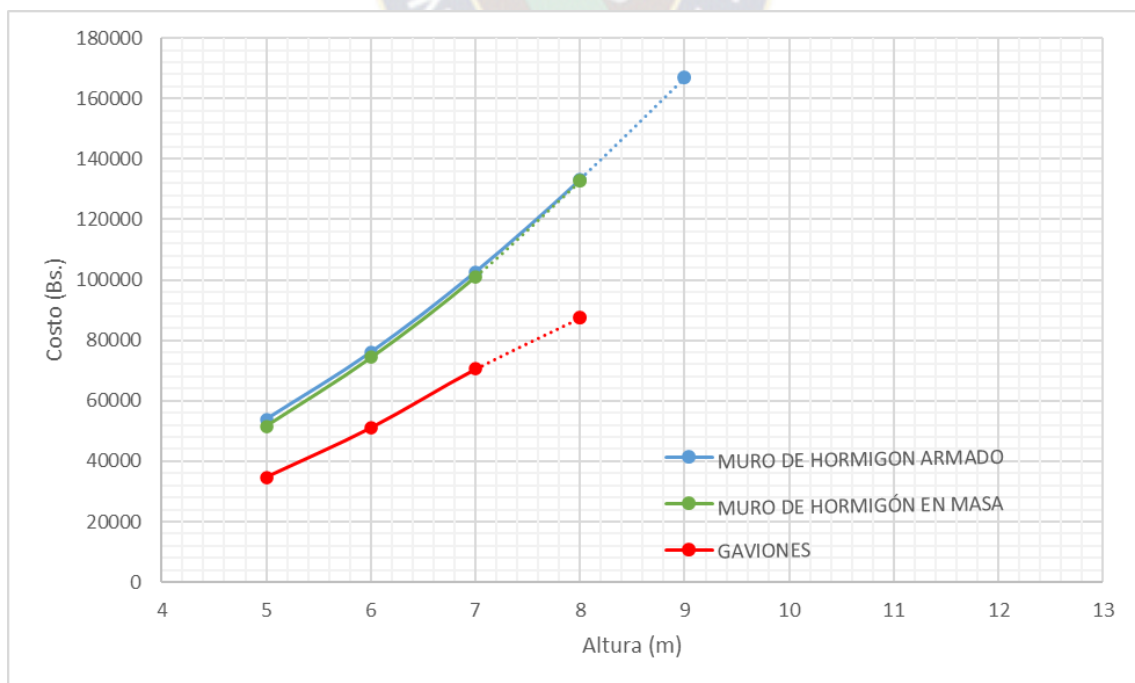


Gráfico 25: Caso 18,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



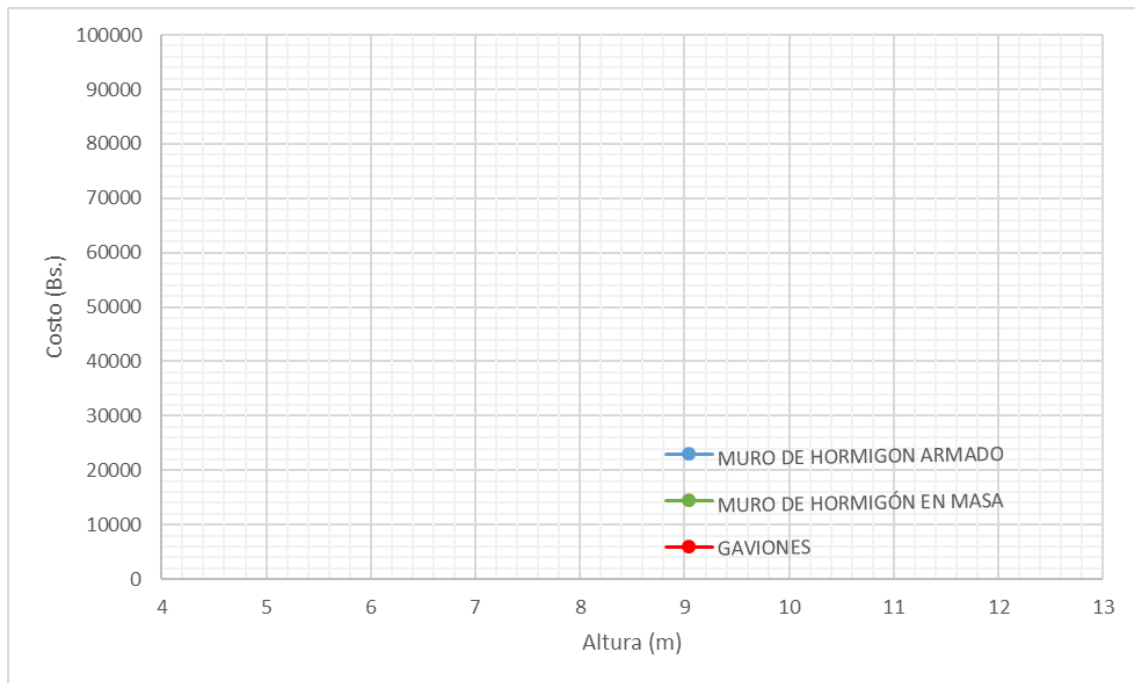
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 26: Caso 19,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 25^\circ$



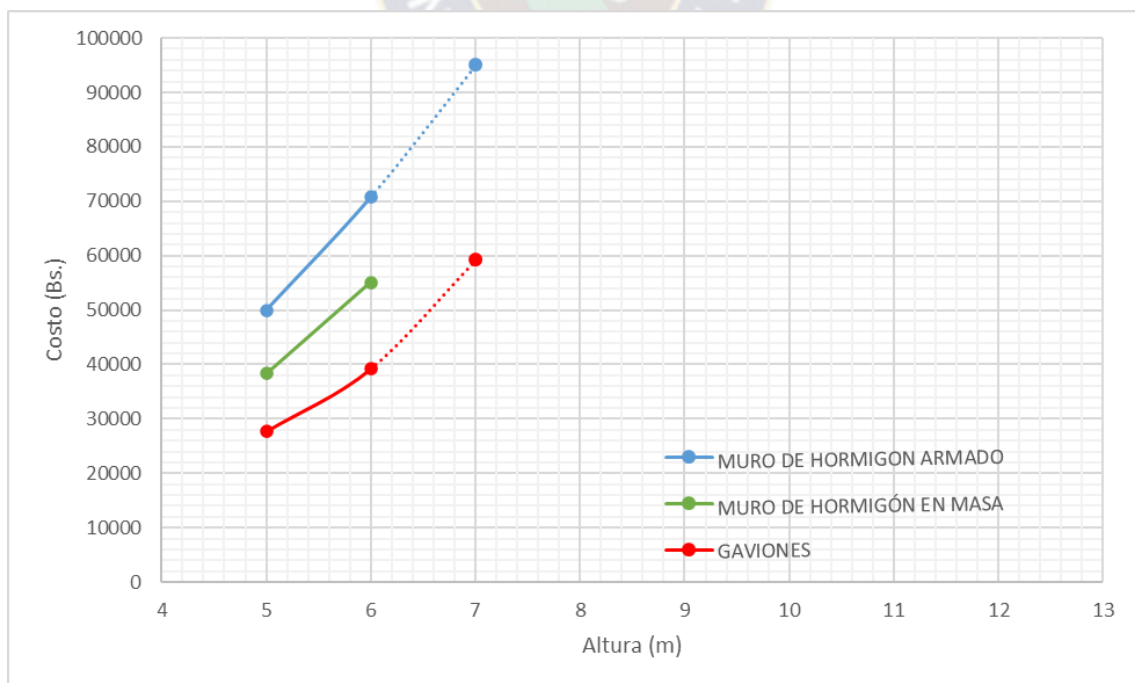
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 27: Caso 20,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



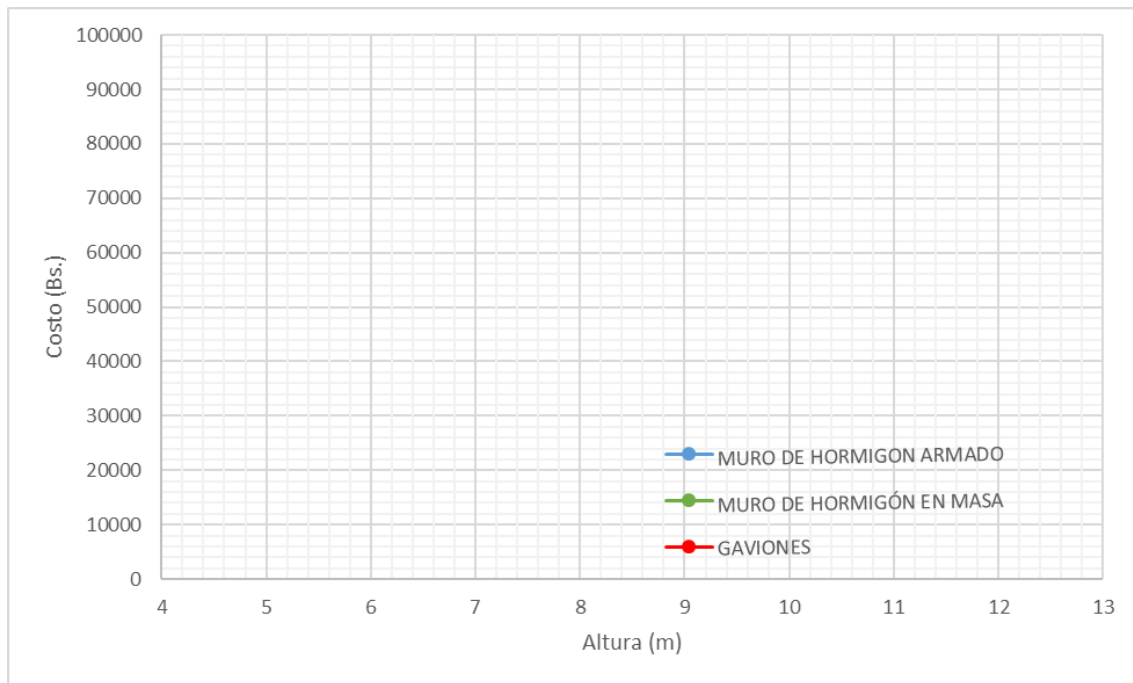
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 28: Caso 21,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



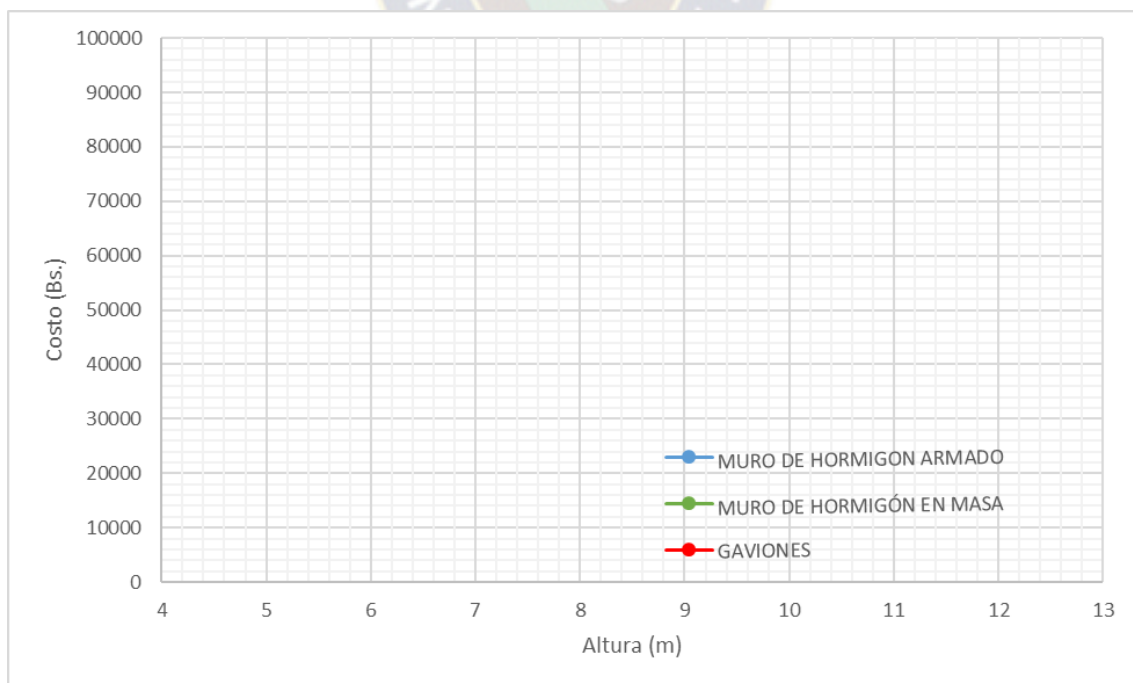
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 29: Caso 22,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



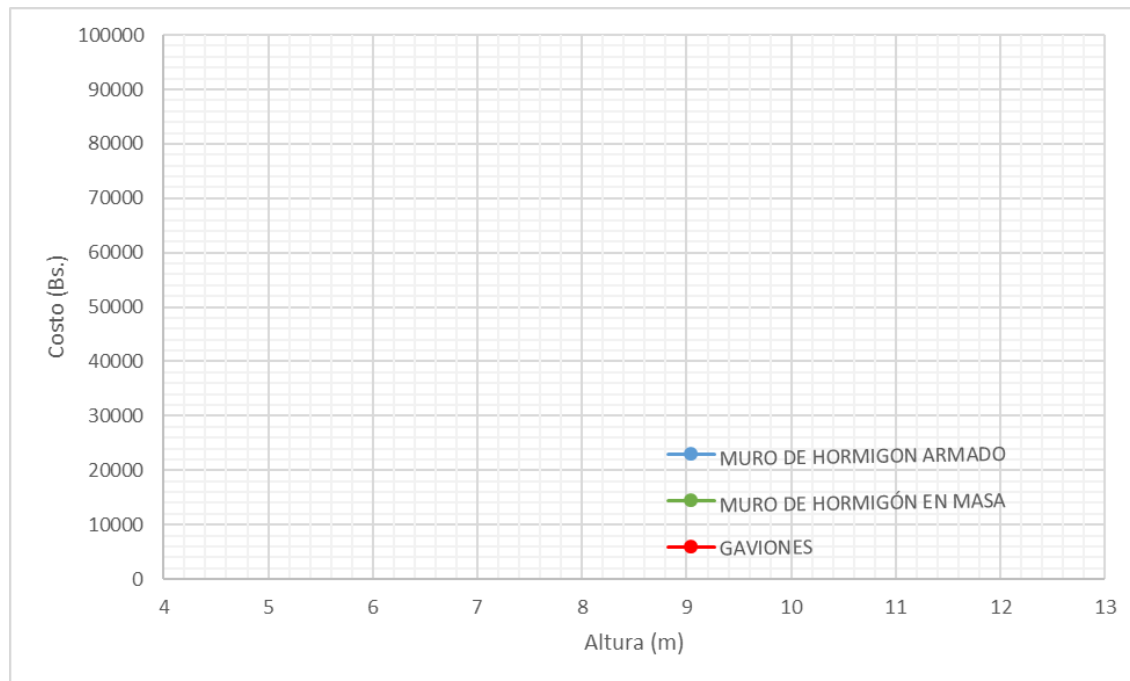
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 30: Caso 23,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 25^\circ$



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 31: Caso 24,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



*Fuente: Elaboración propia*

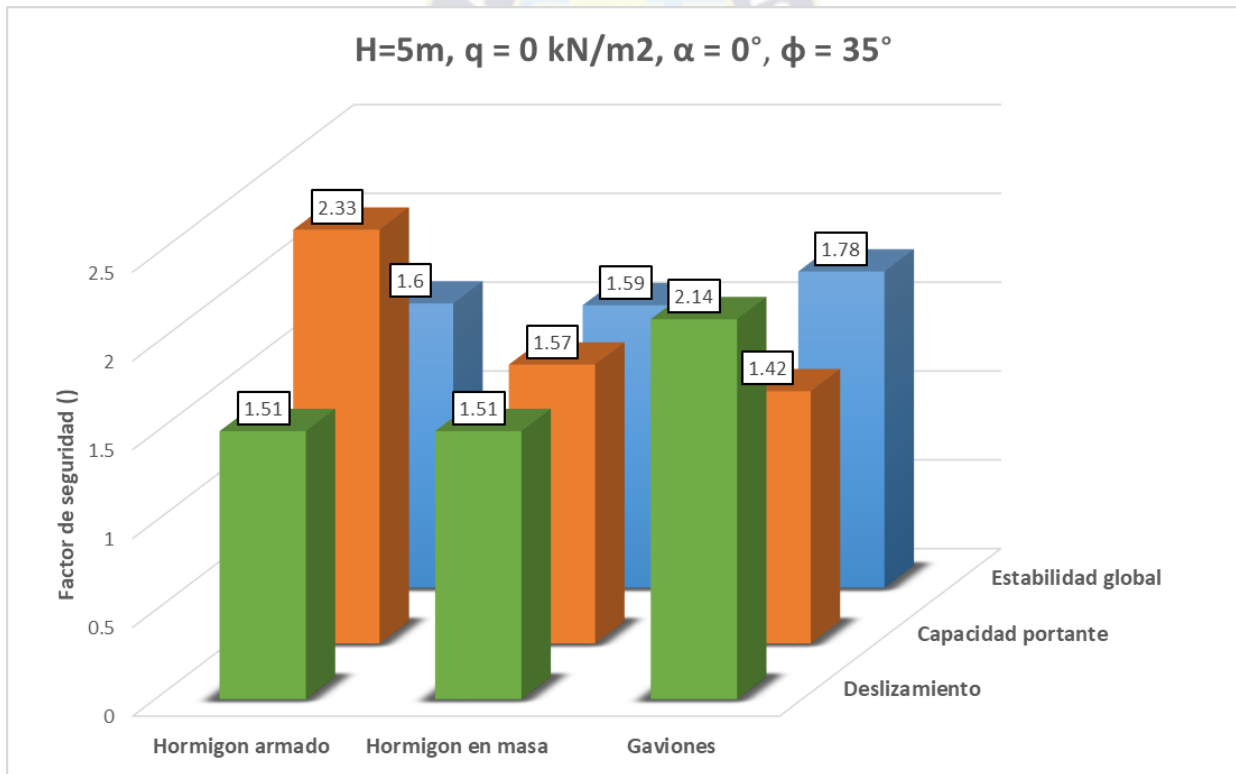
También se presentarán gráficos técnicos comparativos de los factores de seguridad al deslizamiento, volcamiento, estabilidad global y capacidad portante para los tres tipos de muro con las alturas que ya se designaron anteriormente (de 5m a 12m). En los gráficos comparativos de columnas se tienen los valores de los factores de seguridad de tal forma que cumplan las cuatro verificaciones, y en los casos donde el muro ya no cumpla una de las verificaciones no se lo toma en cuenta. Es importante mencionar que para algunos casos se utilizaron tacones en el caso de los muros de hormigón armado y también se consideró el suelo pasivo para que pudieran cumplir con las cuatro verificaciones, esto sobre todo se lo hizo en los terrenos donde el ángulo de fricción interna era bajo o donde se tenía mucho talud en el muro.

El gráfico comparativo para el factor de seguridad al volcamiento se tiene de forma separada ya que el valor varía mucho con respecto a los otros factores de seguridad y por lo tanto no se iba a

tener una muy buena apreciación de todos los factores de seguridad, es así que se tiene todos los gráficos comparativos para todos los tipos de suelo con diferentes tipos de altura y con los métodos de Rankine y Coulumb.

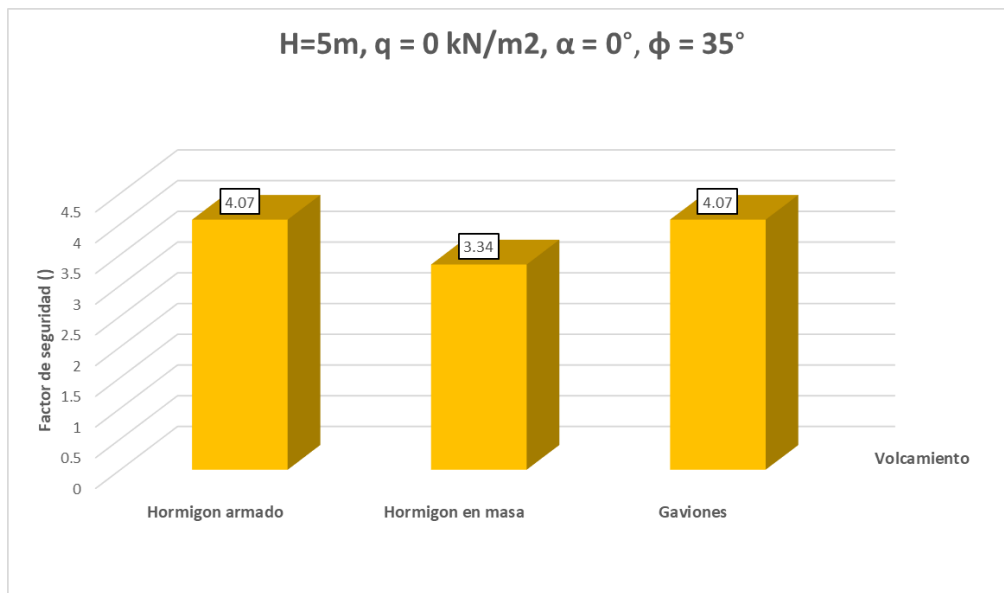
A continuación, se muestra los gráficos comparativos para el caso de carga 10 (kN/m<sup>2</sup>), con un suelo de ángulo de fricción interna = 35° y un talud de 0°. Los restantes gráficos comparativos se encuentran en la parte de anexos.

Gráfico 32: Comparación factores de seguridad,  $H = 5$ ,  $q = 0$  kN/m<sup>2</sup>,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



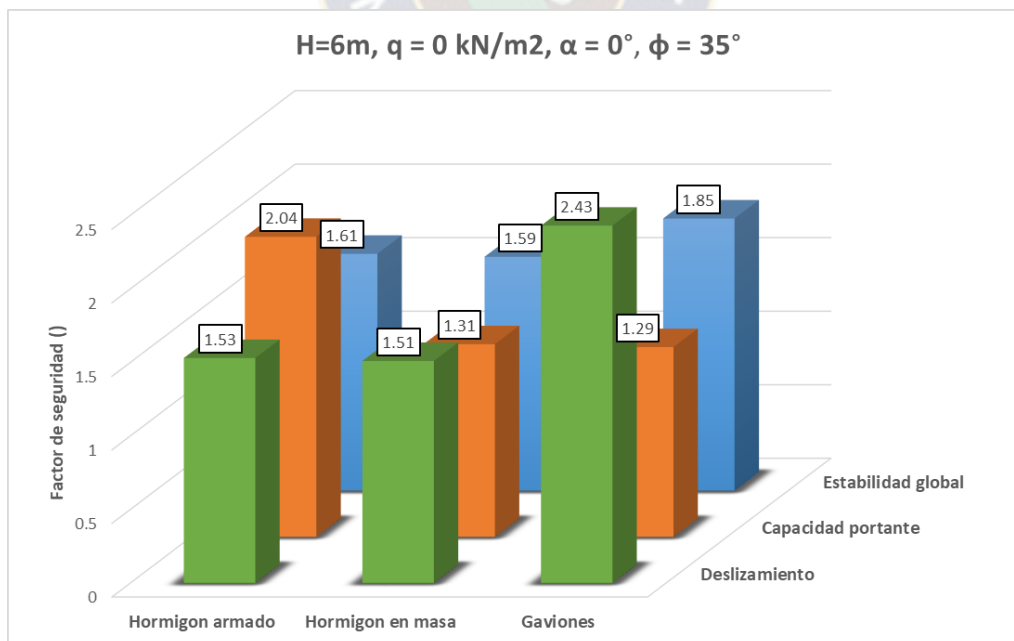
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 33: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 5$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



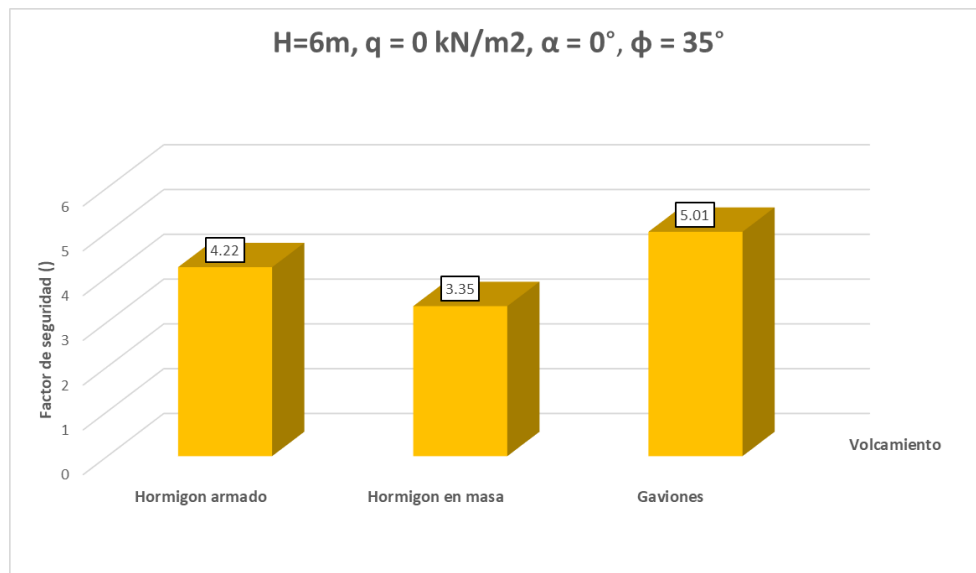
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 34: Comparación factores de seguridad,  $H = 6$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



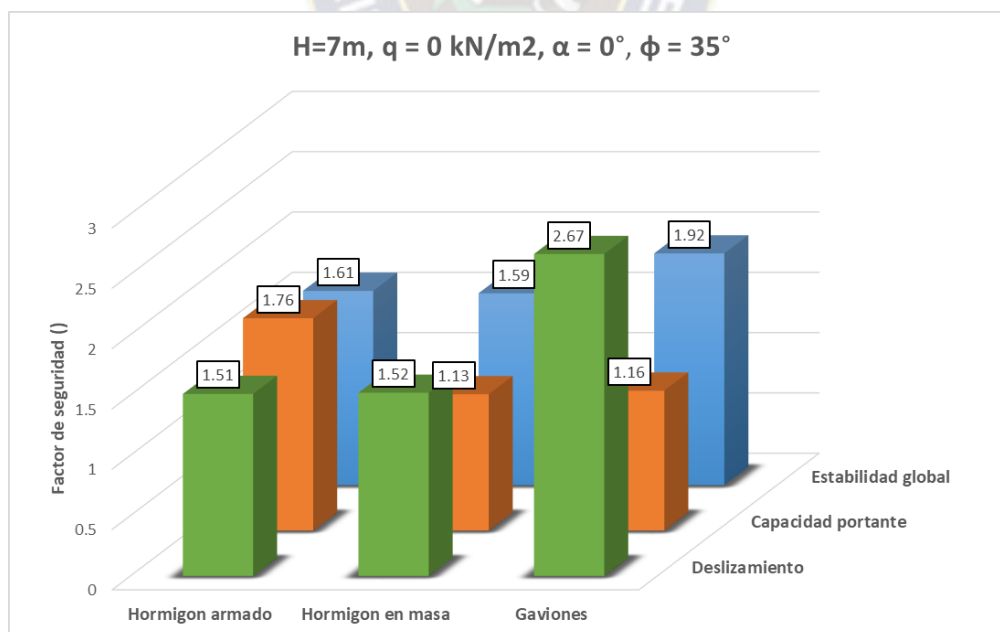
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 35: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 6$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



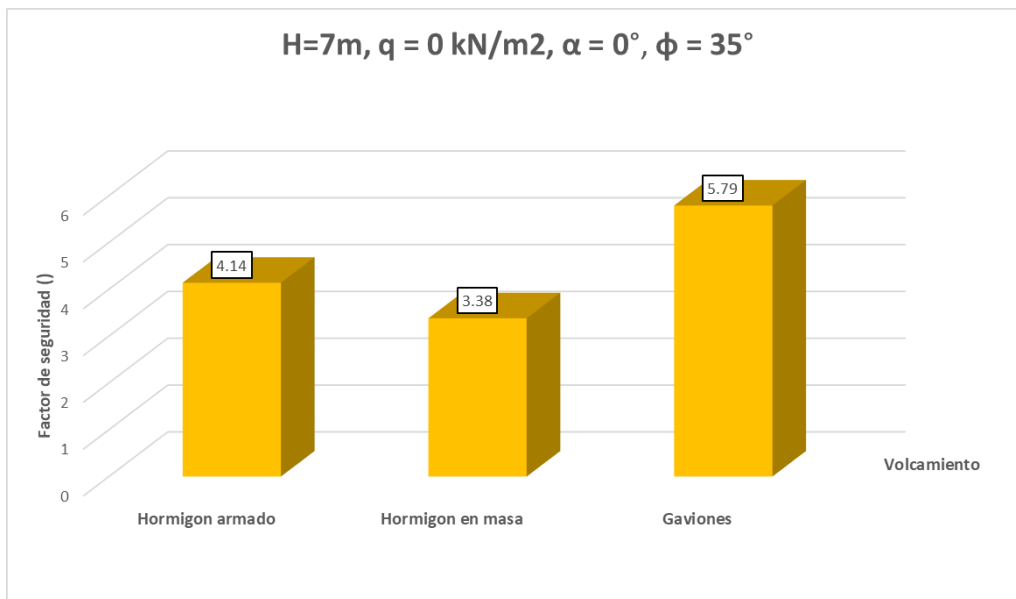
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 36: Comparación factores de seguridad,  $H = 7$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



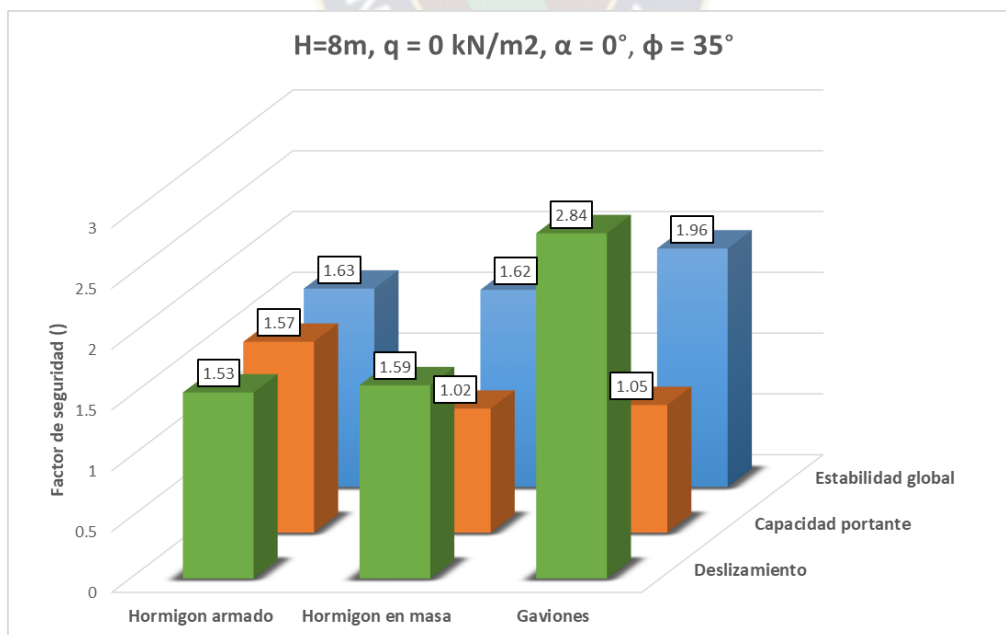
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 37: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 7$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



Fuente: Elaboración propia

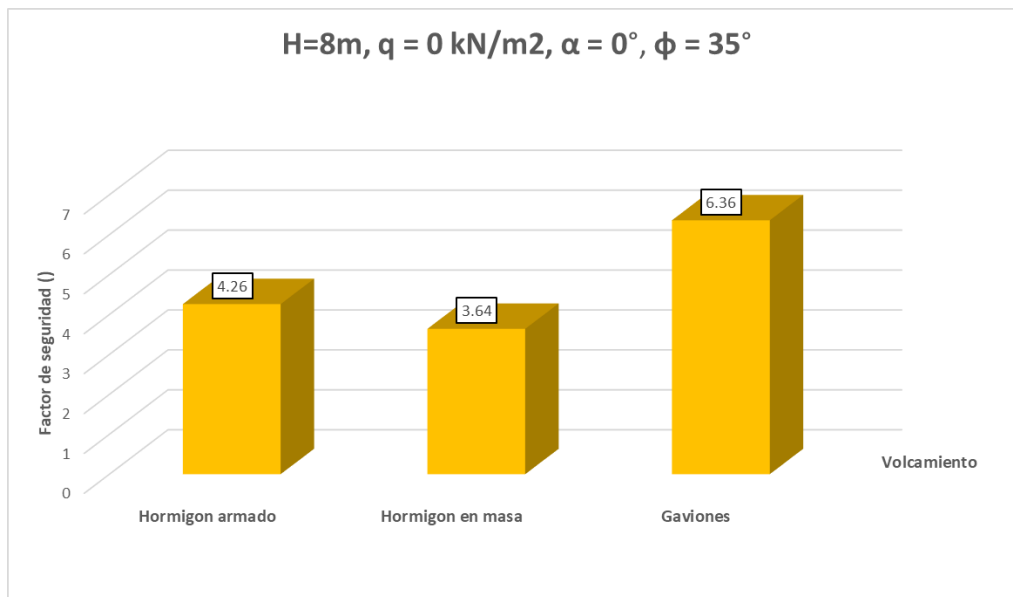
Gráfico 38: Comparación factores de seguridad,  $H = 8$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



Fuente: Elaboración propia

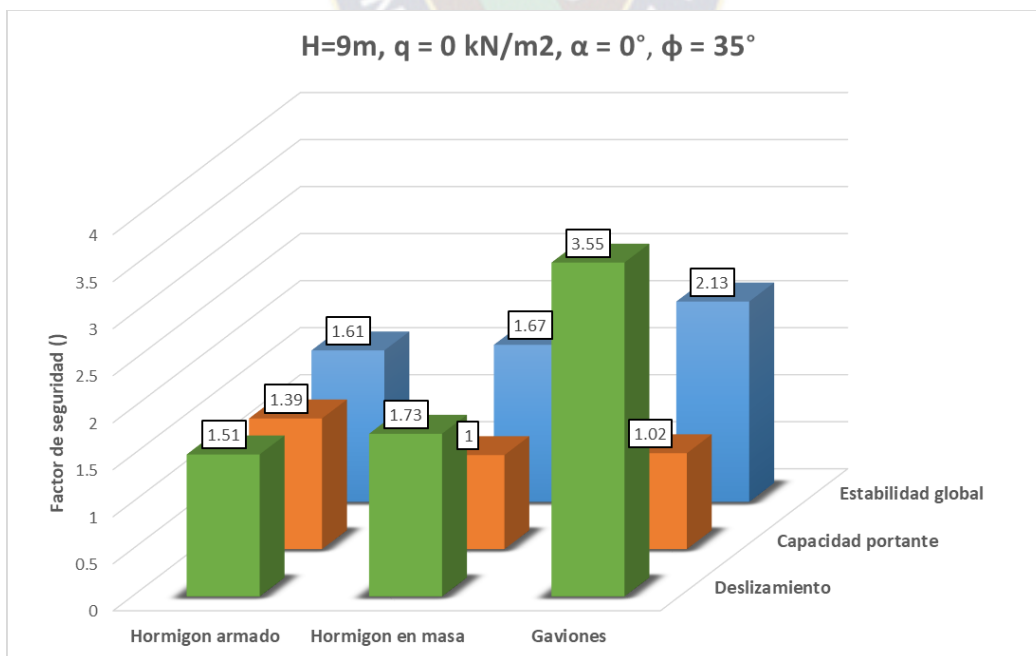


Gráfico 39: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 8$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



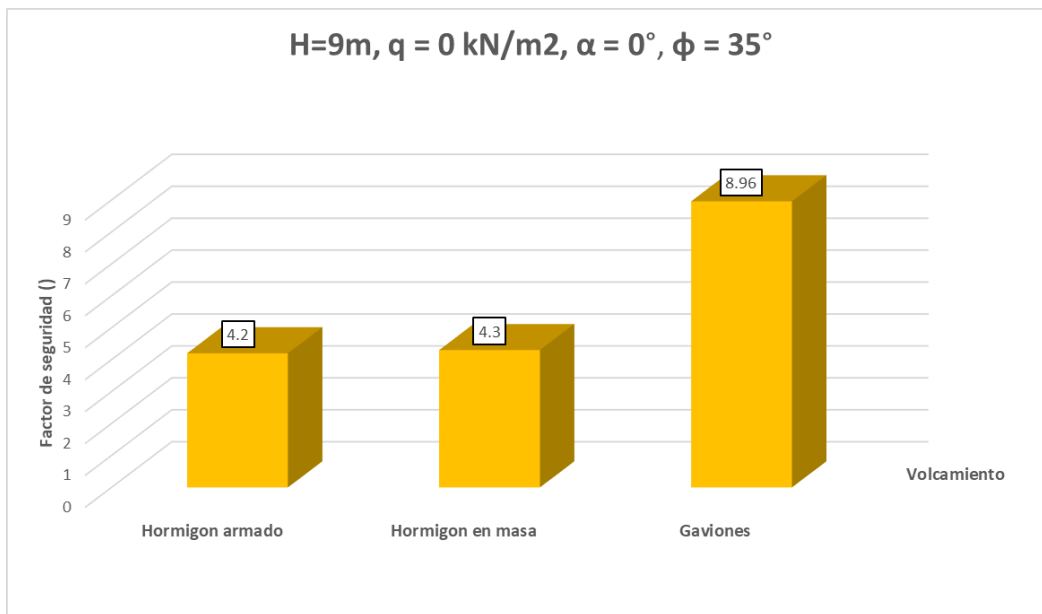
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 40: Comparación factores de seguridad,  $H = 9$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



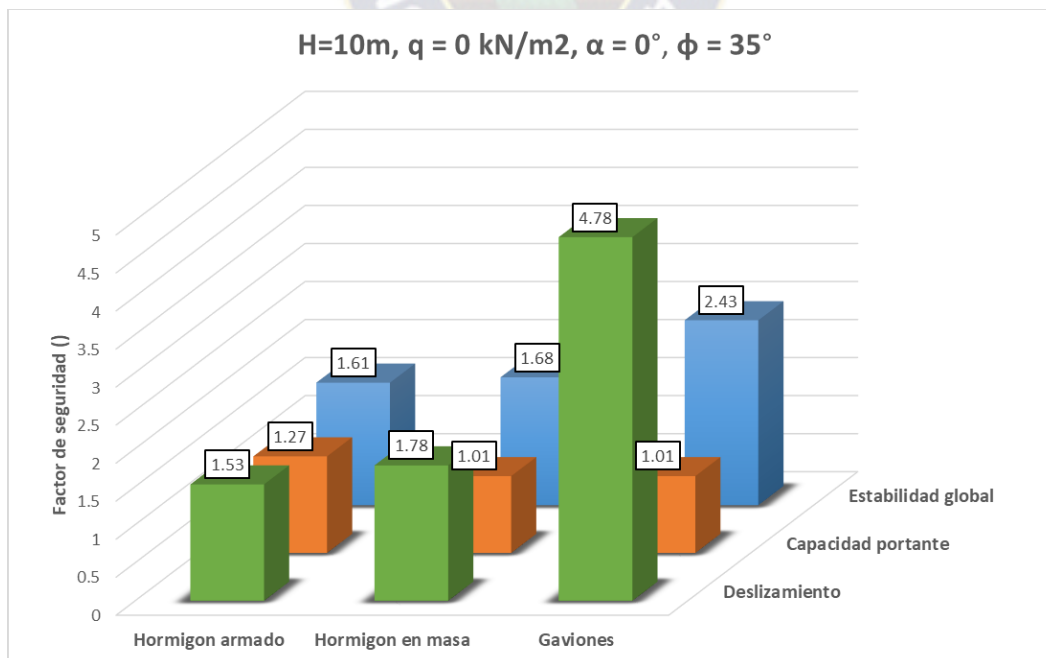
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 41: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 9$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



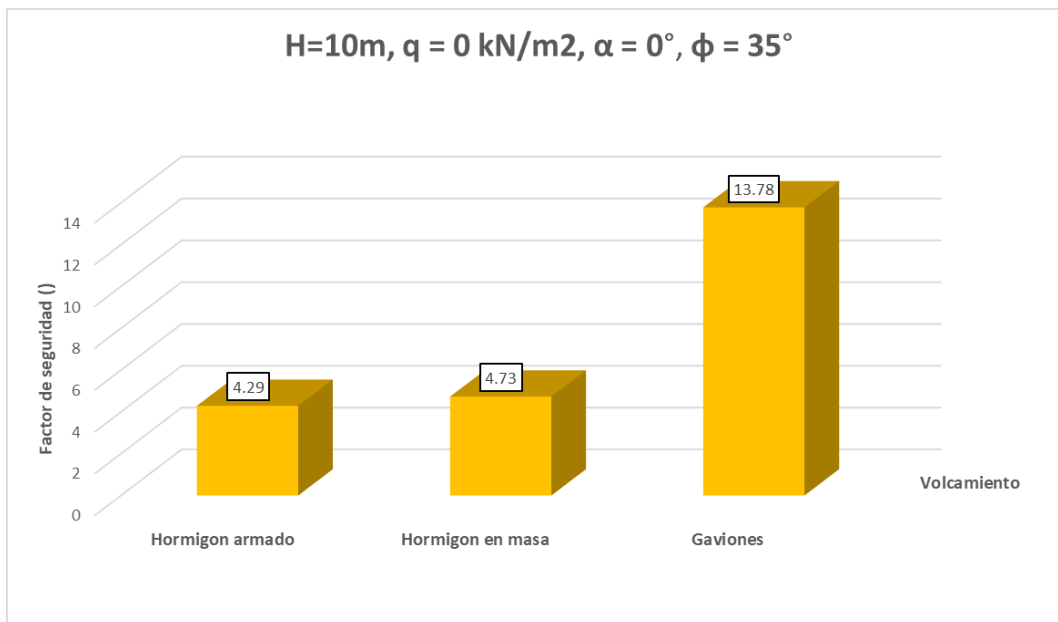
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 42: Comparación factores de seguridad,  $H = 10$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



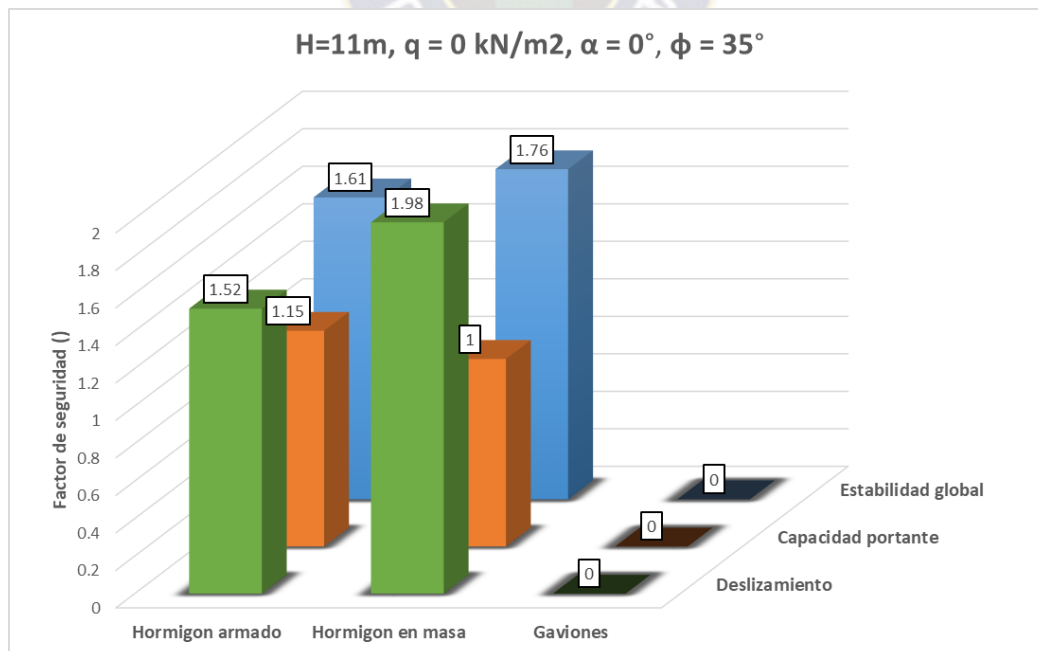
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 43: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 10$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



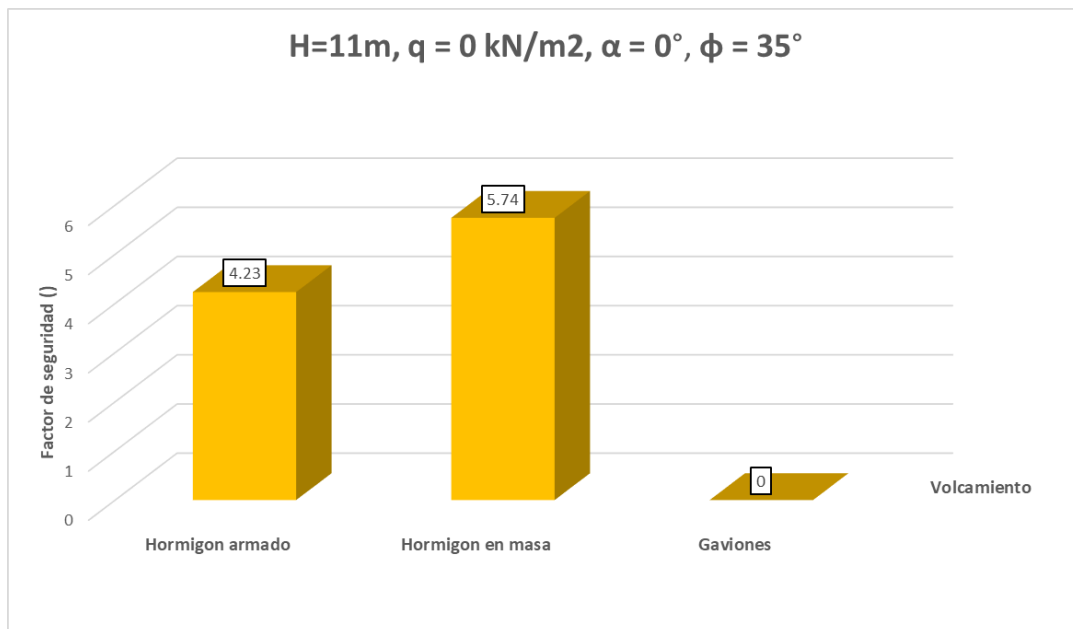
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 44: Comparación factores de seguridad,  $H = 11$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



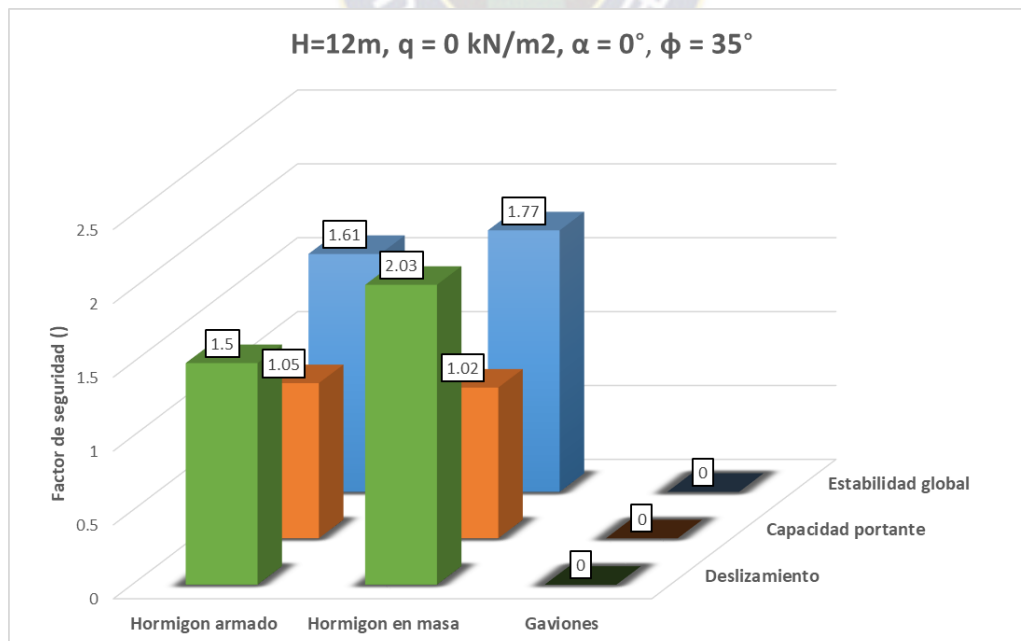
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 45: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 11$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



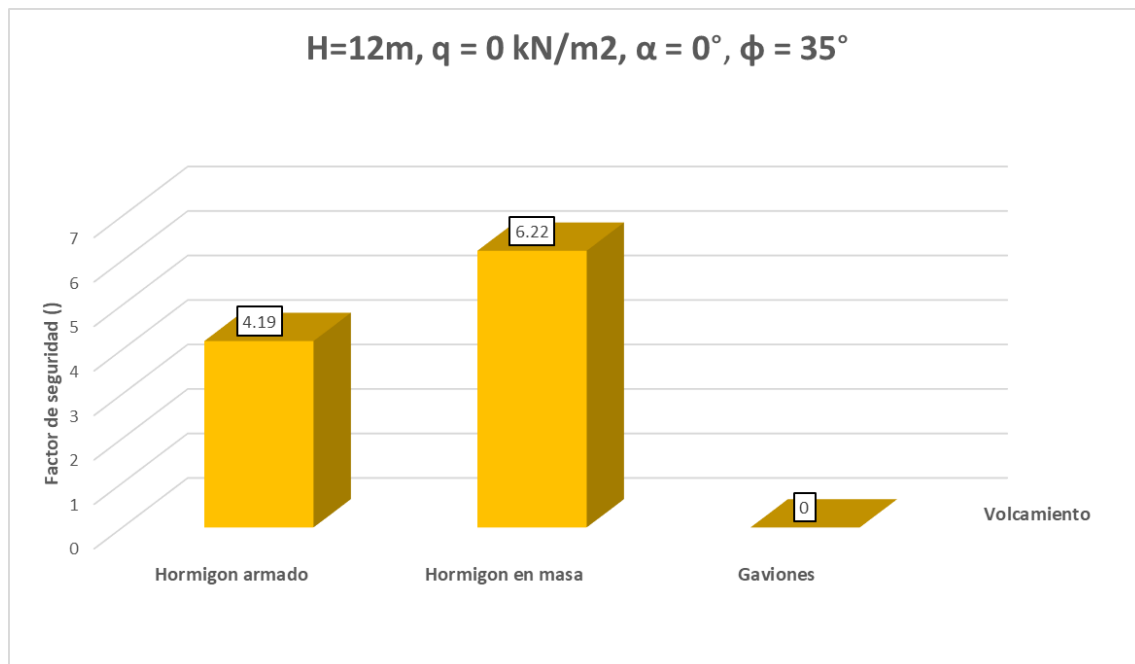
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 46: Comparación factores de seguridad,  $H = 12$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 47: Comparación factores de seguridad volcamiento,  $H = 12$ ,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



*Fuente: Elaboración propia*

### 3.6. EJERCICIO DE APLICACIÓN

A continuación, realizaremos un ejercicio de aplicación con una obra que se ejecutó en la vida real, un proyecto en la zona de Bella Vista en el que se edificó una iglesia para el Sr. Mario Aparicio. Para esta edificación era necesario un muro de contención debido al desnivel que presentaba el terreno, las condiciones del informe del ensayo de suelos eran las siguientes:

- Clasificación SUCS: “GC – GM” Grava Arcillo Limosa.
- Ángulo de fricción interna:  $31.1^\circ$
- Cohesión: 23.2 kPa
- Capacidad portante: 2 kg/cm<sup>2</sup>

Las condiciones del terreno son:

- Inclinación del talud:  $0^\circ$
- Sobrecarga:  $0 \text{ kN/m}^2$

Debido a las consideraciones de los modelos que comparamos consideraremos a la cohesión nula (solo para encontrar el método constructivo más apropiado, no así para el diseño), esta consideración se encuentra por el lado de la seguridad por lo que es válida. En el siguiente gráfico veremos la geometría del terreno.

Figura 81: Geometría del caso práctico de aplicación



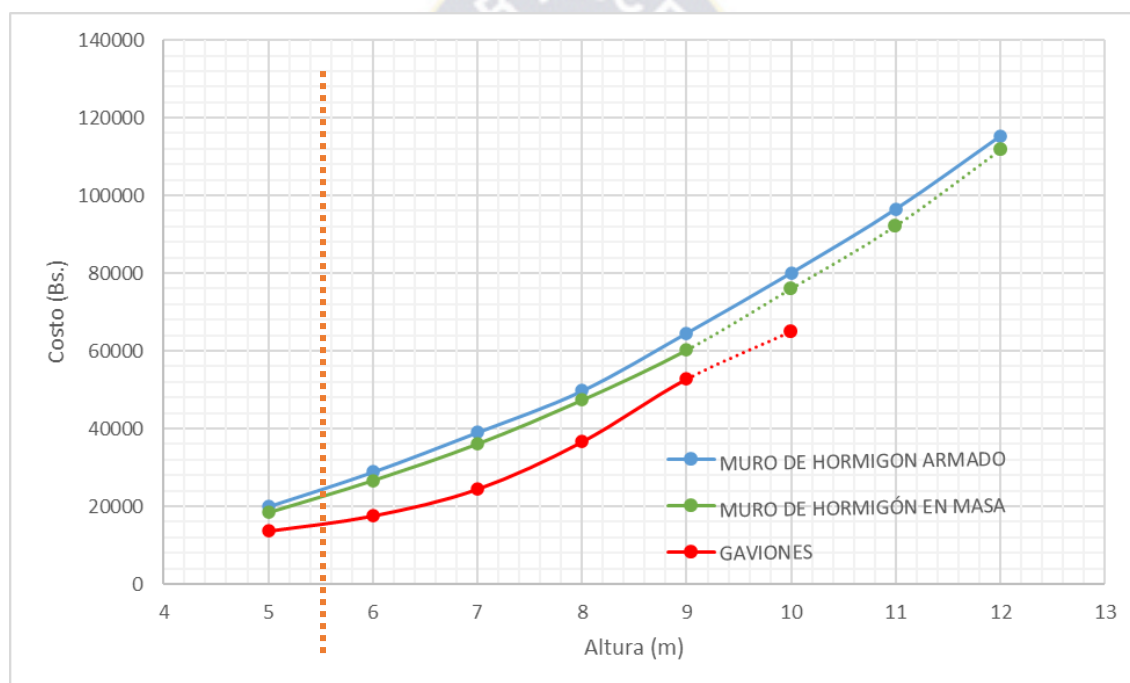
Fuente: Elaboración propia

Se requiere proponer un muro de contención con una geometría y un material que cumplan con todos los parámetros de diseño (verificación al volcamiento, al deslizamiento y capacidad portante) y que a su vez sea la propuesta más económica entre un muro de hormigón armado, hormigón en masa y gaviones.

La forma de utilizar toda la información analizada sería utilizar las tablas como dato de entrada para ver qué método constructivo nos conviene y a partir de ahí con las geometrías propuestas encontrar la geometría apropiada para el proyecto.

Para las condiciones propuestas por el terreno analizaremos los resultados del caso 2 para identificar el método constructivo.

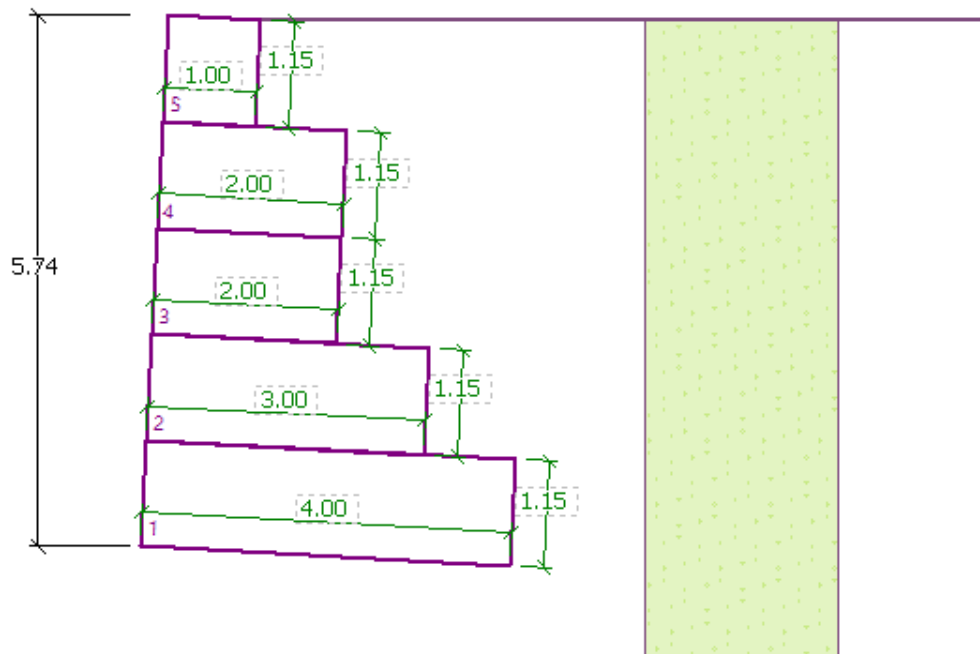
Gráfico 48: Caso 2,  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 30^\circ$



Fuente: Elaboración propia

La línea naranja intersecta la altura solicitada por el terreno, lo que muestra que definitivamente es el gavión el método constructivo más económico. Ahora interpolaremos las dimensiones propuestas para esas alturas y verificaremos si el muro verifica estas condiciones.

Figura 82: Geometría propuesta para el ejercicio de aplicación



Fuente: Elaboración propia

Con la geometría propuesta tenemos las siguientes verificaciones:

- Vuelco: ACEPTABLE (44.6%)
- Deslizamiento: ACEPTABLE (89.3%)
- Excentricidad: ACEPTABLE (53.3%)
- Capacidad Portante: ACEPTABLE (78.7%)

Se debe aclarar que este modelo no está considerando la cohesión porque las gráficas fueron consideradas con una cohesión nula, cualquier aporte de cohesión solo aportará una resistencia al volcamiento y al deslizamiento lo que harían el modelo más seguro, por lo que al no considerarlo estamos por el lado de la seguridad. El modelo fue comprobado tanto por Coulomb y por Rankine.



## CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1. CONCLUSIONES

Se realizó la comparación técnica y económica para tres muros de contención: muros de hormigón armado, muros de hormigón en masa y gaviones. Todos los objetivos fueron cumplidos y se desarrollará las observaciones y conclusiones correspondientes en los siguientes párrafos. El diseño y el modelado de los muros se realizó en el software GEO5 2021 ES, donde se realizó las verificaciones de deslizamiento, volcamiento, capacidad portante admisible y estabilidad global, con las verificaciones se determinó las dimensiones mínimas para optimizar los costos en la construcción de muros de contención. En algunos casos, como en el muro de hormigón armado, se utilizó tacones para poder optimizar los costos y que de esta manera el talón del muro no sea muy grande; por otro lado, para algunos otros casos también se consideró un suelo pasivo de 0.75m para optimizar costos y que las dimensiones no se eleven considerablemente, esto sobre todo en los suelos que tienen bajo ángulo de fricción interna y en los muros donde se tenía talud con una altura considerable ya no cumplían con las verificaciones por lo cual se tuvo que considerar la influencia del suelo pasivo.

Se determinó los costos para cada muro analizado, para determinar el costo se analizó tres ítems:

- 1) Excavación con Retroexcavadora
- 2) Muro de Hormigón Armado, Muro de Hormigón en Masa y Muro de Contención de Gaviones
- 3) Relleno y compactado

Se realizó las gráficas ALTURA vs COSTO para los tres muros de contención analizados, en dicha grafica se puede determinar hasta que altura un tipo de muro es más económico, en la gráfica se

observa que hasta una altura de 9 metros los muros de hormigón en masa y gaviones son más económicos en comparación con el muro de Hormigón Armado, y para muros de alturas mayor a 9 metros es más económico realizar la construcción de un muro de Hormigón Armado.

Se realizó la gráfica ALTURA vs VOLUMEN DE CORTE, en cual se puede observar que para los gaviones se requiere mayor volumen de corte, al tener los mismos parámetros para todos los muros, se concluye de la gráfica que los gaviones requieren mayor base, lo que requiere mayor espacio para su construcción.

Se presentaron los resultados variando las diferentes condiciones del suelo como el ángulo de talud de 0°, 15° y 30°; el ángulo de fricción interna de 20°, 25°, 30° y 35°; y la sobrecarga de 0 y 10 kN/m<sup>2</sup>. En la presentación de resultados se evidencia que no todos los gráficos llegan a una altura de 12 m, a partir de que las condiciones del suelo empeoran ya no es una solución posible el realizar un muro de contención convencional como los conocemos y las soluciones serían distintas a las propuestas. A continuación, se muestra un cuadro resumen de los muros que no tienen solución, es decir, que no cumplen con los factores de seguridad en los 3 tipos de muros que se analizó:

Tabla 8: Muros de hormigón armado que no cumplen los factores de seguridad

<b>MURO DE HORMIGÓN ARMADO</b>			
<b>Método de Rankine y Coulumb</b>			
<b>Sobrecarga</b>	<b>Talud</b>	<b>Angulo de fricción interna</b>	<b>Altura de muro</b>
q = 0 (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha = 0^\circ$	$\phi = 20^\circ$	H = 12 (m)
	$\alpha = 15^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 12 (m)
		$\phi = 30^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 25^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)
$\alpha = 30^\circ$	$\phi = 35, 30, 25, 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)	
q = 10 (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha = 0^\circ$	$\phi = 25^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 20^\circ$	H = 11, 12 (m)
	$\alpha = 15^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 12 (m)
		$\phi = 30^\circ$	H = 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 25^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)
$\phi = 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)		

<b>MURO DE HORMIGÓN ARMADO</b> <b>Método de Rankine y Coulumb</b>			
<b>Sobrecarga</b>	<b>Talud</b>	<b>Angulo de fricción interna</b>	<b>Altura de muro</b>
	$\alpha = 30^\circ$	$\phi = 35, 30, 25, 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9: Muros de hormigón en masa que no cumplen los factores de seguridad

<b>MURO DE HORMIGÓN EN MASA</b> <b>Método de Rankine y Coulumb</b>				
<b>Sobrecarga</b>	<b>Talud</b>	<b>Angulo de fricción interna</b>	<b>Altura de muro</b>	
q = 0 (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha = 0^\circ$	$\phi = 30^\circ$	H = 12 (m)	
		$\phi = 25^\circ$	H = 11, 12 (m)	
		$\phi = 20^\circ$	H = 11, 12 (m)	
	$\alpha = 15^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 10, 11, 12 (m)	
		$\phi = 30^\circ$	H = 10, 11, 12 (m)	
		$\phi = 25^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)	
	$\alpha = 30^\circ$	$\phi = 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)	
	q = 10 (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha = 0^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 11, 12 (m)
			$\phi = 30^\circ$	H = 11, 12 (m)
$\phi = 25^\circ$			H = 11, 12 (m)	
$\phi = 20^\circ$			H = 10, 11, 12 (m)	
$\alpha = 15^\circ$		$\phi = 35^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)	
		$\phi = 30^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)	
		$\phi = 25^\circ$	H = 8, 9, 10, 11, 12 (m)	
		$\phi = 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)	
$\alpha = 30^\circ$		$\phi = 35, 30, 25, 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10: Muro de gaviones que no cumplen con los factores de seguridad

<b>MURO DE GAVIONES</b> <b>Método de Rankine y Coulumb</b>			
<b>Sobrecarga</b>	<b>Talud</b>	<b>Angulo de fricción interna</b>	<b>Altura de muro</b>
q = 0 (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha = 0^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 30^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 25^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 20^\circ$	H = 11, 12 (m)
	$\alpha = 15^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 30^\circ$	H = 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 25^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)
$\alpha = 30^\circ$	$\phi = 35, 30, 25, 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)	
q = 10 (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha = 0^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 11, 12 (m)

<b>MURO DE GAVIONES</b>			
<b>Método de Rankine y Coulumb</b>			
<b>Sobrecarga</b>	<b>Talud</b>	<b>Angulo de fricción interna</b>	<b>Altura de muro</b>
		$\phi = 30^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 25^\circ$	H = 11, 12 (m)
		$\phi = 20^\circ$	H = 11, 12 (m)
	$\alpha = 15^\circ$	$\phi = 35^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 30^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 25^\circ$	H = 9, 10, 11, 12 (m)
		$\phi = 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)
	$\alpha = 30^\circ$	$\phi = 35, 30, 25, 20^\circ$	H = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 (m)

Fuente: Elaboración propia

En las tablas que se muestran anteriormente principalmente se observa que en los 3 tipos de muros (hormigón armado, hormigón en masa y muro de gaviones) no se tiene solución para un talud de  $30^\circ$  en ningún caso, esto nos indica que para ese talud se debería tener un suelo con un ángulo de fricción interna mayor a  $35^\circ$ . En los demás casos se tiene que el muro de hormigón armado es el que más llega a tener solución para alturas mayores, para los muros de hormigón en masa y muro de gaviones se llega hasta cierta altura, pero el costo es antieconómico comparado con un muro de hormigón armado.

Otro detalle importante es que en algunos gráficos ningún tipo de método constructivo cumple por lo menos con una altura de muro, esto entre otras características es debido a que si revisamos la teoría entramos en un valor que no forma parte del rango de la función de empuje activo de Rankine (Rankine modificado por Mazindrani, que es el modelo que utiliza GEO5) que tiene la siguiente ecuación:

$K'_a$  - Coeficiente de la Presión activa de la tierra según Mazindrani

$$K'_a = \frac{1}{\cos^2 \varphi} \left[ \frac{2 \cdot \cos^2 \beta + 2 \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot z}\right) \cdot \cos \varphi \cdot \sin \varphi - \sqrt{4 \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos^2 \beta - \cos^2 \varphi + 4 \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot z}\right)^2 \cdot \cos^2 \varphi + 8 \cdot \left(\frac{c}{\gamma \cdot z}\right) \cdot \cos^2 \beta \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi}}{2} \right] - 1$$

Si analizamos lo que se encuentra dentro de la raíz cuadrada y reemplazamos valores para una cohesión nula, que forma parte de nuestro modelo propuesto, podemos evidenciar que si el ángulo del talud es mayor al ángulo de fricción interna tenemos una indeterminación porque nos encontraremos con un valor negativo en la raíz cuadrada. Por ejemplo, para el caso que tenemos de muro de hormigón armado con un talud de  $\beta = \alpha = 30^\circ$  y un ángulo de fricción interna de  $\phi = \phi = 25^\circ$  tendríamos lo siguiente dentro de la raíz:

$$\dots \sqrt{4 * \cos^2 30 * (\cos^2 30 - \cos^2 25)} \dots = \dots \sqrt{-0.21}$$

Se observa que al tener un ángulo de talud mayor al ángulo de fricción interna tenemos una indeterminación ya que nos encontramos con un valor negativo dentro de la raíz cuadrada. Esta es una de las razones por la cual no tenemos solución en el caso de un talud de  $30^\circ$ .

Esto tiene un sentido físico debido a que el talud no podría estar en equilibrio a largo plazo si tuviera un ángulo mayor al ángulo de fricción interna del suelo, una propiedad de equilibrio del mismo. Si se quisiera lograr este tipo de muros pues se tendría que contar con más parámetros como la cohesión, una succión interna del suelo, mejorar el talud con una mezcla suelo cemento, etc. Mientras esto no se considere en el modelo esta solución es imposible, por lo que el programa no encontró ningún modelo físico posible que cumpla con todas las condiciones.

También se realizó gráficos comparativos de los factores de seguridad para los tres tipos de muros, donde podemos observar que los gaviones tienen un valor mayor de factor de seguridad al deslizamiento, esto claramente porque el gavión principal donde se apoya al suelo debe tener una longitud grande en comparación a la longitud de base de los otros muros. Por otro lado, el valor de factor de seguridad a la estabilidad global también es mayor en los gaviones en comparación a los otros dos tipos de muros, esto por lo mismo mencionado anteriormente de que la base es más grande



en comparación a los otros muros. Todo esto esta detallado en anexos, pero a continuación se presenta una tabla resumen de la comparación realizada y poder observar lo descrito anteriormente, cabe recalcar que el cuadro que se mostrará no contiene los muros que no cumplen con los factores de seguridad.

Tabla 11: Resumen de factores de seguridad método de Rankine

q (kN/ m <sup>2</sup> )	α°	φ°	H (m)	Factores de seguridad (RANKINE)											
				Deslizamiento			Volcamiento			Capacidad Portante			Estabilidad Global		
				HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G
0	0	35	5	1.51	1.51	2.14	4.07	3.34	4.07	2.33	1.57	1.42	1.60	1.59	1.78
			6	1.53	1.51	2.43	4.22	3.35	5.01	2.04	1.31	1.29	1.61	1.59	1.85
			7	1.51	1.52	2.67	4.14	3.38	5.79	1.76	1.13	1.16	1.61	1.59	1.92
			8	1.53	1.59	2.84	4.26	3.64	6.36	1.57	1.02	1.05	1.63	1.62	1.96
			9	1.51	1.73	3.55	4.20	4.30	8.96	1.39	1.00	1.02	1.61	1.67	2.13
			10	1.53	1.78	4.78	4.29	4.73	13.78	1.27	1.01	1.01	1.61	1.68	2.43
			11	1.52	1.98	-	4.23	5.74	-	1.15	1.00	-	1.61	1.76	-
			12	1.50	2.03	-	4.19	6.22	-	1.05	1.02	-	1.61	1.77	-
		30	5	1.53	1.52	1.99	6.27	5.21	5.95	2.49	1.76	1.62	1.54	1.51	1.67
			6	1.53	1.52	1.60	6.40	5.23	4.14	2.12	1.47	1.18	1.54	1.53	1.53
			7	1.51	1.51	1.72	6.28	5.13	4.67	1.83	1.25	1.06	1.53	1.50	1.58
			8	1.53	1.51	2.22	6.39	5.15	7.07	1.60	1.09	1.06	1.53	1.50	1.73
			9	1.51	1.51	2.62	6.29	5.24	9.23	1.43	1.01	1.02	1.54	1.52	1.87
			10	1.52	1.55	3.76	6.38	5.73	15.90	1.28	1.00	1.01	1.56	1.53	2.15
			11	1.51	1.87	-	6.30	8.00	-	1.17	1.00	-	1.52	1.64	-
			12	1.52	-	-	6.37	-	-	1.07	-	-	1.53	-	-
		25	5	1.53	1.51	1.67	4.40	6.66	7.67	1.83	1.80	1.74	1.65	1.65	1.51
			6	1.53	1.51	1.67	5.08	7.15	7.64	1.67	1.52	1.44	1.65	1.63	1.51
			7	1.53	1.51	1.67	5.41	7.48	7.62	1.48	1.31	1.23	1.61	1.63	1.51
			8	1.53	1.51	1.66	5.67	7.75	7.60	1.32	1.16	1.07	1.59	1.59	1.51
			9	1.51	1.52	1.90	5.73	8.08	9.44	1.19	1.07	1.01	1.55	1.57	1.59
			10	1.51	1.51	2.80	5.91	8.35	17.54	1.08	1.02	1.01	1.55	1.56	1.92
			11	1.54	-	-	6.20	-	-	1.01	-	-	1.56	-	-
			12	1.54	-	-	7.23	-	-	1.00	-	-	1.54	-	-
20	5	1.53	1.51	1.75	8.85	12.88	12.89	2.14	1.92	1.94	1.56	1.59	1.72		
	6	1.51	1.52	1.84	9.67	13.70	14.73	1.87	1.61	1.65	1.52	1.60	1.73		
	7	1.51	1.51	1.68	9.96	14.00	13.19	1.61	1.38	1.38	1.51	1.54	1.64		
	8	1.50	1.51	1.58	10.30	14.32	12.12	1.42	1.21	1.19	1.50	1.59	1.66		
	9	1.59	1.51	1.66	11.48	14.68	13.42	1.26	1.10	1.08	1.51	1.52	1.59		

10	15		10	1.59	1.51	2.03	11.76	15.07	18.90	1.13	1.04	1.02	1.55	1.50	1.80
			11	1.62	-	-	12.14	-	-	1.03	-	-	1.50	-	-
		35	5	1.52	1.52	1.77	4.39	3.68	3.42	2.28	1.56	1.30	1.55	1.54	1.60
			6	1.53	1.51	1.91	4.50	3.64	3.96	1.95	1.30	1.16	1.56	1.53	1.64
			7	1.51	1.51	2.03	4.45	3.62	4.37	1.68	1.11	1.03	1.56	1.54	1.67
			8	1.50	1.57	2.39	4.42	3.89	5.88	1.48	1.00	1.02	1.54	1.57	1.76
			9	1.52	1.75	2.91	4.50	4.82	8.30	1.31	1.00	1.01	1.56	1.62	1.90
			10	1.51	-	-	4.46	-	-	1.18	-	-	1.54	-	-
		30	5	1.50	1.59	1.75	3.24	6.67	6.06	1.65	1.78	1.66	1.59	1.50	1.53
			6	1.53	1.59	1.73	3.35	6.65	5.96	1.38	1.49	1.36	1.57	1.50	1.53
			7	1.52	1.60	1.72	3.62	6.74	5.89	1.25	1.28	1.16	1.55	1.50	1.52
			8	1.51	1.59	1.71	3.73	6.64	5.83	1.12	1.11	1.00	1.53	1.50	1.51
	9		1.52	1.60	2.16	3.91	6.82	9.09	1.02	1.03	1.03	1.52	1.50	1.70	
	10		1.55	-	-	4.43	-	-	1.00	-	-	1.53	-	-	
	25	5	1.51	1.51	1.51	8.09	9.96	7.91	1.83	1.65	1.78	1.52	1.59	1.53	
		6	1.53	1.50	1.53	8.41	10.30	8.51	1.52	1.37	1.45	1.50	1.58	1.52	
		7	1.57	1.51	1.54	8.96	10.66	8.96	1.29	1.16	1.22	1.50	1.58	1.52	
		8	1.58	1.50	1.55	9.56	10.67	9.23	1.12	1.02	1.06	1.50	1.56	1.52	
	0	35	5	1.54	1.55	1.87	4.18	3.50	3.43	2.11	1.46	1.25	1.61	1.58	1.69
			6	1.50	1.55	2.19	4.08	3.49	4.35	1.83	1.23	1.16	1.60	1.60	1.78
			7	1.53	1.54	2.45	4.21	3.48	5.12	1.63	1.07	1.06	1.61	1.59	1.85
			8	1.51	1.73	3.24	4.14	4.20	7.84	1.44	1.01	1.06	1.61	1.65	2.03
			9	1.53	1.90	3.93	4.24	5.06	10.41	1.31	1.00	1.01	1.61	1.73	2.18
			10	1.51	1.94	5.82	4.18	5.44	17.92	1.18	1.00	1.00	1.60	1.74	2.52
30		11	1.53	-	-	4.26	-	-	1.09	-	-	1.61	-	-	
		12	1.52	-	-	4.21	-	-	1.00	-	-	1.60	-	-	
		5	1.67	1.56	1.78	3.71	5.48	5.08	1.58	1.63	1.45	1.51	1.51	1.58	
		6	1.64	1.57	1.91	3.80	5.56	5.64	1.40	1.38	1.26	1.51	1.50	1.63	
		7	1.65	1.55	2.00	3.88	5.43	6.06	1.24	1.19	1.10	1.53	1.50	1.66	
		8	1.61	1.50	2.47	3.80	5.13	8.41	1.09	1.03	1.06	1.52	1.51	1.79	
25	9	1.66	1.64	3.26	4.00	6.08	12.84	1.01	1.00	1.03	1.52	1.54	2.03		
	10	1.86	1.77	4.35	4.82	7.16	19.64	1.01	1.00	1.00	1.58	1.60	2.27		
	11	1.50	-	-	6.23	-	-	1.12	-	-	1.51	-	-		
	12	1.51	-	-	6.30	-	-	1.03	-	-	1.52	-	-		
	5	1.50	1.52	1.74	4.23	7.02	6.71	1.59	1.67	1.58	1.61	1.66	1.72		
	6	1.52	1.52	1.69	4.87	7.45	6.79	1.48	1.43	1.32	1.60	1.60	1.70		
20	7	1.52	1.51	1.67	5.21	7.68	6.86	1.33	1.24	1.14	1.58	1.58	1.65		
	8	1.52	1.51	1.92	5.47	7.80	8.83	1.21	1.10	1.07	1.56	1.56	1.76		
	9	1.50	1.50	2.39	5.54	8.00	12.66	1.09	1.02	1.02	1.52	1.55	1.90		
	10	1.50	1.67	3.25	5.94	10.10	20.93	1.03	1.00	1.00	1.53	1.61	2.15		
		5	1.53	1.52	1.84	9.87	13.44	14.55	2.03	1.77	1.85	1.57	1.56	1.71	

15	35	6	1.51	1.50	1.66	10.49	13.74	12.87	1.75	1.49	1.52	1.52	1.55	1.62
		7	1.53	1.52	1.76	11.21	14.31	14.41	1.52	1.30	1.32	1.50	1.53	1.64
		8	1.56	1.51	1.65	11.99	14.51	13.17	1.34	1.14	1.15	1.52	1.53	1.58
		9	1.54	1.50	1.57	12.05	14.68	12.25	1.20	1.05	1.01	1.52	1.51	1.53
		10	1.61	-	2.38	13.16	-	24.45	1.08	-	1.01	1.50	-	1.85
	30	5	1.50	1.51	1.57	4.28	3.66	2.92	2.00	1.41	1.12	1.55	1.53	1.54
		6	1.51	1.55	1.75	4.39	3.82	3.48	1.77	1.22	1.03	1.54	1.54	1.59
		7	1.53	1.56	2.20	4.48	3.90	5.18	1.55	1.06	1.06	1.55	1.55	1.71
		8	1.51	1.75	2.53	4.44	4.75	6.56	1.37	1.01	1.01	1.54	1.61	1.80
		9	1.50	-	-	4.41	-	-	1.23	-	-	1.56	-	-
	25	5	1.52	1.50	1.83	3.24	4.88	5.36	1.43	1.50	1.49	1.58	1.60	1.68
		6	1.52	1.50	1.76	3.22	5.19	5.36	1.20	1.29	1.23	1.55	1.59	1.65
		7	1.52	1.51	1.73	3.48	5.41	5.36	1.10	1.13	1.05	1.53	1.57	1.63
		8	1.52	1.51	2.03	3.69	5.58	7.40	1.01	1.01	1.03	1.52	1.56	1.71
		9	1.63	-	-	4.39	-	-	1.01	-	-	1.55	-	-
25	5	1.61	1.50	1.62	7.33	10.20	9.70	1.65	1.49	1.57	1.50	1.63	1.61	
	6	1.62	1.51	1.62	8.53	10.58	9.94	1.38	1.25	1.30	1.51	1.62	1.60	
	7	1.56	1.50	1.62	9.21	10.72	10.12	1.19	1.08	1.12	1.50	1.61	1.59	
	8	1.56	-	1.58	9.57	-	9.85	1.05	-	1.03	1.50	-	1.54	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12: Resumen de factores de seguridad método de Coulumb

q (kN/ m <sup>2</sup> )	α°	φ°	H (m)	Factores de seguridad (COULUMB)											
				Deslizamiento			Volcamiento			Capacidad Portante			Estabilidad Global		
				HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G
0	0	35	5	1.62	1.52	2.66	4.35	3.21	4.84	2.45	1.56	1.56	1.60	1.59	1.78
			6	1.63	1.52	2.82	4.49	3.23	5.46	2.15	1.30	1.36	1.61	1.59	1.85
			7	1.61	1.53	2.95	4.42	3.25	6.00	1.85	1.12	1.19	1.61	1.59	1.92
			8	1.64	1.60	3.10	4.53	3.48	6.55	1.65	1.01	1.07	1.63	1.62	1.96
			9	1.62	1.77	3.85	4.48	4.17	9.14	1.47	1.01	1.04	1.61	1.67	2.13
			10	1.64	1.88	5.17	4.56	4.76	13.96	1.34	1.04	1.02	1.61	1.68	2.43
			11	1.62	2.15	-	4.51	6.06	-	1.21	1.06	-	1.61	1.76	-
			12	1.61	2.23	-	4.47	6.65	-	1.11	0.99	-	1.61	1.78	-
		30	5	1.60	1.60	2.25	6.45	5.40	6.25	2.49	1.81	1.69	1.54	1.51	1.67
			6	1.60	1.61	1.94	6.58	5.42	4.63	2.09	1.51	1.28	1.54	1.53	1.53
			7	1.58	1.59	1.94	6.46	5.31	5.00	1.80	1.29	1.10	1.53	1.50	1.58
			8	1.60	1.59	2.40	6.56	5.34	7.25	1.58	1.13	1.09	1.53	1.50	1.73



q (kN/ m <sup>2</sup> )	α°	φ°	H (m)	Factores de seguridad (COULUMB)												
				Deslizamiento			Volcamiento			Capacidad Portante			Estabilidad Global			
				HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	
15	0	25	9	1.58	1.60	2.81	6.47	5.45	9.40	1.41	1.05	1.04	1.54	1.52	1.87	
			10	1.59	1.66	4.02	6.56	6.00	16.06	1.27	1.05	1.03	1.56	1.53	2.15	
			11	1.58	2.00	-	6.48	8.37	-	1.15	1.01	-	1.52	1.64	-	
			12	1.59	-	-	6.55	-	-	1.06	-	-	1.53	-	-	
		20	5	1.85	1.59	1.86	4.73	6.86	7.98	1.96	1.85	1.79	1.65	1.65	1.51	
			6	1.80	1.58	1.83	5.37	7.36	7.88	1.78	1.56	1.48	1.65	1.63	1.51	
			7	1.77	1.58	1.80	5.69	7.70	7.81	1.57	1.35	1.26	1.61	1.63	1.51	
			8	1.76	1.59	1.78	5.95	7.97	7.76	1.41	1.18	1.09	1.59	1.59	1.51	
		15	9	1.73	1.60	2.02	6.01	8.33	9.59	1.26	1.10	1.02	1.55	1.57	1.59	
			10	1.73	1.60	2.97	6.20	8.67	17.67	1.15	1.06	1.03	1.55	1.56	1.92	
			11	1.76	-	-	6.48	-	-	1.07	-	-	1.56	-	-	
			12	1.69	-	-	7.51	-	-	0.99	-	-	1.54	-	-	
	10	5	1.80	1.57	1.93	9.19	13.15	13.21	2.21	1.95	1.97	1.56	1.59	1.72		
		6	1.74	1.58	1.99	10.01	13.97	14.97	1.86	1.63	1.67	1.52	1.60	1.73		
		7	1.75	1.57	1.80	10.31	14.28	13.37	1.59	1.40	1.40	1.51	1.54	1.64		
		8	1.72	1.57	1.67	10.65	14.60	12.26	1.39	1.23	1.20	1.50	1.59	1.66		
	5	9	1.83	1.58	1.75	11.85	15.01	13.54	1.23	1.12	1.09	1.51	1.52	1.59		
		10	1.81	1.58	2.07	12.13	15.49	18.95	1.11	1.04	1.03	1.55	1.50	1.80		
		11	1.80	-	-	11.85	-	-	1.01	-	-	1.48	-	-		
		12	1.80	-	-	11.85	-	-	1.01	-	-	1.48	-	-		
	35	0	25	5	1.62	1.63	2.01	4.85	4.06	3.86	2.31	1.62	1.37	1.55	1.54	1.60
				6	1.62	1.62	2.13	4.98	4.02	4.35	1.95	1.34	1.19	1.56	1.53	1.64
			15	7	1.61	1.61	2.24	4.92	3.99	4.81	1.68	1.15	1.06	1.56	1.54	1.67
				8	1.60	1.68	2.62	4.88	4.30	6.52	1.47	1.04	1.04	1.54	1.57	1.76
9				1.61	1.87	3.18	4.98	5.33	9.28	1.31	1.03	1.02	1.56	1.62	1.90	
10				1.60	-	-	4.94	-	-	1.18	-	-	1.54	-	-	
5		11	1.60	-	-	4.91	-	-	1.08	-	-	1.56	-	-		
		12	1.60	-	-	4.91	-	-	1.08	-	-	1.56	-	-		
10		25	5	1.69	1.69	1.94	3.57	7.39	6.65	1.72	1.82	1.69	1.59	1.50	1.53	
			6	1.74	1.69	1.90	3.69	7.36	6.56	1.45	1.51	1.39	1.57	1.50	1.53	
			7	1.73	1.70	1.87	3.99	7.47	6.50	1.31	1.30	1.17	1.55	1.50	1.52	
		15	8	1.70	1.68	1.85	4.11	7.35	6.46	1.17	1.14	1.02	1.53	1.50	1.51	
	9		1.71	1.70	2.33	4.31	7.54	10.17	1.07	1.03	1.03	1.52	1.50	1.70		
	10		1.72	-	-	4.89	-	-	1.04	-	-	1.53	-	-		
5	5	1.64	1.59	1.65	8.95	11.02	8.66	1.84	1.65	1.79	1.52	1.59	1.53			
	6	1.67	1.58	1.65	9.30	11.40	9.38	1.53	1.37	1.46	1.50	1.58	1.52			
	7	1.72	1.59	1.66	9.91	11.81	9.93	1.29	1.17	1.23	1.50	1.58	1.52			
10	8	1.73	1.58	1.66	10.58	11.82	10.27	1.12	1.02	1.07	1.50	1.56	1.52			
	9	1.73	1.58	1.66	10.58	11.82	10.27	1.12	1.02	1.07	1.50	1.56	1.52			
	10	1.73	1.58	1.66	10.58	11.82	10.27	1.12	1.02	1.07	1.50	1.56	1.52			
10	0	35	5	1.61	1.52	2.28	4.32	3.25	4.02	2.17	1.42	1.37	1.61	1.58	1.69	
			6	1.58	1.52	2.49	4.25	3.24	4.67	1.89	1.20	1.21	1.60	1.60	1.78	
			7	1.61	1.52	2.65	4.38	3.24	5.23	1.68	1.04	1.08	1.61	1.59	1.85	

q (kN/ m <sup>2</sup> )	α°	φ°	H (m)	Factores de seguridad (COULUMB)												
				Deslizamiento			Volcamiento			Capacidad Portante			Estabilidad Global			
				HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	
			8	1.59	1.74	3.48	4.33	4.01	7.93	1.49	1.01	1.08	1.61	1.65	2.03	
			9	1.61	2.00	4.21	4.43	5.21	10.46	1.36	1.03	1.02	1.61	1.73	2.18	
			10	1.60	2.07	6.22	4.39	5.65	17.89	1.23	1.04	1.01	1.60	1.74	2.52	
			11	1.62	-	-	4.47	-	-	1.14	-	-	1.61	-	-	
			12	1.61	-	-	4.43	-	-	1.05	-	-	1.60	-	-	
			30	5	1.97	1.61	1.94	3.97	5.51	5.19	1.68	1.65	1.49	1.51	1.51	1.58
				6	1.94	1.63	2.06	4.08	5.61	5.72	1.49	1.41	1.28	1.51	1.50	1.63
				7	1.95	1.61	2.14	4.17	5.50	6.11	1.32	1.21	1.12	1.53	1.50	1.66
				8	1.91	1.56	2.62	4.10	5.21	8.43	1.17	1.05	1.08	1.52	1.51	1.79
				9	1.96	1.71	3.44	4.30	6.20	12.79	1.08	1.03	1.05	1.52	1.54	2.03
				10	2.15	1.86	4.58	5.06	7.36	19.49	1.07	1.03	1.01	1.58	1.60	2.27
			25	5	1.75	1.55	1.88	4.40	6.99	6.75	1.66	1.69	1.60	1.61	1.66	1.72
		6		1.73	1.56	1.80	5.01	7.45	6.81	1.55	1.44	1.34	1.60	1.60	1.70	
		7		1.72	1.56	1.76	5.35	7.71	6.86	1.39	1.26	1.15	1.58	1.58	1.65	
		8		1.72	1.55	2.02	5.62	7.84	8.80	1.27	1.11	1.07	1.56	1.56	1.76	
		9		1.69	1.56	2.49	5.70	8.09	12.56	1.15	1.03	1.03	1.52	1.55	1.90	
		10		1.68	1.75	3.38	6.11	10.27	20.67	1.08	1.02	1.01	1.53	1.61	2.15	
		20	5	1.66	1.54	1.94	9.86	13.26	14.36	2.02	1.78	1.87	1.57	1.56	1.71	
			6	1.64	1.53	1.75	10.51	13.62	12.72	1.72	1.51	1.53	1.52	1.55	1.62	
			7	1.66	1.54	1.84	11.26	14.23	14.22	1.49	1.31	1.33	1.50	1.53	1.64	
			8	1.69	1.55	1.71	12.06	14.46	13.01	1.31	1.16	1.15	1.52	1.53	1.58	
			9	1.67	1.55	1.62	12.15	14.70	12.12	1.18	1.06	1.01	1.52	1.51	1.53	
			10	1.74	0.00	2.45	13.27	0.00	24.06	1.06	0.00	1.01	1.50	0.00	1.85	
		15	35	5	1.57	1.59	1.77	4.66	3.97	3.25	2.05	1.43	1.17	1.55	1.53	1.54
6	1.59			1.63	1.91	4.79	4.16	3.76	1.77	1.24	1.05	1.54	1.54	1.59		
7	1.60			1.65	2.40	4.90	4.25	5.65	1.54	1.09	1.07	1.55	1.55	1.71		
8	1.59			1.85	2.74	4.86	5.20	7.21	1.36	1.03	1.02	1.54	1.61	1.80		
9	1.59			-	-	4.83	-	-	1.23	-	-	1.56	-	-		
10	1.60			-	-	4.91	-	-	1.11	-	-	1.54	-	-		
30	5		1.68	1.57	1.98	3.50	5.28	5.76	1.46	1.51	1.50	1.58	1.60	1.68		
	6		1.70	1.57	1.90	3.48	5.64	5.79	1.23	1.31	1.24	1.55	1.59	1.65		
	7		1.69	1.58	1.86	3.78	5.89	5.82	1.13	1.15	1.06	1.53	1.57	1.63		
	8		1.70	1.59	2.17	4.01	6.08	8.13	1.05	1.02	1.04	1.52	1.56	1.71		
	9		1.81	-	-	4.79	-	-	1.04	-	-	1.55	-	-		
	10		1.76	1.56	1.73	7.91	11.08	10.47	1.65	1.49	1.57	1.50	1.63	1.61		
25	5	1.76	1.56	1.73	7.91	11.08	10.47	1.65	1.49	1.57	1.50	1.63	1.61			
	6	1.76	1.56	1.72	9.26	11.53	10.83	1.38	1.25	1.31	1.51	1.62	1.60			

q (kN/ m <sup>2</sup> )	α°	φ°	H (m)	Factores de seguridad (COULUMB)											
				Deslizamiento			Volcamiento			Capacidad Portante			Estabilidad Global		
				HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G	HA	HM	G
			7	1.67	1.56	1.71	10.05	11.71	11.10	1.19	1.08	1.12	1.50	1.61	1.59
			8	1.68	-	1.67	10.46	-	10.84	1.05	-	1.04	1.50	-	1.54

Fuente: Elaboración propia

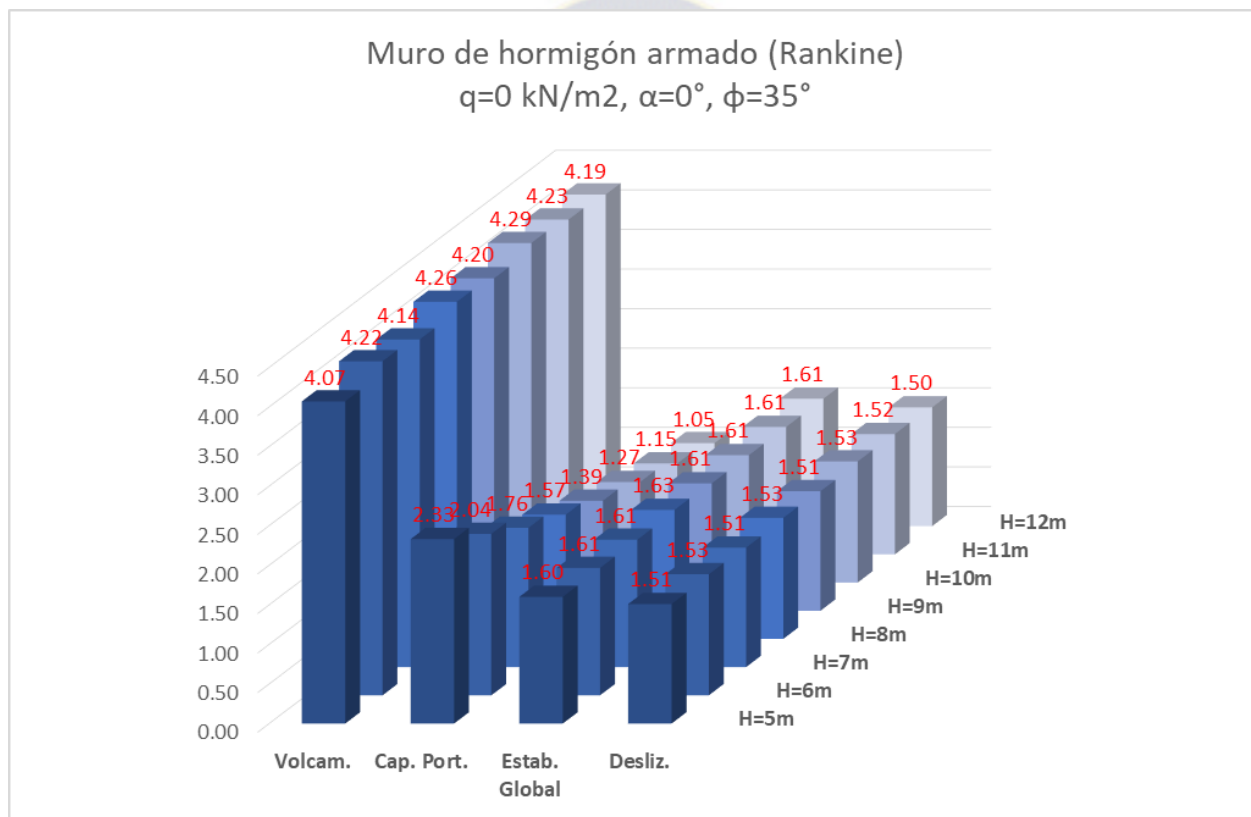
Para el factor de seguridad a la capacidad portante, en general se puede ver en los gráficos que el valor es mayor para el caso de muros de hormigón armado, esto porque el muro de hormigón armado es más esbelto y por lo tanto no tiene mucho peso propio en comparación a los otros dos muros, el muro de hormigón armado es el que si cumple para alturas mayores en suelos de baja fricción interna, cosa que en los otros muros no sucede por tener dimensiones más grandes y por lo tanto mayormente fallar a deslizamiento o capacidad portante.

Para el factor de seguridad a la estabilidad global en general se tienen valores ligeramente mayores en los gaviones en comparación a los otros dos tipos de muros, esto por las dimensiones y la forma que tienen los gaviones, en general es el factor de seguridad donde menos falla se tiene, ya que donde primeramente falla es en la capacidad portante y deslizamiento.

En el caso del factor de seguridad al volcamiento es donde menos falla se tiene, esto se da por que los muros analizados primeramente fallan a deslizamiento y esto hace que se tengan dimensiones más grandes que contribuyen al momento de vuelco estabilizador del muro, es por eso que se tienen valores de factor de seguridad altos en comparación con los otros valores de factor de seguridad. Por otro lado, es importante mencionar que para el método de Coulumb se tienen valores ligeramente mayores en los factores de seguridad en comparación al método de Rankine, que nos llevaría a decir que el método de Coulumb es un poco más conservador que el método de Rankine. Una de las causas a esta afirmación puede ser que en el método de Coulumb si se considera la

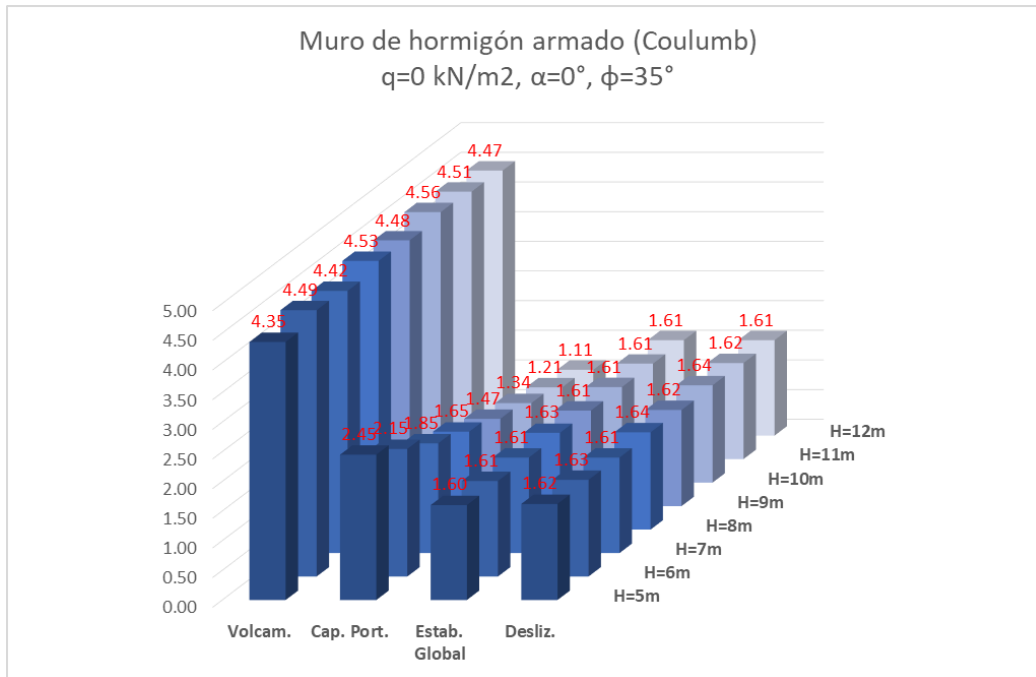
fricción del terreno con el muro cosa que en el método de Rankine no se considera. A continuación veremos unos gráficos representando lo descrito anteriormente, cabe recalcar que solo se verá para el caso de  $q=0$  (kN /m<sup>2</sup>),  $\alpha=0^\circ$ ,  $\phi=35^\circ$ , ya que se tiene el un comportamiento similar en los demás casos.

Gráfico 49: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Rankine),  $q = 0$  kN/m<sup>2</sup>,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



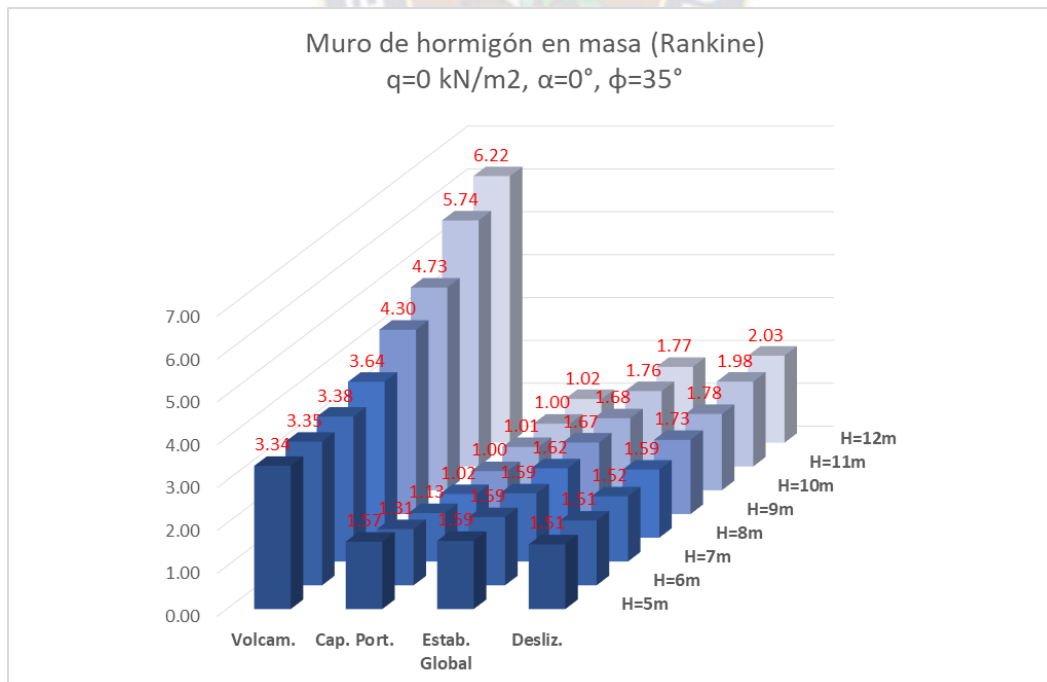
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 50: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Coulumb),  $q = 0$  kN/m<sup>2</sup>,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



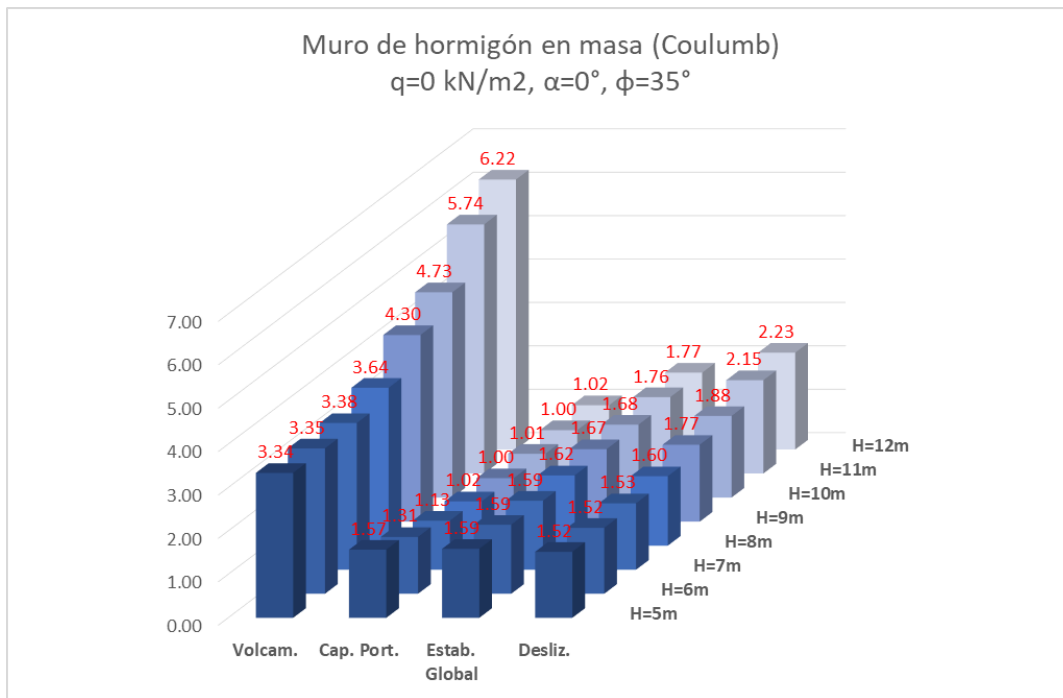
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 51: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Rankine),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



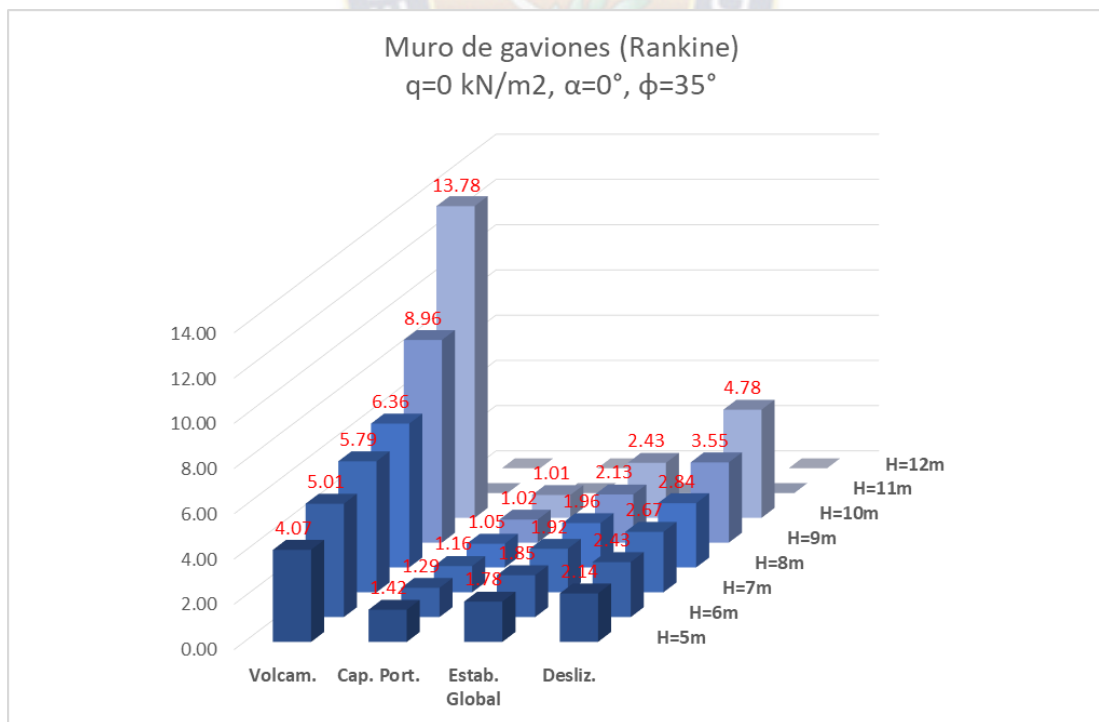
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 52: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Coulumb),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



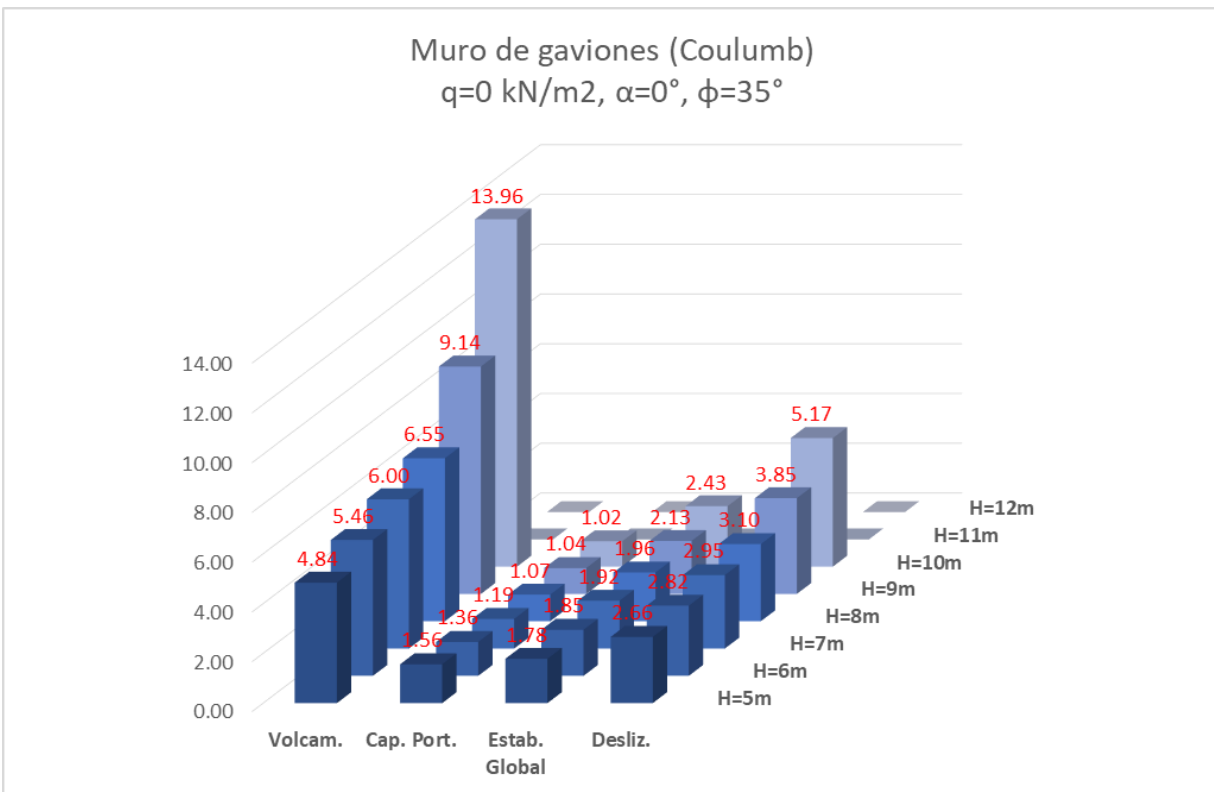
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 53: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Rankine),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



Fuente: Elaboración propia

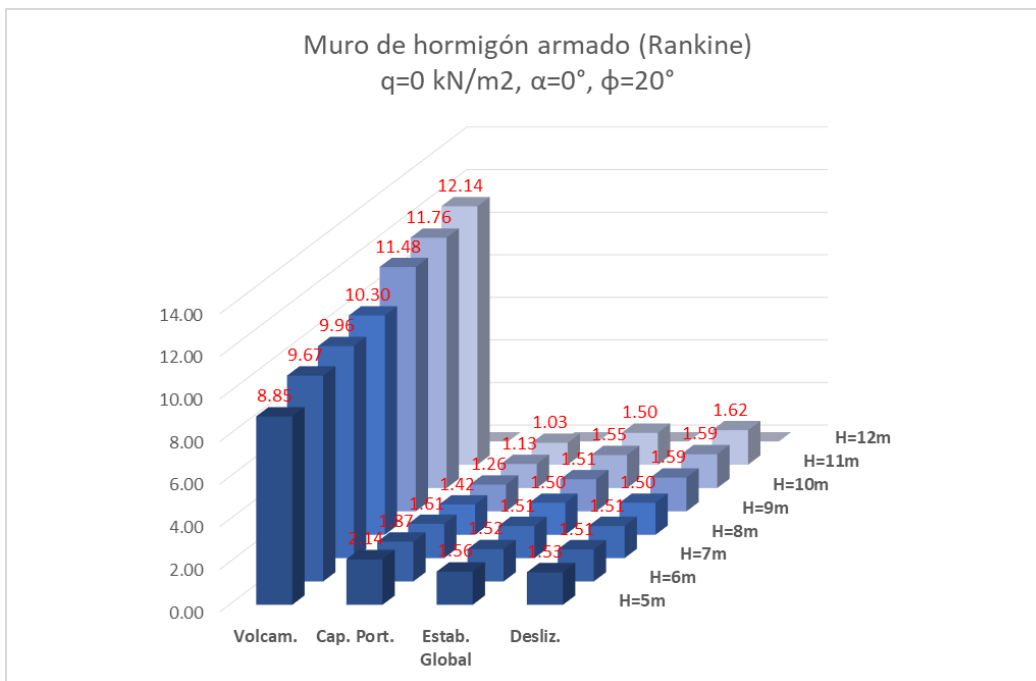
Gráfico 54: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Coulumb),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$



*Fuente: Elaboración propia*

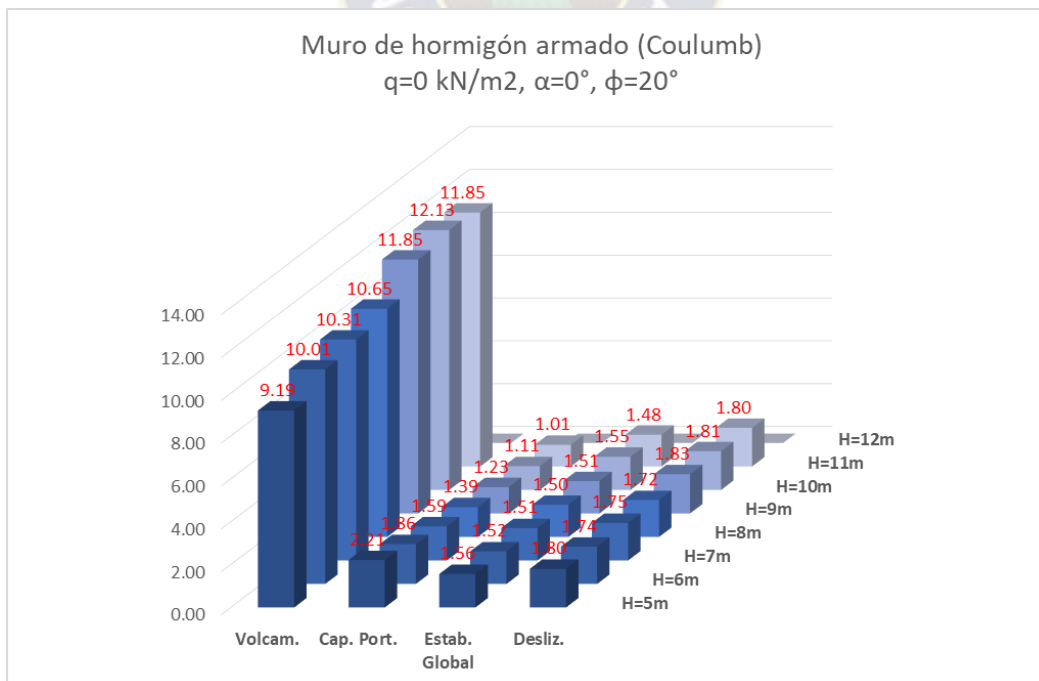
En los gráficos se puede observar lo que se mencionaba anteriormente, en los tres casos de muros se tiene un factor de seguridad al volcamiento muy superior con respecto a los otros factores, se puede ver esto con más notoriedad en el muro de hormigón armado. Se observa también que a medida que la altura crece el factor de seguridad a la capacidad portante decrece en los 3 tipos de muros, es donde principalmente falla en el caso de muro de hormigón en masa y en el muro de gaviones. En el muro de hormigón armado donde falla principalmente es al deslizamiento, por ello es que se tiene en todas las alturas un factor de seguridad al ras del factor de seguridad límite. En cuanto a la estabilidad global no se tiene problemas, pero si en los casos donde se tiene un suelo con ángulo de fricción interna muy bajo como se puede ver a continuación:

Gráfico 55: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Rankine),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



Fuente: Elaboración propia

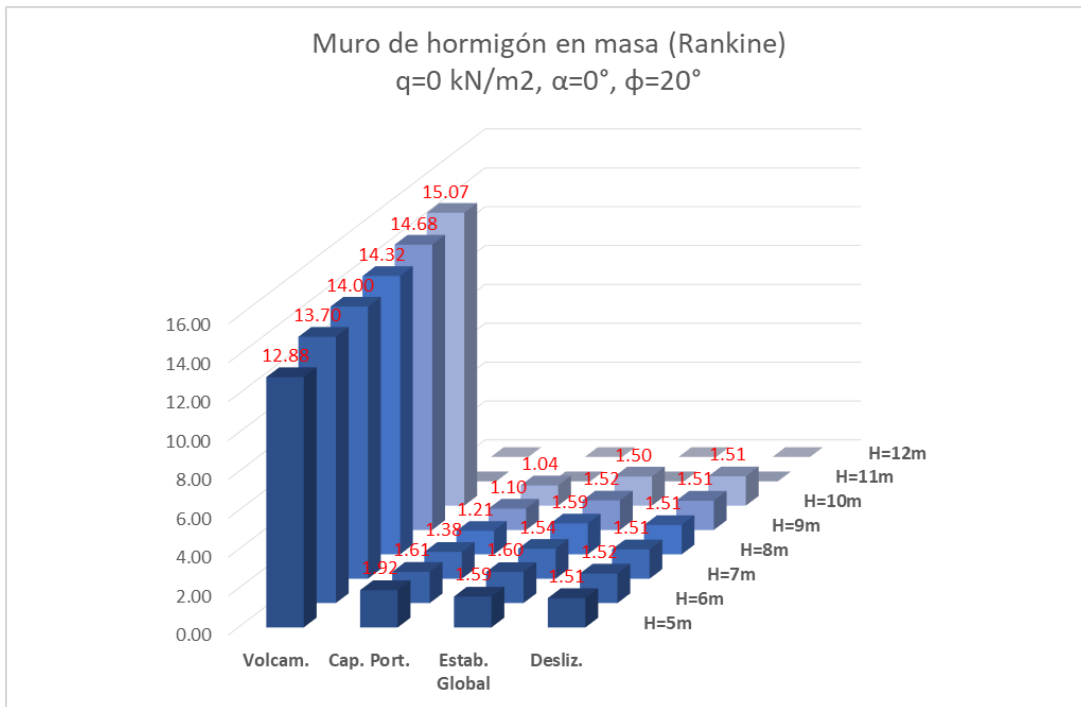
Gráfico 56: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón armado (Coulumb),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



Fuente: Elaboración propia

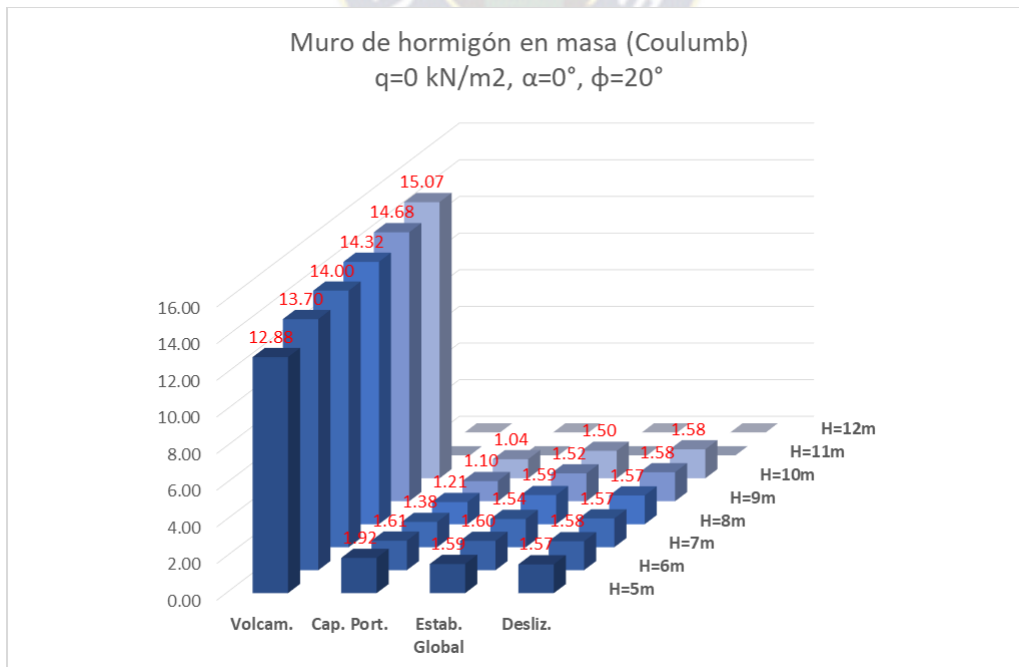


Gráfico 57: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Rankine),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



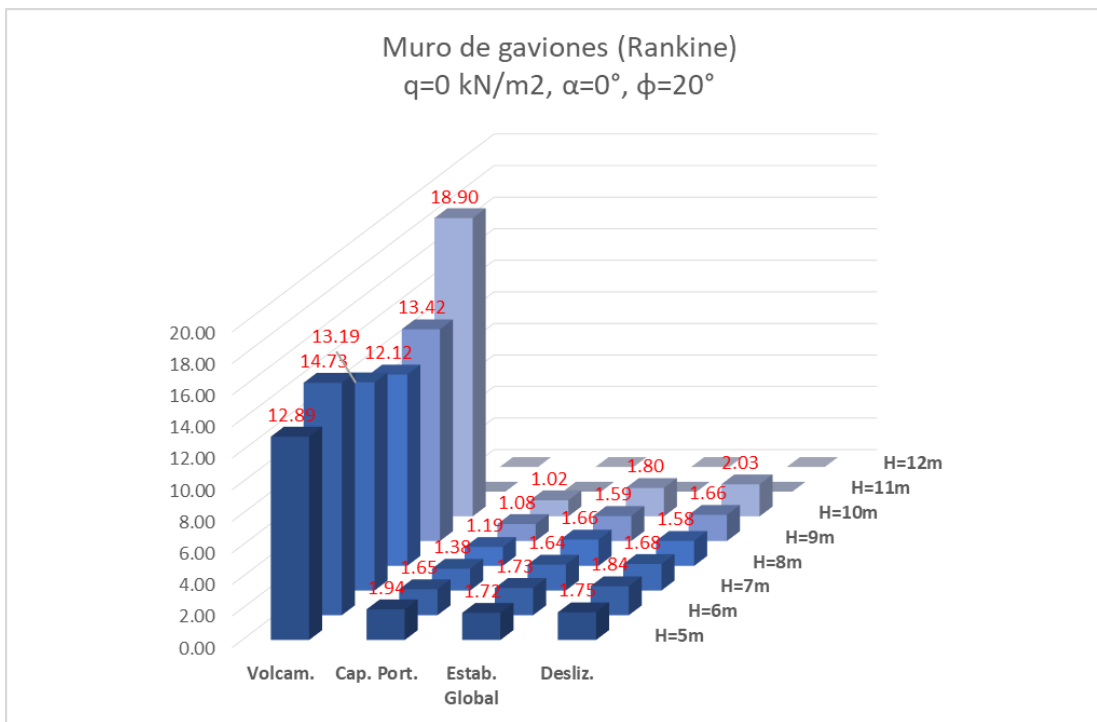
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 58: Factores de seguridad vs alturas Muro hormigón en masa (Coulumb),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



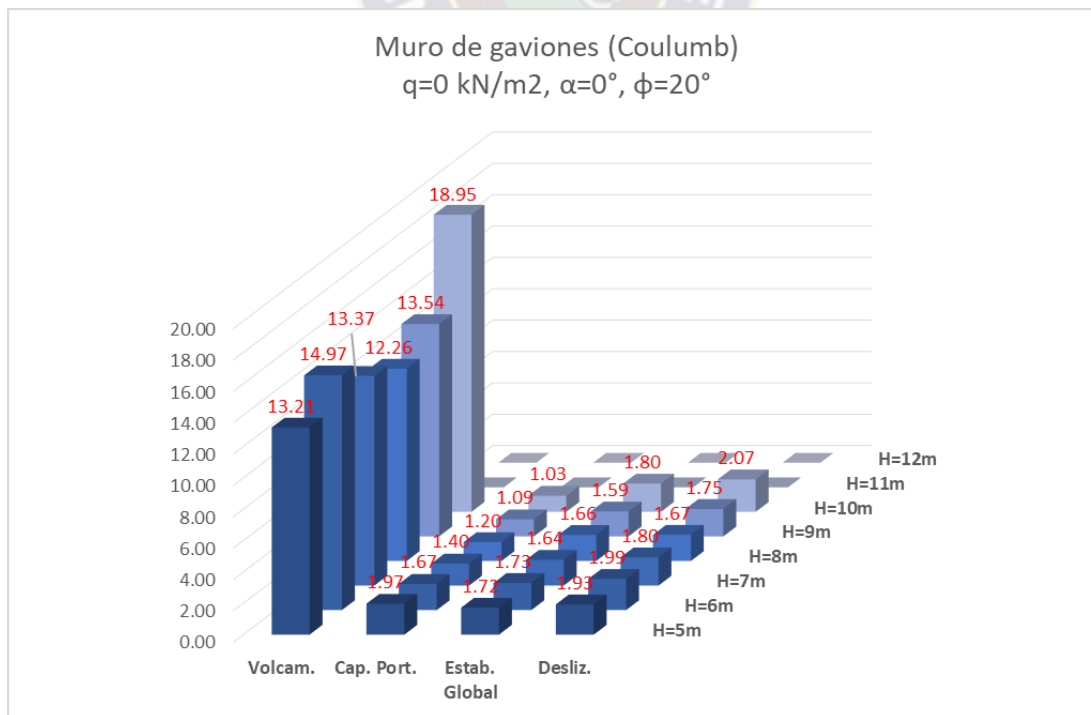
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 59: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Rankine),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 60: Factores de seguridad vs alturas Muro de gaviones (Coulumb),  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\phi = 20^\circ$



Fuente: Elaboración propia

Se observa que el factor de seguridad al volcamiento se dispara de una manera muy fuerte, esto se da porque se aumentan mucho las dimensiones de los muros al tener un suelo muy pobre con ángulo de fricción interna de  $\phi=20^\circ$ . Por otro lado, como se mencionaba anteriormente se observa que para el muro de hormigón armado falla primeramente por estabilidad global y deslizamiento, mientras que en el muro de hormigón en masa mientras aumenta la altura se observa una disminución del factor a la capacidad portante, y el factor de seguridad a la estabilidad global va variando cerca al factor limite. En el muro de gaviones se observa que a medida que aumentamos la altura falla por capacidad portante en todos los casos como se observa en los gráficos, además podemos reafirmar que el método de Coulumb es un método más conservador al tener factores más altos en comparación con el método de Rankine por lo que ya se había comentado anteriormente.

#### **4.2. RECOMENDACIONES**

Se recomienda a futuro realizar un estudio tomando en consideración la diversidad geográfica y climatológica del departamento de La Paz en la comparación económica y técnica de la construcción del muro de contención

Se recomienda considerar estos resultados solo en caso de que el área propuesta para la construcción no afecte a construcciones vecinas ni tenga otras repercusiones no consideradas en este análisis.

Se recomienda aumentar más graficas de comparación para posteriores proyectos de grados aumentando más datos de sobrecarga y ángulos de talud para que se obtenga más precisión a la hora de la selección de los diferentes muros de contención.

Se recomienda también realizar un análisis sísmico sobre el muro y el comportamiento que generan estas fuerzas sobre el muro, se podría ver la diferencia existente entre un análisis estático y un

análisis sísmico y ver cómo influye en los factores de seguridad vistos anteriormente para todos los casos que se analizaron en este proyecto, el método más conocido y manejado es el de Mononobe-Okabe pero se podría buscar otro método más para así poder realizar una comparación.

Las gráficas obtenidas tienen el objetivo de simplificar con la selección del tipo de muro de contención para luego realizar un cálculo más exacto del tipo de muro seleccionado.



## 5. BIBLIOGRAFÍA

- Barcelona, E. T. (s.f.). *Universitat Politecnica de Catalunya*. Obtenido de Metodo del equilibrio limite:<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6529/05.pdf?sequence=6&isAllowed=y>
- BELANDRIA, R. A. (2008). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO*. MERIDA-VENEZUELA.
- Calavera, J. (1989). *MUROS DE CONTENCION Y MUROS DE SOTANO*. Madrid.
- CAMARGO HERNANDEZ, J., & FRANCO, V. (2001). *MANUAL DE GAVIONES*.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico: cengage learning.
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Mexico: cengage learning.
- Moliterno, A. (2017). *Muros de Retencion*.
- Rodriguez, A. M. (s.f.). *Manual de Mecanica del Suelo y Cimentaciones*.
- SUAREZ, J. (s.f.). *Estructuras de Contencion de Gravedad*.

## 6. ANEXOS

### Anexo 1: Precios Unitarios de la actividad de Muro de Hormigón Armado

#### ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

Actividad: MURO DE HORMIGÓN ARMADO

Unitario: M3

Cantidad: 1

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
<b>1.- MATERIALES</b>						
CEMENTO PORTLAND VIACHA	KG	336.00000			0.960	322.560
FIERRO CORRUGADO	KG	40.00000			7.400	296.000
ARENA COMUN	M3	0.55000			120.750	66.413
GRAVA COMUN	M3	0.95000			120.750	114.713
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	40.00000			8.000	320.000
CLAVOS	KG	2.00000			12.500	25.000
ALAMBRE DE AMARRE	M3	2.00000			12.000	24.000
<b>TOTAL MATERIALES</b>						<b>1,168.685</b>
<b>2.- MANO DE OBRA</b>						
ENCOFRADOR	HR.	15.00000			20.500	307.500
ARMADOR	HR.	10.00000			20.500	205.000
ALBAÑIL	HR.	10.00000			20.500	205.000
AYUDANTE	HR.	10.00000			15.000	150.000
MANO DE OBRA INDIRECTA - % DE MANO DE OBRA DIRECTA					0.00%	0.000
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>						<b>867.500</b>
<b>3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						
MEZCLADORA	HR.	1.00000	100.00%	5.600	20.000	20.000
VIBRADORA	HR.	0.80000	100.00%	5.600	15.000	12.000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					5.00%	43.375
<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						<b>75.375</b>
<b>4.- RECARGOS</b>						
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					85.54%	742.060
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					13.94%	120.930
<b>TOTAL RECARGOS</b>						<b>862.989</b>
<b>5.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						
GASTOS GENERALES - % De 1+2+3					12.00%	253.387
GASTOS FINANCIEROS - % DE 1+2+3					0.00%	0.000
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - % DEL TOTAL DE MATERIALES					0.00%	0.000
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						<b>253.387</b>
<b>6.- UTILIDAD</b>						
UTILIDAD - % DE 1+2+3					10.00%	211.156
<b>TOTAL UTILIDAD</b>						<b>211.156</b>
<b>7.- IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5+6					3.09%	106.268
<b>TOTAL IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						<b>106.268</b>
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>						<b>3,545.360</b>

## Anexo 2: Precios Unitarios de la actividad de Muro de Hormigón en Masa

### ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

Actividad: MURO DE HORMIGON EN MASA

Unitario: M3

Cantidad: 1

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
<b>1. MATERIALES</b>						
CEMENTO PORTLAND	KG	211.20000			0.960	202.752
PIEDRA MANZANA	M3	0.44000			120.000	52.800
ARENA COMUN	M3	0.34320			120.750	41.441
GRAVA COMUN	M3	0.59400			120.750	71.726
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	16.00000			8.000	128.000
CLAVOS	KG	0.60000			12.500	7.500
ALAMBRE DE AMARRE	KG	0.60000			12.000	7.200
<b>TOTAL MATERIALES</b>						<b>511.419</b>
<b>2. MANO DE OBRA</b>						
ENCOFRADOR	HR.	9.00000			20.500	184.500
ALBAÑIL	HR.	9.00000			20.500	184.500
AYUDANTE	HR.	3.00000			15.000	45.000
MANO DE OBRA INDIRECTA - % DE MANO DE OBRA DIRECTA					0.00%	0.000
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>						<b>414.000</b>
<b>3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						
MEZCLADORA	HR.	1.00000	100.00%	5.600	20.000	20.000
VIBRADORA	HR.	0.80000	100.00%	5.600	15.000	12.000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					5.00%	20.700
<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						<b>52.700</b>
<b>4. RECARGOS</b>						
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					85.54%	354.136
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					13.94%	57.712
<b>TOTAL RECARGOS</b>						<b>411.847</b>
<b>5. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						
GASTOS GENERALES - % De 1+2+3					12.00%	117.374
GASTOS FINANCIEROS - % DE 1+2+3					0.00%	0.000
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - % DEL TOTAL DE MATERIALES					0.00%	0.000
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						<b>117.374</b>
<b>6. UTILIDAD</b>						
UTILIDAD - % DE 1+2+3					10.00%	97.812
<b>TOTAL UTILIDAD</b>						<b>97.812</b>
<b>7. IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5+6					3.09%	49.599
<b>TOTAL IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						<b>49.599</b>
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>						<b>1,654.751</b>

### Anexo 3: Precios Unitarios de la actividad de Muro de Contención con Gaviones

## ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

Actividad: MURO DE CONTENCION CON GAVIONES

Unitario: M3

Cantidad: 1

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Improductivo	Precio Productiv.	Precio Total
<b>1. MATERIALES</b>						
GAVION	PZA	1.00000			230.000	230.000
PIEDRA BRUTA	M3	1.05000			115.000	120.750
ALAMBRE GALVANIZADO N°10	KG	0.50000			16.000	8.000
<b>TOTAL MATERIALES</b>						<b>358.750</b>
<b>2. MANO DE OBRA</b>						
ALBAÑIL	HR.	3.00000			20.500	61.500
AYUDANTE	HR.	3.00000			15.000	45.000
MANO DE OBRA INDIRECTA - % DE MANO DE OBRA DIRECTA					0.00%	0.000
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>						<b>106.500</b>
<b>3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						
		0.00000	0.00%	0.000	0.000	0.000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					5.00%	5.325
<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						<b>5.325</b>
<b>4. RECARGOS</b>						
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					85.54%	91.100
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					13.94%	14.846
<b>TOTAL RECARGOS</b>						<b>105.946</b>
<b>5. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						
GASTOS GENERALES - % De 1+2+3					12.00%	56.469
GASTOS FINANCIEROS - % DE 1+2+3					0.00%	0.000
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - % DEL TOTAL DE MATERIALES					0.00%	0.000
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						<b>56.469</b>
<b>6. UTILIDAD</b>						
UTILIDAD - % DE 1+2+3					10.00%	47.058
<b>TOTAL UTILIDAD</b>						<b>47.058</b>
<b>7. IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5+6					3.09%	21.013
<b>TOTAL IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						<b>21.013</b>
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>						<b>701.061</b>



## Anexo 4: Precios Unitarios de la actividad de Excavación con Retroexcavadora

### ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

Actividad: **EXC. CON RETROEXCAVADORA**

Unitario: **M3**

Cantidad: **1**

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
<b>1. MATERIALES</b>						
		0.00000			0.000	0.000
<b>TOTAL MATERIALES</b>						<b>0.000</b>
<b>2. MANO DE OBRA</b>						
AYUDANTE	HR.	0.05000			15.000	0.750
ESPECIALISTA CALIFICADO	HR.	0.07000			23.000	1.610
MANO DE OBRA INDIRECTA - % DE MANO DE OBRA DIRECTA					0.00%	0.000
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>						<b>2.360</b>
<b>3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						
RETROEXCAVADORA	HR.	0.06000	100.00%	5.600	210.000	12.600
VOLQUETA 12 m3	HR.	0.08000	100.00%	5.600	160.000	12.800
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					5.00%	0.118
<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						<b>25.518</b>
<b>4. RECARGOS</b>						
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					85.54%	2.019
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					13.94%	0.329
<b>TOTAL RECARGOS</b>						<b>2.348</b>
<b>5. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						
GASTOS GENERALES - % De 1+2+3					12.00%	3.345
GASTOS FINANCIEROS - % DE 1+2+3					0.00%	0.000
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - % DEL TOTAL DE MATERIALES					0.00%	0.000
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						<b>3.345</b>
<b>6. UTILIDAD</b>						
UTILIDAD - % DE 1+2+3					10.00%	2.788
<b>TOTAL UTILIDAD</b>						<b>2.788</b>
<b>7. IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5+6					3.09%	1.123
<b>TOTAL IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						<b>1.123</b>
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>						<b>37.482</b>

## Anexo 5: Precios Unitarios de la actividad de Relleno y Compactado

### ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

Actividad: RELLENO Y COMPACTADO

Unitario: M3

Cantidad: 1

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
<b>1. MATERIALES</b>						
GRAVA CLASIFICADA	M3	1.00000			136.500	136.500
<b>TOTAL MATERIALES</b>						<b>136.500</b>
<b>2. MANO DE OBRA</b>						
ALBAÑIL	HR.	0.50000			20.500	10.250
AYUDANTE	HR.	2.50000			15.000	37.500
MANO DE OBRA INDIRECTA - % DE MANO DE OBRA DIRECTA					0.00%	0.000
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>						<b>47.750</b>
<b>3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						
		0.00000	0.00%	0.000	0.000	0.000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					5.00%	2.388
<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>						<b>2.388</b>
<b>4. RECARGOS</b>						
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					85.54%	40.845
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					13.94%	6.656
<b>TOTAL RECARGOS</b>						<b>47.502</b>
<b>5. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						
GASTOS GENERALES - % De 1+2+3					12.00%	22.397
GASTOS FINANCIEROS - % DE 1+2+3					0.00%	0.000
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - % DEL TOTAL DE MATERIALES					0.00%	0.000
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>						<b>22.397</b>
<b>6. UTILIDAD</b>						
UTILIDAD - % DE 1+2+3					10.00%	18.664
<b>TOTAL UTILIDAD</b>						<b>18.664</b>
<b>7. IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5+6					3.09%	8.504
<b>TOTAL IMPUESTOS A LAS TRANSACCIONES</b>						<b>8.504</b>
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>						<b>283.703</b>