



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SÓTANOS

Luis Fernando Vicente Vicente

Asesorado por el Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez

Guatemala, enero de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SÓTANOS

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

LUIS FERNANDO VICENTE VICENTE

ASESORADO POR EL ING. LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Jeovany Rudaman Miranda Castañón
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SÓTANOS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de mayo de 2011.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Luis Fernando Vicente Vicente', written in a cursive style.

Luis Fernando Vicente Vicente

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, octubre de 2011

Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del departamento de estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Respetable Ingeniero

Por medio de la presente informo a usted que he asesorado y revisado el trabajo de graduación titulado **"ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SÓTANOS"**, el cual fue presentado por el estudiante Luis Fernando Vicente Vicente.

Dicho trabajo cumple con lo establecido y reconociendo la importancia del tema, doy mi respectiva aprobación, agregando que lo encuentro completamente satisfactorio.

Sin otro particular, me despido de usted atentamente,

Luis Estuardo Saravia Ramírez
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 3988


Luis Estuardo Saravia Ramírez
Ingeniero Civil, colegiado 3,988
Asesor



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
28 de octubre de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SOTANOS, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Fernando Vicente Vicente, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Luis Fernando Vicente Vicente, titulado **ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SÓTANOS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, enero de 2012.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado **ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PARA SÓTANOS**, presentado por el estudiante universitario **Luis Fernando Vicente Vicente**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



The signature is a stylized cursive mark. The official stamp is an oval shape containing the university's seal on the left and the text 'UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA' at the top, 'DECANO FACULTAD DE INGENIERIA' in the center, and a small asterisk at the bottom.

Guatemala, enero de 2012

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por caminar a mi lado en todo momento, por su apoyo incondicional cuando no sabía que pasaría, por abrir las puertas para lograr esta meta.

Mis padres

Inés Vicente y Francisca Vicente. Por confiar en mí, demostrándolo con el apoyo moral y económico que me han brindado a lo largo de mi vida.

Mis hermanos

Marta Lidia y Mario René, por apoyarme en los momentos difíciles de mi vida.

Mis abuelitos

Juan, María, Eleocadio y Jerónima. Por su cariño que siempre me impulso a formarme.

AGRADECIMIENTOS A:

Ing. Luis Saravia

Por su colaboración en la parte final de mi carrera, por esos consejos que siempre me orientaron a ser una mejor persona y por asesorarme en este interesante tema.

Ing. Rudy Chutan

Por su confianza depositada, por sus excelentes consejos que hoy dan frutos y su amistad incondicional.

Ing. Luis Tobar

Por su confianza y paciencia al momento de enseñarme a trabajar y convivir en el área de ingeniería civil.

Mis maestros

Que siempre se dedicaron a compartir sus conocimientos sin esperar nada a cambio.

Cocisa

Una gran empresa que me apoyo a lo largo de toda mi carrera y donde guardo bonitos recuerdos.

Mis amigos

Que nunca se negaron cuando necesite su apoyo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. TIPOLOGIA GENERAL DE MUROS	1
1.1. Muros de sótano	3
1.2. Muros de gravedad	6
1.3. Muros ménsula ó voladizo	10
1.4. Muros con contrafuertes	13
1.5. Muros de tierra armada.....	17
1.6. Muros cribas y otros prefabricados	20
1.6.1. Muros prefabricados de concreto.....	21
2. EMPUJES DEL TERRENO SOBRE LOS MUROS	23
2.1. Cargas y sobrecargas actuantes sobre el terreno	23
2.2. Conceptos generales	25
2.3. Cálculo del empuje activo	26
2.3.1. Empuje activo en terrenos estratificados.....	26
2.3.2. Presión activa de Rankine.....	27
2.3.3. Relleno de arena.....	29
2.3.4. Relleno de arcilla.....	31
2.3.5. Falla no drenada	31

2.3.6.	Falla drenada.....	34
2.3.7.	Presión activa para un terraplén inclinado	34
2.3.8.	Presión activa de tierra de Coulomb	36
2.4.	Caso de existencia de sobrecargas en el terreno.....	40
2.4.1.	Carga en la franja paralela a la coronación del muro.....	40
2.4.2.	Carga lineal.....	42
2.4.3.	Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas	43
2.5.	Empuje producido por la acción sísmica	45
2.5.1.	Presión activa de Coulomb para condiciones sísmicas	45
2.6.	Infiltración de agua en el relleno	47
2.6.1.	Relleno inundado hasta una cierta cota.....	49
2.7.	Empuje producido por la compactación del relleno	50
3.	MUROS DE SÓTANO.....	51
3.1.	Características de muros de sótano	51
3.1.1.	Muro simplemente apoyado.....	51
3.1.2.	Muro doblemente empotrado.....	52
3.1.3.	Muro en voladizo	53
3.1.4.	Otros tipos de muros.....	54
3.2.	Esquema de funcionamiento	55
3.3.	Introducción a la seguridad en los muros de sótano.....	58
3.3.1.	Caso de un solo sótano	59
3.3.2.	Caso de dos sótanos	60
3.4.	Introducción general a la seguridad de muros.....	61
3.4.1.	Factores de seguridad a volteo.....	62
3.4.2.	Factores de seguridad a deslizamiento	62
3.4.3.	Factores de presión máxima bajo la base del muro.....	62
3.4.4.	Factores para flexión	62

4.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	63
4.1.	Observaciones generales	63
4.2.	Predimensionamientos y cargas actuantes.....	68
4.3.	Análisis de muros de sótano	72
4.3.1.	Análisis de un muro empotrado y apoyado	73
4.3.2.	Análisis de un muro tipo voladizo.....	73
4.3.2.1.	Análisis de estabilidad contra volteo	73
4.3.2.2.	Análisis de estabilidad contra deslizamiento	74
4.3.2.3.	Análisis de presión máxima bajo el muro	74
4.4.	Diseño de muros de sótano	75
4.4.1.	Ejemplo 1: muro de sótano tipo voladizo.....	75
4.4.2.	Ejemplo 2: muro de sótano empotrado y apoyado.....	96
4.5.	Esquemas de armado	111
4.6.	Tablas	112
5.	ANÁLISIS DE MUROS PARA SÓTANO POR ETABS.....	115
5.1.	Geometría.....	115
5.2.	Fuerzas y cargas actuantes	119
5.3.	Análisis y resultados	120
	CONCLUSIONES	121
	RECOMENDACIONES.....	123
	BIBLIOGRAFÍA.....	125
	ANEXOS.....	129

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Tipos de muros	2
2. Muro de sótano.....	3
3. Muro para varios sótanos	4
4. Muro de contención y muros de sótano.....	5
5. Muro de gravedad	7
6. Muros de gravedad.....	7
7. Predimensionamiento en muros de gravedad	8
8. Muro en voladizo	11
9. Predimensionamiento de muros en voladizo	12
10. Muro con contrafuertes.....	14
11. Ubicación de los contrafuertes	15
12. Predimensionamiento de muros con contrafuertes	16
13. Armadura extensible con geomalla	18
14. Predimensionamiento de muros con tierra armada	19
15. Origen de los muros cribas.....	20
16. Muro tipo N	22
17. Muro tipo T	22
18. Naturaleza de presión lateral del terreno sobre un muro de contención ..	26
19. Presión de la tierra en suelos estratificados (presión activa)	27
20. Cuña de falla	28
21. Envolvente de falla Mohr-Coulomb	28
22. Sin nivel freático y considerando el nivel freático	30

23. Análisis para estado activo de Rankine en la falla de una arcilla saturada no drenada	32
24. Estado activo de Rankine en falla de una arcilla saturada no drenada ...	33
25. Presión activa en un terraplén inclinado	35
26. Presión activa de Coulomb y triángulo de fuerzas	37
27. Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos cohesivos-friccionantes .	38
28. Presión activa de Coulomb con sobrecarga en el relleno	40
29. Presión lateral de tierra causada por carga de franja	41
30. Presión debida a una carga lineal	43
31. Presión debida a una carga puntual	44
32. Presión activa considerando fuerzas sísmicas	45
33. Localización de la línea de acción de P_{ae}	46
34. Inundación hasta una cierta cota	49
35. Muro de sótano simplemente apoyado	52
36. Muro de sótano doblemente empotrado	53
37. Muro de sótano en voladizo	54
38. Muro pantalla	55
39. Esquema de funcionamiento de un muro para sótano.....	57
40. Apoyo del refuerzo de columnas sobre el muro de sótano	64
41. Unión de la viga de apoyo al muro de sótano	66
42. Unión de la losa al muro de sótano	67
43. Detalle de la junta entre el piso y el muro	68
44. Partes de un muro en voladizo	70
45. Dimensiones del muro tipo voladizo	76
46. Esquema de funcionamiento del muro para sótano.....	78
47. Distribución geométrica del muro para sótano.....	79
48. Presión máxima bajo la base del muro	80
49. Diente en la base del muro de sótano.....	81
50. Dimensión del diente en la base del muro	82

51.	Presiones y cargas sobre el diente.....	83
52.	Presiones y cargas sobre el pie.....	86
53.	Presiones y cargas sobre el talón.....	89
54.	Fuerzas actuantes sobre la pantalla del muro de sótano	92
55.	Esquema de armado para el muro de sótano	95
56.	Dimensiones del muro empotrado y apoyado	96
57.	Presiones actuantes sobre el muro	99
58.	Fuerza de sismo y sobrecarga	100
59.	Carga del empuje activo	101
60.	Elevación del muro de sótano	102
61.	Continuidad del muro de sótano.....	102
62.	Ubicación de los momentos actuantes sobre el muro	104
63.	Detalle de armado	110
64.	Ubicación del refuerzo en muros para sótano	111
65.	Ejes del muro de sótano.....	115
66.	Conformación de columnas y vigas en la estructura principal.....	116
67.	Conformación de losa y muro en la estructura principal.....	117
68.	Conformación tridimensional de la estructura principal	118
69.	Integración de las cargas	119
70.	Deformaciones y momentos en el muro de sótano	120

TABLAS

I.	Densidades aproximadas de distintos suelos granulares	47
II.	Coeficientes para momentos negativos	112
III.	Coeficientes para momentos positivos por carga muerta	113
IV .	Coeficientes para momentos positivos por carga viva	114

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$A_{s \text{ mín}}$	Área de acero mínima
$A_{s \text{ req}}$	Área de acero requerida
b	Base del muro o cimiento
	Peralte efectivo del muro
D_f	Desplante de suelo de cimentación
	Módulo de elasticidad del acero
f'_c	Resistencia última a compresión del concreto
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
H	Altura total
h	Altura “ n ”
L	Longitud
M	Momento en una sección
$N.F.$	Nivel freático
P_{ae}	Fuerza pseudoestática por unidad de longitud de muro
q	Sobrecarga uniforme
q'	Capacidad soporte del suelo
S	Espaciamiento entre las barras de refuerzo

t	Espesor
ton	Tonelada métrica
w	Peso
	Distancia a la línea de acción de la fuerza resultante
α	Ángulo de inclinación del terraplén
β	Ángulo que forma el respaldo del muro con respecto a su horizontal
δ	Ángulo de fricción suelo-muro
γ_c	Peso específico del concreto
	Cuantía de acero balanceada
$\rho_{hz\text{ mín}}$	Cuantía mínima para refuerzo
@	A cada... nomenclatura utilizada en planos para designar el espaciamiento del refuerzo
\emptyset	Diámetro de varilla de acero
ΣF	Sumatoria de fuerzas
ΣM	Sumatoria de momentos

GLOSARIO

ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto del concreto americano)
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Concreto mas refuerzo	Es el material resultante de la mezcla de cemento (u otro conglomerante) con áridos (grava, gravilla y arena) y agua.
Cuña de falla	Porción del relleno natural de un talud, limitado por la distancia desde el fondo del muro hasta el punto en la superficie del terreno que ocasiona el empuje lateral del suelo.
Empuje horizontal	Fuerza lateral resultante por metro lineal de muro producida por el suelo.
Estrato	Capa de rocas, cuyas características dependen de los materiales que se depositaron, de las condiciones de sedimentación y deformaciones a las que ha sido sometida.

Geotextil	Material semejante a un textil, utilizado en obras de ingeniería para separar estratos diferentes, evitando la mezcla indeseada de los materiales o la infiltración del agua, entre otras aplicaciones.
Intradós	Plano interno del muro, o sea, el que queda en contacto con el sótano.
Momento flexionante	Suma algebraica de los momentos de las fuerzas a uno de los lados de la sección analizada.
Muro de contención	Muro diseñado para contener un talud.
Presión efectiva	Esfuerzos normales que gobiernan los cambios de volumen o la resistencia del suelo.
Presión hidrostática	Es la parte de presión debida a la masa de un fluido externo en reposo.
Sobrecarga	Carga extra, que influye en el comportamiento de una estructura y por lo tanto debe tomarse en cuenta para su análisis estructural.
Talud	Zona plana inclinada. Pendiente que forman los derrubios acumulados por la erosión al pie de un acantilado o de una vertiente abruptiva.

Terraplén

Tierra con que se rellena un terreno para levantar su nivel y formar un plano de apoyo adecuado para hacer una obra.

Trasdós

Plano externo del muro, o sea, el que queda en contacto con el relleno.

RESUMEN

Los muros para sótano son elementos constructivos que deberán cumplir con dos funciones principales, siendo la primera; contener el terreno y la segunda crear espacios en sótanos que se pueden utilizar para almacenaje o incluso su posible uso como albergue en tiempo de crisis. El análisis y diseño de muros para sótano es el tema que trata el presente trabajo, debido a la responsabilidad que representa el diseño de los mismos.

Para adentrar al lector en el tema, se realiza una descripción teórica de la tipología general de los muros utilizados para contener terrenos. Posteriormente se describen los tres tipos de empuje que pueden afectar a un muro. Luego se dan a conocer las características, los esquemas de funcionamiento y los factores de seguridad de los muros para sótano.

Por último se describen los procedimientos a seguir para realizar el análisis y diseño de un muro para sótano, utilizando métodos análogos los cuales serán comparados con *software* de computadoras y así garantizar la seguridad al momento de su presentación final.

OBJETIVOS

General

Realizar una guía para el análisis y diseño de muros ubicados en uno y como máximo en dos sótanos, de cualquier obra civil, que se adapte a los códigos de construcción utilizados en Guatemala como el ACI 318S-05 (*American Concrete Institute*), las normas AGIES, o los que se consideren convenientes.

Específicos

1. Observar los diferentes muros utilizados para sostener un terreno.
2. Describir los tipos de empuje que ejercen los suelos, sobre los muros.
3. Analizar las condiciones del terreno, para determinar el tipo de muro a utilizar.
4. Observar por medio de ejemplos, los métodos más utilizados en el análisis y diseño de muros de sótano.
5. Mostrar por medio de etabs, los esfuerzos a los que estará sometido un muro de sótano.

INTRODUCCIÓN

Guatemala forma parte del grupo de países más poblados en América Latina, la construcción de sótanos ha sido particularmente necesaria, por el máximo aprovechamiento que se le da a la tierra, principalmente en la ciudad. Razón por la cual será necesario un análisis y diseño consiente de muros para sótano, ubicando cada tipo de muro donde mejor se adapte y presente condiciones favorables.

El diseño de los muros se baso en las condiciones del terreno. Para realizar el mismo fue conveniente analizar las fuerzas de acción y reacción que afectarán al muro, así como las normas que establecen las dimensiones máximas y mínimas.

Se presenta el análisis y diseño de los tipos de muros más utilizados en nuestra región, esto debido a la zona sísmica sobre la que está ubicado el país de Guatemala. Nuestro alcance será para dos sótanos como máximo, ya que a mayor cantidad será importante considerar otro tipo de muros como los tipos pantalla.

1. TIPOLOGÍA GENERAL DE MUROS

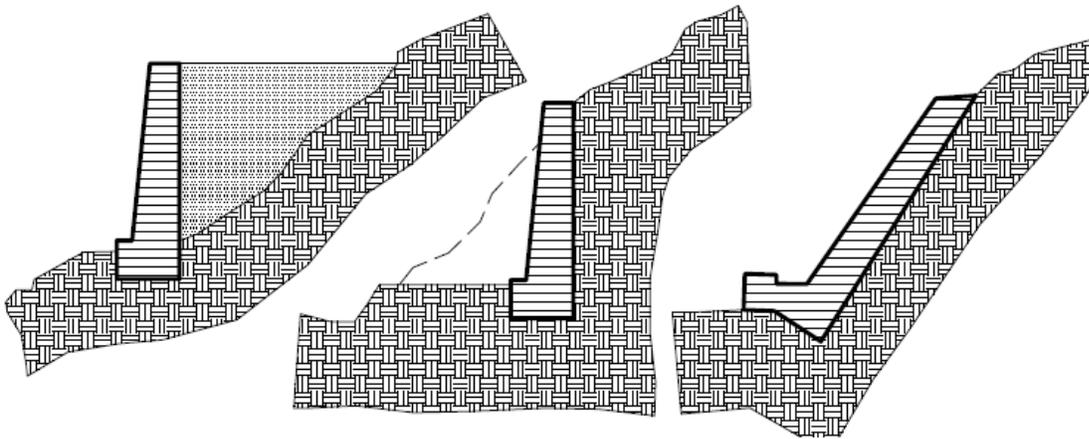
Actualmente se encuentra con frecuencia obras de ingeniería, tales como: protección de una construcción en particular, de edificios, puentes, terraplenes y otras que afrontan el problema de sostener masas de tierra, para ello la utilización de estructuras de contención ha venido a ser una gran solución a este tipo de problema. Las estructuras de contención de tierras se pueden clasificar en:

- Muros
- Pantallas
- Tablestacas
- Otros sistemas

En esta investigación nos enfocaremos a muros, ya que el mismo contiene el análisis y diseño de muros. Un muro se ejecuta al aire y no en el interior del terreno. A su vez, este grupo se puede clasificar en tres grupos, muros de sostenimiento, muros de contención y muros de revestimiento.

- a) Muros de sostenimiento: cuando se construyen separados del terreno natural y luego se rellenan de material selecto.
- b) Muros de contención: estos se construyen sobre el talud, además evitan los desprendimientos en un plazo más o menos largo que si se dejaran sin apoyo, utilizando este como formaleta, se suele construir por tramos.
- c) Muros de revestimiento: un muro de revestimiento se construye cuando su misión es proteger el terreno de la erosión y de la meteorización.

Figura 1. Tipos de muros



a) Sostenimiento

b) Contención

c) Revestimiento

Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 25.

Otra importante clasificación de los muros se basa en la forma de contrarrestar los esfuerzos que el terreno ejerce sobre ellos. Los hay de gravedad, en los que el efecto estabilizador viene de su propio peso, y los aligerados que llevan disposiciones que les permiten aprovechar el peso de la misma tierra como efecto estabilizador.

En general los muros se caracterizan para división estructural, de carga, división arquitectónica y fachadas. En nuestra investigación mencionaremos:

- Muros de sótano
- Muros de gravedad
- Muros de ménsula o voladizo
- Muros de contrafuertes
- Muros de tierra armada
- Muros cribas y otros prefabricados

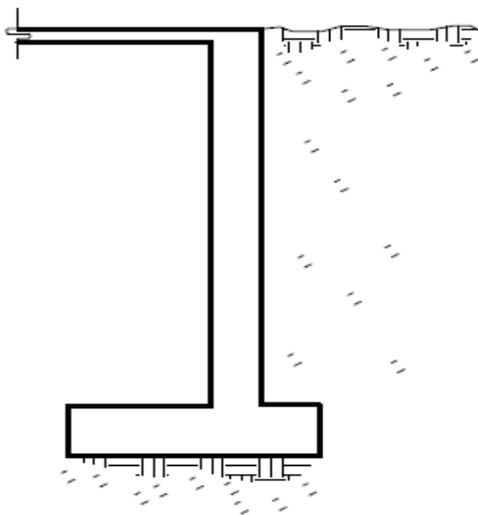
1.1. Muros de sótano

Como definición de un muro de sótano se puede decir que es el que brindara seguridad, mayor aprovechamiento de las áreas y confortabilidad al momento de realizar actividades en los sótanos, ya que es el que resistirá el empuje de la tierra.

Debido a la necesidad actual, la aplicación de los muros para sótanos ha sido particularmente necesaria, para el máximo aprovechamiento que se le da a la tierra, sobretodo en la ciudad. Como se sabe, Guatemala es un país altamente sísmico, por lo que en la mayoría de sus construcciones se utiliza el concreto reforzado, ya que es un material resistente y relativamente económico.

El tipo más elemental se indica en la figura 2 y recibe como única carga vertical, aparte su peso propio, la carga de losa ó techo.

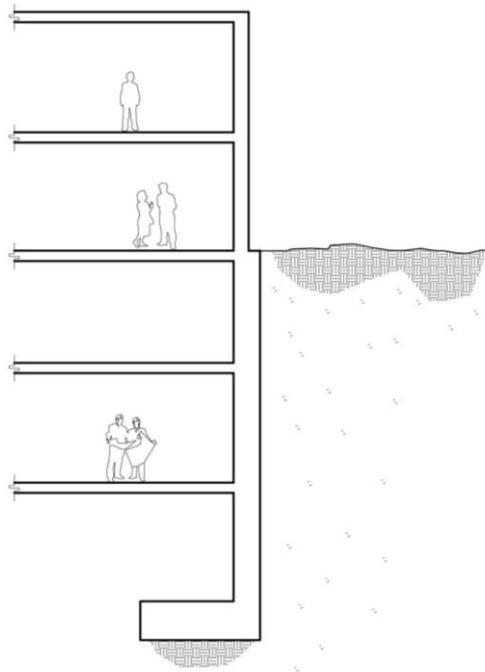
Figura 2. Muro de sótano



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 16.

Dentro de la tipología general, el caso más frecuente, es que sobre el muro se apoyen columnas que transmiten cargas de las plantas superiores y que existan además varios sótanos, tal como se indica en la figura 3.

Figura 3. **Muro para varios sótanos**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 16.

Dependiendo de que el terreno contenido sea o no de propiedad ajena y de la relación entre empujes y cargas verticales, el cimiento va o no centrado respecto al muro.

Las funciones más comunes que desempeñan los muros de sótano son:

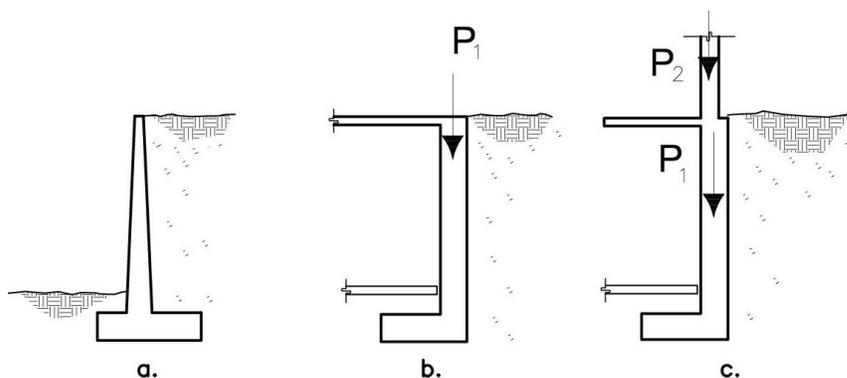
- a) Retener las sobrecargas provenientes de actividades realizadas sobre el relleno y el peso propio del muro.

- b) Retener el empuje horizontal y la fuerza de sismo que ejerce la masa de suelo sobre el muro.
- c) Los muros de sótano en conjunto sirven de almacenamiento.

La ejecución de este tipo de muros puede ser con encofrados o mediante el procedimiento de muros pantalla.

Los principios de funcionamiento de los muros de contención y los muros de sótano son diferentes; dado que, un muro de contención se comporta básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento y, su fin primordial es el de retener un terreno o relleno (fig. 4a). Mientras que, un muro de sótano se comporta generalmente como una losa de uno o varios vanos, donde el tipo de apoyo depende de la clase de muro requerido de acuerdo al diseño pudiendo estar empotrado, apoyado o anclado. (fig. 4b y 4c).

Figura 4. **Muro de contención y muros de sótano**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 11.

Donde:

P_1 = Carga proveniente del apoyo muro-losa

P_2 = Carga del peso de la superestructura a columnas

El predimensionamiento de este tipo de muros se presentara en el capítulo cuatro, ya que necesitamos conocer algunos principios de análisis y diseño previamente a poder realizarlo.

Una de las características principales en este tipo de muros es que la fricción entre el cimiento y el suelo hace innecesaria la disposición de algún tipo de apoyo adicional a nivel de la cimentación. Además, los muros de sótano cumplen dos funciones a la vez:

- Como espacio de almacenamiento u otro semejante
- De retención del suelo

1.2. Muros de gravedad

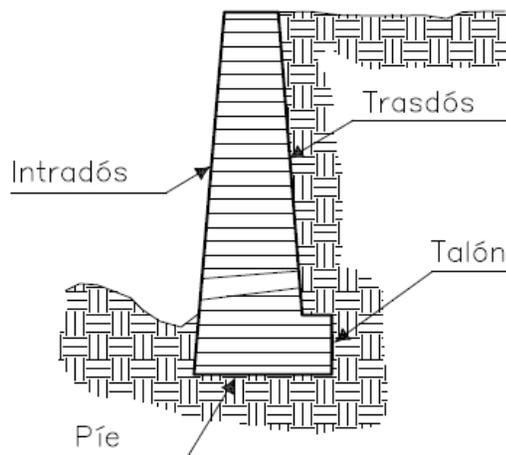
Es el tipo más antiguo, y funciona por su peso propio, este tipo de muro es utilizado para alturas que no sean grandes ya que su base está en función de la altura. Sus caras son llamadas intradós y trasdós.

El intradós (cara externa) en talud mejora la estabilidad y en muchas ocasiones el efecto estético. Hay que tener en cuenta que muchos muros se mueven ligeramente para desarrollar la condición de empuje activo. Si el intradós es rigurosamente vertical, producirá entonces un efecto muy desagradable de inestabilidad. Una inclinación excesiva tampoco es conveniente.

Un muro suele tener como misión ganar espacio lleno, bien a partir de su pie o de su coronación, con relación al que quedaría disponible con un talud libre.

Tiene la configuración representada en la figura 5, en donde se indica además la nomenclatura usual de sus distintas partes.

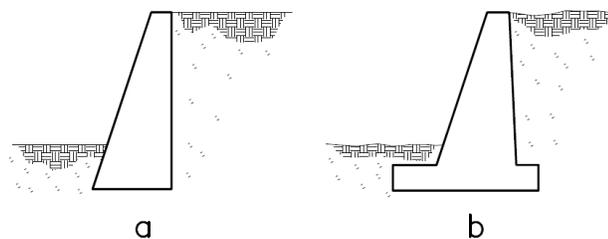
Figura 5. **Muro de gravedad**



Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 33.

Los muros de gravedad son muros de concreto en masa (figura 6) en los que la resistencia se consigue por su propio peso. En ocasiones carecen de cimiento (fig. 6a), aunque pueden tenerlo. (fig. 6b)

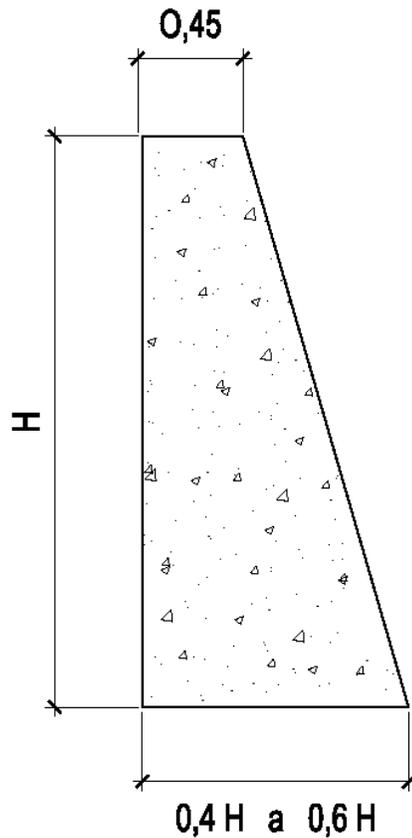
Figura 6. **Muros de gravedad**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 35.

Su ventaja fundamental es que no van armados. Este tipo de muro se puede aplicar en alturas moderadas y aun eso, sólo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario, y en definitiva siempre que el volumen de muro sea importante, la economía que representan los muros de concreto armado justifica la aparición del corte profundo. Un muro de gravedad puede ser predimensionado de la siguiente manera:

Figura 7. **Predimensionamiento en muros de gravedad**



Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 36.

En general, en el proyecto de un muro de gravedad existen algunas características fijas y otras seleccionables por el calculista.

Las características fijas son:

- El suelo de cimentación y por lo tanto las presiones máximas admisibles, el coeficiente de rozamiento concreto-suelo, y el empuje pasivo eventualmente movilizable frente al muro.
- La cota de coronación del muro.
- La profundidad mínima de cimentación. Como norma general un muro no debe cimentarse a profundidad inferior a 1 metro, ya que hasta esa profundidad las variaciones de humedad del suelo suelen ser importantes, afectando a la estabilidad del muro. La posibilidad de penetración del agua también debe ser considerada en relación con este aspecto.

Como características seleccionables:

- Las dimensiones del muro
- El material de relleno entre el terreno y el muro
- Las características resistentes de los materiales del muro

El proceso de proyecto incluye las etapas siguientes:

- a) Selección de las dimensiones
- b) Cálculo del empuje del terreno sobre el muro
- c) Comprobación de:

- La seguridad a vuelco
- La seguridad a deslizamiento
- Las tensiones sobre el terreno de cimentación en condiciones de servicio
- Las tensiones sobre el terreno de cimentación bajo el empuje mayorado
- Las comprobaciones resistentes del muro como estructura de concreto

Si alguna de las comprobaciones mencionadas en c), no resulta satisfactoria, el muro debe ser redimensionado y en definitiva las etapas a), b) y c) deben ser repetidas hasta conseguir un diseño que sea a la vez económico y suficientemente seguro.

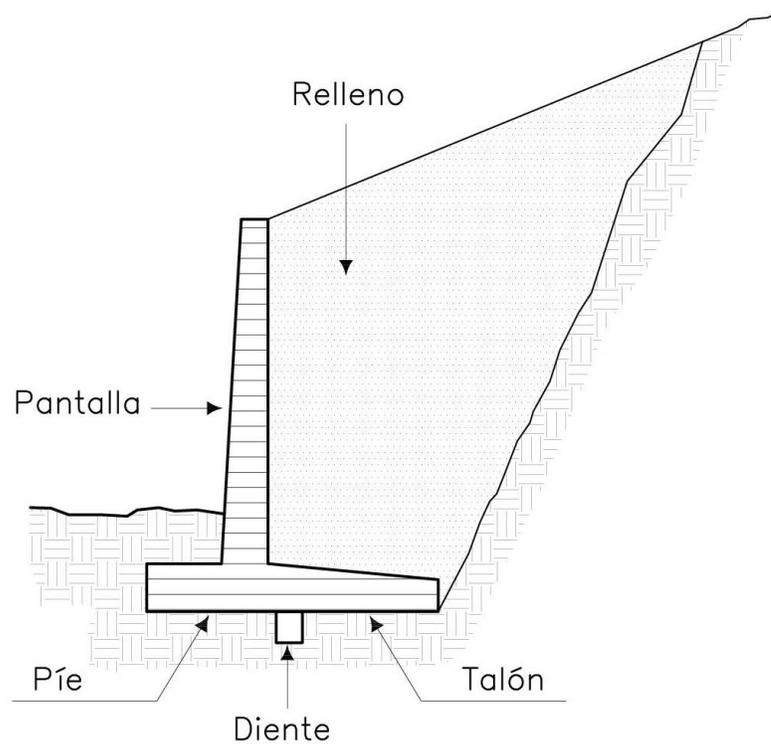
Esto puede exigir la repetición de los cálculos varias veces y de ahí la necesidad de los métodos de pre-dimensionamiento que eviten repeticiones o las reduzcan a un mínimo.

1.3. Muros ménsula o de voladizo

Estos muros son llamados así debido a que la losa vertical soportada en su base horizontal, actúa como una viga en voladizo para resistir el empuje de la tierra.

El muro mostrado en la figura 8 es el tipo clásico de muro en voladizo, ya que puede cambiar según restricciones en el terreno, teniendo así muros en voladizo con carencia de pte o talón. El muro de carencia de pte suele adoptarse cuando no resulta factible, la construcción del pte por existir causas que impiden, tales como no tener dominio.

Figura 8. **Muro en voladizo**



Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 38.

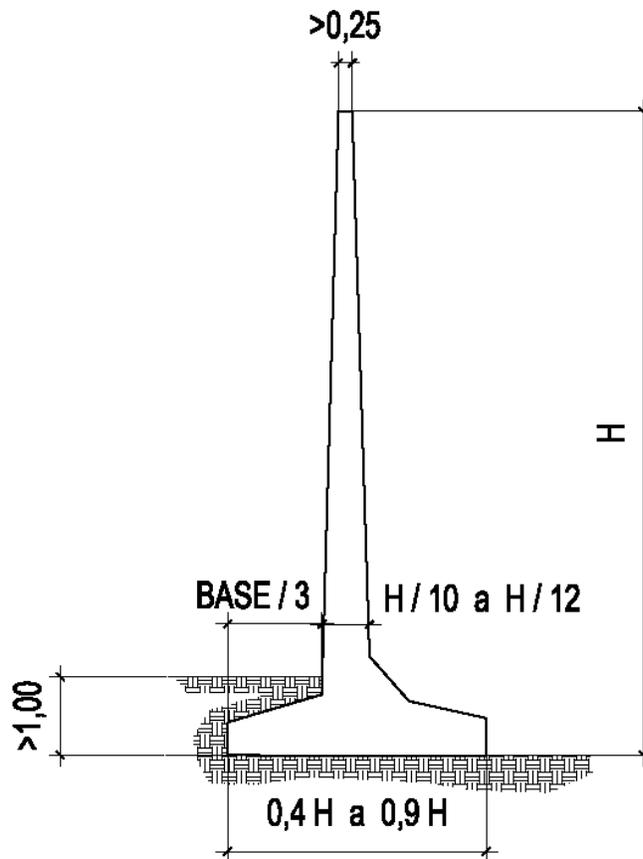
Una de las ventajas de este muro, es la gravitación sobre el talón de la tierra que sobre el existe, de esta forma disminuye el momento de vuelco, que existe en grado elevado por la carencia de zapata.

El muro de carencia de talón suele adoptarse cuando la existencia de roca prohíbe penetrar en el terreno para socavar el hueco del talón, en este tipo de muro existe la ventaja de cara al vuelco, de la existencia de pie; este ayuda a soportar el efecto del empuje activo protagonista del vuelco.

Este tipo de muro, es el de empleo más corriente y aunque su campo de aplicación depende, lógicamente de excavación, concreto, acero, encofrados y relleno, puede en primera aproximación pensarse que constituyen la solución económica hasta alturas de 10 ó 12 metros. Cuando exceda esta altura se recomienda construirlos con contrafuertes, como veremos en el inciso 1.4.

Para predimensionar este tipo de muros podemos utilizar la siguiente gráfica:

Figura 9. **Predimensionamiento de muros en voladizo**



Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 39.

Las características del muro en voladizo, son similares a las de un muro por gravedad, tal como se expusieron anteriormente.

Por las mismas razones expuestas allí y para los muros de gravedad, el proyecto de los muros ménsula comprende las etapas siguientes:

- a) Selección de las dimensiones
- b) Cálculo del empuje del terreno sobre el muro
- c) Comprobación de:
 - La seguridad de volteo
 - La seguridad a deslizamiento
 - Las presiones sobre el terreno de cimentación en condiciones de servicio
 - Las presiones sobre el terreno de cimentación bajo el empuje mayorado
- d) Dimensionamiento del muro como estructura de concreto reforzado

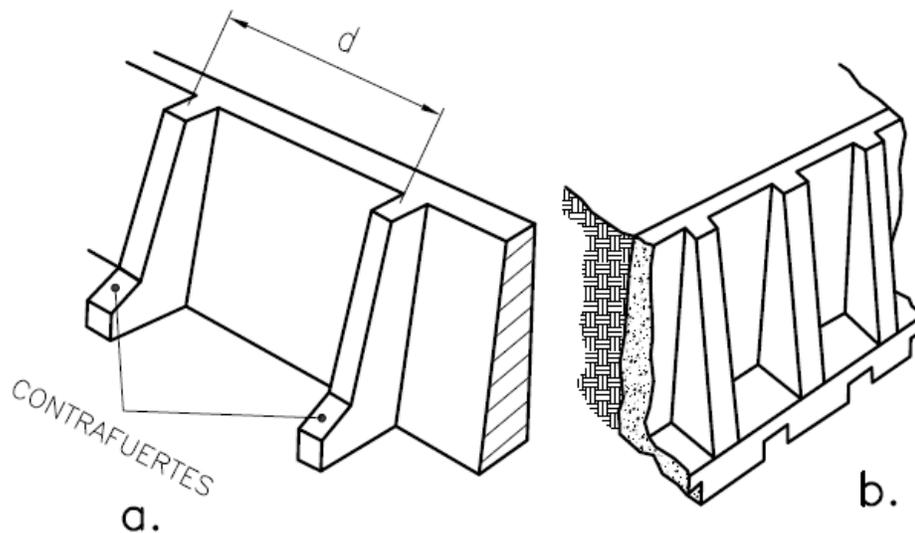
Una vez realizado el predimensionamiento del muro, de acuerdo con lo expuesto anteriormente, éste debe ser comprobado en el inciso c, debiendo cumplir con todas las comprobaciones para poder pasar al inciso d.

1.4. Muros con contrafuertes

Este tipo de muros puede hacerse armados o sin armar, dependiendo la utilización de uno u otro, según las características del muro y las necesidades de espacio.

La fijación del espesor de la pantalla, así como la armadura, en el caso de que sean armados, será de tal forma que pueda resistir los esfuerzos correspondientes al considerarla como; a) una viga horizontal que está apoyada en sus extremos, que son los contrafuertes, en el caso que el muro no contenga cimentación corrida, y b) como un sistema de losa, en el caso que si la contenga, siendo los apoyos los contrafuertes y la cimentación. (fig.10)

Figura 10. **Muro con contrafuertes**



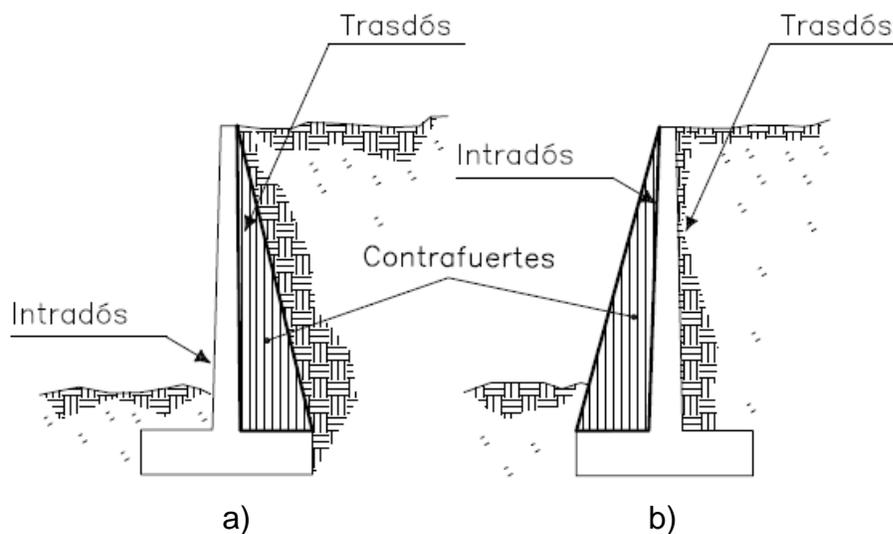
Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 48.

En la figura 10a se muestra un muro sin cimentación corrida, la pantalla actúa como una viga y en la figura 10b con cimentación corrida, la pantalla actúa como una losa.

Pueden tener los contrafuertes entre el terreno y el muro (figura 11a) o en la parte externa del muro (figura 11b), aunque la primera solución es técnica y económicamente mejor, por disponer el alzado en la zona comprimida de la

sección en T que se forma. La segunda solución, al dejar los contrafuertes vistos produce además, generalmente, una mala sensación estética.

Figura 11. **Ubicación de los contrafuertes**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 55.

Este tipo de muros constituyen una solución eficiente y evolucionada en comparación con los muros de gravedad, en la que al crecer la altura y por lo tanto los espesores de concreto, compensa el aligerar las piezas. Esto conduce a encofrados más complicados y a una fundición más difícil y por lo tanto más costoso, al manejarse espesores más reducidos. Sin embargo, a partir de los 10 ó 12 metros. de altura es una solución que debe tantearse para juzgar su interés.

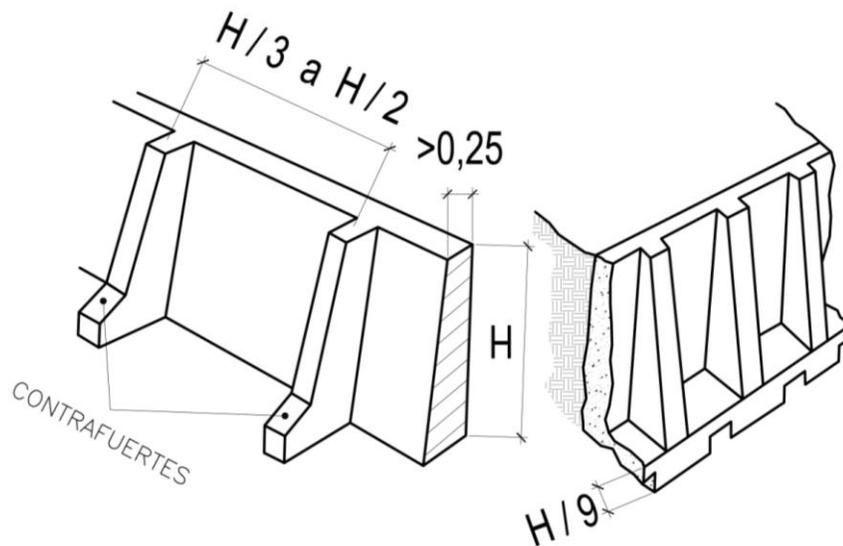
Es obvio que el muro de contrafuertes representa una solución muy ligera desde el punto de vista estructural, pero conviene considerar los dos puntos siguientes:

Como la diferencia de densidades del concreto y del suelo no es muy grande, desde el punto de vista de la relación base sobre altura y de las dimensiones de puntera y talón, vale lo dicho para muros ménsula, y en particular el método de pre-dimensionamiento expuesto en muros por gravedad.

La separación entre contrafuertes viene generalmente fijada por razones de costo y suele oscilar de $1/3$ a $1/2$ de la altura H . El espesor no debe ser inferior a 25 centímetros por razones de facilidad de colocación del concreto.

Por otra parte el contrafuerte se ve sometido a esfuerzos cortantes apreciables y ha de alojar en su borde la armadura de tracción. Todo ello requiere unos mínimos prácticos que no deben ser olvidados al planificar.

Figura 12. **Predimensionamiento de muros con contrafuertes**



Fuente: JUÁREZ, Eulalio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 61.

1.5. Muros de tierra armada

La idea de tierra armada consiste en reforzar un terraplén con materiales manufacturados, generalmente bandas de acero galvanizado, a veces con ranuramiento. Se han empleado también el acero inoxidable y el aluminio. Por este procedimiento se han construido muros verticales de hasta 25 metros de altura.

Su costo real es con frecuencia bastante inferior al de un muro en voladizo, dependiendo también de las circunstancias locales. La ventaja es más clara para alturas considerables.

Dentro de los tipos de tierra armada existen dos grandes grupos principales atendiendo al material con el que se refuerza, además existe otro sistema que se ejecuta directamente sobre el terreno natural.

El primer grupo es con armadura inextensible, aquí se utilizan perfiles metálicos, este sistema se basa en el armado del macizo de relleno con unas bandas metálicas que movilizan el rozamiento de terreno haciendo de esta manera que el macizo sea su propio muro de contención, con lo que no necesita cimentación alguna al ampliar su base de apoyo a toda la superficie del terraplén.

El segundo grupo es con armadura extensible, aquí se utilizan geomalla. El sistema de refuerzo del terraplén se realiza mediante la utilización de materiales geosintéticos, tipo mallas o geotextiles. Debido al tejido de dichas mallas se transfiere el refuerzo entre el suelo y el refuerzo se desarrolla en forma continua a lo largo de todo el refuerzo.

El otro sistema que se ejecuta directamente sobre el terreno natural, es el suelo claveteado. Este refuerzo se ejecuta a medida que avanza la excavación, mediante la introducción de barras livianas y pasivas, generalmente subhorizontales, que trabajan fundamentalmente a tracción. Dicho sistema consiste en mejorar la resistencia al corte a lo largo de superficies potenciales de plastificación o rotura del talud de terreno.

Las barras se colocan en sondeos perforados previamente, rellenos posteriormente con una lechada o mortero de inyección. El talud se completa con la ejecución de un paramento vertical que impida la caída de la tierra mediante la ejecución de una piel de concreto proyectado, que suele reforzarse mediante una malla de acero.

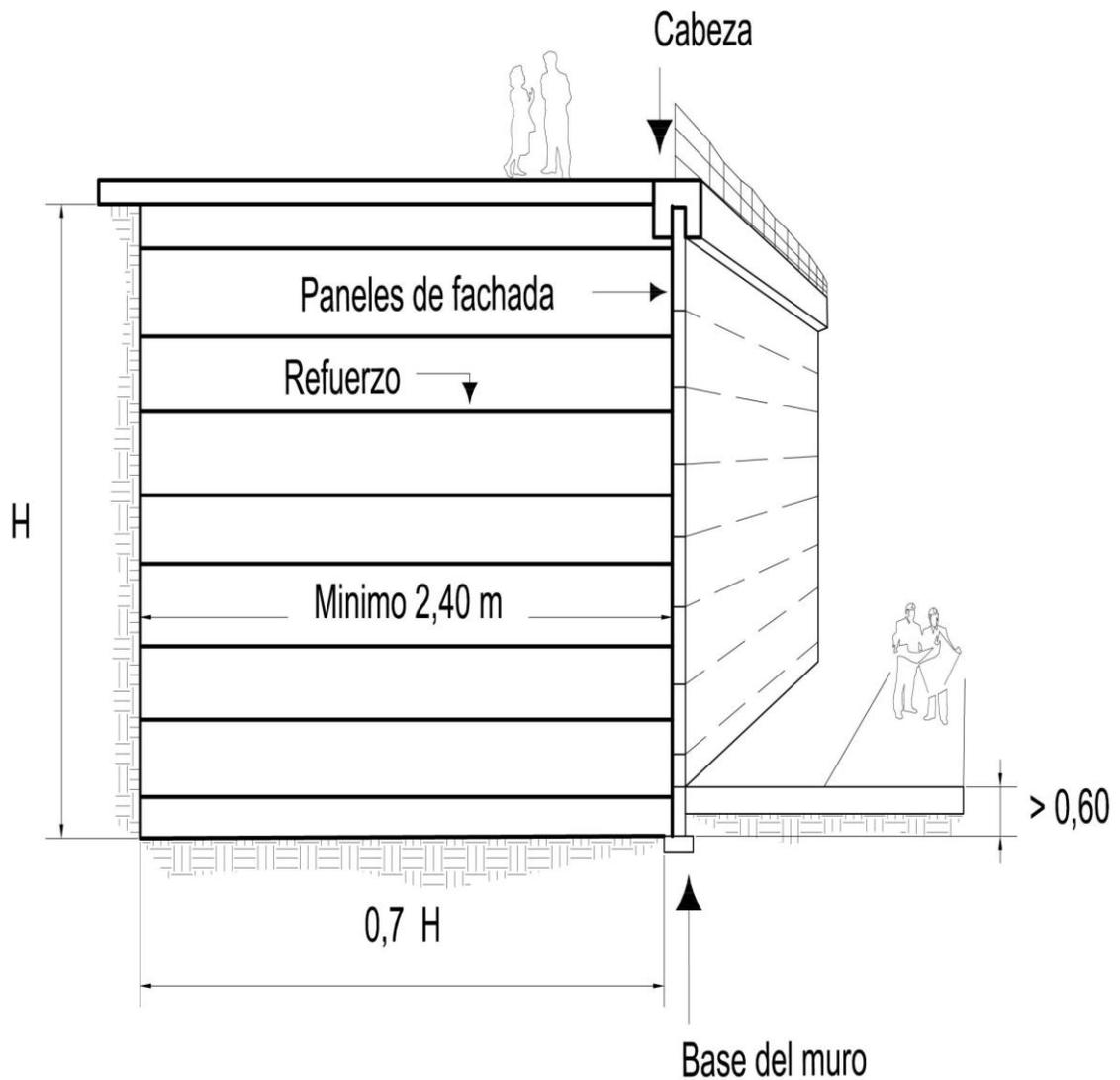
Figura 13. **Armadura extensible con geomalla**



Fuente: Internet. www.losuelos.com. Visitada el 27 de junio de 2011.

Como los muros descritos anteriormente, el predimensionamiento de este sistema es muy importante y puede realizarse de la siguiente manera.

Figura 14. **Predimensionamiento de muros con tierra armada**

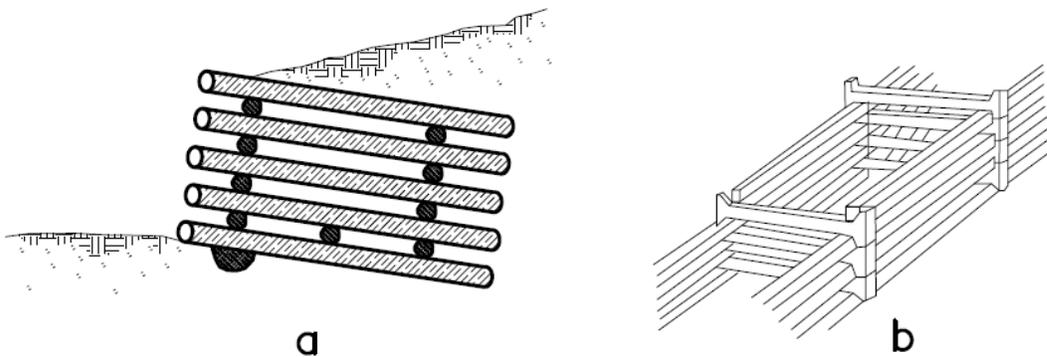


Fuente: BERRY, Peter; REID, David. Mecánica de suelos. p. 76.

1.6. Muros cribas y otros prefabricados

El concepto de muro criba de piezas prefabricadas tiene su origen en muros análogos realizados antiguamente con troncos de árboles (fig. 15a). El sistema (fig. 15b) emplea piezas prefabricadas de hormigón de muy diversos tipos que forman una red espacial que se rellena con el propio suelo.

Figura 15. Origen de los muros cribas



Fuente: <http://www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-24.pdf>. Visitada el 05/07/2011

En la actualidad, en nuestro medio existen sistemas con ventajas de economía y rapidez en la construcción de protección de taludes. Estos sistemas son semiprefabricados, los cuales trabajan como muros de contención y sostenimiento, en base a los tipos de muros que se mencionaron anteriormente. Estos generalmente están basados en la prefabricación de las pantallas las cuales son generalmente de concreto preesforzado, con refuerzo de cables de alta resistencia, por lo cual se logra el aprovechamiento del trabajo total del concreto y el acero de la pantalla.

Estas pantallas, según el sistema a utilizar pueden llegar a cubrir luces hasta de diez metros de altura, utilizando el sistema como un muro en voladizo.

Se pueden mencionar la aplicación de estos sistemas como muros de contención utilizados para los sótanos de edificios, se utilizan pantallas de módulos de 1,00 metro de ancho por la altura deseada, no mayor a 6,00 metros de luz libre, trabajando éstas en conjunto como un sistema de losas verticales, las cuales tienen su apoyo en la cimentación, columnas y vigas de la estructura del edificio.

Otro tipo de muro utilizado, consiste en colocar cajuelas de concreto reforzado entre cada ancho de pantalla, con este sistema se logran cubrir luces mayores, con módulos de ancho de pantalla mas grandes, y a su vez trabajan como un muro con contrafuertes.

Para la construcción de muros en voladizo, se elabora el armado de la cimentación con el sistema tradicional y luego se montan las pantallas, obteniendo con esto un menor tiempo de construcción del muro, que a su vez puede representar variables en el factor económico.

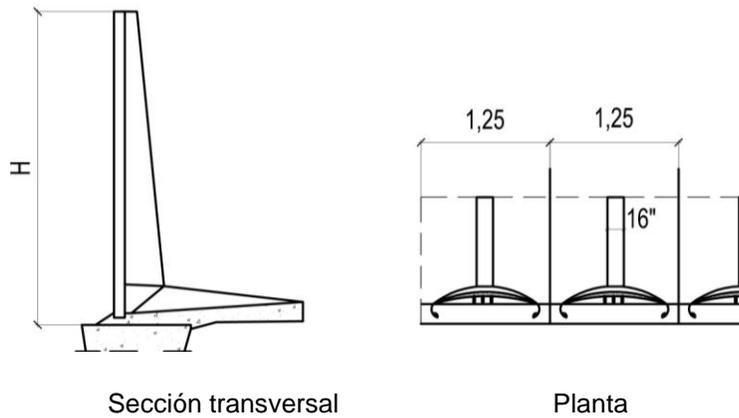
En Guatemala existen varias empresas de prefabricados de concreto que ofrecen este tipo de servicio y tienen soluciones dadas para las diferentes necesidades de construcción en el área de protección de taludes.

1.6.1. Muros prefabricados de concreto

Constituyen una solución que despierta interés y aunque en estos momentos sea poco utilizable cubre un campo de alturas importante. En la figura 16 se indica el esquema de la solución TENSITER de muro tipo N.

Este tipo de muro cubre el campo de hasta 5 metros de altura. Uno de los muros más comunes en este tipo.

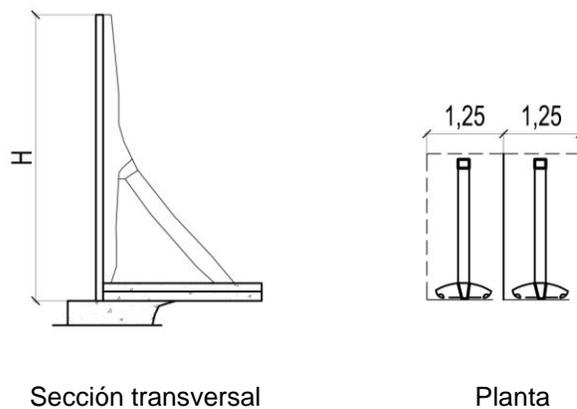
Figura 16. **Muro tipo N**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 92.

En la figura 17, se indica el muro tipo T que mediante el empleo de un tirante cubre el campo de alturas hasta 13 metros.

Figura 17. **Muro tipo T**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 102.

2. EMPUJES DEL TERRENO SOBRE LOS MUROS

El adecuado diseño de los muros de sótano requiere la estimación de los empujes que producen los terrenos sobre estas estructuras. Para ello se inicia conociendo las cargas.

2.1. Cargas y sobrecargas actuantes sobre el terreno

El peso del terreno es bastante importante en el cálculo y diseño de los muros de sótano. Se han hecho experimentos con muestras cuidadosamente tomadas del suelo, de manera que su peso represente al material en su estado natural y no como material suelto o compactado, después de la excavación.

A continuación se dan algunos pesos de varios materiales:

Clase de material	peso en kg/m ³
Limo seco	1 500
Limo mojado	1 900
Arcilla seca	1 500-1 600
Arcilla mojada	1 900-2 000
Tierra arcillosa seca	1 600
Tierra arcillosa mojada	2 000
Arena fina seca	1 600
Arena terrosa	1 700
Arena y gravilla mojada	1 900-2 000
Tierra vegetal seca	1 400

Clase de material	peso en kg/m³
Tierra vegetal húmeda	1 500-1 600
Tierra vegetal mojada	1 800
Talpetate	2 080

El contenido de agua influye grandemente en la magnitud de empuje, variando desde cero, cuando el material está completamente seco, hasta la completa presión hidráulica cuando está saturado; la arcilla, por ejemplo, cambia tanto en sus propiedades físicas como en el contenido de agua, que unas veces tiene características de sólido y otras actúa como un fluido.

De lo anterior se deduce que debe evitarse la acumulación de agua detrás del muro y como esto depende de las distintas clases de material usado como relleno, existen varios métodos para desalojar el agua según las características físicas del terreno. El contenido de agua de un relleno es fundamental para la aplicación correcta de las teorías de presión de la tierra.

Decimos que existen sobrecargas, cuando sobre el relleno del muro actúa una carga adicional, esto se da muy a menudo en las carreteras, vías férreas, o cuando el terraplén es usado para almacenar ciertos materiales, estas cargas provocan presiones adicionales sobre el muro, que deben ser previstas, reemplazando el peso de la carga por una sobrecarga equivalente de relleno.

La altura de esta sobrecarga se obtiene dividiendo la carga por pie cuadrado entre el peso de un pie cúbico del material. Por ejemplo, una carga de 300 libras, por pie cuadrado es equivalente a una sobrecarga de 3 pies, si el relleno pesa 100 libras, por pie cúbico.

2.2. Conceptos generales

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformación del muro, entendiendo por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de concreto, sino también la que en el muro produce en la deformación del terreno de cimentación.

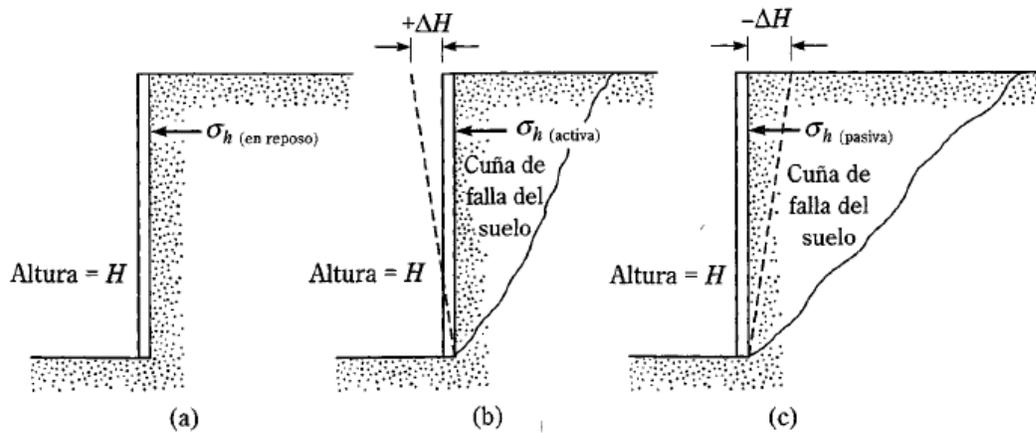
Si el muro y el terreno sobre el que se cimenta son tales que las deformaciones son prácticamente nulas, se está en el caso de empuje al reposo. Algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en ese caso, (fig. 18a).

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo se produce un fallo por corte del suelo y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende (fig. 18b). El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje, (fig. 18b).

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje, (fig. 18c).

El empuje al reposo es por tanto de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo.

Figura 18. **Naturaleza de la presión lateral del terreno sobre un muro de contención**



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 320.

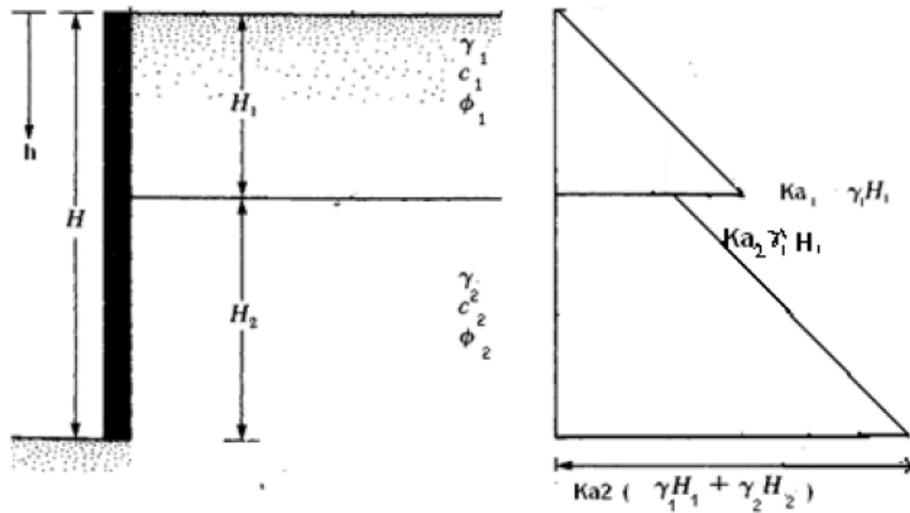
2.3. Cálculo del empuje activo

2.3.1. Empuje activo en terrenos estratificados

En los terrenos compuestos por estratos de diversas características se determina el empuje total obteniendo la resultante de los empujes parciales correspondientes a cada uno de los estratos.

Por ende, cada estrato se considerará como un terreno homogéneo, sobre cuya superficie superior actúa una carga igual a la suma de los pesos de los estratos superiores, más las que puedan existir sobre la superficie libre de la construcción, (fig. 19).

Figura 19. Presión de la tierra en suelos estratificados (presión activa)



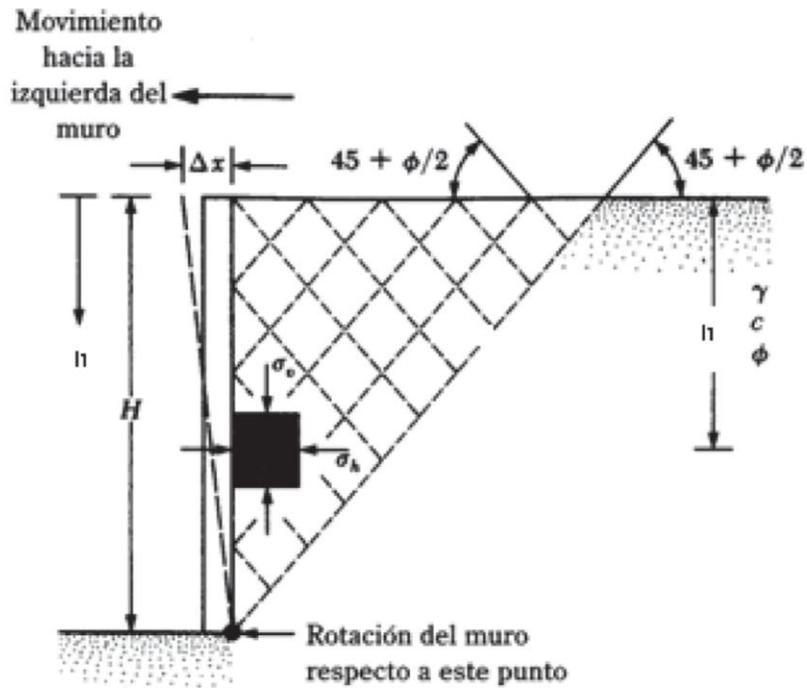
Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 338.

Donde: χ , c y ϕ , son parámetros de resistencia al corte.

2.3.2. Presión activa de Rankine

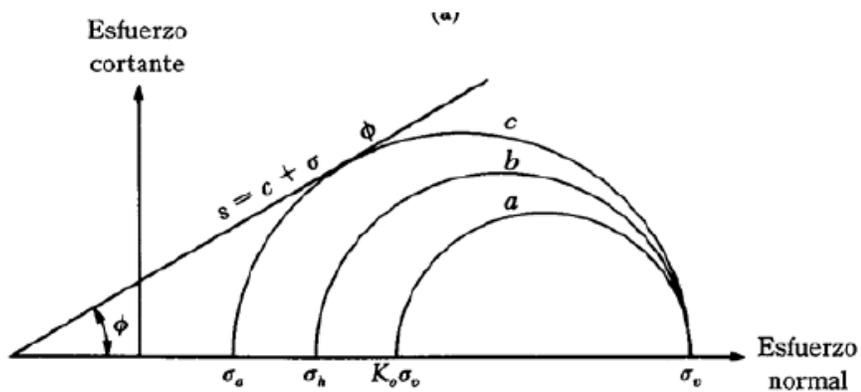
Si se supone un muro sin fricción que sostiene un talud, el cual tiende a moverse una distancia $\Delta x > 0$ (fig. 20) y, si a la vez, se considera una masa de suelo semi-infinita que tenga una superficie horizontal y el nivel freático se encuentre a gran profundidad, de tal manera que la presión de poro sea nula para que se desarrolle el estado de equilibrio plástico y posteriormente se de la falla del elemento, debe producirse una deformación lateral en la masa del suelo Δx , mientras tanto σ_h' disminuye y σ_v' permanece constante. Por lo que el elemento fallará cuando el círculo de Mohr llegue a ser tangente a la envolvente de falla *Mohr-Coulomb*, (fig. 21).

Figura 20. **Cuña de falla**



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 341.

Figura 21. **Envolvente de falla Mohr-Coulomb**



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 341.

El círculo que toca la envolvente representa la condición de falla en la masa de suelo. El esfuerzo horizontal es igual a σ_{ha} , y se designa presión activa de Rankine. Donde las líneas de deslizamiento forman ángulos de $\pm(45 + \phi/2)$ con la horizontal, (fig. 20). Si se utiliza la ecuación de falla en esfuerzos efectivos de la teoría de la resistencia al corte, se tiene que:

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' \tan^2 (45 - \phi/2) - 2c \tan (45 - \phi/2) \quad 2-1$$

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad 2-2$$

Donde:

$$\sigma_1' = \sigma_{va}' = \gamma h + q = \text{Esfuerzo efectivo principal mayor}$$

$$\sigma_3' = \sigma_{ha}' = \text{Esfuerzo efectivo principal menor}$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = \text{Coeficiente de presión activa de Rankine}$$

2.3.3. Relleno de arena

En el caso de que el relleno sea granular, como la arena, entonces $c \approx 0$ y se tiene que la ecuación 2-1 es solamente:

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' \tan^2 (45 - \phi/2) \quad 2-3$$

Tomando en cuenta el nivel freático, y a partir del principio de esfuerzos efectivos, el valor de σ_{ha} está dado por la figura 21.

$$\sigma_{ha} = \sigma'_{ha} + u \quad 2-4$$

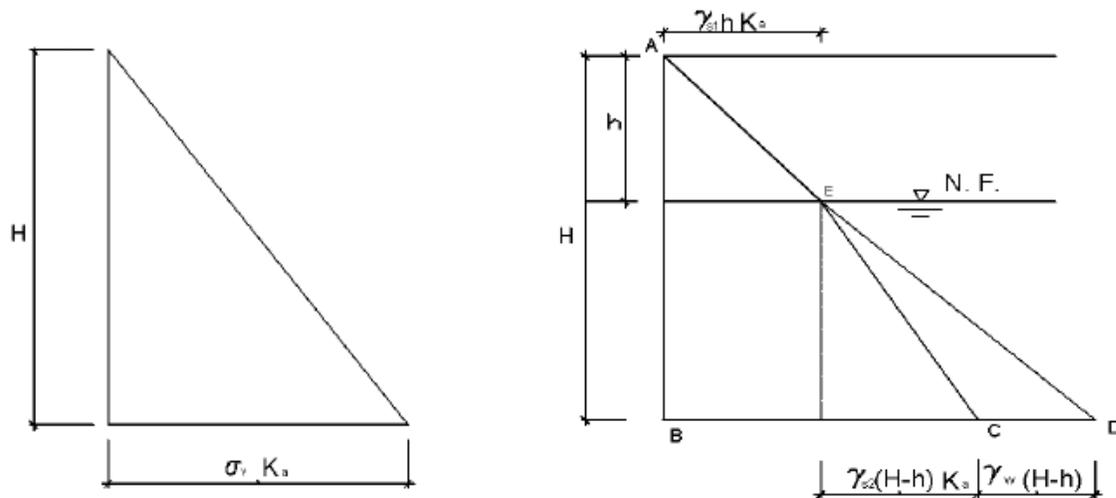
$$\sigma_{ha} = \gamma H K_a + \gamma'(H-h) K_a + \gamma_w(H-h) \quad 2-5$$

Donde:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

γ_{sat} = Peso específico saturado. Es el valor de del suelo γ_m cuando su grado de saturación ($G_w\%$) es 100%.

Figura 22. Sin nivel freático y considerando el nivel freático



Adaptado: HERNÁNDEZ, Dalia. Consideraciones para muros de concreto reforzado. p. 59.

El área ABCE (fig.20b), define la fuerza horizontal efectiva (P'_{ha}), y el área ECD la fuerza horizontal debida al agua (P_{hw}). La fuerza horizontal total sobre AB está dada por $P_{ha} = P'_{ha} + P_{hw}$, o se calcula directamente del área ABDE. La resultante actúa a $H/3$ respecto al fondo del muro.

2.3.4. Relleno de arcilla

En el caso especial de que el relleno sea suelo cohesivo (arcillas), se tiene que para una masa semi-infinita de arcilla, el estado de esfuerzos en la falla depende en su mayor parte de la magnitud de la disipación de la presión de poro, o drenaje, que se origina en el suelo anteriormente a la falla. Por lo tanto, el análisis se realiza para dos condiciones límites:

- Estado no drenado
- Estado completamente drenado

2.3.5. Falla no drenada

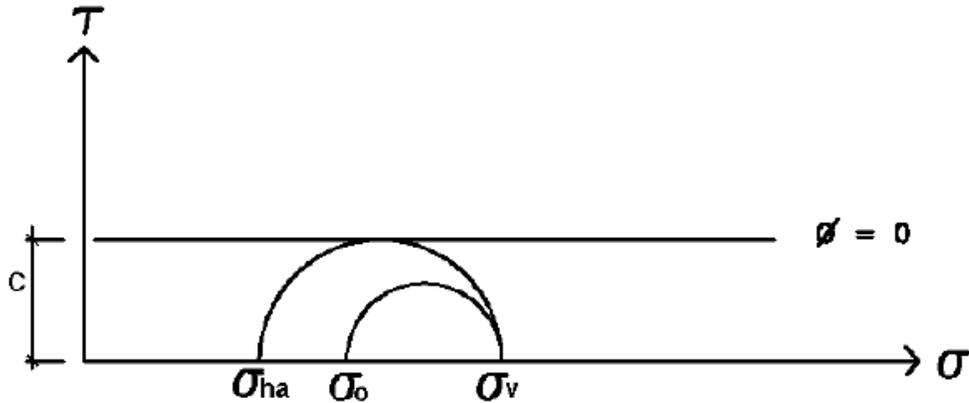
Si la masa de arcilla se extiende instantáneamente, entonces la falla se produce sin disipación del exceso de presión intersticial o de poro. Se dice pues, que la arcilla falla en condiciones no drenadas y, en consecuencia el análisis se hace en términos de esfuerzos totales.

El análisis para un elemento de arcilla saturada en el círculo de Mohr-Coulomb (fig. 23), en términos de esfuerzos totales, tomando en cuenta que en este caso $\phi = 0$, es (de ecuación 2-2):

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2 c \quad 2-6$$

$$\sigma_{ha} = \gamma h - 2 c \quad 2-7$$

Figura 23. **Análisis para estado activo de Rankine en la falla de una arcilla saturada no drenada**

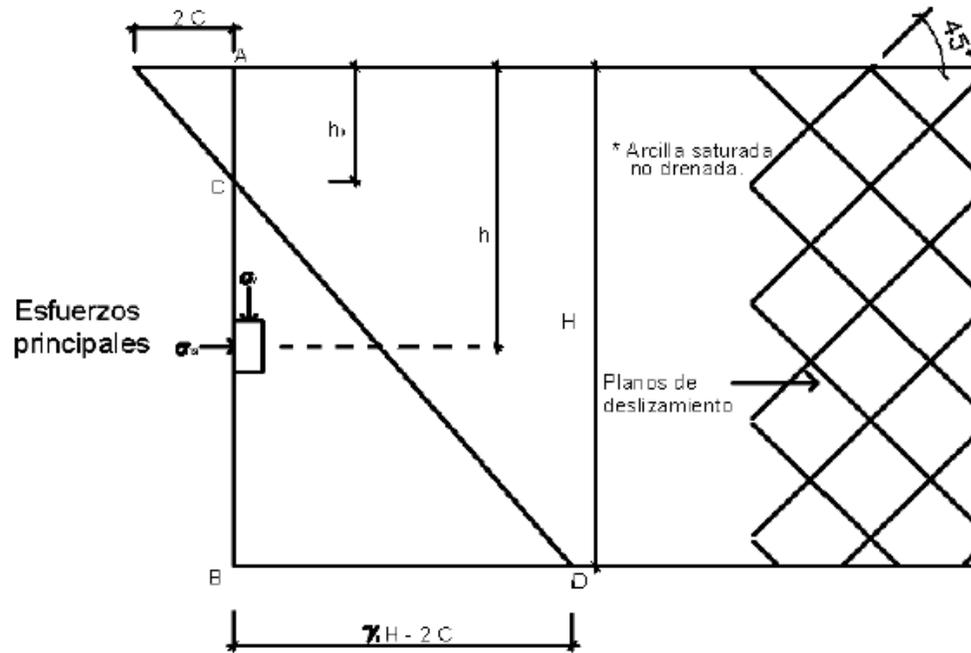


Fuente: BERRY, Peter; REID, David. Mecánica de suelos. p. 213.

La distribución de presiones varía linealmente desde $-2c$ hasta $\gamma h - 2c$ (figura 24), cambiando de signo en el punto C. Por encima de este punto σ_{ha} tiene un valor negativo, lo cual constituye una zona de tensión en la que el suelo no es capaz de soportar tales esfuerzos, por lo que es probable que se desarrollen fisuras de tracción hasta la profundidad h_0 , (fig. 24). De ecuación 2-7 se tiene:

$$h_0 = 2c / \gamma \quad 2-8$$

Figura 24. Estado activo de *Rankine* en la falla de una arcilla saturada no drenada



Fuente: BERRY, Peter; REID, David. Mecánica de suelos. p. 213.

La fuerza total horizontal que actúa sobre el plano vertical AB será el área CBD (fig. 22), por lo tanto:

$$P_{ha} = \frac{1}{2} (\gamma H - 2c) (H - h_0)$$

Sustituyendo ecuación 2-8

$$P_{ha} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - 2c/\gamma H) (1 - 2c/\gamma H) \quad 2-9$$

2.3.6. Falla drenada

Si la masa de arcilla se estira de manera infinitamente lenta, entonces el exceso de presión de poro se disipará completamente durante el proceso de deformación, y la arcilla fallará en condiciones completamente drenadas. Por lo tanto, el análisis se hace en términos de esfuerzos efectivos, similar al usado para las arenas sin nivel freático.

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' \tan^2 (45 - \phi/2) - 2c \tan (45 - \phi/2)$$

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

2.3.7. Presión activa para un terraplén inclinado

A cualquier profundidad h , donde el relleno detrás de un muro sea suelo granular ($c = 0$), y esté elevado a un ángulo α con respecto a la horizontal (fig. 25). La presión activa de Rankine será:

$$\sigma_a = \gamma h K_a \quad 2-10$$

Donde:

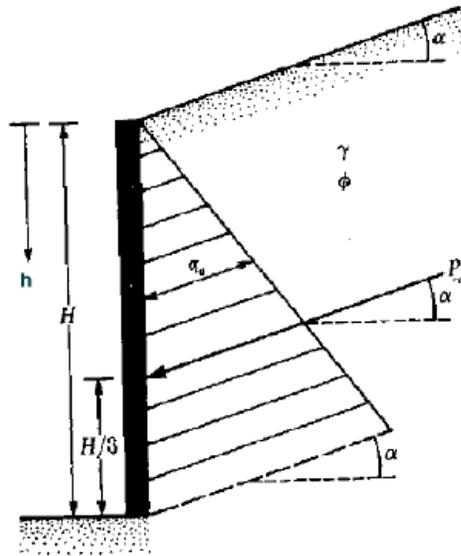
K_a = Coeficiente de presión activa del suelo.

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

Y la fuerza total por unidad de longitud del muro será (figura 25):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad 2-11$$

Figura 25. Presión activa en un terraplén inclinado



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 348.

En el caso de trabajar con un relleno inclinado conformado de un suelo $c - \phi$, o sea, con partículas de material cohesivo y granular. La presión activa es:

$$\sigma_a = \gamma h K'_a \cos \alpha \quad 2-12$$

Donde:

K'_a = Coeficiente de presión activa para suelos $c - \phi$.

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi} \left\{ 2 \cos^2 \alpha + 2 (c / \gamma h) \cos \phi \operatorname{sen} \phi - \sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi) + 4 (c / \gamma h)^2 \cos^2 \phi + 8 (c / \gamma h) \cos^2 \alpha \operatorname{sen} \phi \cos \phi} \right\} - 1$$

Estos tipos de suelo, también presentan una zona de tensión a una profundidad h_0 :

$$h_0 = (2 c / \gamma) * \sqrt{[(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)]} \quad 2-13$$

Por consiguiente, la presión por unidad de longitud del muro para este caso será:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H K'_a \cos\alpha (H - h_0) \quad 2-14$$

2.3.8. Presión activa de tierra de *Coulomb*

La teoría de presión activa de Coulomb considera la fricción existente entre muro y relleno granular. Así, δ será el ángulo de fricción suelo-muro. Se considera el respaldo de un muro inclinado a un ángulo β , más el terraplén inclinado a un ángulo α , ambos con respecto a la horizontal (fig. 26). La teoría de Coulomb supone que la superficie de falla en el suelo se localiza en el punto donde está el valor máximo de la fuerza activa unitaria (P_a), expresada de la forma:

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

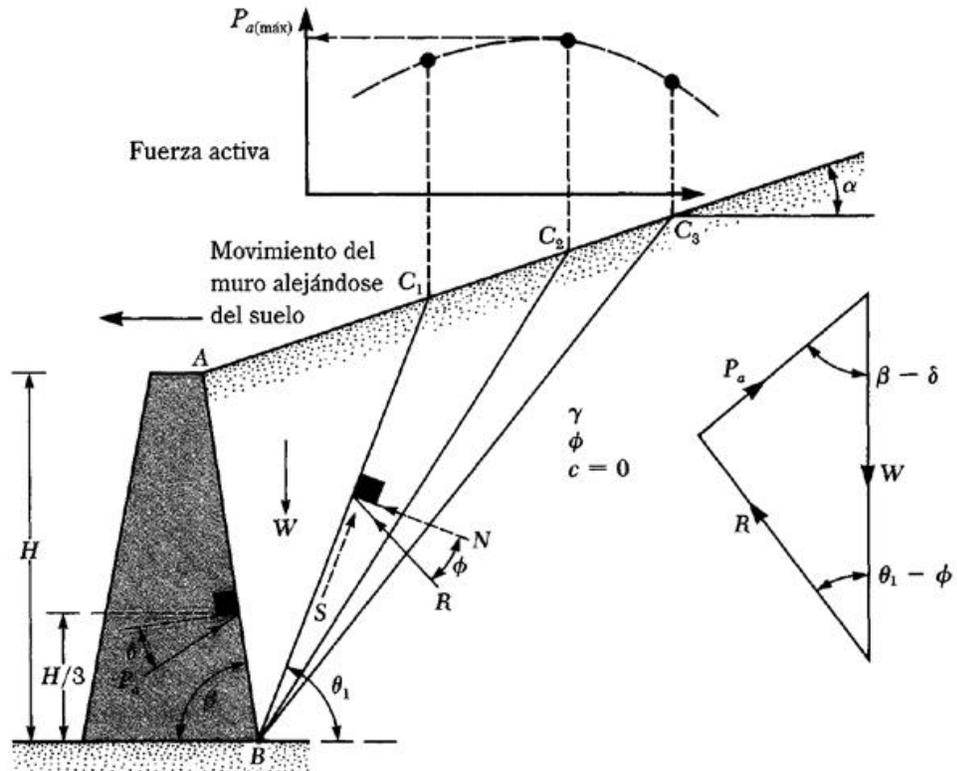
Donde:

H = Altura del muro

K_a = Coeficiente de presión activa de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \{1 + \sqrt{[(\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)) / (\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta))]\}^2}$$

Figura 26. Presión activa de *Coulomb* y triángulo de fuerzas



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 351.

Para el diseño práctico de muros para la retención del suelo, Terzaghi aconseja suponer δ con un valor entre $\phi/2$ y $2\phi/3$.

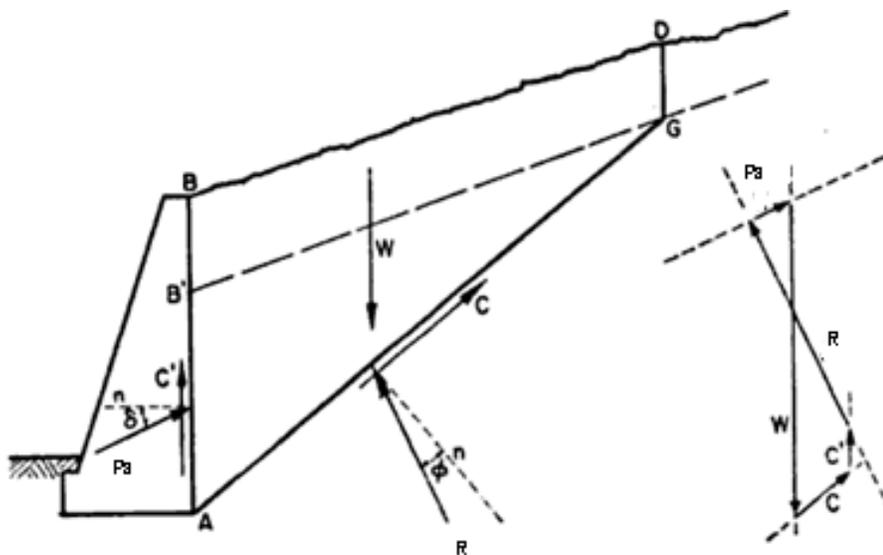
Para hallar la P_a máxima se analizan varias cuñas de prueba, utilizando métodos gráficos (método de Cullmann, método del círculo de fricción, método de la espiral logarítmica, etc.), de acuerdo a las características del suelo y de las cargas externas.

Por lo que, P_a será la única fuerza desconocida en el triángulo (fig. 26). Las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla, son las siguientes:

- a) El peso W del suelo de la cuña.
- b) La resultante R de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la línea de falla (BC en la figura 26). Donde R está inclinada un ángulo ϕ respecto a la normal de la línea de falla y,
- c) P_a , resultante que actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro y está inclinada un ángulo δ respecto a la normal del respaldo del muro.

Cuando el relleno sea de tipo cohesivo-friccionante ($c - \phi$) el plano de deslizamiento presentará dos zonas debido a que la cohesión presente hará que exista una zona de agrietamiento en el suelo. Así, el polígono de fuerzas será similar al descrito en la teoría de Rankin, (fig. 27).

Figura 27. **Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos cohesivos-friccionantes**



Fuente: JUÁREZ, Eulio; RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. Tomo 2. p. 146.

Donde:

Pa= Empuje activo

R = Fuerza resultante

W = Peso de la cuña de deslizamiento = $\gamma_{\text{m suelo}} \cdot \text{Área cuña}$

c = Cohesión del suelo

C = Fuerza debido a la cohesión.

La magnitud de ésta es c * longitud línea AG

C´ = Fuerza de adherencia entre el suelo y el muro

La magnitud de ésta es c * longitud línea AB´

Como en el caso de rellenos granulares, se despejará el valor de P en el polígono de fuerzas. El muro se calculará para resistir la combinación de fuerzas C´ y Pa máx.

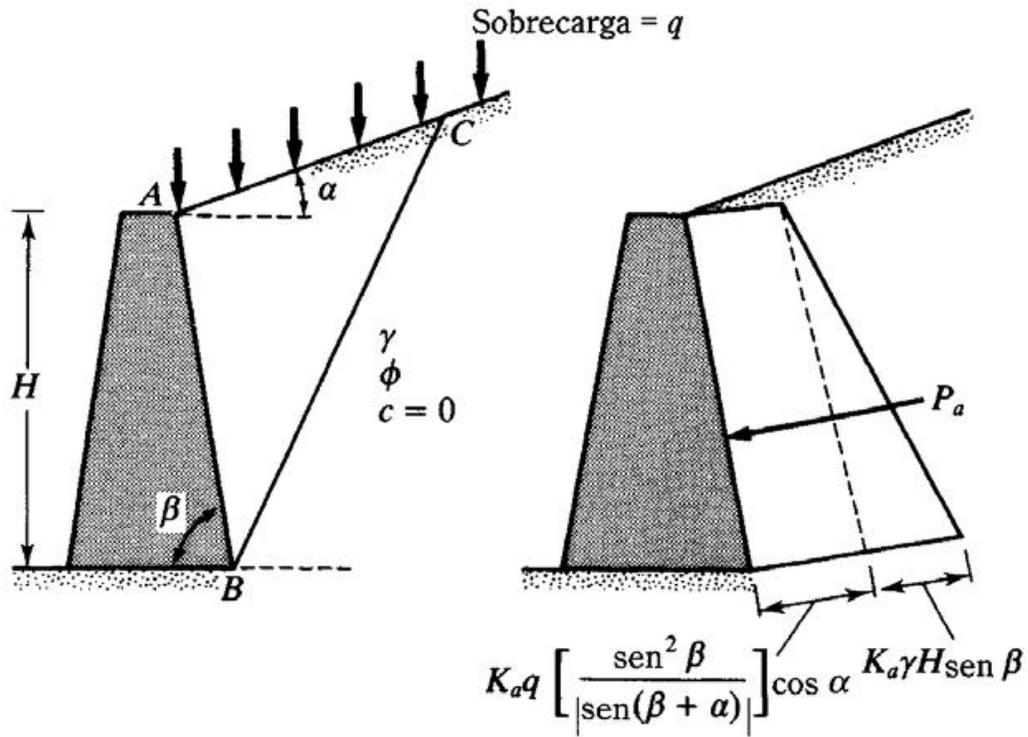
En caso que exista una sobrecarga uniforme q sobre el relleno, Pa se calculará así, (figura 27):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{\text{eq}} H^2 K_a \quad 2-16$$

Donde:

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

Figura 28. Presión activa de *Coulomb* con sobrecarga en el relleno



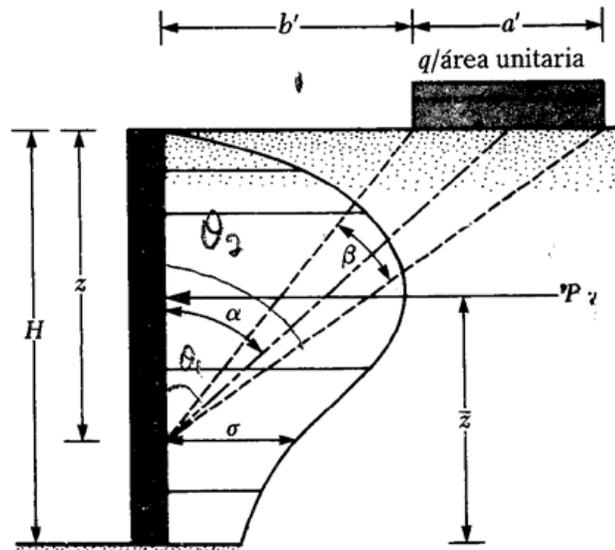
Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 353.

2.4. Caso de existencia de sobrecargas en el terreno

2.4.1. Carga en la franja paralela a la coronación del muro

Si el trasdós del muro es vertical y la superficie horizontal del terreno, la distribución de presiones varía de acuerdo con lo que indica en la figura 29.

Figura 29. **Presión lateral de tierra causada por carga de franja**



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 364.

La presión real contra un muro rígido es:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad 2-17$$

Donde:

β = ángulo formado por los extremos de la franja de carga en radianes

σ = presión horizontal a la profundidad z

q = carga en la franja por unidad de superficie

La fuerza total por unidad de longitud P , debida a la carga en franja es:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]q \quad 2-18$$

Donde:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right), \quad \text{en grados}$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a'+b'}{H} \right), \quad \text{en grados}$$

Este caso puede ser resuelto también dividiendo la carga en franja en varias cargas en línea.

2.4.2. Carga lineal

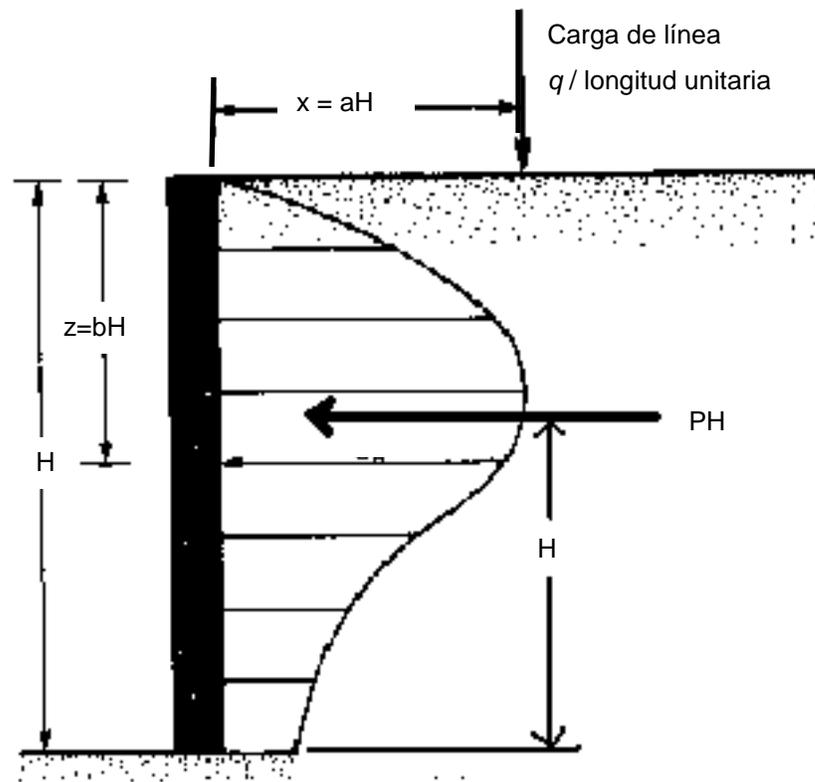
Según las ecuaciones de Boussinesq, se puede resolver este caso haciendo tender a cero el ángulo β . El esfuerzo σ_H a una profundidad z y la fuerza resultante P_H a una distancia R a partir del fondo del muro es, (fig. 30):

Para $\leq 0,4$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q L}{H} \right) \frac{0,20 b}{(0,16+b^2)^2} \quad 2-19 \quad P_H = 0,55 Q L \quad 2-20$$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q L}{H} \right) \frac{1,26n}{(a^2 + b^2)^2} \quad 2-21 \quad P_H = \frac{0,64Q L}{(a^2 + 1)} \quad 2-22$$

Figura 30. **Presión debida a una carga lineal**

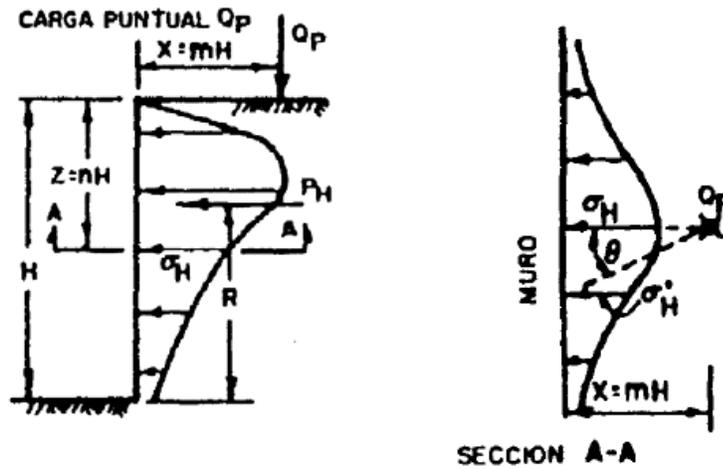


Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 364.

2.4.3. **Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas)**

En este caso la distribución de presiones no sólo es variable con la altura, sino también a lo largo del muro, (fig. 31).

Figura 31. Presión debida a una carga puntual



Fuente: AGIES, NR-5: 2001. Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala. fig. 2.

En el plano vertical perpendicular al trasdós del muro pasando por el eje de la carga \$Q_P\$, las presiones máximas para cada profundidad \$z\$ considerada vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

Para \$m \le 0.4\$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q_P}{H^2} \right) \frac{0,28n^2}{(0,16 + n^2)^3} \quad 2-23$$

$$P_H = 0,78 \frac{Q_P}{H} \quad 2-24$$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q_P}{H^2} \right) \frac{1,77n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad 2-25$$

$$P_H = 0,45 \frac{Q_P}{H} \quad 2-26$$

La distribución a lo largo del muro en cualquier plano horizontal puede ser calculada mediante:

$$\sigma_H' = (\sigma_H) \cos^2(1,1 \theta) \quad 2-27$$

2.5. Empuje producido por la acción sísmica

2.5.1. Presión activa de Coulomb para condiciones sísmicas

Todas las consideraciones son las mismas que para el caso anterior (suelo granular sin sismo), con la adición de las componentes de la fuerza del sismo horizontal y vertical multiplicadas por el peso W de la cuña (figura 32).

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

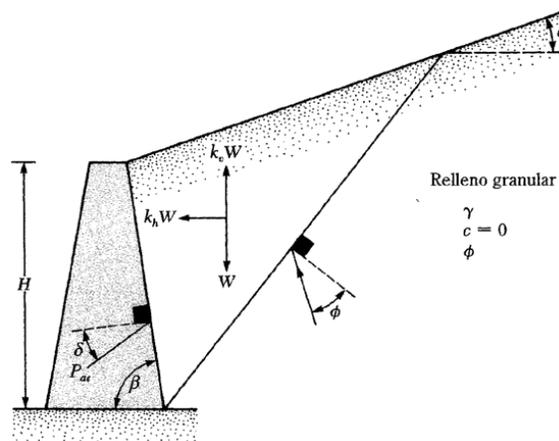
$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

Donde:

k_h = aceleración vertical de la masa de suelo en unidades de gravedad.

k_v = aceleración horizontal de la masa de suelo en unidades de gravedad de acuerdo con el tipo de sismo que se esté analizando y, con el mapa de macrozonificación sísmica para la República de Guatemala.

Figura 32. Presión activa considerando fuerzas sísmicas



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 358.

La fuerza activa por unidad de longitud del muro P_{ae} es:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) * k_{ae} \quad 2-28$$

Que es la ecuación de Mononobe-Okabe

Donde:

k_{ae} = Coeficiente de presión pseudoestática del suelo

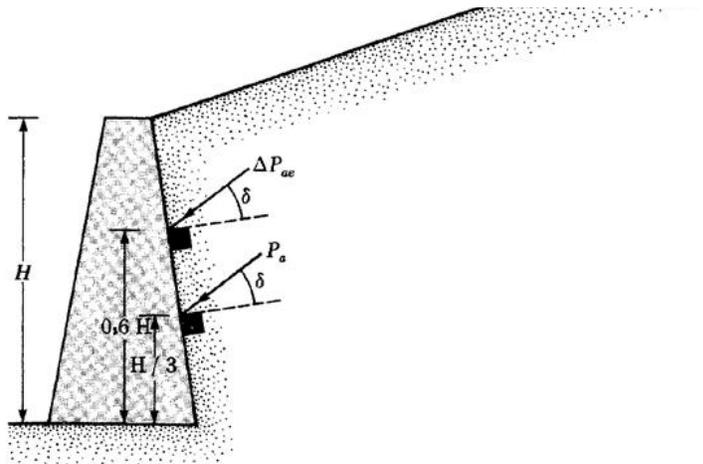
$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \sin^2\beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \{1 + \sqrt{[\sin(\Phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - \alpha)] / [\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)]}\}^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1} [k_h / (1 - K_v)]$$

La línea de acción de P_{ae} estará a una altura h_{ae} con respecto al fondo del muro, y la de ΔP_{ae} a $2/3H$ ó $0,6H$, (figura 33).

$$h_{ae} = \frac{(0,6H) (\Delta P_{ae}) + (H/3)(P_a)}{P_{ae}} \quad ; \quad \Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

Figura 33. Localización de la línea de acción de P_{ae}



Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 361.

2.6. Infiltración de agua en el relleno

En la mayoría de casos anteriores, hemos supuesto el terreno seco y manejado en las fórmulas su densidad seca (γ). Esta es una situación poco frecuente en la práctica. La presencia de agua en el relleno, bien por la acción de la lluvia, ó por infiltraciones subterráneas, afecta de manera importante a todo lo anterior.

- a) Si el material de relleno es muy permeable como es el caso de la grava y de la arena gruesa e incluso media, la aportación de agua será evacuada por el sistema de drenaje, mediante el establecimiento de una red de filtración de dirección predominantemente vertical. Mientras el sistema de drenaje sea capaz de evacuar el agua filtrante, el nivel de agua no rebasará la cota inferior del sistema de drenaje y las fórmulas vistas hasta ahora para calcular las presiones y empujes siguen siendo válidas sin más que reemplazar en ellas la densidad seca (γ), por la densidad aparente (γ_h). Esta última densidad varía naturalmente con el grado de humedad del suelo y la falta de ensayos directos puede ser estimada a partir de los datos de la tabla I.

Tabla I. Densidades aproximadas de distintos suelos granulares

MATERIAL	DENSIDAD APARENTE (t/m^3)	DENSIDAD SUMERGIDA (t/m^3)
Gravas	1,60–2,00	0,96–1,28
Arenas gruesas y medias	1,68–2,08	0,96–1,28
Arenas finas y arenas limosas	1,76–2,16	0,96–1,28
Basaltos	1,76–2,24	1,12–1,60
Calizas y areniscas	1,28–1,92	0,64–1,28
Ladrillo partido	1,12–1,76	0,64–0,96
Cenizas volantes	0,64–0,96	0,32–0,48

Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 211.

- b) Si el material del relleno es de baja permeabilidad, como ocurre en arena fina y arena limosa, y la aportación de agua es importante, aunque se establezca la red filtrante hacia el drenaje y éste sea capaz de desaguar el caudal correspondiente, se produce un aumento de las presiones y empujes respecto al caso anterior.

Las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo en las fórmulas la densidad seca (γ) por la densidad sumergida (γ') y añadiendo una presión que a profundidad z viene estimada por:

$$p' = 0,5 z \gamma_a \quad 2-29$$

Donde:

γ_a : es la densidad del agua

z : es la profundidad del agua

Aquí p' actúa perpendicularmente al trasdós. El empuje correspondiente es de cálculo inmediato.

- c) Si la aportación de agua excede a la capacidad de expulsar de la red de drenaje, el nivel del agua puede alcanzar la cota de la coronación del muro, en el caso límite y en ese caso la presión p' se duplica alcanzando el valor de la presión hidrostática.

$$p' = z \gamma_a \quad 2-30$$

Donde:

γ_a : es la densidad del agua

z : es la profundidad del agua

p' : es la presión

- d) En cualquier caso, la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al más bajo del sistema de drenaje. Este es un caso particular del más general indicado en el texto siguiente.

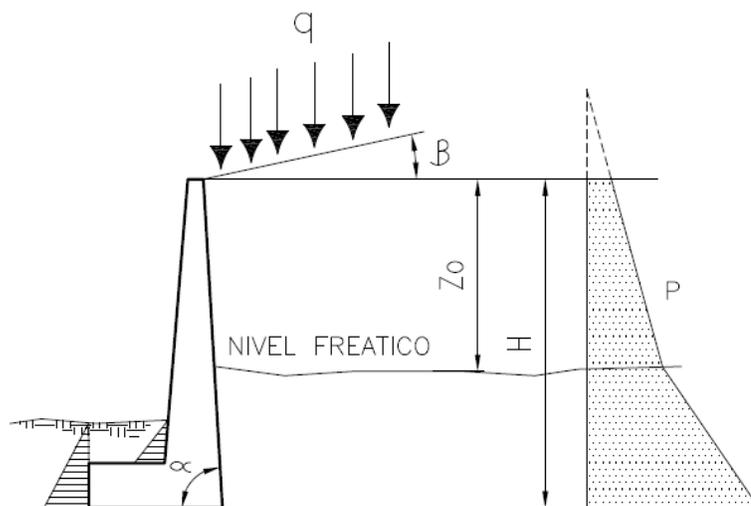
2.6.1. Relleno inundado hasta una cierta cota

En el caso general indicado en la figura 34, con relleno de ángulo β y una sobrecarga q por unidad de longitud de talud, las presiones a profundidad z resultan:

$$p_h = \left[\gamma' (z - z_0) + \gamma z_0 + q \frac{\text{sen } a}{\text{sen } (a + \beta)} \right] \lambda_h + \gamma_a (z - z_0) \text{sen } a \quad 2-31$$

$$p_v = \left[\gamma' (z - z_0) + \gamma z_0 + q \frac{\text{sen } a}{\text{sen } (a + \beta)} \right] \lambda_v + \gamma_a (z - z_0) \text{cos } a \quad 2-32$$

Figura 34. Inundación hasta una cierta cota



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 316.

2.7. Empuje producido por la compactación del relleno

En algunos casos los probables asientos futuros del relleno debidos a su propio peso carecen de importancia pero frecuentemente no ocurre así, y para controlar tales asientos se recurre a la compactación del relleno.

Esta compactación, en toda la zona a la cuña de deslizamiento, debe realizarse con especial cuidado, empleando medios ligeros.

Al momento de emplear compactadores pesados se puede presentar una sobrecompactación que produzca presiones superiores a las correspondientes al empuje activo.

3. MUROS DE SÓTANO

3.1. Características de muros de sótano

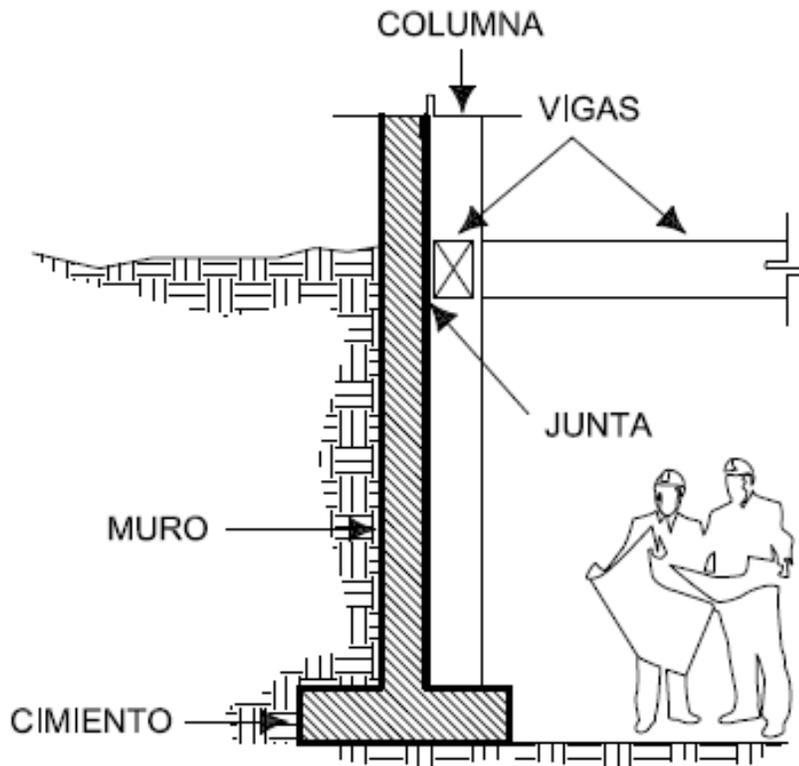
Debido a la necesidad actual, la construcción de sótanos ha sido particularmente necesaria, por el máximo aprovechamiento que se le da a la tierra, sobretodo en la ciudad. Como se sabe, Guatemala es un país altamente sísmico, por lo que en la mayoría de sus construcciones se utiliza el concreto reforzado, ya que es un material resistente y relativamente económico.

Un aspecto muy importante a considerar es el diseño arquitectónico del edificio, ya que este influye, en gran parte, en el tipo de muro a usar. Así, un muro podrá tener algunas variaciones respecto a los tipos básicos que se mostraran posteriormente. Por ejemplo, cuando se proyecta un edificio con marcos estructurales y sólo un piso de sótano, entonces es posible diseñar los muros con anclajes especiales al marco, de tal manera que a este último sea transmitido una parte del empuje del suelo, con el fin de disminuir el espesor requerido del muro.

3.1.1. Muro simplemente apoyado

Un muro de este tipo es el que está apoyado en su extremo superior y en el cimiento en su extremo inferior. Apoyándose en el primer caso sobre las vigas utilizando juntas especiales entre el muro y la viga, (figura 35).

Figura 35. **Muro de sótano simplemente apoyado**

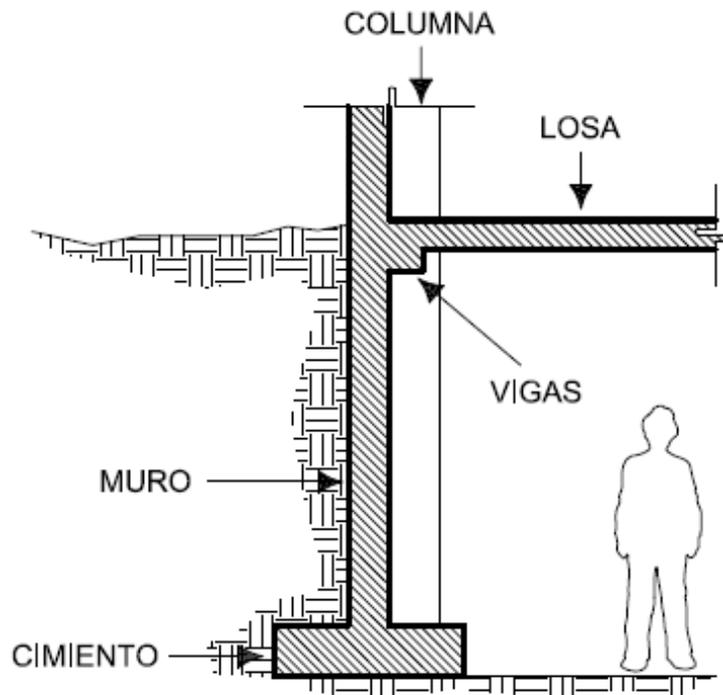


Adaptado: HERNÁNDEZ, Dalia. Consideraciones para muros de concreto reforzado. p. 48.

3.1.2. **Muro doblemente empotrado**

Un muro doblemente empotrado funciona como una losa en dos direcciones de cuatro apoyos. Pero es importante mencionar que la carga que soportara será uniformemente variada y no uniformemente distribuida como en una losa común. Este muro se diseña como parte de la superestructura, es decir, empotrado en su propio cimiento y en las vigas, (figura 36).

Figura 36. **Muro de sótano doblemente empotrado**

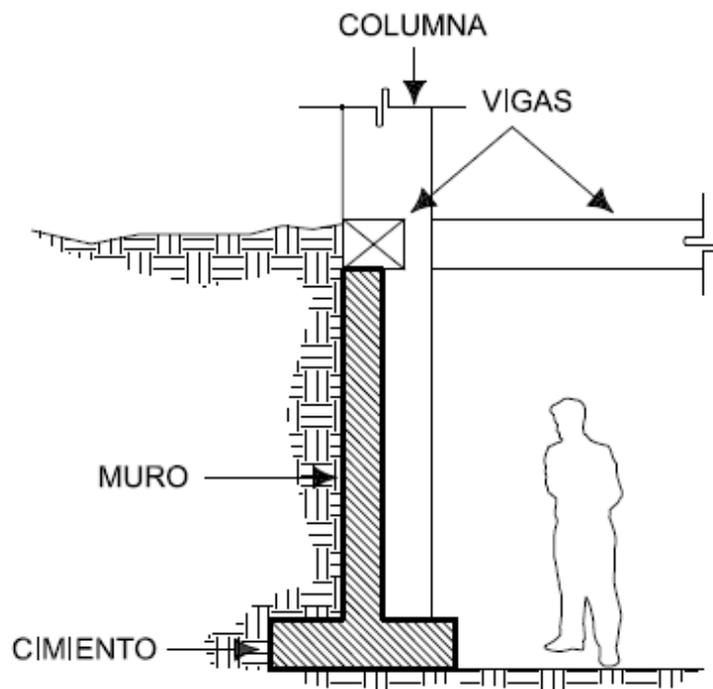


Adaptado: HERNÁNDEZ, Dalia. Consideraciones para muros de concreto reforzado. p. 49.

3.1.3. Muro en voladizo

Con las características que presenta un muro en voladizo se puede considerar como un muro de contención, ya que con el único apoyo que cuenta es su propio cimiento. Sus dimensiones serán de acuerdo al análisis contra deslizamiento, volteo y capacidad de carga. Es importante mencionar que este tipo de muro trabaja en forma individual a la superestructura, pero se puede utilizar en los sótanos si se desea, (figura 37).

Figura 37. **Muro de sótano en voladizo**

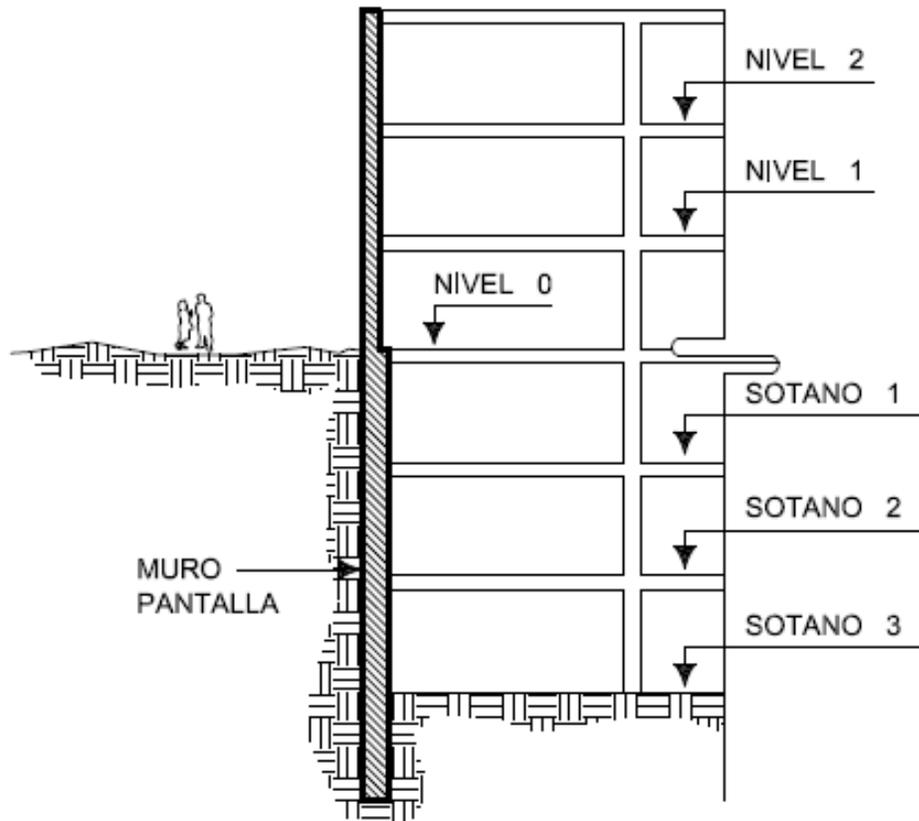


Adaptado: HERNÁNDEZ, Dalia. Consideraciones para muros de concreto reforzado. p. 47.

3.1.4. **Otros tipos de muros**

Los muros para sótanos pueden ser diseñados partiendo de los vistos anteriormente, siempre que estos no requieran más de dos niveles de sótanos, ya que si se presentan más niveles de sótano no será recomendable utilizar muros de concreto reforzado, ya que presentarían un elevado costo por la magnitud del momento flector que nos llevaría a aumentar el espesor y áreas de acero; por lo que se pueden utilizar muros pantalla, que son un sistema que resulta más económico, (figura 38).

Figura 38. Muro pantalla



Adaptado: HERNÁNDEZ, Dalia. Consideraciones para muros de concreto reforzado. p. 51.

3.2. Esquema de funcionamiento

El esquema de funcionamiento de un muro para sótano estará regido por las fuerzas que lo afecten, las mismas pueden ser de acción y de reacción. El lugar donde será construido, también será un factor a tomar en cuenta ya que de él dependerá el tipo de suelo que debe sostener, las sobrecargas que lo afectarán y las fuerzas de sismo a las que será expuesto.

Independientemente del tipo de muro que se utilice, un muro para sótano deberá ser diseñado y analizado para soportar las fuerzas de acción como:

Fuerza activa: esta fuerza se debe al tipo de suelo que soportara el muro.

Fuerza de sobrecarga: fuerza que se estará ejerciendo sobre nuestro relleno.

Fuerza de sismo: zona sísmica donde será construido el muro.

Las fuerzas de reacción como:

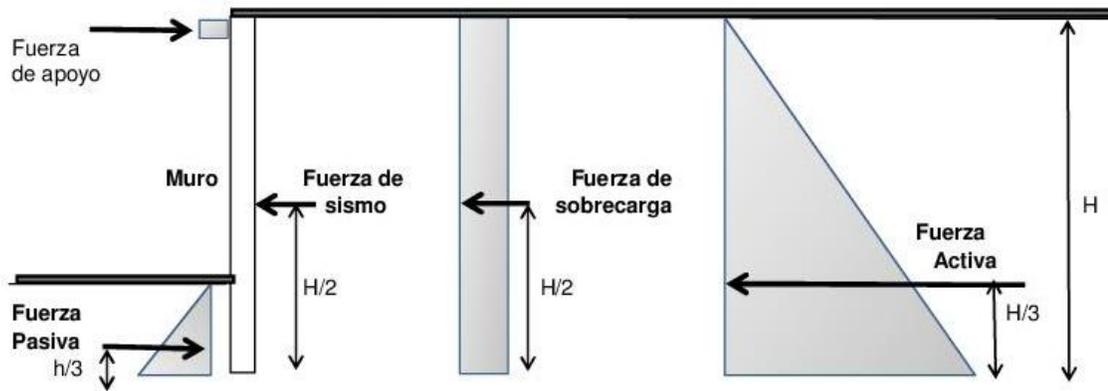
Los apoyos: estos pueden ser cimientos, vigas, losas ó soleras.

La fuerza pasiva: esta fuerza será de reacción provocada por nuestra cota de cimentación.

En las fuerzas de reacción no siempre se contará con los apoyos, pero será importante tomarlos en cuenta al momento de diseñar y analizar un muro de sótano ya que los mismos nos evitarán peraltes grandes y áreas de acero costosas.

Las fuerzas de acción y reacción dependerán de la altura a la que necesitemos diseñar nuestro muro y estarán actuando a una cota que para el presente trabajo se inicia midiendo de la cimentación del muro, (figura 39).

Figura 39. Esquema de funcionamiento de un muro para sótano



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Estas fuerzas se calculan utilizando las siguientes fórmulas:

Coeficientes:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} =$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \theta}{1 - \text{sen } \theta} =$$

$$C_{sh} = 0,5 * A_o =$$

$$C_{sv} = 0,7 * C_{sh} =$$

Donde:

k_p = Coeficiente pasivo

k_a = Coeficiente activo

C_{sh} = Coeficiente de sismo horizontal

A_o = Coeficiente de aceleración sísmica de la zona

C_{sv} = Coeficiente de sismo vertical

Presiones horizontales

$$\overline{P_{pr}} = k_p * \gamma_s * h = \text{Ton/m}^2$$

$$\overline{P_{aq}} = k_a * q = \text{Ton/m}^2$$

$$\overline{P_{ar}} = k_a * \gamma_s * H = \text{Ton/m}^2$$

Fuerzas totales

$$\text{Fuerza pasiva} = \frac{1}{2} * \overline{P_{pr}} * h = \text{Ton/m}$$

$$\text{Fuerza de sismo} = (\frac{1}{2} * \gamma_s * H^2) * 0,10 * (1 - C_{sv}) = \text{Ton/m}$$

$$\text{Fuerza de sobrecarga} = \overline{P_{aq}} * H = \text{Ton/m}$$

$$\text{Fuerza activa} = \frac{1}{2} * \overline{P_{ar}} * H = \text{Ton/m}$$

Donde:

h= Cota de cimentación

H= Altura del muro

γ_s = Peso específico del suelo

3.3. Introducción a la seguridad en los muros de sótano

La seguridad en los muros de sótano es de suma importancia, ya que de ella dependerán factores importantísimos, al obtenerla se garantiza una obra de calidad. Será la seguridad en la estructura la que califique la misma. Al realizar un análisis y un diseño para un muro de sótano el objetivo principal será buscar que el muro sea seguro. Otro aspecto importante será la calidad de los materiales a utilizar en la buena ejecución de muro.

Cuando se presente el momento de diseñar un muro para sótano, se debe tener en cuenta que representa gran responsabilidad, ya que muchas edificaciones actuales tienen sótanos y su posible uso como refugio o albergue.

Para obtener seguridad en un muro de sótano, primero debemos definir el tipo de muro a utilizar ya que será el punto de partida para especificar los análisis que debe cumplir el muro.

Si nuestro muro será de tipo voladizo este debe cumplir tres análisis los cuales son:

- Análisis por volteo
- Análisis por deslizamiento
- Análisis de capacidad de soporte

Si se presenta el caso de un muro simplemente apoyado, empotrado y apoyado ó doblemente empotrado el único análisis que debe cumplir será:

- Análisis por flexión

Siempre se deberá tener en cuenta que a los análisis mencionados anteriormente siempre se le debe de sumar los códigos de calidad de la región.

3.3.1. Caso de un sólo sótano

Lo único que nos puede garantizar la seguridad y buena ejecución de un muro para sótano, será realizar un diseño y análisis que se adapte bien a las condiciones que se nos presenten.

A continuación se presenta un procedimiento formado de doce incisos que se deben realizar para cumplir los requerimientos que solicita la seguridad en los muros de sótano de un nivel, el tipo de muro a utilizar será tipo voladizo.

- Calcular el predimensionamiento de las partes del muro
- Calcular los coeficientes activo, pasivo y de sismo
- Realizar un diagrama de presiones actuantes sobre el terreno
- Calcular la presión horizontal a una profundidad h del muro
- Calcular las cargas totales del diagrama de presión
- Calcular los momentos al pie del muro
- Calcular el peso total del sistema
- Analizar la estabilidad contra volteo
- Analizar la estabilidad contra deslizamiento
- Analizar la presión máxima bajo la base del muro
- Realizar el diseño estructural de las partes del muro
- Distribuir el refuerzo de la manera más conveniente en el muro

A manera de brindar un conocimiento más amplio de cómo alcanzar la seguridad en los muros de sótano de un nivel, en el inciso 4.4 se presenta un ejemplo de un muro de sótano para un nivel tipo voladizo, siguiendo los pasos descritos anteriormente.

3.3.2. Caso de dos sótanos

Si se presenta el caso del diseño de muros para dos sótanos, no utilizaremos un muro tipo voladizo ya que este tipo de muro no es recomendable para alturas grandes, será aquí donde mostramos un sistema de diseño menos complicado y con la misma eficiencia, este sistema se puede utilizar para uno ó dos sótanos, que igualmente nos brindara seguridad, incluso si se puede sustituir por el tipo voladizo se recomienda hacerlo.

Este sistema podrá ser aplicado en un muro tipo empotrado y apoyado, ó empotrado y empotrado, consta de siete incisos los cuales son:

- Predimensionamiento del muro
- Integración de las cargas actuantes
- Cálculo de los momentos actuantes
- Graficar los momentos actuantes sobre el muro
- Diseñar el refuerzo del muro
- Verificar los datos obtenidos con las normas y especificaciones de diseño
- Distribuir el refuerzo de forma adecuada

En el inciso 4.4 se muestra un ejemplo de un muro para dos sótanos, siguiendo los incisos mostrados anteriormente.

3.4. Introducción general a la seguridad de muros

Actualmente Guatemala forma parte del grupo de países más poblados como Bolivia y Haití. Basado en esta información es de gran importancia la construcción de obras civiles seguras y duraderas, que satisfagan las necesidades de la población presente y futura.

Tomando en cuenta la información anterior, será muy importante describir los factores de seguridad a utilizar al momento de diseñar una estructura de este tipo. Factores que dependerán del tipo de muro a diseñar, tales como la seguridad al vuelco, seguridad a deslizamiento, sensibilidad al incremento de la presión máxima bajo la base del muro y la flexión, ya que estos nos garantizaran la seguridad de la estructura.

3.4.1. Factores de seguridad a volteo

No existe una normativa concreta. Es práctica usual aceptar una seguridad de 1,5 para las acciones frecuentes y aumentar este valor a 1,8 para combinaciones que incluyan acciones infrecuentes. En el caso particular de comprobación a sismo, el valor suele reducirse a 1,2.

3.4.2. Factores de seguridad a deslizamiento

De la misma forma que en los factores de seguridad de volteo, no existe normativa concreta, aunque suele adoptarse un valor mínimo de 1,5, excepto para las comprobaciones a sismo, en que dicho valor suele reducirse a 1,2.

3.4.3. Factores de presión máxima bajo la base del muro

Como en los factores anteriores no existe normativa concreta que establezca los factores, nuestro principal objetivo será que la presión máxima ejercida por el muro no sea mayor a la capacidad que soportara el terreno. De igual forma al calcular el valor de a se debe multiplicar por tres y este tiene que ser menor a la longitud de nuestra zapata ó cimiento.

3.4.4. Factores para flexión

Para calcular los factores de un elemento sometido a flexión se debe iniciar tomando el mayor momento de los tres que se calcularón, ya que los dos restantes están dentro del rango del mayor. Continuando se calculara el factor mas importante de un elemento sometido a flexión, este es que el momento resultante debe ser mayor al momento actuante.

4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

4.1. Observaciones generales

Las observaciones generales de los muros de sótano se presentan a continuación, estas nos mostrarán detalles que se deben de tomar en cuenta al momento de su ejecución, estas nos garantizarán el buen funcionamiento del muro.

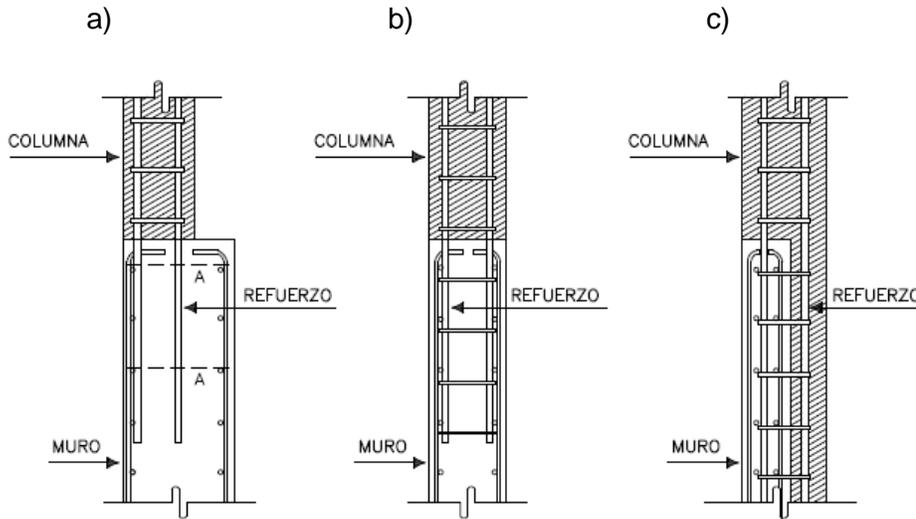
- a) El apoyo del refuerzo de las columnas en el muro (fig. 40) está regido por el ancho del muro.

Si la columna es del mismo ancho del muro, la armadura de la columna se ata a la del muro (fig. 40b). Si es de ancho menor (fig. 40a), se necesita disponer de estribos horizontales(*A*) para sujetarla.

En cualquier caso, el refuerzo de la columna, necesitara una longitud de anclaje al muro de acuerdo a el diámetro de varilla que se esté utilizando, y debe llevar estribos salvo que el muro, por ambos lados, exceda notablemente a la columna.

Si el ancho de la columna sobresale del muro, entonces naturalmente la armadura de la misma debe anclarse en el cimiento, elaborando allí los empalmes correspondientes, (figura 40c).

Figura 40. **Apoyo del refuerzo de columnas sobre el muro de sótano**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 345.

- b) Anteriormente se ha supuesto que las columnas transmitirán las cargas axiales al cimiento pero no momentos. Si éstos no son despreciables, basta trasladar, a efectos de cálculo, el eje de la columna a las cantidades de $e_x = \frac{M_x}{N}$, $e_y = \frac{M_y}{N}$ y operar con esa nueva posición, interpretando a la columna como una carga centrada.

- c) La cuantía mínima para refuerzo horizontal es (ACI-318S-05: 14.3.3.1)
- 0,0020 para barras corrugadas no mayor que No. 16 (#5) con f_y no menor a 101,970 kilogramos sobre metro cuadrado (420 Megapascasles). ó,
 - 0,0025 para otras barras corrugadas

En toda sección de un elemento sometido a flexión, el área de acero mínimo proporcionado no debe ser menor que el obtenido en (ACI- 318S-05: 10.5.1):

$$A_s \text{ mín.} = \{ 0,25 \sqrt{f'c} / f_y \} * b * d$$

$$\text{Pero no menor que } 1.4 * b * d / f_y$$

El área de acero máximo no debe ser mayor que el obtenido por medio de la formula

$$A_s \text{ máx} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

donde,

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5$$

$$= \frac{\beta_1 * 0,85 * f'c * 0,003 * E_s}{f_y (f_y + 0,003 * E_s)}$$

y,

$$\rho_{\text{máx}} = 0,85 \quad \text{si } \rho_{\text{máx}} \leq 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,85 - \frac{f'c - 280}{70} * 0,05 \quad \text{si } \rho_{\text{máx}} > 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El refuerzo vertical y horizontal debe espaciarse a no más de tres veces el espesor del muro ni de 45 centímetros (ACI-318S-05: 14.3.3).

El espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro de la barra, pero no menor a 2,5 centímetros. Depende también del tamaño máximo nominal del agregado grueso. (ACI-318S-05: 7.6.1 y 3.3.2).

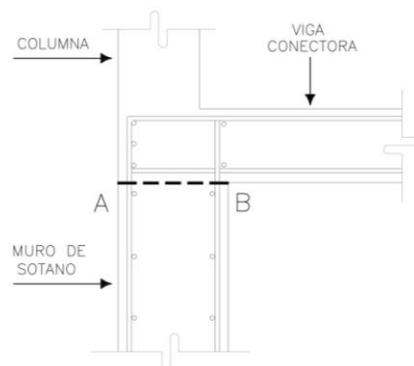
Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor a 2,5 centímetros. (ACI-318S-05: 7.6.2).

Donde el esfuerzo permisible máximo (ASTM A 305) para varillas corrugadas a tensión debe calcularse de acuerdo a la expresión anterior. Para todas las varillas corrugadas a compresión, el esfuerzo permisible es de $1,7\sqrt{f'_c}$ pero no mayor a 28 kilogramos sobre centímetro cuadrado.

- d) La unión de la viga de apoyo al muro de sótano debe dimensionarse para el esfuerzo de tensión resultante del cálculo (fig. 41). (No debe olvidarse que *AB* suele ser junta de concreto).

Normalmente se procede así cuando las vigas se empotran al muro.

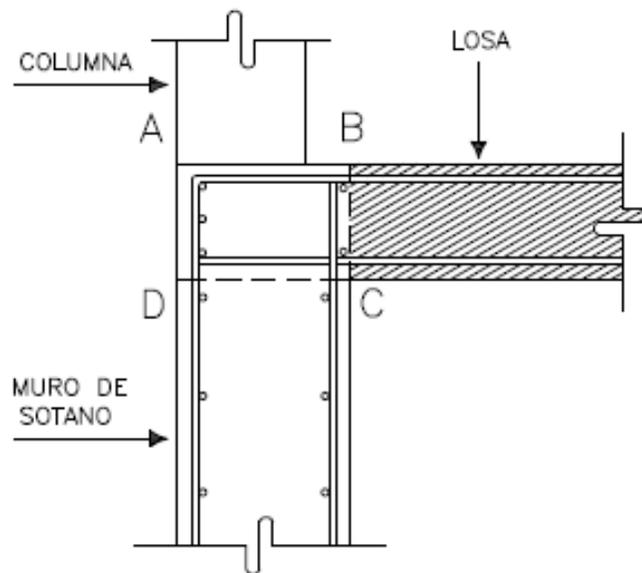
Figura 41. **Unión de la viga de apoyo al muro de sótano**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 347.

- e) Normalmente, la fuerza horizontal transmitida por la losa al muro no requiere precauciones especiales, pero debe tomarse en cuenta que:
- La rigidez del conjunto debe ser claramente superior a la del muro
 - Se debe construir una viga ABCD que resista en dirección horizontal la reacción de la losa y la transmita a las columnas

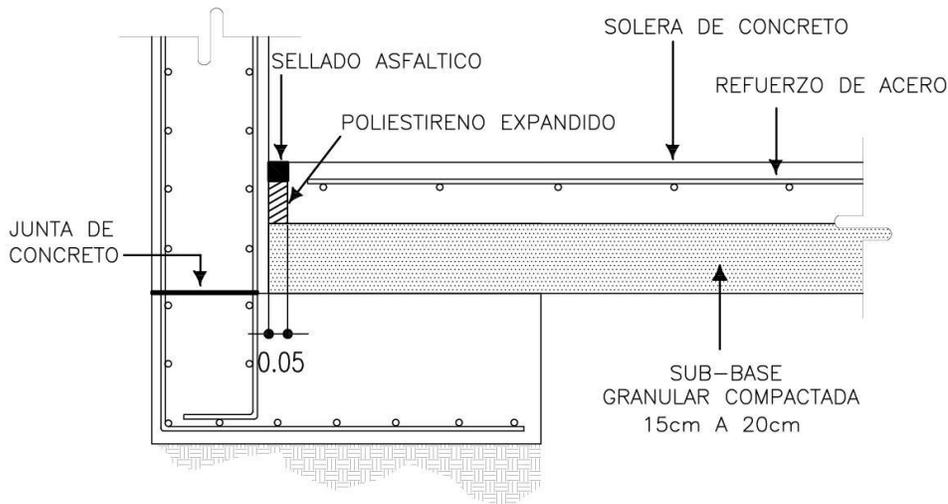
Figura 42. **Unión de la losa al muro de sótano**



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 349.

- f) La solera de concreto que servirá de piso en el sótano más profundo, deberá fundirse con una separación mayor a 0,05 m del muro, ya que al no dejar esta junta daría lugar a un punto crítico de agrietamiento en la estructura al momento de un movimiento sísmico o de otra naturaleza, (figura 43).

Figura 43. Detalle de la junta entre el piso y el muro



Fuente: CALAVERA, J. Muros de contención y de sótano. p. 356.

4.2. Predimensionamientos y cargas actuantes

Al momento de contemplar el diseño de cualquier estructura, éste debe realizarse apegado al reglamento de construcción local, normas y códigos adecuados al tipo de obra y materiales de la estructura. Para el caso de Guatemala, es preciso basar el diseño en el reglamento del concreto estructural ACI 318S-05 (*American Concrete Institute*), las normas AGIES, además de otros que se consideren apropiados.

Como predimensionamiento, se establece, que es brindarle un espesor al muro, ya que la altura y la longitud son dimensiones establecidas por la situación en la que se necesite construir el muro.

El predimensionamiento de un muro tiene como meta principal, diseñar espesores que aprueben los análisis necesarios, evitando así espesores grandes que representarían exceso de material y mano de obra.

Para predimensionar un muro de sótano, se debe definir el tipo de muro a utilizar, los cuales pueden ser: (Tipos mencionados en 3.1)

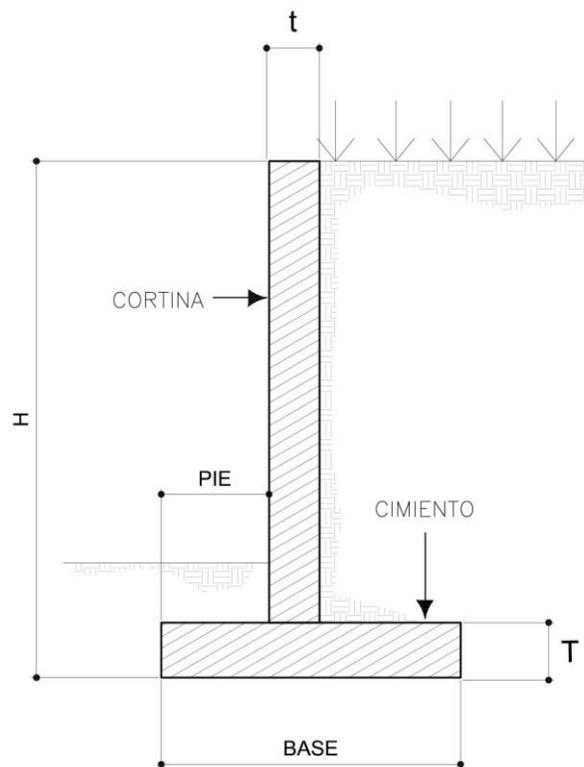
- a. Muro en voladizo
- b. Muro simplemente apoyado
- c. Muro doblemente empotrado

Se inicia con los muros en voladizo aquí el espesor mínimo de los muros de sótanos es de 19 centímetros, según (ACI- 318S-05: 14.5.3.2), pero por lo general, se usan muros entre 25 y 30 centímetros de espesor.

Éstos deben impermeabilizarse adecuadamente y deben reforzarse para tomar las variaciones de temperatura y los esfuerzos de flexión ocasionados por el empuje de tierras.

El predimensionamiento en este tipo de muros está en función de su altura y puede realizarse mediante la siguiente gráfica.

Figura 44. Partes de un muro en voladizo



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Donde,

H : es la altura del muro

El t de la cortina es el promedio entre $H/10$ y $H/12$

La base será el promedio de $0,4H$ a $0,9H$

El pie de la zapata puede encontrarse con $base/3$

El T de la zapata será asumido entre los valores $0,25$ a $0,60$ metros

Continuamos con los tipos b y c, estos, en la parte superior el muro se apoyan o anclan en las vigas de coronación, mientras que a nivel de cimentación el rozamiento entre cemento y suelo hace innecesaria casi siempre la disposición de ningún otro apoyo. El cuerpo de estos muros funciona en estos casos como una losa de uno o varios vanos.

El dimensionamiento del espesor se realizara basado en ACI- 318S-05: 9.5.3.1, utilizando de la fórmula:

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde

t : es el espesor del muro

P: es el perímetro donde estará apoyado el muro

Otra fórmula utilizada para el dimensionamiento de muros simplemente apoyados o doblemente empotrados es la que está en ACI- 318S-05: 9.5.3.3

$$t = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

Donde

f_y : es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

β : es la relación de la dimensión larga a corta de las luces libres en los muros

4.3. Análisis de muros de sótano

El análisis de un muro para sótano, iniciara cuando se conozcan las condiciones del lugar donde se construirá el muro. Estas condiciones deben de estar dentro del rango de las mencionadas anteriormente ya que de estar fuera, nuestro análisis será erróneo.

Al momento de analizar un muro de sótano, este puede presentar condiciones favorables, pero será importante que las mismas se adapten a un buen sistema de ejecución ya que esto concluirá un proyecto seguro.

En la actualidad existen varias formas de analizar diseños para muros de sótano, como ejemplo, el *software* de computación, esta herramienta facilita el análisis, pero será importante contar con los conocimientos básicos del tema previo a utilizarlo ya que de lo contrario diseñaremos un muro que presentara inseguridad.

De un análisis consiente obtendremos datos que aportarán un diseño de fácil ejecución y posteriormente un muro seguro, que será nuestra satisfacción final.

Como se mencionó en el inciso 3.3 los análisis que debe cumplir un muro dependerán del tipo de muro a diseñar. A continuación se presentan los dos tipos más utilizados en sótanos.

4.3.1. Análisis de un muro empotrado y apoyado

Los análisis que deben cumplir este tipo de muro son el análisis por flexión, el cual se cumple cuando el momento resultante es mayor al momento actuante y los códigos de construcción locales, para el caso de Guatemala los principales códigos que rigen el diseño de los muros son ACI 318S-05 (*American Concrete Institute*), y las normas AGIES.

4.3.2. Análisis de un muro tipo voladizo

4.3.2.1. Análisis de estabilidad contra volteo

Para que se cumpla este análisis, el factor F_{sv} tiene que ser mayor a 1,5.

$$F_{sv} = (\Sigma MR) / (\Sigma MACT) = (M_{pr} + \Sigma M) / (M_{ar} + M_{aq} + MFs)$$

Si F_{sv} es $>1,5$ **OK**

donde:

F_{sv} = Factor de seguridad de volteo

ΣMR = Sumatoria de los momentos resultantes

$\Sigma MACT$ = Sumatoria de los momentos actuantes

M_{pr} = Momento de la presión pasiva

ΣM = Sumatoria de los momentos resistentes del muro

M_{ar} = Momentos de la presión activa

M_{aq} = Momentos de la sobrecarga

MFs = Momentos de la fuerza de sismo

4.3.2.2. Análisis de estabilidad contra deslizamiento

Para que se cumpla este análisis, el factor Fsd tiene que ser mayor a 1,5.

$$Fsd = (\Sigma PR) / (\Sigma PACT) = (Ppr + \mu \Sigma W / Par + Paq + PFs)$$

Si Fsd > 1,5 **oK**

donde:

Fsd = Factor de seguridad de deslizamiento

ΣPR = Sumatoria de presiones resultantes

$\Sigma PACT$ = Sumatoria de presiones actuantes

Ppr = Presión pasiva

μ = Factor de reducción de deslizamiento

ΣW = Sumatoria de cargas del muro

Par = Presión activa

Paq = Presión de sobrecarga

PFs = Presión de sismo

4.3.2.3. Análisis de presión máxima bajo la base del muro

$q_{max} = \Sigma W / ((3/2) * a * b)$, donde $b = L$

$q_{max} = \text{Ton/m}^2$, como $q_{max} < V_s$

q_{max} no excede el V_s del suelo **oK**

donde:

q_{max} = Presión máxima ejercida por el muro

ΣW = Sumatoria de cargas del muro

a = Longitud a la que actúa la presión

b = Longitud del cimiento

V_s = Valor soporte del suelo

4.4. Diseño de muros de sótano

En la construcción de muros para sótano, los dos tipos más utilizados son el tipo en voladizo y el empotrado y apoyado, razón por la cual a continuación se muestra un ejemplo del diseño de cada uno. Recomendando el ejemplo 2 para la construcción de muros de sótano ya que es un sistema que nos ofrece economía, menor tiempo al momento de su diseño, y se puede utilizar para más de un sótano.

4.4.1. Ejemplo 1: muro de sótano en voladizo

Datos generales:

$$\gamma_s = 1,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_c = 2,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$\mu = 0,4$$

$$V_s = 21 \text{ Ton/m}^2 \text{ (arena limosa)}$$

$$f'_c = 4,000 \text{ psi} \approx 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 60,000 \text{ psi} \approx 4,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cu} = 1,7$$

$$S_c = 0,7 \text{ Ton/m}^2$$

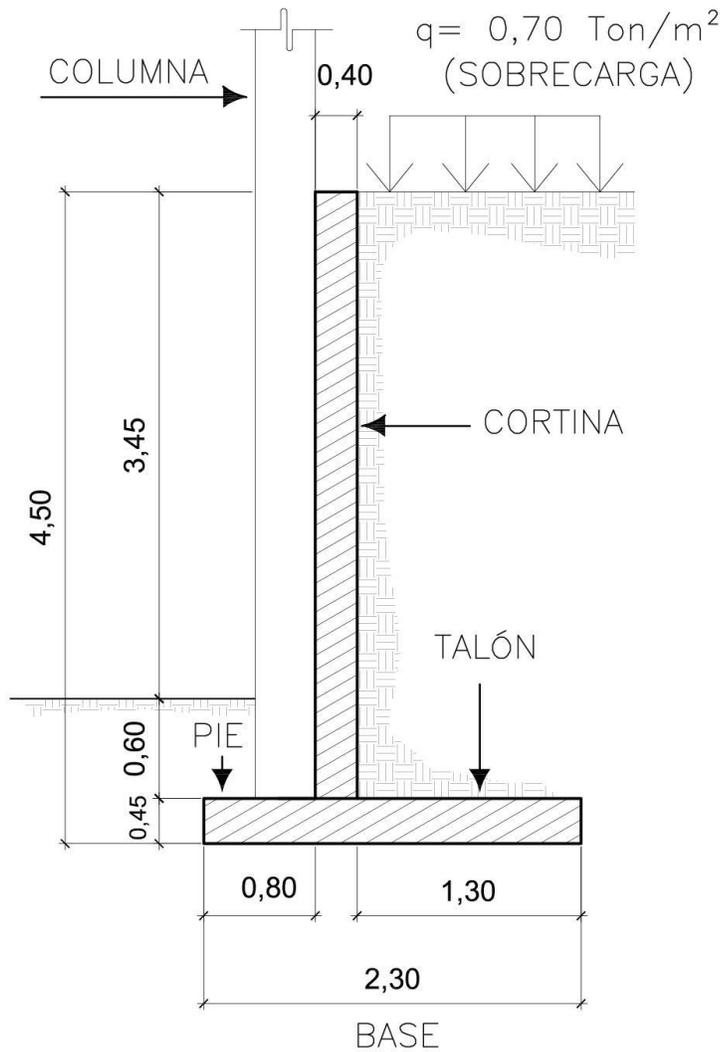
$$H_{\text{de sótano}} = 3,45 \text{ m}$$

$$D_f = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Zona sísmica} = 4,2$$

$$A_o = 0,4 \text{ Aceleración máxima efectiva para el sismo básico}$$

Figura 45. Dimensiones del muro tipo voladizo



PERFIL
SIN ESCALA

Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Predimensionamiento del muro:

Con $H = 4,5$ m

$t_{\text{cortina}} =$ Sera el promedio entre $H/10$ y $H/12$

$t_{\text{cortina}} = H/10 = 0,45$ y $H/12 = 0,38$

$t_{\text{cortina}} = 0,41$ se asumirá $0,40$ m

$B =$ La base será un promedio entre $0,4H$ a $0,6H$

$B = 0,4H = 1,8$ m a $0,6H = 2,7$ m

$B = 2,25$ m se asumirá $2,3$ m

$Pie =$ Este se calculará con $B/3$

$Pie = 0,77$ m se asumirá $0,80$ m

$Talón =$ Sera la resta de la base - pie - cortina

$Talón = 1,10$ se asumirá $1,10$ m

$t_{\text{cim}} =$ Este valor deberá estar comprendido entre $0,25$ m y $1,25$ m

$t_{\text{cim}} =$ Asumiremos $0,45$ m

Recubrimiento $cim = 7,5$ cm

Coeficientes activo, pasivo y de sismo:

$$k_a = (1 - \text{sen } \theta / 1 + \text{sen } \theta) = (1 - \text{sen} 30 / 1 + \text{sen} 30) = 0,33$$

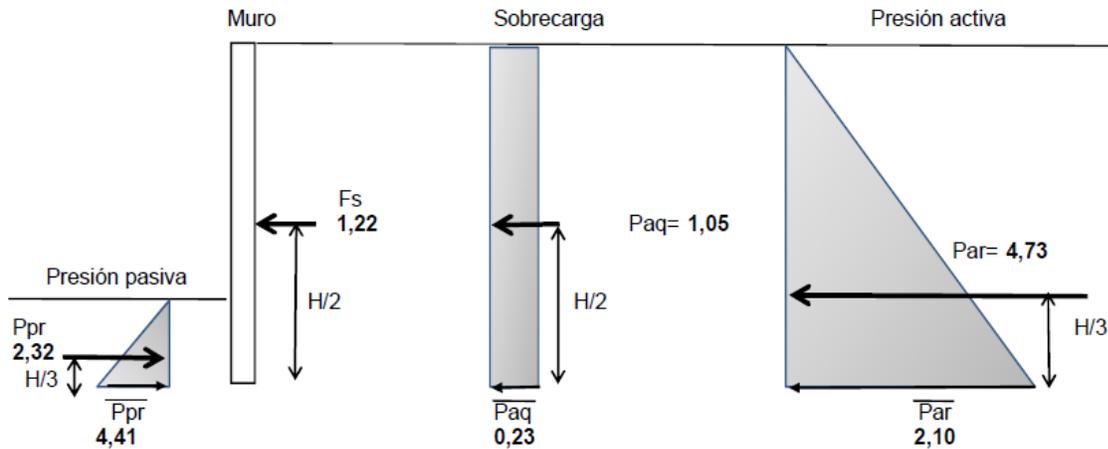
$$k_p = (1 + \text{sen } \theta / 1 - \text{sen } \theta) = (1 + \text{sen} 30 / 1 - \text{sen} 30) = 3$$

$$C_{sh} = 0,5 * A_o = 0,5 * 0,4 = 0,2$$

$$C_{sv} = 0,7 * C_{sh} = 0,7 * 0,2 = 0,14$$

Diagramas de presiones actuantes sobre el terreno:

Figura 46. Esquema de funcionamiento del muro para sótano



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Presión horizontal a una profundidad h del muro:

$$\overline{Ppr} = k_p \cdot \gamma_s \cdot h = 4,41 \text{ Ton/m}^2$$

$$\overline{Par} = k_a \cdot \gamma_s \cdot H = 2,10 \text{ Ton/m}^2$$

$$\overline{Paq} = k_a \cdot q = 0,23 \text{ Ton/m}^2$$

Cargas totales de los diagramas de presión, estas se calculan como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$Ppr = 1/2 \cdot \overline{Ppr} \cdot h = 2,32 \text{ Ton/m}$$

$$Par = 1/2 \cdot \overline{Par} \cdot H = 4,73 \text{ Ton/m}$$

$$Paq = \overline{Paq} \cdot H = 1,05 \text{ Ton/m}$$

$$Fs = (1/2 \cdot \gamma \cdot H^2) \cdot 0,10 \cdot (1 - C_{sv}) = 1,22 \text{ Ton/m}$$

Cálculo de los momentos al pie del muro:

$$M_{pr} = P_{pr} \cdot h/3 = 0,81 \text{ Ton/m} - \text{m}$$

$$M_{ar} = P_{ar} \cdot H/3 = 7,09 \text{ Ton/m} - \text{m}$$

$$M_{aq} = P_{aq} \cdot H/2 = 2,36 \text{ Ton/m} - \text{m}$$

$$M_{Fs} = F_s \cdot H/2 = 2,74 \text{ Ton/m} - \text{m}$$

Peso total del sistema:

Cálculo del peso total del sistema y momento respecto al punto 0. Se realizara de acuerdo a la distribución geométrica indicada en la siguiente figura.

Figura 47. **Distribución geométrica del muro para sótano**

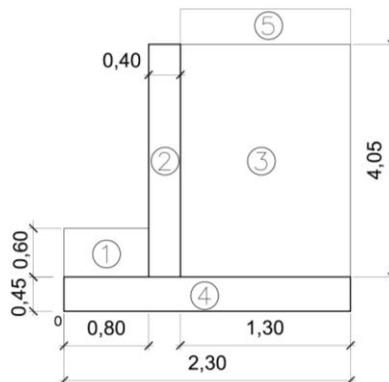


Figura No.	Área m ²	γ Ton/m ³	W Ton/m	Brazo m	M Ton/m-m
1	0,48	1,4	0,67	0,40	0,27
2	1,62	2,4	3,89	1,00	3,89
3	4,46	1,4	6,24	1,75	10,91
4	1,04	2,4	2,48	1,15	2,86
5	1,10	0,7	0,77	1,75	1,35
ΣW			14,05	ΣM	19,28

Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Análisis de estabilidad contra volteo:

Para cumplir este chequeo, el factor Fsv tiene que ser mayor a 1,5.

$$F_{sv} = (\Sigma MR) / (\Sigma MACT) = (M_{pr} + \Sigma M) / (M_{ar} + M_{aq} + MF_s) = 1,65$$

Como Fsv es 1,65 > 1,5 oK

Análisis de estabilidad contra deslizamiento:

Para cumplir este chequeo, el factor Fsd tiene que ser mayor a 1,5.

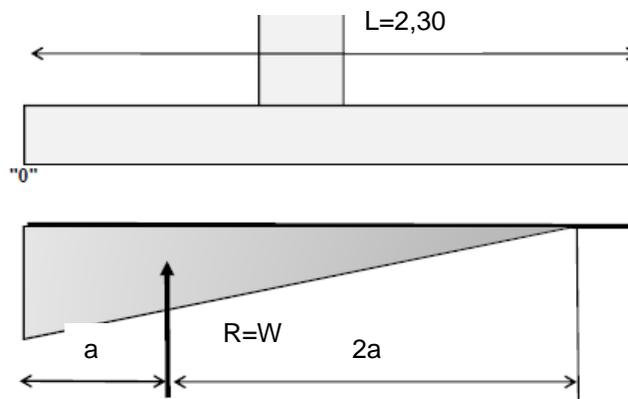
$$F_{sd} = (\Sigma PR) / (\Sigma PACT) = (P_{pr} + \mu \Sigma W / P_{ar} + P_{aq} + PF_s) = 1,13$$

Como Fsd es 1,13 < 1,5 falla

Análisis de presión máxima bajo la base del muro:

La distancia a, a partir del punto "0" donde actúan las cargas verticales.

Figura 48. **Presión máxima bajo la base del muro**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

$$a = \Sigma Mo / W = (M_{pr} + M_w - M_{ar} - M_{aq} - M_{fs}) / w$$

$$a = 0,56 \text{ m}$$

Como $3a = 1,69 \approx 3a < L \approx 1,69 < 2,30$, oK

Las presiones en el terreno serán:

$$q_{\max} = W / \left(\frac{3}{2} * a * b \right), \text{ donde } b = L$$

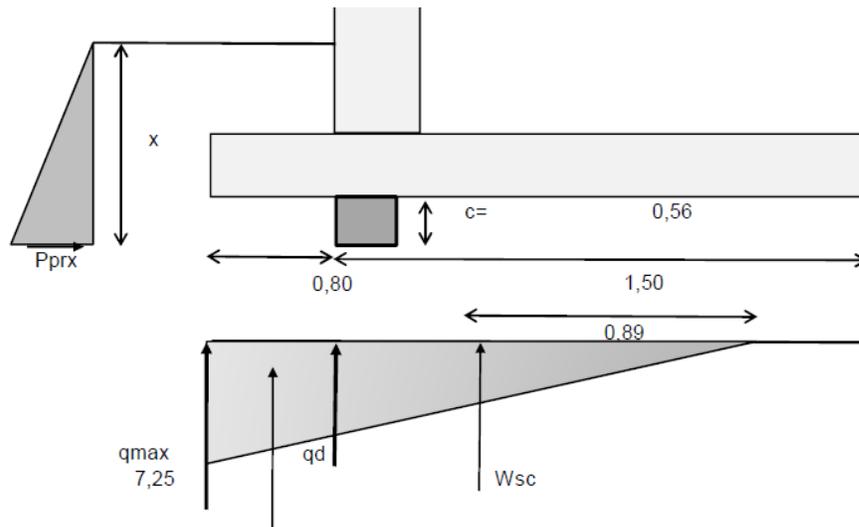
$$q_{\max} = 7,25 \text{ Ton/m}^2, \text{ como } q_{\max} < V_s$$

q_{\max} no excede el V_s del suelo, oK

Diseño del diente en la base del muro:

Como de los tres chequeos anteriores el que no cumple es el de deslizamiento la solución es aumentar las dimensiones del muro ó colocar un diente, para el presente caso se colocara un diente.

Figura 49. **Diente en la base del muro de sótano**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

La presión en el rostro del diente es:

$$q_d / 0,89 = 7,25 / 1,69 \longrightarrow q_d = 3,81 \text{ Ton/m}^2$$

Además se tienen las cargas totales:

$$W_{ss} = (q_d + q_{\max}) * 0,8 / 2 = 4,42 \text{ Ton/m}$$

$$W_{sc} = (q_d * 1,35) / 2 = 1,69 \text{ Ton/m}$$

$$W_t = 6,11 \text{ Ton/m}$$

Para el chequeo de estabilidad contra el deslizamiento se debe cumplir con la condición mínima:

$$Fsd = \Sigma fr / \Sigma fact = 1,5$$

$$\Sigma fr = 1,5 * \Sigma fact$$

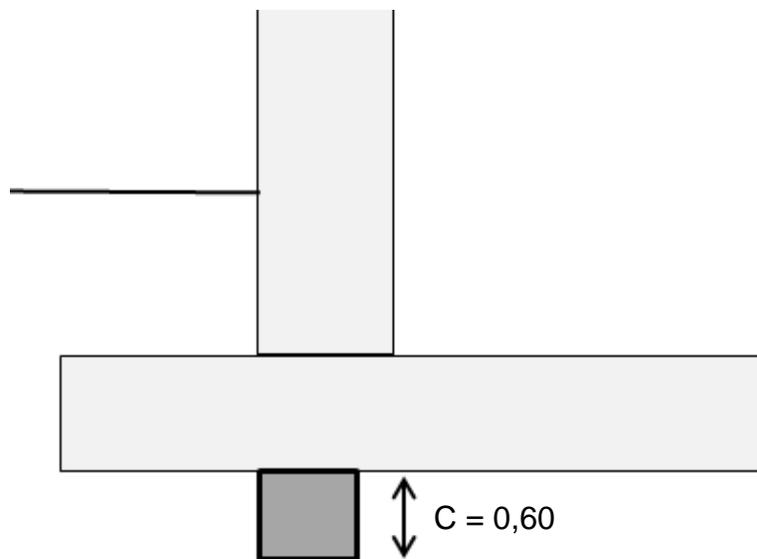
$$k_{prs} * x/2 + W_{ss} \operatorname{tg} \phi + \mu W_{sc} = 1,5 (P_{ar} + P_{aq})$$

$$2,1 x^2 + 3,23 = 8,66$$

$$x = (+ \text{ ó } -) 1,61 \text{ m}$$

$$C = 1,61 - 1,05 = 0,56 \text{ m}$$

Figura 50. **Dimensión del diente en la base del muro**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

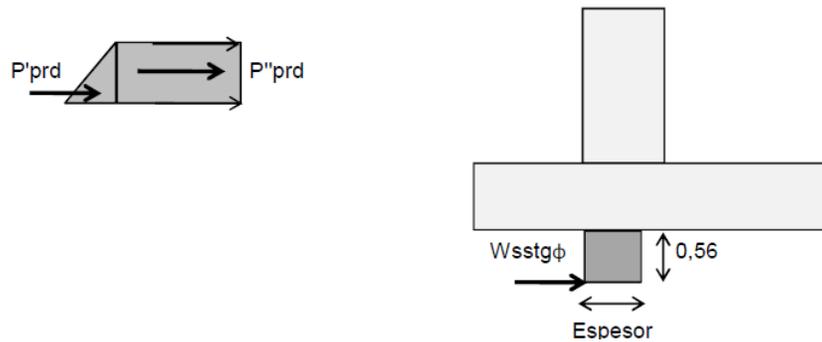
Diseño estructural del diente:

La presión pasiva cuando $x = 1,61$ m será:

$$P_{pr} = k_p * r_s * x = 6,76 \text{ Ton/m}^2$$

Las presiones y cargas sobre el diente son:

Figura 51. **Presiones y cargas sobre el diente**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Donde:

$$P'_{prd} = (\overline{P_{pr}} - P_{pr}) * c = 1,31 \text{ Ton/m}$$

$$P''_{prd} = \overline{P_{pr}} * c = 2,46 \text{ Ton/m}$$

$$W_{sstg\phi} = W_{ss} * tg \phi = 2,55 \text{ Ton/m}$$

Chequeo por corte del diente:

Donde el $F_{cu} = 1,7$. Entonces el V_u rostro = $F_{cu} (P'_{prd} + P''_{prd} + W_{ss} * tg \phi)$ es:

$$V_u \text{ rostro} = 10,76 \text{ Ton/m}$$

Asumiendo un espesor de diente de 25 cm y recubrimiento de 7,5 cm

$$d = t - rec - \phi/2 = 16,87 \text{ m}$$

El corte resistente es:

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = \text{Donde } b = 1,00 \text{ m.}$$

$$V_r = 13,23 \text{ Ton/m}$$

Como $V_r > V_u$, el espesor del diente no necesitara estribos.

Chequeo por flexión del diente:

$$Muact = (Wss * tg\phi * c + P'prd * c/2 + P''prd * 2/3 * c) * 1,7$$

$$Muact = 4,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Muact = 4\,023,02 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo

Datos:

$$f'c = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4\,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (t - rec - \phi / 2) = 16,87 \text{ cm}$$

$$t = 25,00 \text{ cm}$$

$$rec = 7,50 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas No. 4

$$As = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{var} = 1,27 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión:

$$Muact = Fcu(P'prd + P''prd + Wss * tg\phi) \text{ kg-m}$$

$$Muact = 4\,023,02 \text{ kg-m}$$

$$As_{\text{mín}} = (14,1 / fy) * b * d$$

$$As_{\text{mín}} = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$MuresAs_{\text{mín}} = \phi * As * fy (d - (As * fy / 1,7 * f'c * b))$$

Como el muro es un elemento sometido a flexión entonces $\phi = 0,9$

$$MuresAs_{\text{mín}} = 350\,316,72 \text{ kg-cm}$$

$$MuresAs_{\text{mín}} = 3\,503,17 \text{ kg-m}$$

Como $MuresAs_{\text{mín}} < Muact$, debemos calcular el área de acero requerido.

Área de acero requerida:

$$A_{sreq} = (0,85 * f'_c / f_y) (b * d - (\sqrt{((b * d)^2 - \mu * b / (0,00385 * f'_c))}$$

Solo el μ se ingresara en kg-m, el resto en cm.

$$A_{sreq} = 6,45 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo para zonas sísmicas:

$$A_{s \text{ máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d = \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = (0,85 * 0,85 * f'_c * 0,003 * 2,039e6) / (f_y (f_y + 0,003 * E_s))$$

$$\rho_b = 0,0285$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0142$$

$$A_{s \text{ máx}} = 24,02 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ máx}} > A_{sreq} > A_{s \text{ mín}}$, ok

Se usará $A_{sreq} = 6,45 \text{ cm}^2$

Distribución del acero para 1 metro longitudinal:

Usando varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ máx}} / A_s = 5,12 \text{ var} / \text{m.l.} \approx 6 \text{ var} / \text{m.l.}$$

$$A_{s \text{ real}} = A_s * (A_{sreq} / A_{sNo.}) = 7,56 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \text{ real}} > A_{sreq}$, ok

$$S = 100 / (A_{sreq} / A_{sNo.}) = 16,67 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

En el sentido longitudinal colocar A_s temperatura:

$$A_{s \text{ tem}} = 0,002 * b * t = 5,00 \text{ cm}^2$$

Usando Acero No. 4, con $A_s = 1,26 \text{ cm}^2$

$$A_{s \text{ real}} = A_{s \text{ tem}} / A_s = 3,97 \text{ var/m.l.} \approx 4 \text{ var/m.l.}$$

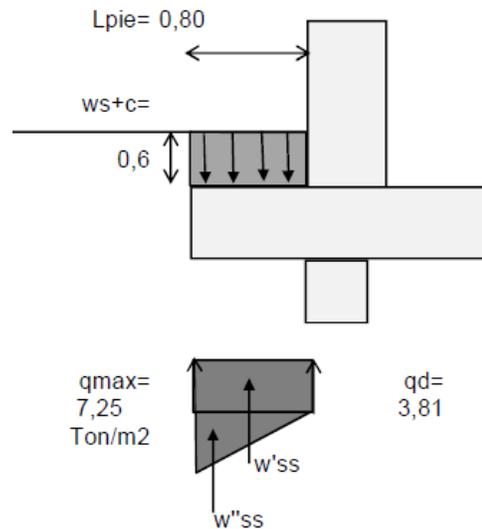
$A_{s \text{ real}} = 5,04 \text{ cm}^2$. Como: $A_{s \text{ real}} > A_{s \text{ tem}}$, ok

$$S = 100 / (A_{s \text{ req}} / A_{s \text{ No.}}) = 25,00 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

Diseño del pie:

Figura 52. **Presiones y cargas sobre el pie**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Chequeo por corte del pie:

$$W \text{ suelo + cemento} = W_{s+c}$$

$$W_{s+c} = \chi_s * D_f * L_{pie} + \chi_c * t_{zap} * L_{pie}, \text{ entonces } W_{s+c} = 1,54 \text{ ton/m}$$

$$W'ss = q_d * L_{pie} = 3,05 \text{ Ton/m}, \text{ y } W''ss = (1/2) * (L_{pie}) * (q_{max} - q_d) = 1,38 \text{ Ton/m}$$

El corte actuante es vertical y hacia arriba, por lo que la tensión producirá en la parte inferior del pie su efecto.

Asumimos \emptyset varilla No. 4

$$\text{Area} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 1,27 \text{ cm}$$

$$d = t_{\text{pie}} - \text{rec} - \emptyset_{\text{var}}/2 = 36,87 \text{ cm}$$

Por lo que el corte resistente sera:

$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d, \text{ donde } b = 1,00 \text{ m}$$

$$V_r = 27,88 \text{ Ton/m}$$

El corte actuante será:

$$\text{Donde el } F_{cu} = 1,7$$

$$V_{u \text{ act}} = F_{cu}(W'_{ss} + W''_{ss} - W_s + c)$$

$$V_{u \text{ act}} = 4,91 \text{ Ton/m}$$

Como $V_r > V_u$, ok

Chequeo por flexión del pie:

$$\text{Donde el } F_{cu} = 1,7$$

$$M_{u \text{ act}} = F_{cu}(W'_{ss} \cdot (L_{\text{pie}}/2) + W''_{ss} \cdot (2/3) \cdot L_{\text{pie}} - W_s + c \cdot (L_{\text{pie}}/2))$$

$$M_{u \text{ act}} = 2,28 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{u \text{ act}} = 2\,068,64 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del refuerzo:

Datos:

$$f'_c = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (t - \text{rec} - \phi / 2) = 36,87 \text{ cm}$$

$$t = 45,00 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 7,50 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ var} = 1,27 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión:

$$M_{uact} = 2\,068,64 \text{ kg-m}$$

$$A_s \text{ mín} = (14,1/f_y) * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = 12,30 \text{ cm}^2$$

$$M_{resAsmín} = \phi * A_s * f_y (d - (A_s * f_y / 1,7 * f'_c * b))$$

Como el muro es un elemento sometido a flexión entonces $\phi = 0,9$

$$M_{resAsmín} = 1\,673\,850,46 \text{ kg-cm}$$

$$M_{resAsmín} = 16\,738,50 \text{ kg-m}$$

Como $M_{resAsmín} > M_{uact}$, Usar $A_{smín}$.

Distribución del acero para 1m longitudinal:

Usando varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ var} = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_{smín} / A_s = 9,76 \text{ var} / \text{m.l.} \approx 10 \text{ var} / \text{m.l.}$$

$$A_s \text{ real} = A_s * (A_s \text{ mín} / A_{sNo.}) = 12,60 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s \text{ real} > A_s \text{ req}$, ok

$$S = 100 / (A_s \text{ mín} / A_{sNo.}) = 10,00 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

En el sentido longitudinal colocar A_s temperatura:

$$A_{s \text{ tem}} = 0,002 * b * t = 7,37 \text{ cm}^2$$

Usando acero No. 4, con $A_s = 1,26 \text{ cm}^2$

$$A_{s \text{ real}} = A_{s \text{ tem}} / A_s = 5,85 \text{ var/m.l.} \approx 6 \text{ var/m.l.}$$

$$A_{s \text{ real}} = 7,56 \text{ cm}^2$$

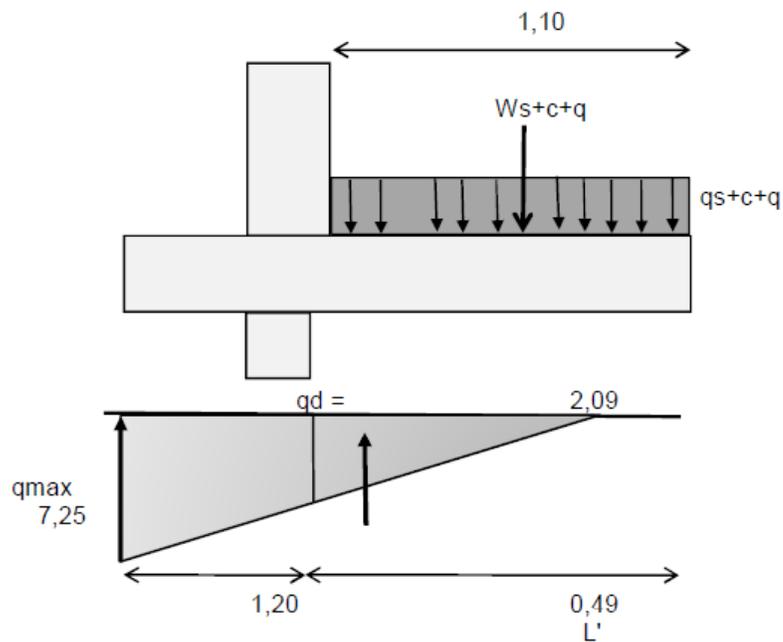
Como: $A_{s \text{ real}} > A_{s \text{ tem}}$, ok

$$S = 100 / (A_{s \text{ req}} / A_{s \text{ No.}}) = 17 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

Diseño del talón:

Figura 53. Presiones y cargas sobre el talón



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

$$q_d / L' = q_{max} / 3a$$

$$q_d = 2,09 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{s+c+q} = \gamma_s * h + \gamma_c * t + q$$

$$q_{s+c+q} = 7,45 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_s = q_d * L'/2$$

$$W_s = 0,51 \text{ Ton/m}$$

$$W_{s+c+q} = (q_{s+c+q}) * L \text{ talón}$$

$$W_{s+c+q} = 8,20 \text{ Ton/m}$$

Chequeo por corte del talón:

Utilizando $d = 36,87 \text{ cm}$

Por lo que el corte resistente sera:

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d, \text{ donde } b = 1,00 \text{ m}$$

$$V_r = 27,88 \text{ Ton/m}$$

El corte actuante será:

Donde el $F_{cu} = 1,7$

$$V_{u \text{ act}} = F_{cu}(W_{s+c+q} - W_s)$$

$$V_{u \text{ act}} = 13,07 \text{ Ton/m}$$

Como $V_r > V_u$, ok

Chequeo por flexión del talón:

Donde el $F_{cu} = 1,7$

$$M_{u \text{ pie}} = F_{cu} (W_{s+c+q} * (L_{\text{talón}}/2) - (W_s * 1/3 * L'))$$

$$M_{u \text{ pie}} = 7,52 \text{ Ton - m}$$

$$M_{u \text{ act}} = 6 \ 839,14 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo:

Datos:

$$f'c = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4227 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (t - \text{rec} - \phi / 2) = 36,87 \text{ cm}$$

$$t = 45,00 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 7,50 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión:

$$M_{\text{uact}} = 6839,14 \text{ kg-m}$$

$$A_{s \text{ mín}} = (14,1/f_y) * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 12,30 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{resAsmín}} = \phi * A_s * f_y (d - (A_s * f_y / 1,7 * f'c * b))$$

Como el muro es un elemento sometido a flexión entonces $\phi = 0,9$

$$M_{\text{resAsmín}} = 1673850,46 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{resAsmín}} = 16738,50 \text{ kg-m}$$

Como $M_{\text{resAsmín}} > M_{\text{uact}}$, Usar $A_{s \text{ mín}}$.

Distribución del acero para 1m longitudinal:

Usando varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ mín}} / A_s = 9,76 \text{ var / m.l.} \approx 10 \text{ var / m.l.}$$

$$A_s \text{ real} = A_s * (A_s \text{ mín}/A_s \text{ No.}) = 12,60 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s \text{ real} > A_s \text{ req}$, ok

$$S = 100 / (A_s \text{ mín}/A_s \text{ No.}) = 10,00 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

En el sentido longitudinal colocar A_s temperatura:

$$A_s \text{ tem} = 0,002 * b * t = 9,00 \text{ cm}^2$$

Usando Acero No. 4, con $A_s = 1,26 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ real} = A_s \text{ tem} / A_s = 7,14 \text{ var/m.l.} \approx 8 \text{ var/m.l.}$$

$$A_s \text{ real} = 10,08 \text{ cm}^2$$

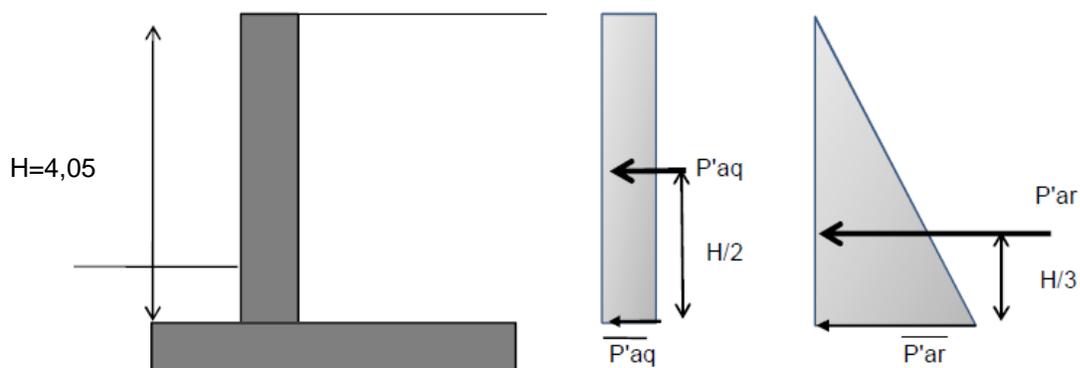
Como: $A_s \text{ real} > A_s \text{ tem}$, ok

$$S = 100 / (A_s \text{ req}/A_s \text{ No.}) = 13 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

Diseño de la pantalla:

Figura 54. **Fuerzas actuantes sobre la pantalla del muro de sótano**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Se tiene que:

$$\overline{P'ar} = k_a * \gamma_s * H = 1,89 \text{ Ton/m}^2$$

$$\overline{P'aq} = k_a * q = 0,23 \text{ Ton/m}^2$$

$$P'ar = \overline{P'ar} * H/2 = 3,83 \text{ Ton/m}$$

$$P'aq = \overline{P'aq} * H = 0,95 \text{ Ton/m}$$

Chequeo por corte de la pantalla:

$$F_{cu} = 1,7$$

$$V_{urostro} = F_{cu} * (P'ar + P'aq)$$

$$V_{urostro} = 8,11 \text{ Ton/m}$$

$$d = t_{pan-rec} = \text{cm}$$

$$d = 32,5 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d \text{ Donde } b = 1,00 \text{ m}$$

$$V_r = 24,58 \text{ Ton}$$

Como $V_r > V_u$, ok

Chequeo por flexión:

$$M_u \text{ rostro} = F_{cu} * (P'ar * (1/3) * H + P'aq * H/2)$$

$$M_u \text{ rostro} = 12,04 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uact} = 10\,942,46 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo:

Datos:

$$f'c = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (t_{rec} - \phi) / 2 = 35,37 \text{ cm}$$

$$t = 40,00 \text{ cm}$$

$$rec = 4,00 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas No. 4

$$As = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{var} = 1,27 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión:

$$Mu_{act} = 10\,942,46 \text{ kg-m}$$

$$As_{\text{mín}} = (14,1/f_y) * b * d$$

$$As_{\text{mín}} = 11,80 \text{ cm}^2$$

$$M_{resAsmín} = \phi * As * f_y (d - (As * f_y / 1,7 * f'_c * b))$$

Como el muro es un elemento sometido a flexión entonces $\phi = 0,9$

$$M_{resAsmín} = 1\,540\,407,08 \text{ kg-cm}$$

$$M_{resAsmín} = 15\,404,07 \text{ kg-m}$$

Como $M_{resAsmín} > Mu_{act}$, Usar $As_{\text{mín}}$.

Distribución del acero para 1 m longitudinal:

Usando varillas No. 4

$$As = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{var} = 1,27 \text{ cm}$$

$$As_{\text{mín}} / As = 9,36 \text{ var / m.l.} \approx 10 \text{ var / m.l.}$$

$$As_{\text{real}} = As * (As_{\text{mín}} / As_{\text{No.}}) = 12,60 \text{ cm}^2$$

Como: $As_{\text{real}} > As_{\text{req}}$, ok

$$S = 100 / (As_{\text{mín}} / As_{\text{No.}}) = 10,00 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

En el sentido longitudinal colocar As temperatura:

$$As_{tem} = 0,002 * b * t = 8,00 \text{ cm}^2$$

Usando Acero No. 4

$$As = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$As_{real} = As_{tem} / As = 6,35 \text{ var/m.l.} \approx 7 \text{ var/m.l.}$$

$$As_{real} = 8,82 \text{ cm}^2$$

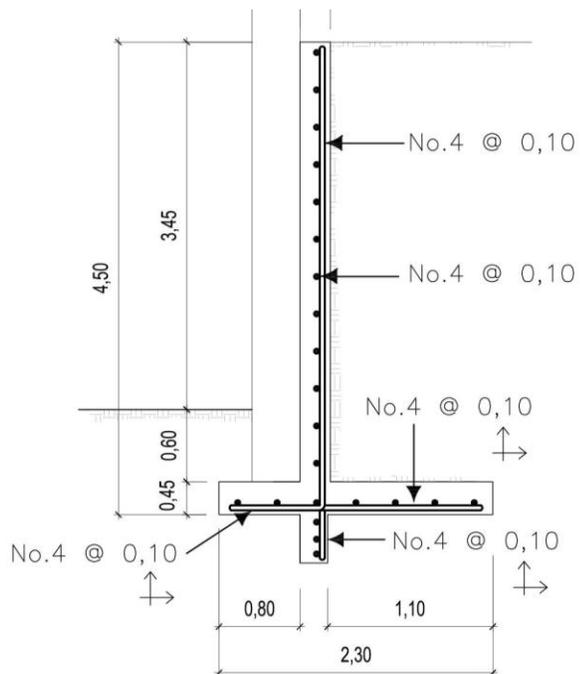
Como: $As_{real} > As_{tem}$, ok

$$S = 100 / (As_{req} / As_{No.}) = 14,29 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,10 m

Distribución del refuerzo:

Figura 55. **Esquema de armado para el muro de sótano**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

4.4.2. Ejemplo 2: muro de sótano empotrado y apoyado

Este tipo de muro presenta mayores ventajas en comparación con el muro en voladizo, ya que su diseño y análisis es más sencillo y se puede utilizar para más de un sótano.

Datos generales:

$$\gamma_s = 1,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_c = 2,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$\mu = 0,4$$

$$V_s = 21 \text{ Ton/m}^2 \text{ (arena limosa)}$$

$$f'_c = 4,000 \text{ psi} \approx 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 60,000 \text{ psi} \approx 4,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cu} = 1,7$$

$$q = 0,7 \text{ Ton/m}^2$$

$$H = 4,50 \text{ m}$$

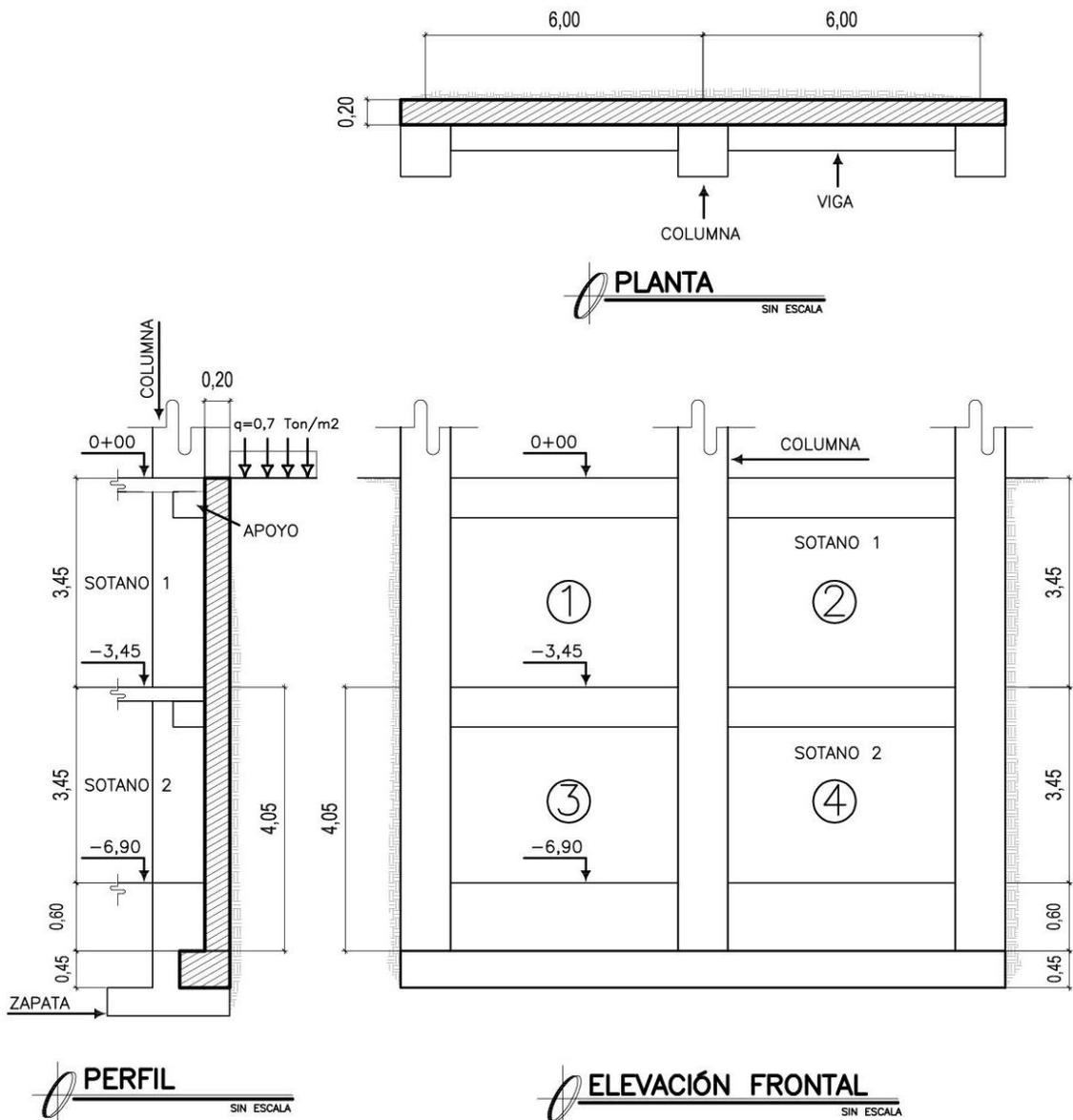
$$h_{\text{para cada sótano}} = 3,45 \text{ m}$$

$$D_f = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Zona sísmica} = 4,2$$

$$A_o = 0,4 \text{ Aceleración máxima efectiva para el sismo básico}$$

Figura 56. Dimensiones del muro empotrado y apoyado



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Predimensionamiento del muro:

En el siguiente ejemplo se presenta un muro para dos sótanos, este se divide en dos secciones verticales, las cuales se muestran en la elevación frontal. Secciones del muro 1 y 3.

Espesor del muro (t):

$$L = 6,00 \text{ m}$$

$$H = 4,05 \text{ m}$$

$$t = (L \times 2 + H \times 2) / (180)$$

$$t = 0,11 \text{ m}$$

$$t \text{ asumido} = 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7,50 \text{ cm}$$

Base del cimiento (b):

$$\text{Base} = W / V_s = m$$

$$W = C_u * A_t =$$

donde $A_t =$ ancho tributario = 1 m

$$\text{Como } C_u = 2,85 \text{ Ton/m}^2$$

$$W = 2,85 \text{ Ton/m}$$

Entonces la base sera de:

$$\text{Base} = 0,14 \text{ m}$$

Por norma, la dimensión mínima de la base de un muro debe ser dos veces el espesor del mismo.

$$\text{Asumimos base} = 0,40 \text{ m}$$

$t_{\text{cim}} =$ Este valor deberá estar comprendido entre 0,30 m y 0,50 m

$$t_{\text{cim}} = \text{Asumiremos } 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento}_{\text{cim}} = 7,5 \text{ cm}$$

Integración de cargas:

Coeficientes activo, pasivo y de sismo.

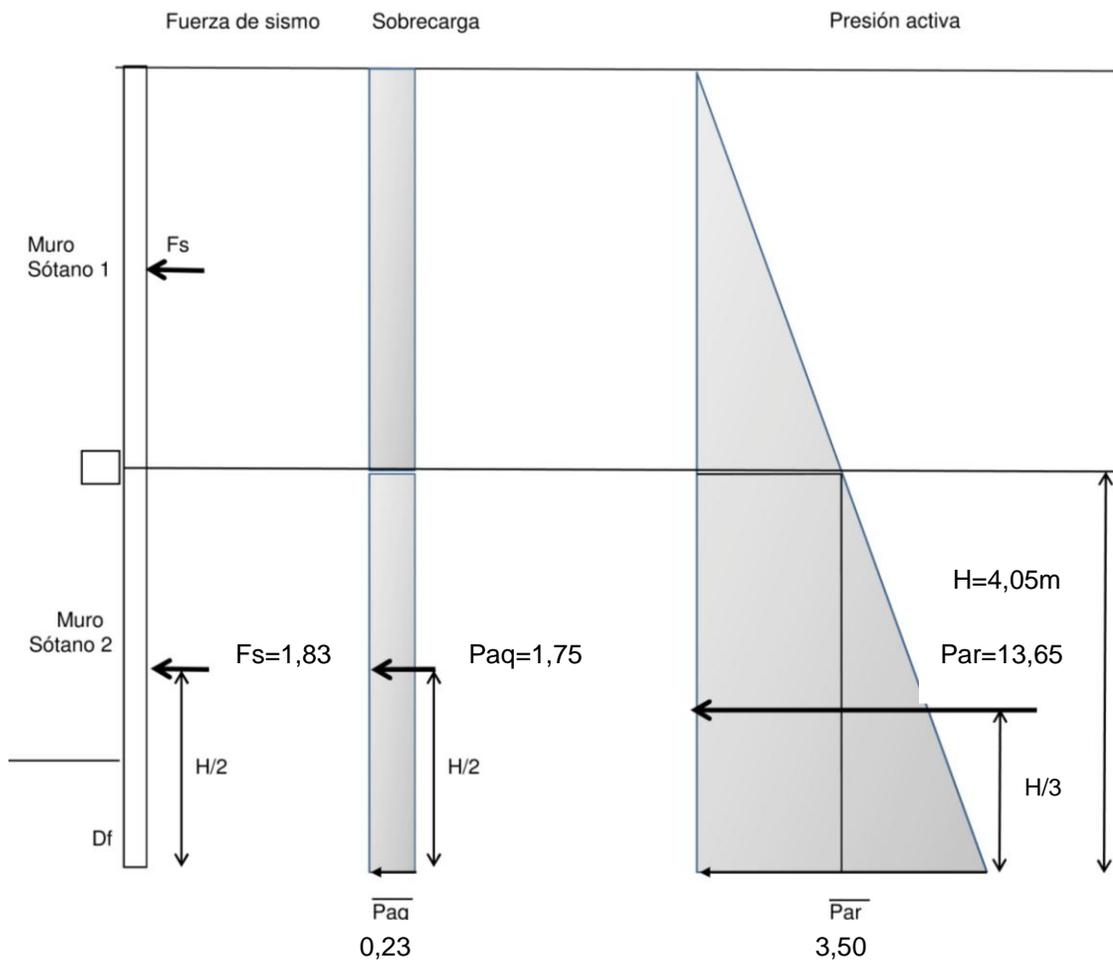
$$k_a = (1 - \text{sen } \theta / 1 + \text{sen } \theta) = (1 - \text{sen}30 / 1 + \text{sen} 30) = 0,33$$

$$k_p = (1 + \text{sen } \theta / 1 - \text{sen } \theta) = (1 + \text{sen}30 / 1 - \text{sen} 30) = 3,00$$

$$C_{sh} = 0,5 * A_o = 0,5 * 0,4 = 0,20 \text{ y } C_{sv} = 0,7 * C_{sh} = 0,7 * 0,2 = 0,14$$

Diagramas de presiones actuantes del terreno.

Figura 57. Presiones actuantes sobre el muro



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Presiones horizontales a una profundidad h del muro

$$\overline{P_{ar}} = k_a * \chi_s * H = 3,50 \text{ Ton/m}^2$$

$$\overline{P_{aq}} = k_a * q = 0,23 \text{ Ton/m}^2$$

Cargas totales de los diagramas de presión, estas se calculan como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$P_{ar} = 1/2 * \overline{P_{ar}} * H = 13,65 \text{ Ton/m}$$

$$P_{aq} = \overline{P_{aq}} * H = 1,75 \text{ Ton/m}$$

$$F_s = (1/2 * \gamma * H^2) * 0,10 * (1 - C_{sv}) = 1,83 \text{ Ton/m}$$

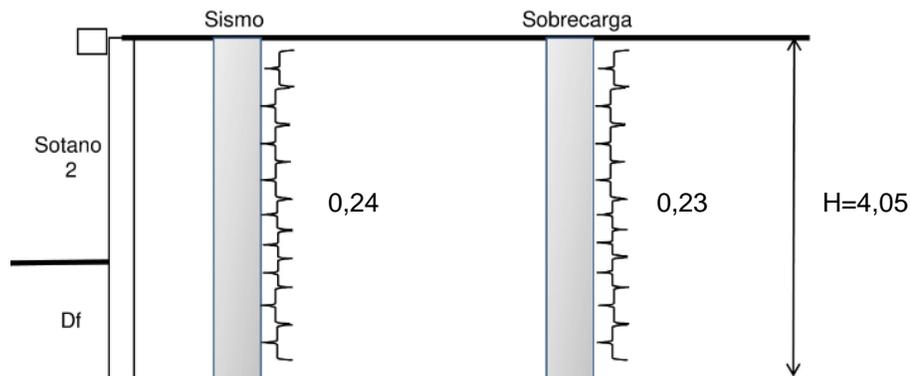
Distribución de cargas:

Como la sobrecarga y la carga de sismo actúan en forma rectangular, su distribución será sencilla, ya que solo se dividirán las cargas de presión entre la altura.

$$/P_{aq} = P_{aq}/H = 0,23 \text{ Ton/m}^2$$

$$/F_s = F_s/H = 0,24 \text{ Ton/m}^2$$

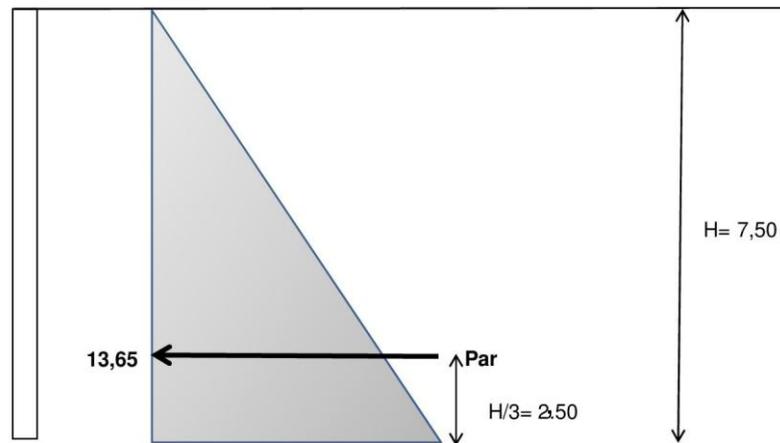
Figura 58. Fuerza de sismo y sobrecarga



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

La carga del empuje activo actúa a H/3.

Figura 59. **Carga del empuje activo**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Encontrando la magnitud de la carga Par, procedemos a distribuirla.

$\text{/Par} = \text{Par} / H$, entonces $\text{/Par} = 1,82 \text{ Ton/m}^2$

Cálculando la carga última

Del ACI-318-2005 conocemos:

$$C_u = 1,2 C_M + 1,6 C_V$$

Integrando las cargas de la siguiente manera:

Carga muerta: Integrada por la suma de las cargas activa y de sismo.

Carga viva: Como carga viva tomaremos la sobrecarga en el terreno.

Entonces:

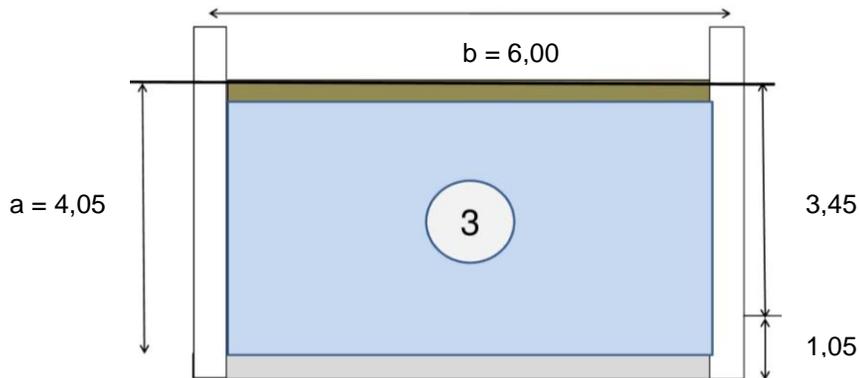
$$C_u = 1,2 (\text{/Par} + F_s) + 1,6 (\text{/Paq})$$

$$C_u = (1,2) (2,06) + (1,6) (0,23)$$

$$C_u = 2,85 \text{ Ton/m}^2$$

Momentos actuantes: La relación de los lados es,

Figura 60. **Elevación del muro de sótano**

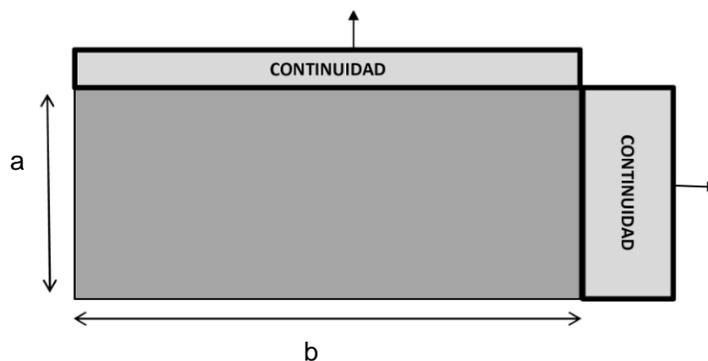


Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Como $m = a/b$, entonces $m = 0,70$

Los cálculos de los momentos para las franjas centrales del muro son respecto de caso No. 4 de las tablas 13.4, 13.5 y 13.6 del libro de Nilson Arthur, Diseño de estructuras de concreto. Duodécima edición. Colombia: Editorial McGraw Hill, 2004. (Adjuntas en inciso 4.6)

Figura 61. **Continuidad del muro de sótano**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Momentos para el lado corto (a)

Usando el caso No. 4

$$W = 2,85 \text{ Ton/m}$$

$$1,2(\text{CM}) = 2,48 \text{ Ton/m}^2$$

$$1,6(\text{CV}) = 0,37 \text{ Ton/m}^2$$

Momentos negativos (tabla 13.4)

$$M_{a.\text{neg}} = C_{a.\text{neg}} * w * a^2$$

$$M_{a.\text{neg}} = 0,081 * 2,85 * 16,40$$

$$M_{a.\text{neg}} = 3,79 \text{ Ton-m} \approx 3\,442,17 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos (tabla 13.5 y 13.6)

Carga muerta

$$M_{a.\text{pos}} = C_{a.\text{cm}} * 1,2\text{CM} * a^2$$

$$M_{a.\text{pos}} = 0,046 * 2,48 * 16,40$$

$$M_{a.\text{pos}} = 1,87 \text{ Ton-m}$$

Carga viva

$$M_{a.\text{pos}} = C_{a.\text{ll}} * 1,6\text{CV} * a^2$$

$$M_{a.\text{pos}} = 0,057 * 0,37 * 16,40$$

$$M_{a.\text{pos}} = 0,35 \text{ Ton-m}$$

$$M_{a.\text{pos. total}} = 2,22 \text{ Ton-m} \approx 2\,016,05 \text{ kg-m}$$

Momentos para el lado largo (b)

Usando el caso No. 4

$$W = 2,85 \text{ Ton/m}$$

$$1,2(\text{CM}) = 2,48 \text{ Ton/m}^2$$

$$1,6(\text{CV}) = 0,37 \text{ Ton/m}^2$$

Momentos negativos (tabla 13.4)

$$Mb.neg = Cbneg * w * b^2$$

$$Mb.neg = 0,019 * 2,85 * 36,00$$

$$Mb.neg = 1,95 \text{ Ton-m} \approx 1\,772,12 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos (tabla 13.5 y 13.6)

Carga muerta

$$Mb.pos = Cbcm * 1,2CM * b^2$$

$$Mb.pos = 0,011 * 2,48 * 36,00$$

$$Mb.pos = 0,98 \text{ Ton-m}$$

Carga viva

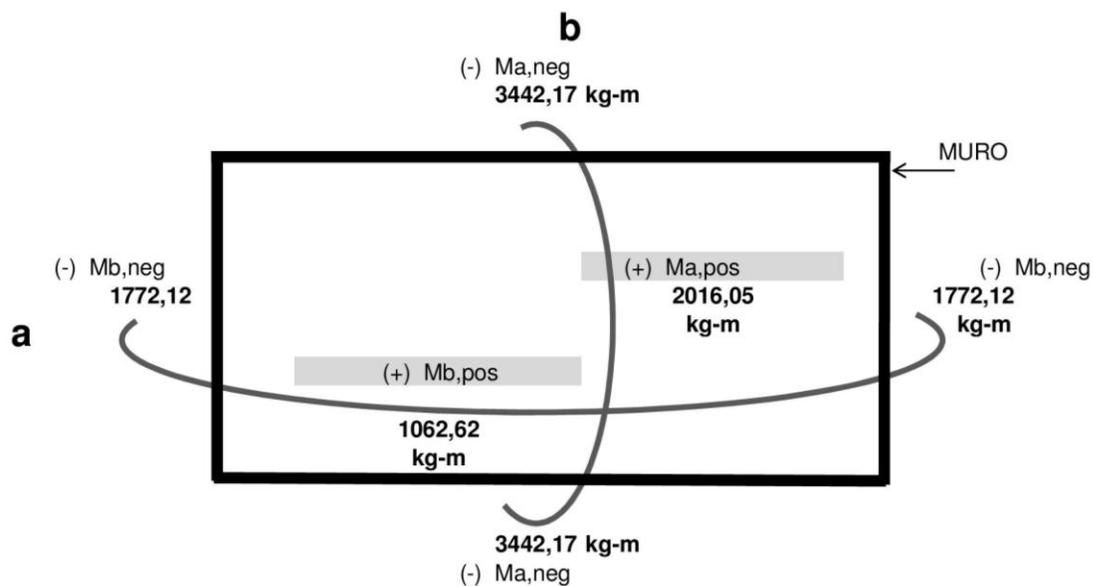
$$Mb.pos = CBLL * 1,6CV * b^2$$

$$Mb.pos = 0,014 * 0,37 * 36,00$$

$$Mb.pos = 0,19 \text{ Ton-m}$$

$$Mb.pos. total = 1,17 \text{ Ton-m} \approx 1\,062,62 \text{ kg-m}$$

Figura 62. Ubicación de los momentos actuantes sobre el muro



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Diseño del refuerzo:

Lado corto (a)

Datos:

$$f'c = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4227 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (t - \text{rec} - \phi / 2) = 11,87 \text{ cm}$$

$$t = 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 7,50 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas No. 4

$$As = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión

De los tres momentos calculados en el lado a, utilizaremos el de mayor magnitud.

$$Mu_{\text{act}} = 3442,17 \text{ kg-m}$$

$$As_{\text{mín}} = (14,1/fy) * b * d$$

$$As_{\text{mín}} = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{res}} As_{\text{mín}} = \phi * As * fy (d - (As * fy / 1,7 * f'c * b))$$

Como el muro es un elemento sometido a flexión entonces $\phi = 0,9$

$$M_{\text{res}} As_{\text{mín}} = 173389,85 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{res}} As_{\text{mín}} = 1733,90 \text{ kg-m}$$

Como $M_{\text{res}} As_{\text{mín}} < Mu_{\text{act}}$, debemos calcular el área de acero requerido.

Área de acero requerida

$$A_{sreq} = (0,85 * f'c / f_y) (b * d - (\sqrt{((b * d)^2 - \mu * b / (0,00385 * f'c))}$$

Solo el μ se ingresara en kg-m, el resto en cm.

$$A_{sreq} = 8,06 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo para zonas sísmicas

$$A_{s \text{ máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d = \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = (0,85 * 0,85 * f'c * 0,003 * 2,039e6) / (f_y (f_y + 0,003 * E_s))$$

$$\rho_b = 0,0285$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0142$$

$$A_{s \text{ máx}} = 16,90 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ máx}} > A_{sreq} > A_{s \text{ mín}}$, oK

Se usará $A_{sreq} = 8,06 \text{ cm}^2$

Distribución del acero para 1 m longitudinal

Usando varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} / A_s = 6,40 \text{ var} / \text{m.l.} \approx 6,50 \text{ var} / \text{m.l.}$$

$$A_{s \text{ real}} = A_s * (A_{sreq} / A_{s \text{ No.}}) = 8,19 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \text{ real}} > A_{sreq}$, ok

$$S = 100 / (A_{sreq} / A_s) = 15,38 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,15 m

Lado largo (b)

Datos:

$$f'c = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4227 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (t - \text{rec} - \phi / 2) = 11,87 \text{ cm}$$

$$t = 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 7,50 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión

De los tres momentos calculados en el lado b, utilizaremos el de mayor magnitud.

$$M_{uact} = 1772,12 \text{ kg-m}$$

$$A_{s \text{ mín}} = (14,1/f_y) * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$M_{resAs \text{ mín}} = \phi * A_s * f_y (d - (A_s * f_y / 1,7 * f'c * b))$$

Como el muro es un elemento sometido a flexión entonces $\phi = 0,9$

$$M_{resAs \text{ mín}} = 173389,85 \text{ kg-cm}$$

$$M_{resAs \text{ mín}} = 1733,90 \text{ kg-m}$$

Como $M_{resAs \text{ mín}} < M_{uact}$, debemos calcular el área de acero requerido.

Área de acero requerida

$$A_{sreq} = (0,85 * f'c / f_y) (b * d - (\sqrt{(b * d)^2 - \mu * b / (0,00385 * f'c)}))$$

Solo el μ se ingresara en kg-m, el resto en cm.

$$A_{sreq} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo para zonas sísmicas

$$A_{s \text{ máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d = \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = (0,85 * 0,85 * f'c * 0,003 * 2,039e6) / (f_y (f_y + 0,003 * E_s))$$

$$\rho_b = 0,0285$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0142$$

$$A_{s \text{ máx}} = 16,90 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ máx}} > A_{sreq} > A_{s \text{ mín}}$, oK

Usaremos $A_{sreq} = 4,02 \text{ cm}^2$

Distribución del acero para 1 m longitudinal

Usando varillas No. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{var}} = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} / A_s = 3,19 \text{ var} / \text{m.l.} \approx 4,00 \text{ var} / \text{m.l.}$$

$$A_{s \text{ real}} = A_s * (A_{sreq} / A_{s \text{ No.}}) = 5,04 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \text{ real}} > A_{sreq}$, ok

$$S = 100 / (A_{sreq} / A_s) = 25,00 \text{ cm}$$

Usará varillas No. 4 @ 0,25 m

Normas y especificaciones de diseño para muros:

ACI- 318S-05: 14.5.3.2 :

El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 19 centímetros.

Se usará: 20 centímetros

ACI-318S-05: 7.7.1 y 7.7.5 :

El recubrimiento mínimo en concreto construido in situ colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él será de 7,5 centímetros, o bien el que rija el reglamento de construcción local.

Se usará: 7,5 centímetros

ACI-318S-05: 10.5.1 :

En un muro sometido a flexión, el área de acero mínimo se calculara con las fórmulas siguientes, mismas que se han utilizado en los ejemplos anteriores.

$As \text{ mín} = (14,1 * b * d) / (fy)$

Y el área de acero máximo se calculara con :

$As \text{ máx} = \rho \text{ máx} * b * d =$

ACI-318S-05: 7.6.1 y 3.3.2 :

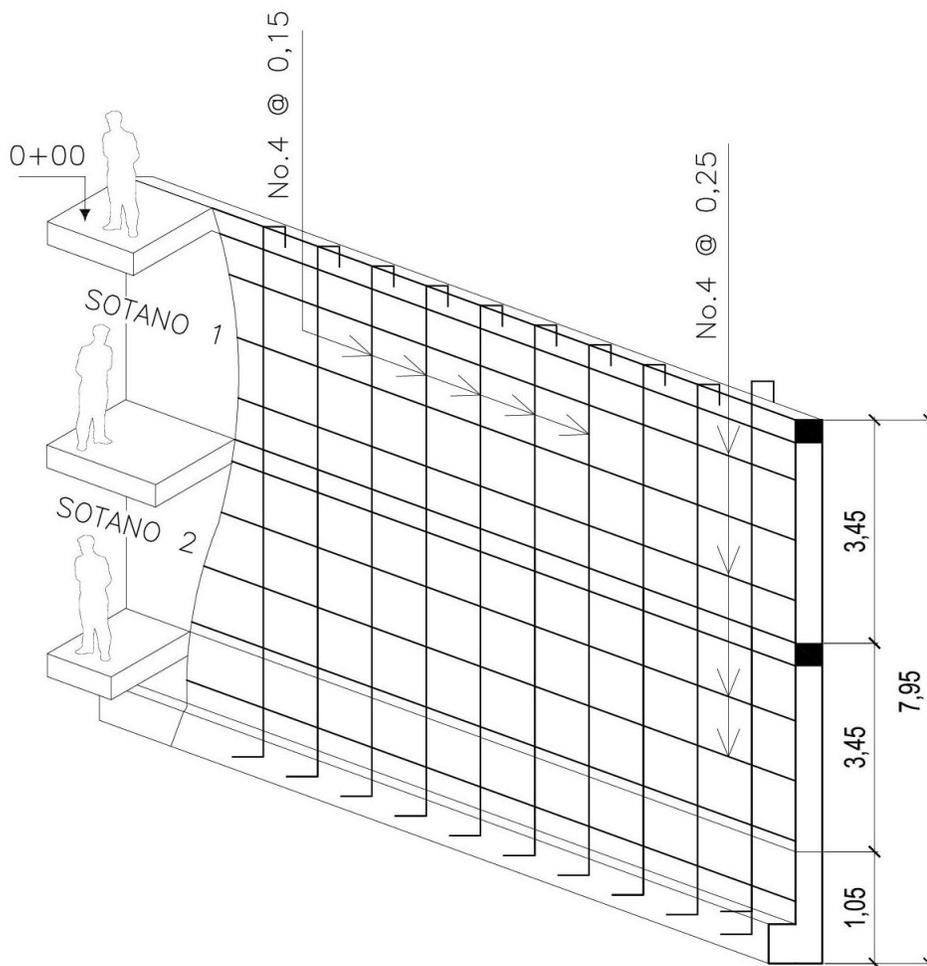
El espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro de la barra, pero no menor a 2,5 centímetros.

El espaciamiento máximo del refuerzo vertical y horizontal debe ser no más de tres veces el espesor del muro ni de 45 centímetros.

Se usará: como nuestros espaciamientos entre barras estan dentro del rango del mínimo y máximo utilizaremos los espaciamientos calculados.

Distribución del refuerzo:

Figura 63. **Detalle de armado**

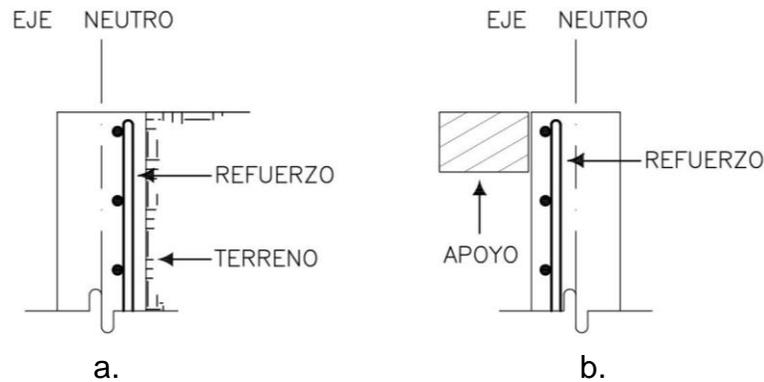


Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

4.5. Esquemas de armado

Como esquema de armado definiremos la colocación del refuerzo en un muro para sótano, esta colocación será importante, ya que la misma será parte del muro al momento de soportar los esfuerzos del terreno. La colocación del refuerzo en un muro será dependiendo del tipo de muro que estemos diseñando ya que no es lo mismo colocarle el refuerzo a un muro en voladizo que a un muro apoyado y empotrado. En un muro tipo voladizo el refuerzo se colocará paralelo al terreno, respetando los recubrimientos mínimos que establecen los códigos de construcción, (figura 48a).

Figura 64. **Ubicación del refuerzo en muros para sótano**



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Y en un muro empotrado y apoyado el refuerzo se colocara paralelo al apoyo, igualmente respetando los recubrimiento mínimos como se muestra en la figura 48b. Los esquemas de armado se deberán planificar de la manera más sencilla posible, siempre y cuando se cumpla con los datos obtenidos del análisis realizado previamente.

4.6. Tablas

Tabla II. Coeficientes para momentos negativos

TABLA 13.4
METODO 3 — COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS EN LOSAS-

$$\left. \begin{aligned} M_{ACM} &= C_{ACM} \times w \times A^2 \\ M_{BCM} &= C_{BCM} \times w \times B^2 \end{aligned} \right\} \text{ en donde } w = \text{carga uniforme total, muerta m\u00e1s viva}$$

Relaci\u00f3n $\pi = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1,00 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046	0,021
0,80 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,55 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
		0,010	0,035	0,011			0,024	0,016	0,006
0,55 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

Fuente: NILSON, Arthur. Dise\u00f1o de estructuras de concreto. p. 395.

Tabla III. Coeficientes para momentos positivos por carga muerta

TABLA 13.5
METODO 3 — COEFICIENTES PARA MOMENTOS
POSITIVOS EN LOSAS POR CARGA MUERTA.

$M_{A \text{ pos CM}} = C_{ACM} \times w \times A^2$
 $M_{B \text{ pos CM}} = C_{BCM} \times w \times B^2$

} en donde w = carga uniforme total muerta

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1,00	C_{ACM} 0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023
	C_{BCM} 0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020
0,95	C_{ACM} 0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
	C_{BCM} 0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
0,90	C_{ACM} 0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026
	C_{BCM} 0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
0,85	C_{ACM} 0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,040	0,029	0,028
	C_{BCM} 0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013
0,80	C_{ACM} 0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029
	C_{BCM} 0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010
0,75	C_{ACM} 0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031
	C_{BCM} 0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007
0,70	C_{ACM} 0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033
	C_{BCM} 0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
0,65	C_{ACM} 0,074	0,032	0,052	0,050	0,037	0,054	0,065	0,044	0,034
	C_{BCM} 0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009	0,005
0,60	C_{ACM} 0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
	C_{BCM} 0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,003	0,012	0,007	0,004
0,55	C_{ACM} 0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
	C_{BCM} 0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
0,50	C_{ACM} 0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
	C_{BCM} 0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

Fuente: NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. p. 396.

Tabla IV. Coeficientes para momentos positivos por carga viva

TABLA 13.6
METODO 3 — COEFICIENTES PARA MOMENTOS
EN LOSAS POR CARGA VIVA.

$M_{A \text{ pos LL}} = C_{A \text{ LL}} \times w \times A^2$
 $M_{B \text{ pos LL}} = C_{B \text{ LL}} \times w \times B^2$

en donde w = carga uniforme total viva

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1,00	$C_{A \text{ LL}}$ 0,036 $C_{B \text{ LL}}$ 0,036	0,027 0,027	0,027 0,032	0,032 0,032	0,032 0,027	0,035 0,032	0,032 0,035	0,025 0,030	0,030 0,028
0,95	$C_{A \text{ LL}}$ 0,040 $C_{B \text{ LL}}$ 0,033	0,030 0,025	0,031 0,029	0,035 0,029	0,034 0,024	0,038 0,029	0,036 0,032	0,031 0,027	0,032 0,025
0,90	$C_{A \text{ LL}}$ 0,045 $C_{B \text{ LL}}$ 0,029	0,034 0,022	0,035 0,027	0,039 0,026	0,037 0,021	0,042 0,025	0,040 0,029	0,035 0,024	0,036 0,022
0,85	$C_{A \text{ LL}}$ 0,050 $C_{B \text{ LL}}$ 0,026	0,037 0,019	0,040 0,024	0,043 0,023	0,041 0,019	0,046 0,022	0,045 0,026	0,040 0,022	0,039 0,020
0,80	$C_{A \text{ LL}}$ 0,056 $C_{B \text{ LL}}$ 0,023	0,041 0,017	0,045 0,022	0,048 0,020	0,044 0,016	0,051 0,019	0,051 0,023	0,044 0,019	0,042 0,017
0,75	$C_{A \text{ LL}}$ 0,061 $C_{B \text{ LL}}$ 0,019	0,045 0,014	0,051 0,019	0,052 0,016	0,047 0,013	0,055 0,016	0,056 0,020	0,049 0,016	0,046 0,013
0,70	$C_{A \text{ LL}}$ 0,068 $C_{B \text{ LL}}$ 0,010	0,049 0,012	0,057 0,016	0,057 0,014	0,051 0,011	0,060 0,013	0,063 0,017	0,054 0,014	0,050 0,011
0,65	$C_{A \text{ LL}}$ 0,074 $C_{B \text{ LL}}$ 0,013	0,053 0,010	0,064 0,014	0,062 0,011	0,055 0,009	0,064 0,010	0,070 0,014	0,059 0,011	0,054 0,009
0,60	$C_{A \text{ LL}}$ 0,081 $C_{B \text{ LL}}$ 0,010	0,058 0,007	0,071 0,011	0,067 0,009	0,059 0,007	0,068 0,008	0,077 0,011	0,065 0,009	0,059 0,007
0,55	$C_{A \text{ LL}}$ 0,088 $C_{B \text{ LL}}$ 0,008	0,062 0,006	0,080 0,009	0,072 0,007	0,063 0,005	0,073 0,006	0,085 0,009	0,070 0,007	0,063 0,006
0,50	$C_{A \text{ LL}}$ 0,095 $C_{B \text{ LL}}$ 0,006	0,066 0,004	0,088 0,007	0,077 0,005	0,067 0,004	0,078 0,005	0,092 0,007	0,076 0,005	0,067 0,004

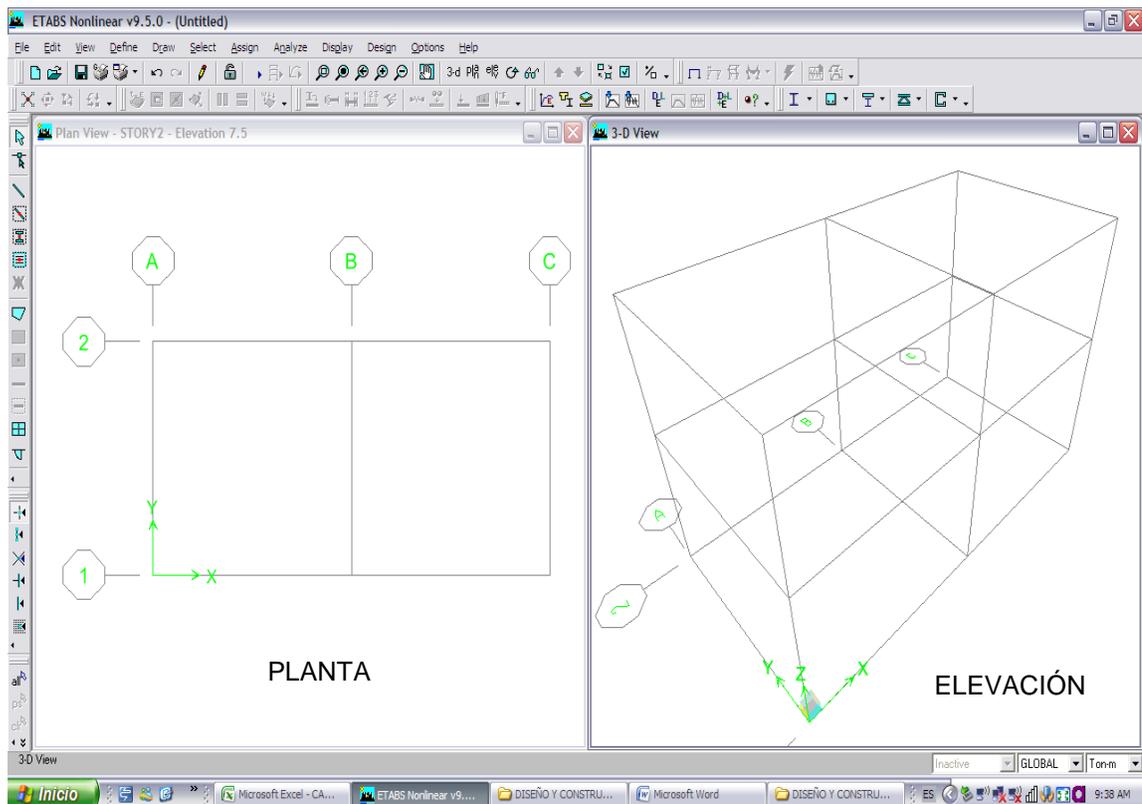
Fuente: NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. p. 397.

5. ANÁLISIS DE MUROS PARA SÓTANO POR ETABS

5.1. Geometría

La geometría, se iniciara ingresando los ejes, simulando los niveles de sótanos, presentes en nuestro diseño, como se observa en la siguiente gráfica:

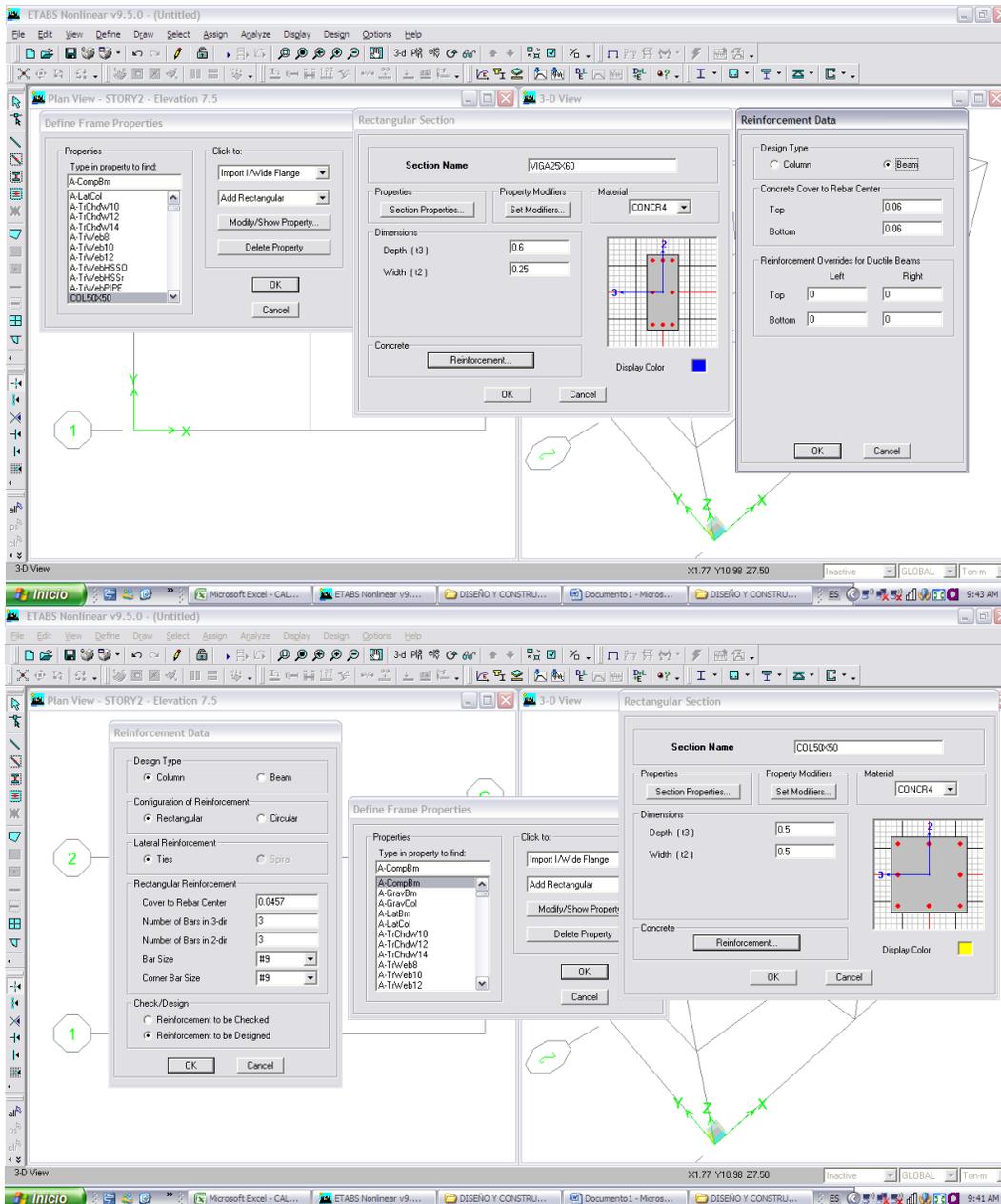
Figura 65. Ejes del muro de sótano



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

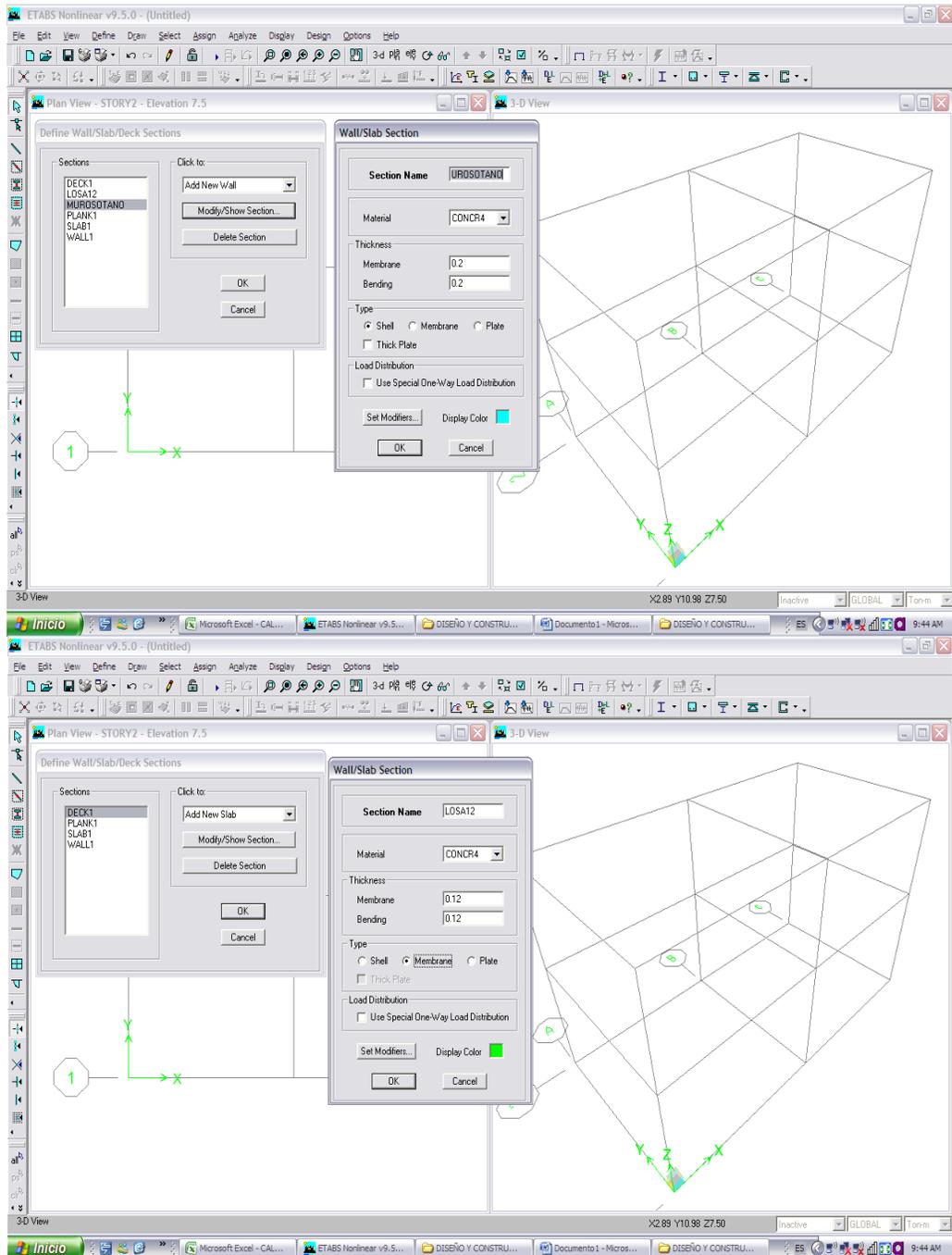
Posteriormente, se conformarán los elementos estructurales; columnas, vigas, losas y muros.

Figura 66. Conformación de columnas y vigas en la estructura principal



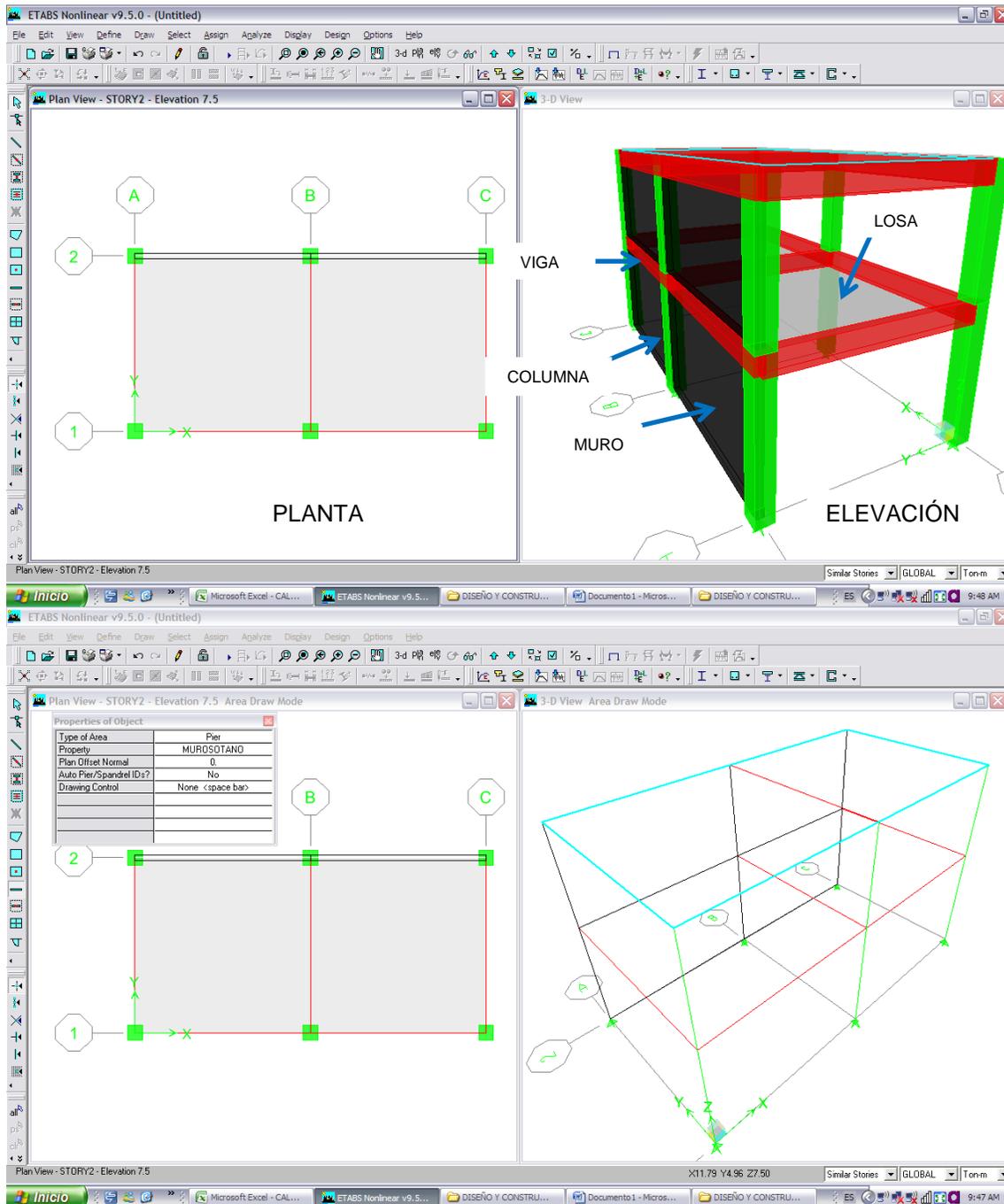
Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Figura 67. Conformación de losa y muro en la estructura principal



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

Figura 68. Conformación tridimensional de la estructura principal

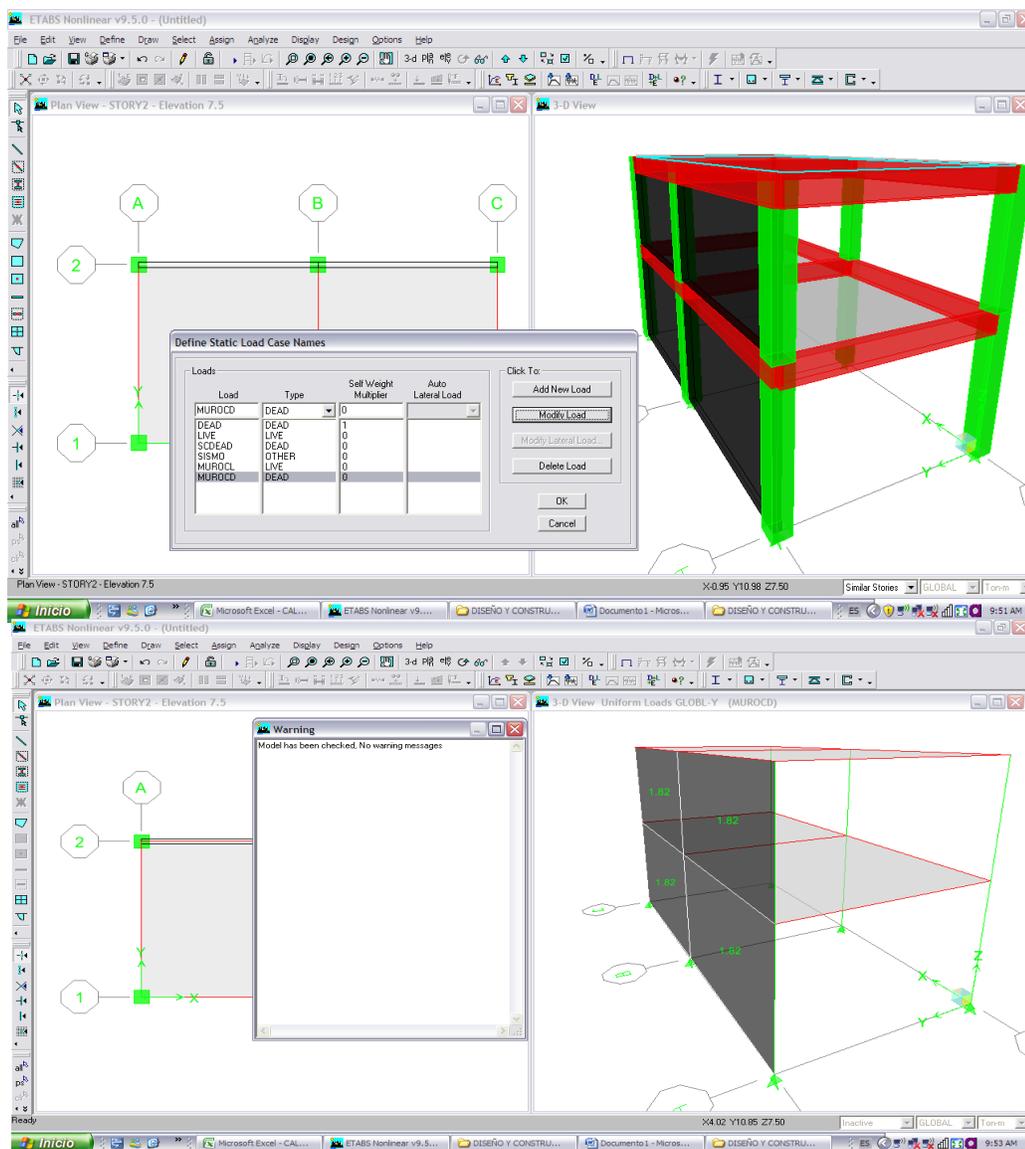


Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

5.2. Fuerzas y cargas actuantes

Finalizada la geometría se procede a integrar las cargas, las cuales serán las calculadas en el ejemplo No.2.

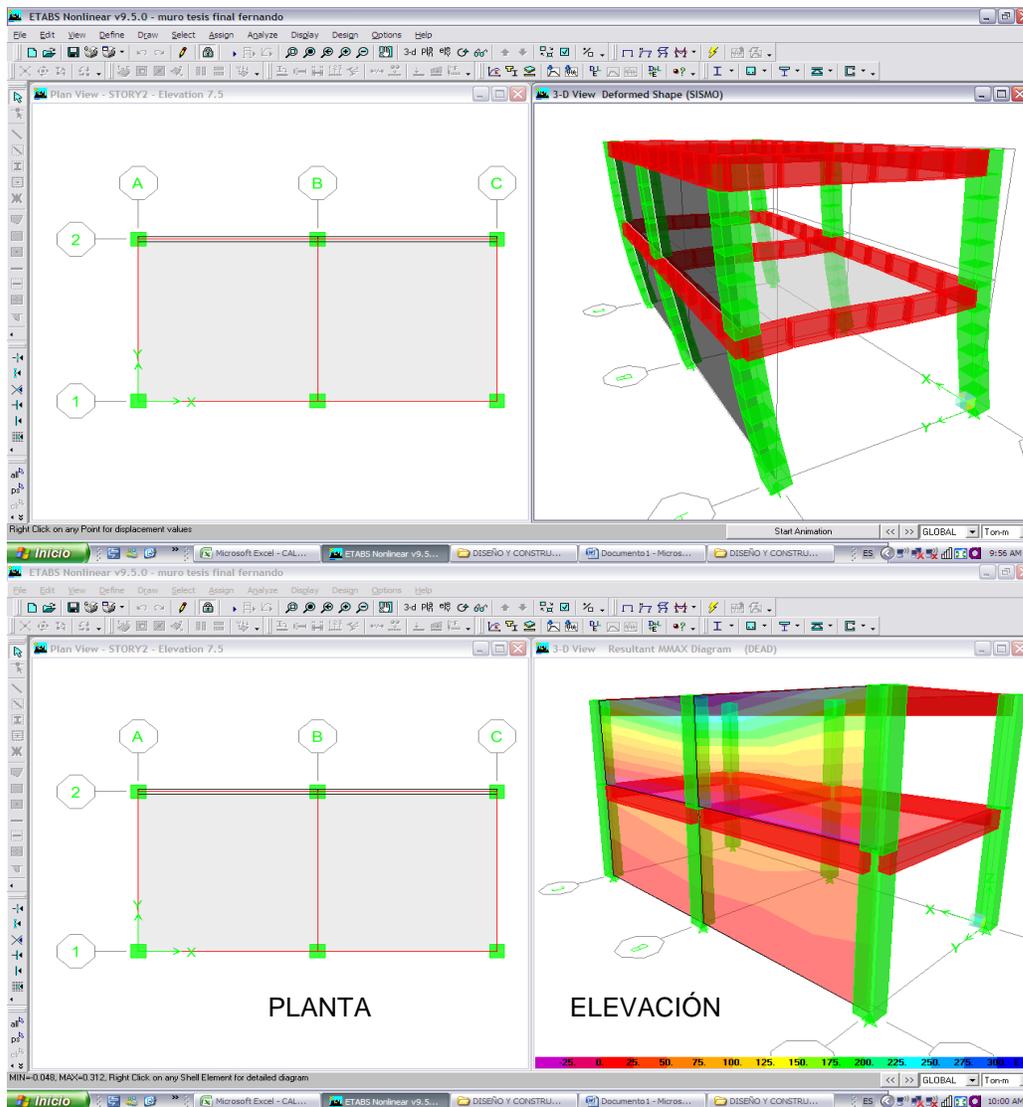
Figura 69. Integración de las cargas



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

5.3. Análisis y resultados

Figura 70. Deformaciones y momentos en el muro de sótano



Fuente: elaboración propia con base al presente estudio.

En la elevación, a través de la escala de colores se pueden observar los esfuerzos a los que estará sometido el muro de sótano, esfuerzos que efectivamente serán cubiertos por el armado propuesto en el ejemplo No. 2.

CONCLUSIONES

1. En Guatemala el código ACI 318S-05 (*American Concrete Institute*), y las normas AGIES, es lo más utilizado al momento de analizar y diseñar un muro de concreto reforzado.
2. El esquema de funcionamiento de un muro para sótano estará afectado por las fuerzas de acción y reacción. Siendo de acción la fuerza activa, la fuerza de sobrecarga y la fuerza de sismo. Y fuerzas de reacción como los apoyos y la fuerza pasiva.
3. En la geometría del diseño de muros, la distancia entre los apoyos será fundamental, ya que de ella dependerán características como el espesor y el refuerzo a utilizar.
4. Un muro tipo voladizo será costoso económicamente para grandes alturas, razón por la cual puede ser sustituido por un muro simplemente apoyado o un muro doblemente empotrado, no importando si es para uno o dos sótanos.
5. Al analizar un muro de sótano con etabs se deben conformar los elementos estructurales de manera secuencial, esto nos garantizara una gráfica eficiente de los esfuerzos que deberá soportar el muro.

RECOMENDACIONES

1. La altura del terreno a sostener, será la principal característica que definirá el tipo de muro a utilizar, ya que de ella dependerán factores como el peralte y el refuerzo que conformarán el mismo, razón por la cual debe ser el punto de partida al momento de analizar y diseñar un muro de sostenimiento.
2. El predimensionamiento de un muro, únicamente lo utilizaremos para iniciar el diseño del mismo, ya que las dimensiones finales se obtendrán luego de realizar el análisis correspondiente apegado a las normas de diseño.
3. De acuerdo al tipo de suelo donde se construirá el muro, previamente deberá realizarse un análisis geotécnico, con la finalidad de encontrar las características generales del suelo.
4. Al momento de diseñar un muro para dos sótanos será importante realizar el análisis de momentos para cada sótano, esto nos permitirá diseñar un armado diferente en cada nivel, logrando así economía en el refuerzo a utilizar.
5. El programa de computación etabs se podrá utilizar para el análisis y diseño de muros de sótano, únicamente cuando se cuente con un amplio conocimiento del tema, ya que de lo contrario los cálculos podrían interpretarse de manera errónea.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural mas comentario (ACI318S-05).s.l. Comité 318, 2005. 485 p.*
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES. *Normas estructurales de diseño y construcción para la república de Guatemala. 2001. 102 p.*
3. BERRY, Peter Lee; REEID, David. *Mecánica de suelos. Colombia: McGraw-Hill, 1993. 415 p.*
4. CALAVERA, Jhoon. *Muros de contención y muros de sótano. 2a. ed. Madrid: Instituto técnico de materiales y construcciones (Intemac), 1989. 307p.*
5. Construaprende-España. *Muros de sótano [en línea]. Madrid: Universidad Autónoma de Madrid, Facultad de Ciencias, 2008. [ref. de septiembre de 2011]. Disponible en Web: <<http://www.construaprende.edu.es.-murodesotano.pdf>>.*
6. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones. 5a. ed. México: Limusa. Noriega, 2005. 650 p.*

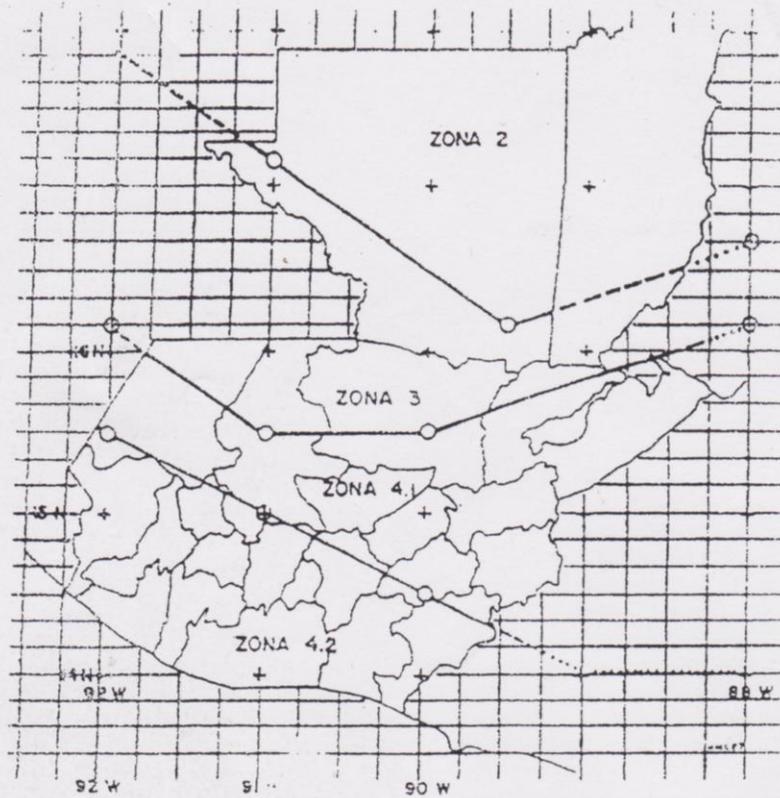
7. DASS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a. ed. Mexico: International Thomson, 2001. 855 p.
8. Ebet-Perú. *Muros de contención* [en línea]. Lima: Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2010. [ref. de Julio de 2011]. Disponible en Web: <<http://www.murodeconcreto.com>> .
9. HERNÁNDEZ PÉREZ, Dalia Ivette. *Consideraciones para el análisis, diseño y evaluación de muros de sótano de concreto reforzado*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2009. 117 p.
10. JUÁREZ BADILLO, Eulalio; RICONES RODRÍGUEZ, Alfonso. *Mecánica de suelos: fundamentos de la mecánica de suelos*. 3a. ed. (tomo 1). México: Limusa. 2005. 642 p.
11. _____. *Mecánica de suelos: fundamentos de la mecánica de suelos*. 3a. ed. (tomo 2). México: Limusa. 2005. 642 p.
12. MANCÍA CHUAM, Luis Alfredo. *Efecto del empuje de suelos en sótanos a marcos estructurales de edificios varios*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1983. 121 p.
13. PARKER THOM, Harry. *Diseño de concreto reforzado*. México: Limusa Wiley, 1971. 317 p.

14. Simposium-México. *Muros para contención* [en línea]. Distrito Federal: Universidad Panamericana, Facultad de Ingeniería, 2009. [ref. de septiembre de 2011]. Disponible en Web: <<http://www.murosdecontención.edu.mx/analisisymas.pdf>>.

15. Unalmed-Guatemala. *Geotecnia de los suelos* [en línea]. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. [ref. de septiembre de 2011]. Disponible en Web: <<http://www.unalmed.edu.c/~geoteni/G-24.pdf>>.

ANEXOS

Anexo 1. **Mapa de macrozonificación sísmica de Guatemala**



La retícula de este mapa coincide con el mapa 1:50,000 de la República de Guatemala

Figura 3.1 - Mapa de macrozonificación sísmica de Guatemala

ZONA	I_0	A_0	A_f	Observaciones
2	2	0.15 g	0.015 g	Cuando sea necesario interpolarse sobre líneas norte-sur
3	3	0.15 a 0.40 g	0.015 a 0.15 g ^v	
4.1	4	0.40 g	0.15 a 0.20 g	
4.2	4	0.40 g	0.20 g	

Cuadro 3.2 - Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y para el sismo frecuente

Fuente: AGIES NR-5: 2000. Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala.