



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

**ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE
CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO**

HEBERT DANIEL BARRERA JO

Asesorado por el Ing. Oscar Felipe Aguirre Roldán

Guatemala, noviembre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE
CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

HEBERT DANIEL BARRERA JO

ASESORADO POR EL ING. OSCAR FELIPE AGUIRRE ROLDÁN

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

| | |
|------------|--|
| DECANO | Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos |
| VOCAL I | Inga. Glenda Patricia García Soria |
| VOCAL II | Inga. Alba Maritza Guererro Spínola de López |
| VOCAL III | Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón |
| VOCAL IV | Br. Luis Pedro Ortíz de León |
| VOCAL V | P.A. José Alfredo Ortíz Herincx |
| SECRETARIO | Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez |

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

| | |
|-------------|--------------------------------------|
| DECANO | Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos |
| EXAMINADOR | Ing. Carlos Salvador Gordillo García |
| EXAMINADOR | Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco |
| EXAMINADORA | Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol |
| SECRETARIA | Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas |

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 4 de junio de 2009.

Hebert Daniel Barrea Jo

Guatemala, 3 de Septiembre de 2010.

Licenciado
Manuel María Guillén Salazar
Jefe del Departamento de Planeamiento
Facultad de Ingeniería
Guatemala

Respetado Licenciado:

Por medio de la presente comunico a usted que, como Asesor del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, HEBERT DANIEL BARRERA JO, procedí a revisar el Trabajo de Graduación titulado: ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO.

Cabe mencionar que el mencionado trabajo es un aporte a la problemática nacional en cuanto a la construcción de este tipo de muros, pues se han constituido en una imperiosa necesidad para hacer frente a las catástrofes que ha enfrentado últimamente nuestro país.

El trabajo cuenta con mi aprobación, por lo que atentamente le solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me suscribo

Atentamente,


Oscar Felipe Aguirre Roldán
Ingeniero Civil, colegiado No. 1590
Asesor



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



Guatemala,
6 de octubre de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Hebert Daniel Barrera Jo, quien contó con la asesoría del Ingeniero Oscar Felipe Aguirre Roldán.

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 ENSEÑADA A TODOS

Lic. Manuel María Guillén Salazar
Jefe del Departamento de Planeamiento



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
PLANEAMIENTO
USAC





El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Felipe Aguirre Roldán y del Jefe del Departamento de Planeamiento, Lic. Manuel María Guillén Salazar al trabajo de graduación del estudiante Hebert Daniel Barrera Jo, titulado ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2010

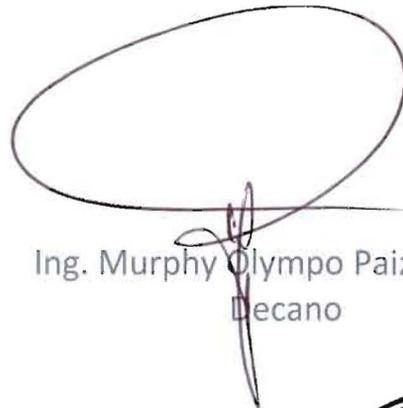
/bbdeb.



DTG. 356.2010

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: **ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO**, presentado por el estudiante universitario **Hebert Daniel Barrera Jo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 5 de noviembre de 2010

/gdech



ACTO QUE DEDICO A

| | |
|---------------|---|
| Dios | Por ser mi guía espiritual en todo momento y por ayudarme a culminar esta meta en mi vida. |
| Mis padres | Hebert Barrera y Evelyn Jo, por su ejemplo, amor, colaboración, motivación y apoyo incondicional que me han brindado en cada momento. |
| Mis hermanas | Jennefer Guisela y Katheryn Anayansi, por su amor, apoyo y colaboración. |
| Mis abuelitos | Constantino Barrera y Zoila Montenegro, por su amor, colaboración, motivación y consejo que han brindado a mi vida. |
| Universidad | San Carlos de Guatemala, por brindarme los conocimientos y las herramientas necesarias para mi formación como profesional. |

AGRADECIMIENTOS A

| | |
|--|--|
| Dios | Por darme la vida y ser la fuente de sabiduría para lograr alcanzar esta meta. |
| Mis padres | Hebert Barrera y Evelyn Jo, por darme la oportunidad de estudiar y por su apoyo incondicional. |
| Mis hermanas | Jennefer Guisela y Katheryn Anayansi, por su apoyo y motivación en todo momento. |
| Mis abuelitos | Constantino Barrera y Zoila Montenegro, por su colaboración, motivación y concejo con mucho amor. |
| Dra. Jessica Sánchez | Por su colaboración y motivación. |
| Ing. Oscar Aguirre | Por su valioso apoyo como asesor, por su ayuda y colaboración para el desarrollo del presente trabajo. |
| Lic. Edgar Juárez | Por su valiosa colaboración y dedicación como revisor de este trabajo. |
| Universidad | San Carlos de Guatemala, en especial a la Facultad de Ingeniería, por su formación. |
| Mis familiares, amigos y compañeros de estudios, | por su valiosa amistad y ayuda que me brindaron durante mi carrera. |

ÍNDICE GENERAL

| | |
|--|------|
| ÍNDICE DE ILUSTRACIONES | V |
| LISTA DE SÍMBOLOS | IX |
| GLOSARIO | XV |
| RESUMEN | XVII |
| OBJETIVOS | XIX |
| INTRODUCCIÓN | XXI |
| | |
| 1. ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO | 1 |
| 1.1 Teorías del empuje de tierras | 1 |
| 1.1.1 Fuerzas de empuje | 1 |
| 1.1.1.1 Ángulo de fricción interna | 2 |
| 1.1.1.2 Cohesión | 3 |
| 1.1.1.3 Peso específico de la tierra | 4 |
| 1.1.1.4 Sobrecarga | 4 |
| 1.1.1.5 Otros factores | 4 |
| 1.1.2 Cálculo de las fuerzas de empuje | 5 |
| 1.1.2.1 Teoría de Rankine | 5 |
| 1.1.2.2 Teoría de Coulomb | 10 |
| 1.2 Estudio de suelos | 14 |
| 1.2.1 Propiedades de los suelos | 15 |
| 1.2.2 Ensayo de suelos | 16 |
| 1.3 Tipos de muros de contención | 18 |
| 1.3.1 Muro de gravedad | 19 |
| 1.3.2 Muro en voladizo | 20 |
| 1.3.3 Muro con contrafuertes | 21 |

| | |
|---|-----------|
| 2. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO | 23 |
| 2.1 Parámetros y especificaciones del diseño | 23 |
| 2.1.1 Dimensionamiento | 24 |
| 2.2 Chequeo por volteo, deslizamiento y valor soporte | 26 |
| 2.2.1 Chequeo de estabilidad contra volteo | 26 |
| 2.2.2 Chequeo de estabilidad contra deslizamiento | 29 |
| 2.2.3 Chequeo de estabilidad contra valor soporte | 30 |
| 2.3 Diseño del armado de refuerzo de acero | 33 |
| 2.3.1 Diseño del refuerzo de la pantalla | 37 |
| 2.3.2 Diseño del refuerzo de la zapata del muro | 44 |
| 2.3.3 Dibujo y detalles estructurales del muro | 52 |
| 3. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN CON MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO | 55 |
| 3.1 Parámetros y especificaciones del diseño | 55 |
| 3.2 Chequeo por volteo, deslizamiento y valor soporte | 57 |
| 3.2.1 Chequeo de estabilidad contra volteo | 57 |
| 3.2.2 Chequeo de estabilidad contra deslizamiento | 59 |
| 3.2.3 Chequeo de estabilidad contra valor soporte | 59 |
| 3.3 Diseño del armado de refuerzo de acero | 60 |
| 3.3.1 Diseño del refuerzo de la pantalla | 62 |
| 3.3.2 Diseño del refuerzo de la zapata del muro | 69 |
| 3.3.3 Dibujo y detalles estructurales del muro | 77 |
| 4. PRESUPUESTOS | 81 |
| 4.1 Cuantificación de materiales de los muros | 81 |
| 4.1.1 Cuantificación de muro de concreto | 81 |
| 4.1.2 Cuantificación de muro con mampostería reforzada | 88 |

| | |
|---|-----|
| 4.2 Precios unitarios de materiales de construcción | 96 |
| 4.3 Precios unitarios de mano de obra | 97 |
| 4.4 Cálculo de factor de prestaciones laborales | 98 |
| 4.5 Presupuesto de muro de concreto reforzado | 101 |
| 4.6 Presupuesto de muro de mampostería de block reforzado | 102 |
| 4.7 Estudio comparativo de precios | 104 |
| CONCLUSIONES | 105 |
| RECOMENDACIONES | 107 |
| BIBLIOGRAFÍA | 109 |
| ANEXOS | 111 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

| | | |
|----|--|----|
| 1 | Fuerzas de empuje sobre muro de contención | 2 |
| 2 | Ángulo de fricción interna | 3 |
| 3 | Esfuerzos en el punto A, debajo de la superficie horizontal de un cuerpo de arena | 7 |
| 4 | Empuje activo sobre muro vertical y ángulo de relleno α | 8 |
| 5 | Diagrama de presiones triangulares | 9 |
| 6 | El muro de contención con respaldo de arena (a) está sujeto a una distribución triangular de presión (b) | 11 |
| 7 | Muros de gravedad | 20 |
| 8 | Muros en voladizo | 21 |
| 9 | Muros con contrafuertes exteriores | 21 |
| 10 | Muro de contención de concreto reforzado | 23 |
| 11 | Dimensionamiento de muro de contención de concreto reforzado | 25 |
| 12 | Diagrama de fuerzas actuantes sobre muro de contención de concreto reforzado | 27 |
| 13 | Fuerza resultante R | 31 |
| 14 | Diagrama de presiones de suelo de muro de contención de concreto reforzado | 33 |
| 15 | Dimensionamiento óptimo de muro de contención de concreto reforzado | 34 |
| 16 | Diagrama de fuerzas que actúan en la pantalla de muro de contención de concreto reforzado | 37 |
| 17 | Pantalla de muro de contención de concreto reforzado | 38 |

| | | |
|----|--|----|
| 18 | Fuerzas que actúan en la base de la zapata de muro de contención de concreto reforzado | 44 |
| 19 | Zapata de muro de contención de concreto reforzado | 45 |
| 20 | Sección de armado de muro de concreto reforzado | 52 |
| 21 | Planta de armado de zapata de muro de concreto reforzado | 53 |
| 22 | Elevación de armado de pantalla de concreto reforzado | 53 |
| 23 | Muro de contención con mampostería de block reforzado | 55 |
| 24 | Dimensionamiento de muro de contención con mampostería de block reforzado | 56 |
| 25 | Diagrama de fuerzas actuantes sobre muro de mampostería | 57 |
| 26 | Diagrama de presiones de suelo de muro con mampostería de block reforzado | 60 |
| 27 | Dimensionamiento óptimo de muro con mampostería de block reforzado | 61 |
| 28 | Diagrama de fuerzas que actúan en la pantalla de muro con mampostería de block reforzado | 62 |
| 29 | Pantalla de muro con mampostería de block reforzado | 63 |
| 30 | Fuerzas que actúan en la base de la zapata de muro con mampostería de block reforzado | 69 |
| 31 | Zapata de muro con mampostería de block reforzado | 70 |
| 32 | Sección de armado de muro de mampostería de block reforzado | 77 |
| 33 | Planta de armado de zapata de muro de mampostería de block reforzado | 78 |
| 34 | Elevación de armado de pantalla de muro de mampostería de block reforzado | 78 |
| 35 | Detalles de pineado de armado de muro de mampostería de block reforzado | 79 |

| | | |
|----|---|----|
| 36 | Detalles de armado de soleras de muro de mampostería de block reforzado | 79 |
| 37 | Volumen de excavación de muro de concreto | 81 |
| 38 | Volumen de relleno de muro de concreto | 82 |
| 39 | Formaleta de muro de concreto | 82 |
| 40 | Diseño de formaleta de muro de concreto | 83 |
| 41 | Diseño de refuerzos para soportar la formaleta de muro de concreto | 84 |
| 42 | Volumen de excavación de muro con mampostería de block reforzado | 89 |
| 43 | Volumen de relleno de muro con mampostería de block reforzado | 89 |
| 44 | Diseño de formaleta de muro con mampostería de block reforzado | 90 |
| 45 | Pantalla de muro con mampostería de block reforzado | 94 |

TABLAS

| | | |
|------------|--|-----|
| Tabla I | Momentos resistentes tomados respecto a la punta de muro de contención de concreto reforzado | 27 |
| Tabla II | Momentos de volteo de muro de concreto reforzado | 28 |
| Tabla III | Momentos resistentes tomados respecto a la punta de muro con mampostería de block reforzado | 57 |
| Tabla IV | Momentos de volteo de muro de contención con mampostería de block reforzado | 58 |
| Tabla V | Total de refuerzo de muro de contención de concreto reforzado | 87 |
| Tabla VI | Total de refuerzo de muro con mampostería de block reforzado | 94 |
| Tabla VII | Precios unitarios de materiales de construcción | 96 |
| Tabla VIII | Precios unitarios de mano de obra | 97 |
| Tabla IX | Descansos semanales, días de asueto y vacaciones anuales | 99 |
| Tabla X | Factor de prestaciones laborales | 100 |
| Tabla XI | Presupuesto de materiales de muro de concreto reforzado | 101 |
| Tabla XII | Presupuesto de mano de obra de muro de concreto reforzado | 101 |
| Tabla XIII | Presupuesto de materiales de muro de mampostería reforzada | 102 |
| Tabla XIV | Presupuesto de mano de obra de muro de mampostería reforzada | 103 |
| Tabla XV | Resumen de comparativo de precios | 104 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|-------------|--|
| A_s | = Área de acero |
| $A_{s\min}$ | = Área de acero mínima |
| A_{Sreq} | = Área de acero requerida para resistir el momento actuante |
| A_{Stemp} | = Área de acero por temperatura |
| b | = Ancho unitario |
| B | = Ancho de zapata |
| B' | = Base de zapata de muro al rostro de la pared |
| c | = Cohesión |
| d | = Peralte efectivo |
| e | = Excentricidad |
| E_A | = Empuje activo |
| E_{Aq} | = Empuje activo de sobrecarga |
| E'_A | = Empuje activo a la altura de la pantalla de muro |
| E'_{Aq} | = Empuje activo de sobrecarga a la altura de la pantalla de muro |
| E_P | = Empuje pasivo |
| $f'c$ | = Resistencia a la compresión del concreto |
| $f'm$ | = Resistencia a la compresión para la mampostería reforzada |
| f_y | = Resistencia a la fluencia del acero |
| F_F | = Fuerza de fricción |
| FS_D | = Factor de seguridad contra deslizamiento |
| FS_V | = Factor de seguridad contra volteo |
| ΣFA | = Sumatoria de fuerzas actuantes |

ΣFR = Sumatoria de fuerzas resistentes
 h = Profundidad hasta la base de la zapata
 h_T = Altura de tierra
 H = Altura de muro
 H' = Altura de la pantalla de muro
 k_A = Coeficiente de presión activa de tierra
 k_0 = Coeficiente de presión de tierra en reposo
 k_P = Coeficiente de presión pasiva de tierra
 L = Longitud de zapata
 M = Momento actuante
 M_u = Momento actuante último
 ΣMR = Sumatoria de los momentos resistentes
 ΣMV = Sumatoria de los momentos de volteo
 ϕM_n = Momento nominal
 p_A = Presión activa de tierras
 p_{Aq} = Presión activa de sobrecarga
 p_H = Presión horizontal
 p_P = Presión pasiva de tierras
 p_V = Presión vertical
 q = Sobrecarga
 q_m = Carga de asentamiento
 r = Recubrimiento de concreto al refuerzo
 R_1 = Fuerza del suelo del diagrama rectangular
 R_2 = Fuerza del suelo del diagrama triangular
 t = Espesor de losa
 t_C = Espesor de corona

| | |
|--------------|---|
| t_z | = Espesor de zapata |
| V | = Fuerza cortante actuante |
| V_c | = Volumen de concreto |
| V_e | = Volumen de excavación |
| V_{exe} | = Volumen de excedentes de tierra |
| V_r | = Volumen de relleno |
| V_u | = Fuerza cortante actuante última |
| V_{ss} | = Valor soporte del suelo |
| ϕV_c | = Esfuerzo de corte |
| W_c | = Peso del concreto |
| W_s | = Peso del suelo |
| W_T | = Carga vertical total |
| \bar{x} | = Distancia desde el borde derecho de la zapata |
| α | = Ángulo de relleno respecto a la horizontal |
| β | = Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical |
| δ | = Ángulo de fricción entre el muro y el suelo |
| γ_c | = Peso específico de concreto |
| γ_m | = Peso específico de la mampostería reforzada |
| γ_s | = Peso específico de la tierra |
| θ | = Diámetro de varilla de acero |
| ρ_b | = Porcentaje de acero balanceado |
| ρ_{max} | = Porcentaje de acero máximo |
| ρ_{min} | = Porcentaje de acero mínimo |
| ϕ | = Ángulo de fricción interna |

GLOSARIO

| | |
|--------------------|--|
| Geotextiles | Material sintético que se emplea para separar suelos distintos, en sistemas de drenaje o para controlar la erosión de un terreno. |
| Mampostería | Sistema constructivo tradicional que consiste en la construcción de muros y paramentos para diversos fines, mediante la colocación manual de elementos compuestos por bloques de barro cocido o de mezcla de arenas y cemento, piedras naturales sin labrar o ligeramente labradas, llamadas mampuestos. |
| Mortero | Está constituido por la unión de un aglomerante, cemento y/o cal, y un agregado inerte, arena de río u otro, amasado con cierta cantidad de agua, produciéndose una mezcla pastosa homogénea. |
| Talud | Inclinación de un terreno o del paramento de un muro con respecto a la vertical |

RESUMEN

El presente trabajo es un estudio comparativo de costos entre un muro de contención de concreto reforzado y un muro de contención con mampostería de block reforzado, de tipo voladizo; diseñados para soportar las mismas condiciones de talud, mediante el método de resistencia de cargas últimas y utilizando materiales disponibles del lugar.

Se hará mención de las teorías del empuje de tierras, para obtener las formulas a utilizar en el diseño de muro de contención de concreto reforzado y de mampostería de block reforzado.

Con el diseño se procederá a la cuantificación de materiales y elaboración de los presupuestos correspondientes para obtener un estudio comparativo de precios, que permita saber cuál de las soluciones es la más económica.

OBJETIVOS

General

- Comparar los costos de materiales y mano de obra entre el muro de contención de concreto reforzado y el muro de contención con mampostería de block reforzado, para determinar cuál es más económico.

Específicos

- Lograr que ambos muros de contención alcancen los mismos factores de seguridad, para una comparación confiable.
- Optimizar el diseño de muros de contención para lograr el muro más económico.
- Establecer cuál de los muros es el más económico mediante la cuantificación e integración de costos.
- Proveer al estudiante, docente y constructor un material de consulta práctica para comparar costos de materiales y mano de obra de muros de contención.

INTRODUCCIÓN

La conveniencia de construir elementos estructurales para retener tierra, la seguridad de estas construcciones y la imperiosa necesidad de obtener al menor costo posible, son factores que ayudan a evitar que Guatemala sea vulnerable a derrumbes, deslizamientos y desastres, que se han constituido en una amenaza constante debido a las fuertes lluvias, a la gran cantidad de asentamientos humanos y a las malas condiciones de la tierra.

Este es un problema que la mayor parte de la población de escasos recursos enfrenta al vivir en las áreas de alto riesgo y hace imprescindible construir muros de contención, que sean económicos y que utilicen los materiales disponibles en el lugar.

Es por ello que en este trabajo de tesis se realiza un estudio comparativo de costos, de un muro de contención de concreto reforzado y un muro de contención con mampostería de block reforzado, para determinar cuál es la mejor opción, según las condiciones que se presenten en el lugar.

En la primera parte se hace la descripción de los factores y fórmulas para estimar las cargas de diseño, tomando en cuenta las teorías del empuje de tierras, un estudio previo de suelos y por último los tipos de muros de contención más utilizados.

En el segunda y tercera parte se presenta el diseño de ambos muros de contención, con su dimensionamiento y cálculo de refuerzo.

En la última parte se procede a cuantificar los materiales, estimar la mano de obra necesaria y obtener los presupuestos de cada uno de los muros de contención.

Con el resultado del estudio comparativo de costos de los muros, se determinará cuál es el más económico.

El mismo se pone a disposición de estudiantes, docentes, profesionales de la construcción y todo aquel que desee profundizar en el tema, quedando valor agregado al trabajo realizado.

ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

1.1 Teorías del empuje de tierras

1.1.1 Fuerzas de empuje

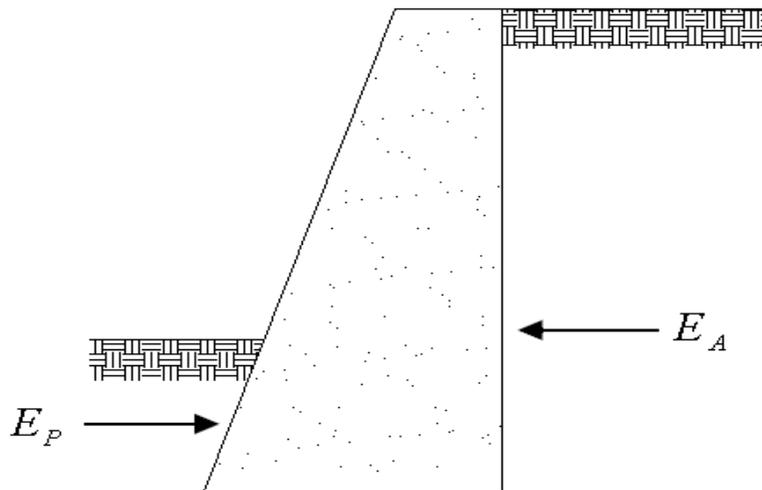
El empuje es la fuerza por unidad de área provocada por el suelo en una estructura. La magnitud del empuje depende de las propiedades físicas del suelo, de su interacción, la estructura, de la magnitud y naturaleza de las deformaciones en el sistema suelo-estructura. El empuje de tierra también depende de los esfuerzos del suelo, los que pueden variar por efectos de agrietamiento y cambios en este.

Para calcular las fuerzas a que están sometidos los muros de contención, es preciso conocer las presiones ejercidas por la tierra sobre las superficies planas. Existen varias teorías sobre la presión ejercida, las que difieren en las hipótesis adoptadas y en las fórmulas resultantes. La mayor parte de estas teorías están fundadas en la hipótesis de que los suelos forman una masa granular completamente desprovista de cohesión, teniendo cada clase de suelo su ángulo de fricción interna, que se supone toma cuando se le deja sin retenerlo durante un tiempo específico.

Esta fuerza de empuje, que es la fuerza que se desea contrarrestar con el muro de contención, depende de los factores siguientes: ángulo de fricción interna, cohesión y peso del suelo. La fuerza a contrarrestar se denomina en el diseño, empuje activo (E_A), en virtud de que, el muro se encuentra en parte

enterrado, hay también una porción de suelo que ejerce una fuerza, que ayuda a la contención y que en el diseño se llama empuje pasivo (E_p), como se muestra en la figura 1.

Figura 1. Fuerzas de empuje sobre muro de contención

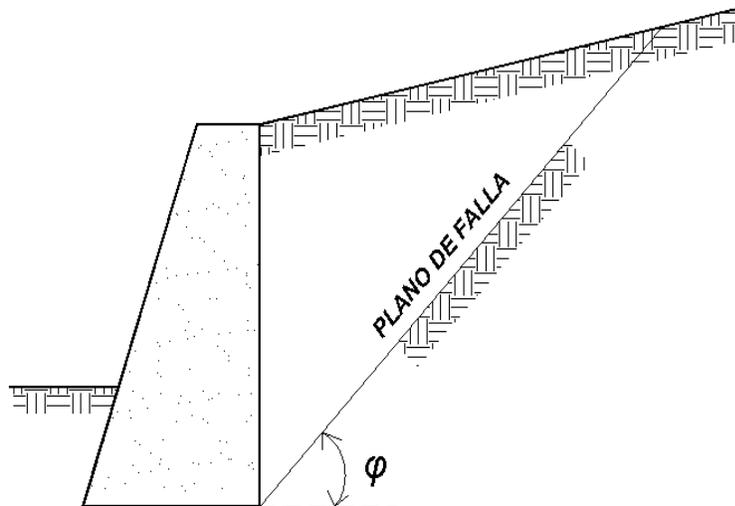


1.1.1.1 Ángulo de fricción interna (φ)

Cuando los materiales sin coherencia, como la arena y tierras polvorientas, se abandonan a sí mismas, quedan limitados por un talud suave, cuya inclinación siempre es la misma.

El ángulo constante así formado con el plano horizontal, y que se designa con la letra griega φ , se llama ángulo de fricción interna. Es el ángulo límite, bajo el cual la componente, según el plano de talud, del peso de una partícula de estos materiales sin coherencia es igual a la resistencia al rozamiento que la equilibra. Es decir, el rozamiento es suficiente para impedir a las partículas rodar unas sobre otras, como se muestra en la figura 2.

Figura 2. Ángulo de fricción interna



El ángulo de fricción interna puede ser tan pequeño como 0° o 10° para las arcillas suaves y tan alto como 30° a 40° para algunos materiales granulares.

1.1.1.2 Cohesión (c)

La cohesión es la fuerza interna que actúa entre las moléculas del suelo, evitando que rueden libremente unas sobre otras; es decir, que les da coherencia. En la realidad no existen suelos perfectamente incoherentes, aunque las teorías para calcular el empuje asumen masas de tierra sin cohesión, buscando el caso más crítico, pues mientras más cohesivo es el suelo, producirá menos fuerza de empuje.

La cohesión hace que al existir un muro de contención, el plano de falla ya no sea el del talud natural del terreno, sino que lo lleva a un plano de falla, con un volumen menor de tierra que producirá una fuerza de empuje más pequeño.

1.1.1.3 Peso específico de la tierra (γ_s)

Este factor es muy importante para calcular y diseñar un muro de contención, afecta a las fuerzas de empuje. Los pesos específicos de los suelos, varían más o menos como sigue: 1,440 kg/m³ a 1,600 kg/m³ (90 lb/pie³ a 100 lb/pie³) para arcillas suaves; 1,600 kg/m³ (100 lb/pie³) a 1,920 kg/m³ (120 lb/pie³) para arcillas duras; 1,760 kg/m³ a 1,920 kg/m³ (110 lb/pie³ a 120 lb/pie³) para arenas y 1,920 kg/m³ a 2,085 kg/m³ (120 lb/pie³ a 130 lb/pie³) para mezclas de arena con grava.

1.1.1.4 Sobrecarga (q)

Se dice que hay sobrecarga cuando sobre el relleno del muro actúa una carga adicional. Esto se da frecuentemente en carreteras, vías ferroviarias o cuando el terraplén es usado para almacenar materiales. Las sobrecargas deben ser previstas reemplazando su peso por una sobrecarga equivalente de relleno. Estas superficies de carga, o sobrecargas, también ejercen presiones laterales en el muro, contribuyendo a incrementar el empuje activo y tendiendo a mover el muro hacia fuera.

1.1.1.5 Otros factores

El contenido de agua es un factor que influye grandemente en la magnitud del empuje, variando desde cero, cuando el suelo está completamente seco, hasta la completa presión hidráulica, cuando está saturado. La arcilla, por ejemplo, cambia tanto en sus propiedades físicas con el contenido de agua, que unas veces tiene características de sólido y otras actúa como un fluido. En consecuencia debe evitarse al máximo la acumulación de agua detrás del muro de contención.

1.1.2 Cálculo de las fuerzas de empuje

Para el cálculo de la fuerza de empuje existen diferentes teorías, las cuales se pueden dividir en dos grupos: teorías gráficas y teorías analíticas.

Las teorías gráficas surgen de la necesidad de contar con procedimientos prácticos, para determinar las fuerzas que actúan sobre un elemento estructural, estando de por medio una masa de suelo; por lo que, más que teorías, se constituyen en métodos prácticos. Entre ellas se pueden mencionar: el método de Poncelet, el método general y el método de Cullman.

Entre las teorías analíticas se tienen la de Rankine y la de Coulomb. Cada una de ellas presenta expresiones para las presiones, empujes activos y pasivos causados por masas de suelo sin cohesión, las cuales no están sujetas a fuerzas de filtración. Cada una de estas teorías se aplica a la sección transversal de un muro largo de sección constante, y dan resultados por unidad de longitud, es decir, por unidad de la distancia normal a la sección.

1.1.2.1 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine data de 1857. Está basada en asumir que la relación conjugada existente entre las presiones verticales y las presiones laterales, sobre planos verticales dentro del suelo adyacente al muro de contención. En otras palabras, se asume que la presencia del muro no introduce cambios en los esfuerzos cortantes de la superficie de contacto entre el muro y el relleno, la relación conjugada será mantenida; los esfuerzos sobre el muro serán semejantes a aquellas que actúan sobre planos verticales dentro de la pendiente infinita.

En su forma más sencilla la teoría de Rankine asume lo siguiente:

- Suelo isotrópico y homogéneo.
- La masa que falla actúa como un cuerpo rígido.
- La superficie de ruptura es un plano.
- La dirección del empuje es paralela a la del talud.
- El talud se prolonga indefinidamente.
- La cohesión es nula.
- No existe fricción entre el muro y el suelo.

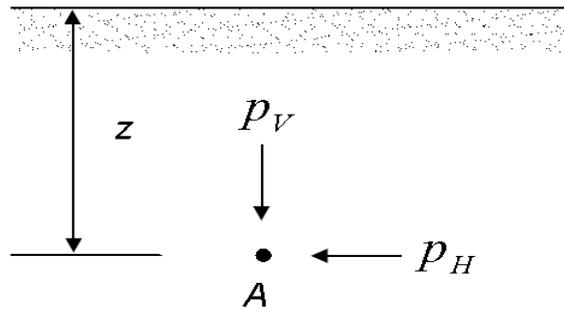
Al decir que el suelo es isotrópico se dice que todas sus propiedades físicas son idénticas en todas las direcciones, homogéneo es que toda la masa de tierra es del mismo material. Además, que toda la masa de tierra que falla actúa como un sólido que se está deslizando sobre otro cuerpo sin fricción entre uno y otro. Igualmente, no se está tomando en cuenta la fuerza de cohesión.

La teoría de Rankine parte del estudio de un depósito idealizado de arena seca, sin cohesión de superficie superior horizontal.

La arena se prolonga hasta el infinito en direcciones horizontales y a profundidad también infinita. En un punto A del interior del depósito, la presión vertical (p_v) sobre un plano horizontal, como se muestra en la figura 3, se considera que es:

$$p_v = \gamma_s z$$

Figura 3. Esfuerzos en el punto A, abajo de la superficie horizontal de un cuerpo de arena



Donde γ_s es el peso específico de suelo y z la profundidad. La presión horizontal (p_H) en planos verticales en el punto A se considera que es:

$$p_H = k_0 p_V = k_0 \gamma_s z$$

Siendo k_0 el coeficiente de presión de tierra en reposo. El valor de k_0 depende de la compacidad relativa y de la forma en que se haya depositado la arena. Rankine determinó, por medio de las envolventes de falla en el diagrama de Mohr, utilizando las presiones horizontales y verticales con la condición del terreno idealizado, la presión lateral mínima, que se conoce como presión activa de tierras (p_A), y la presión lateral máxima, que se conoce como presión pasiva de tierras (p_P). Ambas ecuaciones presentadas a continuación:

a) Para la presión activa

$$p_A = k_A p_V = \left[\frac{1 - \text{sen} \varphi}{1 + \text{sen} \varphi} \right] \gamma_s z$$

El coeficiente

$$k_A = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

Conocido como coeficiente de presión activa de tierra, donde φ es el ángulo de fricción interna del suelo. Este coeficiente puede también expresarse, mediante transformaciones trigonométricas como:

$$k_A = \tan^2(45 - \varphi / 2)$$

b) Para la presión pasiva

$$p_P = k_P p_V = \left[\frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \right] \gamma_S z$$

El coeficiente

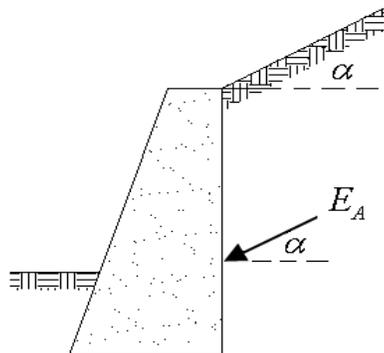
$$k_P = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

Que se conoce como el coeficiente de presión pasiva de tierra. Puede también expresarse así:

$$k_P = \tan^2(45 + \varphi / 2) = 1 / k_A$$

Los coeficientes k_A y k_P de acuerdo con la teoría de Rankine están dadas en función del ángulo φ del suelo y el ángulo de relleno α respecto a la horizontal, como se muestra en la figura 4. Las expresiones son las siguientes:

Figura 4. Empuje activo sobre muro vertical y ángulo de relleno α



$$k_A = \cos \alpha \left[\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}} \right]$$

$$k_P = \cos \alpha \left[\frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}} \right]$$

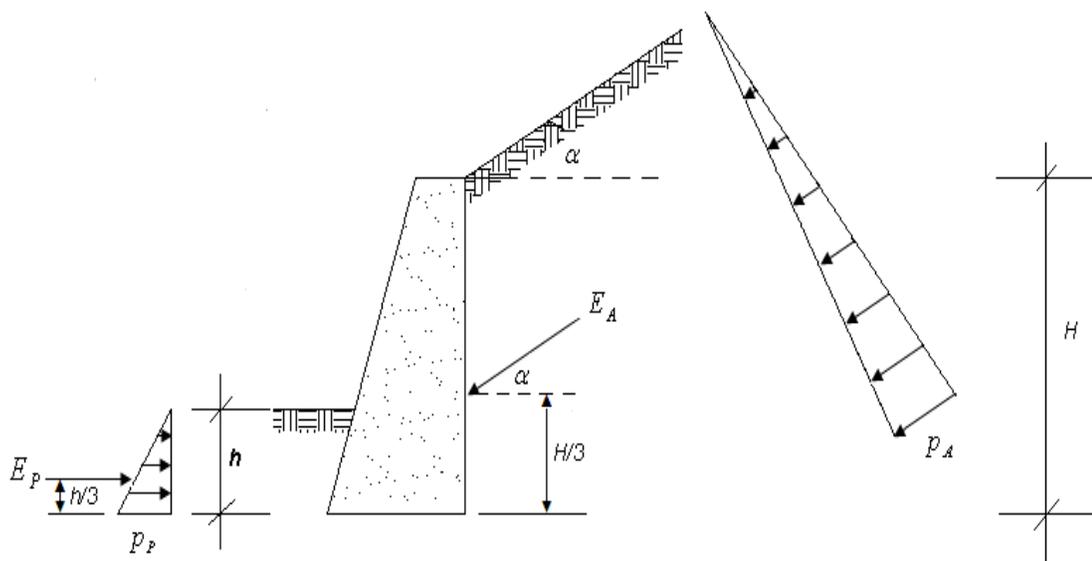
Si el relleno es horizontal ($\alpha = 0$), las ecuaciones se reducen a:

$$k_A = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \tan^2(45 - \varphi / 2)$$

$$k_P = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

Una vez determinados los valores de k_A y k_P , los empujes horizontales totales, E_A y E_P pueden calcularse como si fueran iguales a las áreas de los diagramas de presiones triangulares, tal como se muestra en la figura 5, los valores son los siguientes:

Figura 5. Diagrama de presiones triangulares



a) Para el empuje activo

$$E_A = \frac{1}{2} p_A H \cos \alpha = \frac{1}{2} (k_A \gamma_s H) H \cos \alpha = \frac{1}{2} k_A \gamma_s H^2 \cos \alpha$$

Si $\alpha = 0$

$$E_A = \frac{k_A \gamma_s H^2}{2}$$

b) Para el empuje pasivo

$$E_P = \frac{1}{2} p_P h = \frac{1}{2} (k_P \gamma_s h) h = \frac{1}{2} k_P \gamma_s h^2$$

$$E_P = \frac{k_P \gamma_s h^2}{2}$$

1.1.2.2 Teoría de Coulomb

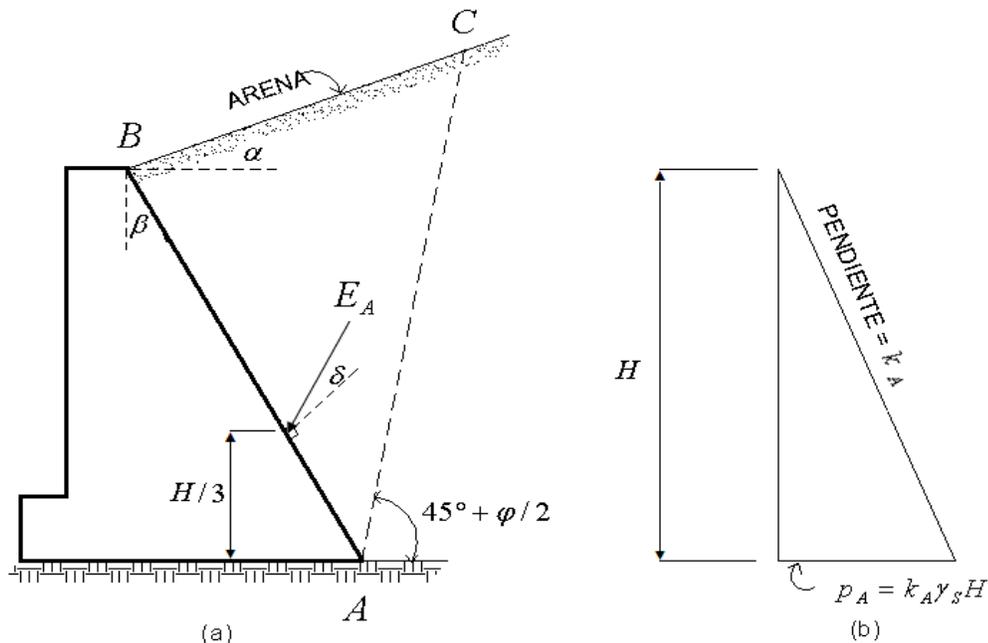
La teoría de Coulomb fue publicada en 1776. Esta teoría se basa sobre el concepto de una cuña de falla que es delimitada por la cara del muro y por la superficie de falla que pasa a través del pie del muro. Se supone que la superficie de falla es un plano, la otra presunción es que el empuje, sobre la pared, actúa en una dirección conocida. Una vez que se ha supuesto lo anterior, el empuje resultante sobre el muro puede ser fácilmente determinado por medio de consideraciones basadas en la estática.

Sin embargo, muchos problemas que comúnmente se encuentran no pueden resolverse dentro del marco de la teoría de Rankine, ni de teorías más generales, basadas en el estado de esfuerzos dentro de la cuña de falla. Pueden a menudo obtenerse soluciones satisfactorias por medio de las llamadas teorías de cuña, en las que el equilibrio de una cuña de falla, se investiga sin tomar en cuenta el estado de esfuerzos dentro de la misma. En realidad, la mejor conocida de las teorías de cuña fue elaborada por Coulomb.

Coulomb reconoció que la resultante de la presión de la tierra E_A , para ser encontrada correctamente se necesita suponer varias superficies de deslizamiento y construir un triangulo de fuerza para cada una de ellas, cada vez, haciendo la suposición de que se desarrolla toda la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie supuesta. El valor máximo de E_A así determinado en la presión activa de tierra de Coulomb, y la cuña correspondiente, es la cuña de falla.

Los muros de contención para taludes en arena, libremente apoyados tienden a girar ligeramente alrededor de la base. Atrás de dicha pared, una cuña de arena ABC tiende a cortarse a lo largo de un plano AC . Coulomb determinó que la relación de la resistencia a la fuerza del deslizamiento es mínima cuando AC forma un ángulo de $45^\circ + \varphi/2$ con la horizontal, como se muestra en la figura 6.a.

Figura 6. El muro de contención con respaldo de arena (a) está sujeto a una distribución triangular de presión (b)



Para una distribución de presión triangular (figura 6.b), la presión activa lateral de un suelo sin cohesión a una profundidad H , es:

$$p_A = k_A \gamma_s H$$

Donde:

k_A = Coeficiente de la presión activa de la tierra

γ_s = Peso específico de la tierra

El empuje activo total lineal es:

$$E_A = \frac{k_A \gamma_s H^2}{2}$$

Debido a la resistencia de fricción al deslizamiento en la cara del muro, E_A está inclinado en un ángulo δ , con la perpendicular a la pared, donde δ es el ángulo de fricción de la pared, (figura 6.a) en grados. Si la cara de la pared es vertical, el empuje activo horizontal es igual a $E_A \cos\beta$. Si la cara forma un ángulo β con la vertical (figura 6.a), el empuje activo es igual a $E_A \cos(\delta+\beta)$. La resultante actúa a una distancia de $H/3$ sobre la base de la pared.

Si el terreno tiene un talud desde la parte superior de la pared formando un ángulo α , en grados, con la horizontal, entonces, para suelos sin cohesión:

$$k_A = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

δ = Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

φ = Ángulo de fricción interna

β = Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical

α = Ángulo de relleno respecto a la horizontal

El efecto de la fricción de la pared en k_A es pequeña y generalmente se desprecia. Para $\delta = 0$,

$$k_A = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^3 \beta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen } \varphi \text{sen}(\varphi - \alpha)}{\cos \beta \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Para el nivel del terreno con la parte superior de la pared ($\alpha = 0$):

$$k_A = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^3 \beta \left(1 + \frac{\text{sen } \varphi}{\cos \beta} \right)^2}$$

Si además, la parte posterior de la pared es vertical ($\beta = 0$), se obtiene la ecuación:

$$k_A = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

Coulomb dedujo la equivalencia trigonométrica:

$$k_A = \tan^2(45 - \varphi / 2)$$

Coulomb al estudiar el empuje pasivo de la tierra E_P , partiendo de la teoría de cuña obtuvo:

$$E_P = \frac{k_P \gamma_S h^2}{2}$$

De donde:

$$k_P = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^3 \beta \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen } \varphi \text{sen}(\varphi + \alpha)}{\cos \beta \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Cuando el terreno es horizontal ($\alpha = 0$):

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^3 \beta \left(1 - \frac{\text{sen } \varphi}{\cos \beta}\right)^2}$$

Si además, la cara posterior del muro es vertical, ($\beta = 0$):

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} = \tan^2(45 + \varphi / 2) = 1 / k_A$$

1.2 Estudio de suelos

El suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y, de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

Los términos principales que se usan para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener, por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto. A la mezcla se le da el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en su comportamiento, y los otros componentes se usan como adjetivos.

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en cohesivos y no cohesivos. Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

Los estudios del suelo es uno de los principales factores para comenzar a desarrollar cualquier tipo de construcción; la misma depende de la capacidad de carga del suelo que se va a ocupar, de sus características mecánicas y del tipo de proyecto a realizar. Este estudio, previo al proyecto y a la construcción, es necesario para saber qué sistema y procedimiento de construcción se va a seguir. Se hará la exploración del suelo en toda el área a ocupar por la cimentación o que la afecte directa o indirectamente y, en toda la profundidad a que llegará la influencia de dicho elemento sustentante.

Para lograr obtener los datos definitivos sobre las características de los suelos, es necesario un estudio de laboratorio, pero para llegar a estos resultados, y que los mismos sean dignos de crédito, es preciso obtener, en forma adecuada, las muestras de suelo, para realizar las pruebas correspondientes. Como resultado de lo anterior, se liga estrechamente el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas de laboratorio.

1.2.1 Propiedades de los suelos

Para determinar las propiedades de un suelo, en laboratorio, es preciso contar con muestras representativas. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier análisis de la muestra sólo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede, de ahí la imperiosa necesidad de que el muestreo sea efectuado por personal técnico. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es de fundamental importancia para su estudio, pues mediante su debida interpretación se puede predecir el comportamiento de un terreno bajo el efecto de cargas. Igualmente, cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad. Entre estas características se encuentran: peso volumétrico, densidad, granulometría, plasticidad, absorción, resistencia, permeabilidad, compresibilidad, etc.

1.2.2 Ensayo de suelos

Existen dos tipos de ensayos de suelos: a) ensayos *in situ* y b) ensayos en laboratorio.

Los ensayos *in situ*: regularmente este tipo de ensayo se elabora debido a las inconveniencias que se crean al efectuar los ensayos de laboratorio. Los ensayos *in situ* se pueden clasificar de dos maneras. La primera, es el reconocimiento del tipo de suelo con base en la experiencia, por métodos puramente prácticos, sin utilización de ningún tipo de herramienta ni aparatos sofisticados, esto es por simple inspección visual y examen al tacto. Es importante señalar que este tipo de ensayos no proporciona datos muy confiables de las características reales del suelo, aunque frecuentemente se deben tomar serias decisiones basadas únicamente en este tipo de reconocimiento. La segunda manera de realizar los ensayos *in situ* es auxiliándose de aparatos y equipos especiales, con este tipo de ensayos se podrán determinar las características del suelo, los más usuales son los penetómetros y el método de penetración estándar, el inconveniente principal de estos ensayos es su costo.

Los ensayos de laboratorio de suelos son de gran importancia para llevar a cabo cualquier tipo de construcción, ya que dichos ensayos dan a conocer las características más importantes del suelo sobre el cual se apoyará la estructura.

Los ensayos de laboratorio de suelos, se dividen en dos tipos: a) pruebas de laboratorio de suelos y, b) pruebas de laboratorio de cimentaciones.

En las pruebas de laboratorio de suelos, se determinan las características físicas y propiedades mecánicas del suelo, así como su clasificación por medio de los diferentes sistemas. Los más usados son: a) Sistema de Clasificación Unificado (SCU) y b) Administración de Carreteras Estatales (PRA).

En las pruebas de laboratorio de cimentaciones, la resistencia al esfuerzo de corte es la que constituye el punto fundamental de la mecánica de suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande y, b) por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas puede determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta.

Cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio que sirvan para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos, se podría emplear los valores siguientes (aproximados): el limo un $\phi = 20^\circ$; la arena

húmeda presenta un $\varphi = 10^\circ$ a 15° ; si la arena esta seca su φ es de 30° a 34° ; la grava y la arena cementadas presentan, húmedas, un φ de 34° , con una cohesión de $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$.

1.3 Tipos de muros de contención

Un muro de contención es una estructura diseñada con el propósito de resistir las presiones laterales producidas por el volumen de material retenido, el cual puede ser tierra, arena o cualquier otro.

El procedimiento a seguir en el proyecto de muros de contención consiste en: a) selección tentativa de las dimensiones del muro y, b) análisis de la estabilidad del mismo, frente a las fuerzas que lo solicitan.

En el caso de que el análisis indique que la estructura no es satisfactoria, se alteran sus dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a que se encuentra sometida.

Para llevar a cabo el análisis es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación, tales como el empuje de tierra, sobrecargas, peso propio del muro y peso de la tierra; luego se investiga su estabilidad con respecto a:

- Volteo
- Deslizamiento
- Presiones sobre el terreno
- Resistencia como estructura.

Conforme la tecnología avanza, se han fabricado muros de contención de todo tipo, sin embargo, la decisión sobre qué tipo de muro a emplear, se basa en los siguientes factores:

- Material disponible
- Aspecto exterior
- Espacio libre requerido
- Fuerzas que actúan
- Costo

Entre los materiales con que se puede fabricar un muro de contención están: piedra, concreto ciclópeo, concreto armado, mampostería, geotextiles, tierra armada, bloques prefabricados de concreto, etc.

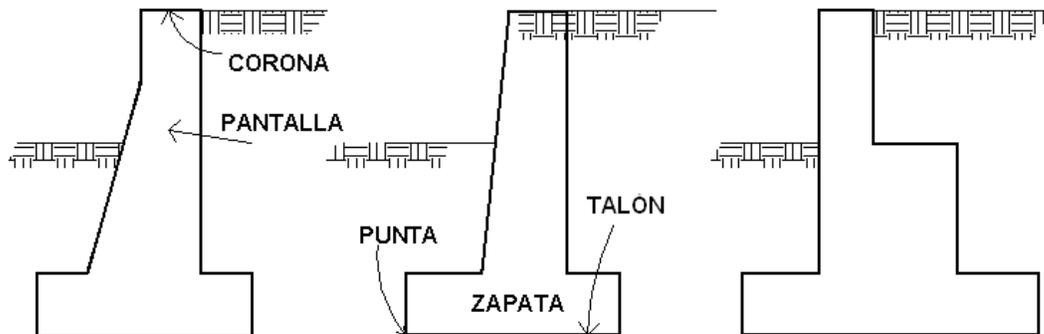
Atendiendo a los factores mencionados anteriormente, los muros de contención se pueden dividir básicamente en los siguientes: muro de gravedad, muro en voladizo, muro con contrafuertes.

1.3.1 Muro de gravedad

Es un muro que se fabrica generalmente de concreto simple, es decir, de concreto ciclópeo, concreto pobre sin refuerzo de acero, o de piedra, como en el caso de los gaviones; esto es, porque su resistencia a la fuerza de empuje se deberá principalmente a su propio peso; así, su volumen es relativamente grande. El muro de gravedad de concreto tiene la ventaja de que, por no llevar refuerzo, es muy fácil de trabajar, sin embargo, la gran cantidad de material a utilizar es una desventaja que lo hace antieconómico frente a los otros tipos de muros, cuando alcanza alturas de más de 3 metros.

En cuanto a su sección transversal, estos muros pueden ser de diferentes formas, siendo los más comunes los que se muestran en la figura 7.

Figura 7. Muros de gravedad



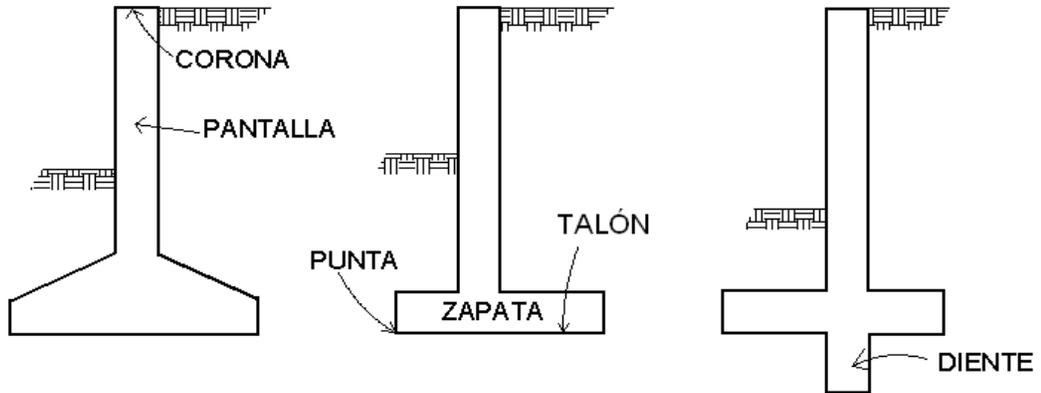
1.3.2 Muro en voladizo

Son aquellos que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. Estos muros son construidos de concreto armado, utiliza el peso de la tierra para resistir la tendencia al volteo que se presente en el borde exterior.

Se emplea para alturas que van desde los 3 hasta los 7 metros. Requiere una fabricación cuidadosa del refuerzo de acero y de los moldes; y la supervisión debe ser rigurosa para obtener un concreto uniforme. Se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante, y horizontalmente para evitar las grietas.

Los muros en voladizo, en cuanto a su forma, pueden ser de diferentes tipos, siendo los más comunes los que se muestran en la figura 8.

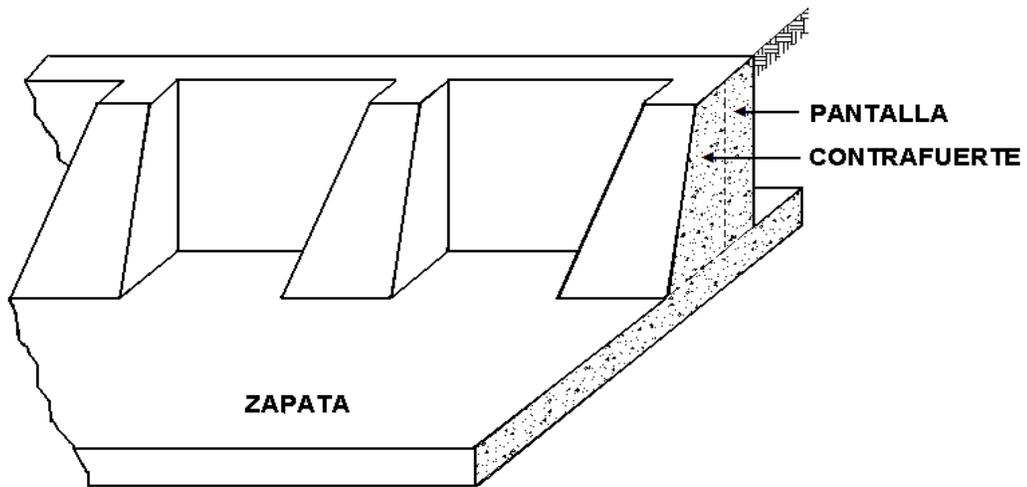
Figura 8. Muros en voladizo



1.3.3 Muro con contrafuertes

En los muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores, como se muestra en la figura 9.

Figura 9. Muros con contrafuertes exteriores



El contrafuerte es un elemento de unión entre la pared vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que pueda tener la pantalla debido al empuje de las tierras.

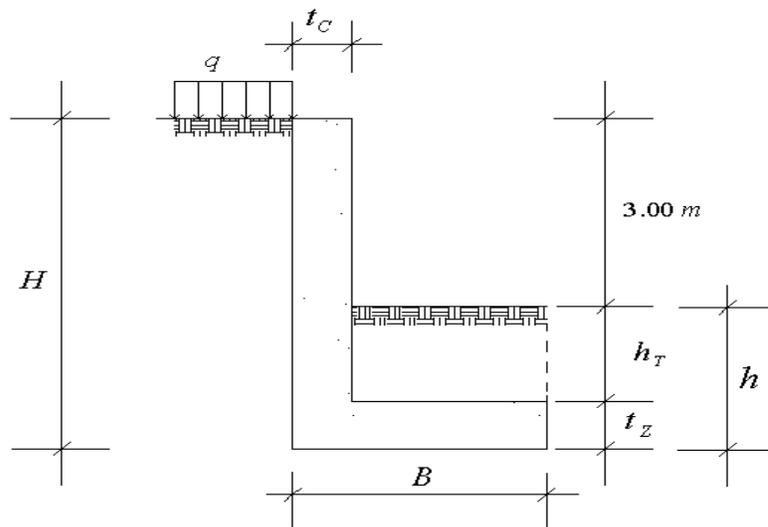
Generalmente, no se toma en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro, y se proyecta como si fuera una losa continua apoyada en los contrafuertes. Con el fin de no reducir el espacio útil en frente del muro, los contrafuertes se colocan en la parte posterior, es decir, por dentro; esto aumenta el costo del muro, pues los contrafuertes trabajan a tensión y requieren gran cantidad de refuerzo.

1. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO

2.1 Parámetros y especificaciones del diseño

Para el diseño del muro de contención de concreto reforzado se estudia el tipo voladizo, sin talón, por la colindancia del terreno, el cual servirá para estabilizar un talud de 3.00 metros de altura y soportar una sobrecarga $q = 1,464 \text{ kg/m}^2$ (300 lb/pie²), un peso específico de suelo $\gamma_s = 1,600 \text{ kg/m}^3$ (100 lb/pie³), con un ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$, el valor soporte del suelo es $V_{ss} = 17,000 \text{ kg/m}^2$ (3,500 lb/pie²) y un peso específico de concreto reforzado $\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$ (150 lb/pie³), con un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3,000 lb/pul²) y $f_y = 2,812 \text{ kg/cm}^2$ (40,000 lb/pul²) como se muestra en la figura 10.

Figura 10. Muro de contención de concreto reforzado



Donde:

H = Altura de muro

t_C = Espesor de corona

t_Z = Espesor de zapata

h = Profundidad hasta la base de la zapata

h_T = Altura de tierra

B = Ancho de zapata

El procedimiento de diseño de muro de contención en voladizo es:

- Dimensionamiento
- Chequeo de estabilidad contra volteo
- Chequeo de estabilidad contra deslizamiento
- Chequeo de estabilidad contra valor soporte
- Diseño del armado de refuerzo de acero.

2.1.1 Dimensionamiento

Es la parte inicial del diseño, consiste en estimar las dimensiones del muro dada su altura H . Con base en los mismos, se realizan los análisis y chequeos del muro. Hay que tomar en cuenta que estas dimensiones no son las definitivas, pero su utilización lleva a realizar con más rapidez los cálculos.

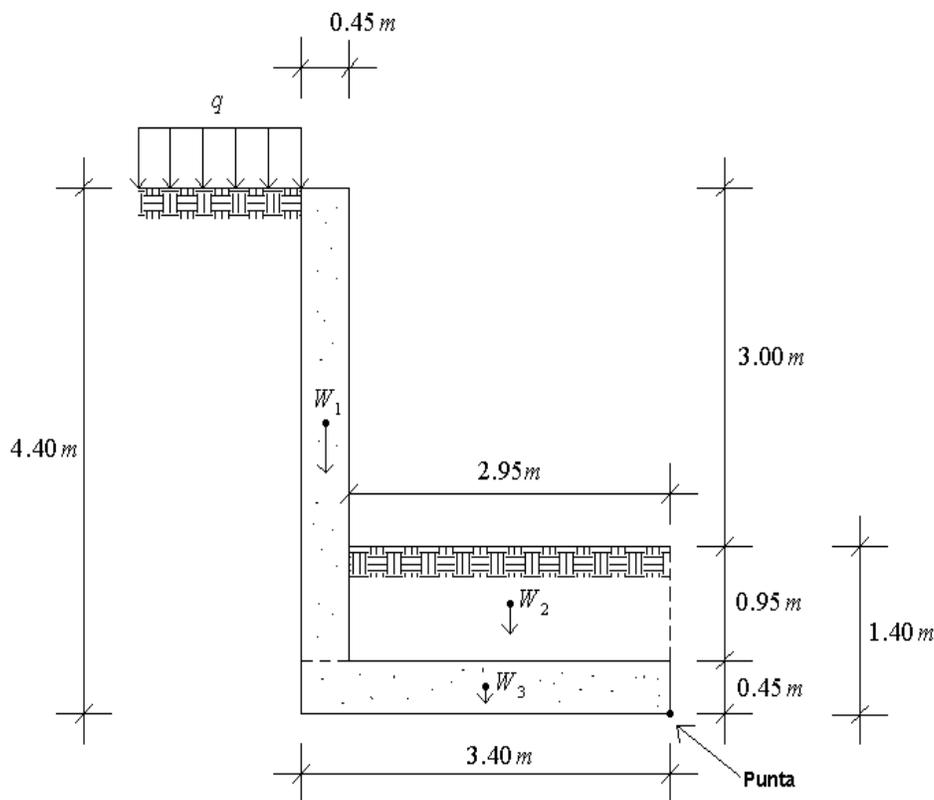
El dimensionamiento para un muro en voladizo es el siguiente:

- Establecer el ancho del muro en su parte superior t_C , este puede ser entre 10% y 12% de la altura de muro H . El espesor mínimo en la parte superior es de 0.20 m.

- Establecer una profundidad h hasta la base de la zapata del 20% de la altura del talud a contener, de preferencia que no sea menor que 0.60 m.
- Establecer el ancho de la zapata del muro B , que puede considerarse entre 40% y 70% de la altura de muro H y un espesor de zapata t_z entre 10% y 12% de la altura de muro, se usan espesores mínimos entre 0.20 y 0.30 m.

Usando los parámetros anteriores y utilizando las dimensiones óptimas para los chequeos del muro, el dimensionamiento es el siguiente:

Figura 11. Dimensionamiento de muro de contención de concreto reforzado



2.2 Chequeo por volteo, deslizamiento y valor soporte

2.2.1 Chequeo de estabilidad contra volteo

Todo muro debido al empuje activo E_A tiende a volcar, este vuelco es producido por la componente horizontal del empuje activo, que ocasiona un momento de vuelco. No se consideran los empujes pasivos E_p , puesto que, aunque existan, tienden a dar seguridad al muro, por ser de acción opuesto al empuje activo. Así como la componente vertical del empuje W_T , tiende a equilibrar el efecto del momento de volteo.

El factor de seguridad de volteo se obtiene cuando los momentos resistentes, tomados respecto a la punta de la zapata, son divididos por los momentos de volteo. Para que el muro se considere que no voltea, el factor de seguridad debe ser igual o mayor que 2.

$$FS_v = \frac{\sum MR}{\sum MV} \geq 2$$

Donde:

$\sum MR$ = Sumatoria de los momentos resistentes

$\sum MV$ = Sumatoria de los momentos de volteo

Cuando resulte un número menor, hay que tomar medidas contra ello pudiéndose hacer un muro más grueso y por lo tanto de más peso o, cambiando la forma para que el centro de gravedad se desplace, con lo que se logra un aumento del factor de seguridad.

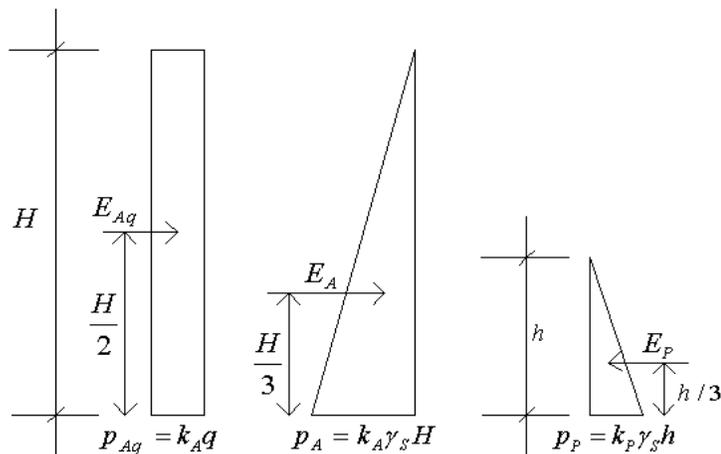
Para calcular los momentos resistentes se hace un cuadro para un metro lineal de muro, como se muestra en la tabla I.

Tabla I. Momentos resistentes tomados respecto a la punta de muro de contención de concreto reforzado

| Fuerza | Peso (kg) | Brazo (m) | Momento (kg-m) |
|--------|--|-----------|-------------------------|
| W_1 | $0.45 \cdot 3.95 \cdot 2,400 = 4,266.00$ | 3.18 | 13,565.88 |
| W_2 | $0.45 \cdot 3.40 \cdot 2,400 = 3,672.00$ | 1.70 | 6,242.40 |
| W_3 | $2.95 \cdot 0.95 \cdot 1,600 = 4,484.00$ | 1.48 | 6,636.32 |
| Total | $W_T = 12,422.00$ | | $\Sigma MR = 26,444.60$ |

Para calcular los momentos de volteo, es necesario determinar las fuerzas actuantes (ΣFA) sobre el muro, como se muestra en la figura 12.

Figura 12. Diagrama de fuerzas actuantes sobre muro de concreto reforzado



Donde:

E_{Aq} = Empuje activo de sobrecarga

p_{Aq} = Presión activa de sobrecarga

Una vez determinadas las fuerzas actuantes, se procede al cálculo de los momentos de volteo.

- Se calcula el empuje activo E_A

$E_A = (k_A \gamma_s H^2) / 2$ y se calcula el coeficiente de presión activa por medio de la fórmula de Rankine, dado que $\alpha = 0$, entonces:

$$k_A = (1 - \text{sen } \varphi) / (1 + \text{sen } \varphi) = (1 - \text{sen } 30^\circ) / (1 + \text{sen } 30^\circ) = 1/3$$

$$E_A = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (4.40 \text{ m})^2 / 2 = 5,162.67 \text{ kg}$$

$$E_{Aq} = p_{Aq} * H = k_A q H = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 4.40 \text{ m} = 2,147.20 \text{ kg}$$

Luego, para calcular los momentos de volteo, se hace el siguiente cuadro:

Tabla II. Momentos de volteo de muro de concreto reforzado

| FA | Peso (kg) | Brazo (m) | Momento (kg-m) |
|----------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| E_A | 5,162.67 | $H/3=4.40/3 = 1.47$ | 7,589.12 |
| E_{Aq} | 2,147.20 | $H/2=4.40/2 = 2.20$ | 4,723.84 |
| Total | $\Sigma FA = 7,309.87$ | | $\Sigma MV = 12,312.96$ |

- Haciendo el chequeo de estabilidad contra volteo

$$FS_v = \Sigma MR / \Sigma MV = 26,444.60 \text{ kg-m} / 12,312.96 \text{ kg-m} = 2.15 \geq 2$$

Por lo tanto, sí chequea contra volteo.

2.2.2 Chequeo de estabilidad contra deslizamiento

El muro regularmente tiende a deslizarse por efecto del empuje, lo cual hace que el muro no se deslice es el rozamiento que se produce entre muro y tierra; de ahí que convenga que la superficie de cimentación del muro sea lo más rugosa posible para lograr mayor adherencia.

Dicho deslizamiento está representado por una relación de seguridad, la cual viene definida por la expresión entre los empujes horizontales y verticales. El factor de seguridad contra el deslizamiento se obtiene cuando las fuerzas resistentes se dividen dentro de las fuerzas actuantes, considerando como mínimo un factor de seguridad al deslizamiento de 1.5.

$$FS_D = \frac{\Sigma FR}{\Sigma FA} \geq 1.5$$

Donde:

ΣFR = Sumatoria de fuerzas resistentes

ΣFA = Sumatoria de fuerzas actuantes

Donde: ΣFR es igual a:

$$\Sigma FR = E_p + F_F$$

Donde:

E_p = Empuje pasivo

F_F = Fuerza de fricción

Donde: F_F es igual a:

$$F_F = 0.9 \tan \phi W_T$$

Donde:

$0.9 \tan \varphi$ = Coeficiente de fricción de deslizamiento

W_T = Carga vertical total

En caso de falla por deslizamiento, este se puede evitar construyendo un diente o bien construyendo la base con dientes de sierra, o empleando ambas cosas.

Como ya se conocen las fuerzas actuantes, toca ahora calcular el empuje pasivo E_P y la fuerza de fricción F_F , que componen la sumatoria de fuerzas resistentes.

$E_P = k_P \gamma_s h^2 / 2$, donde por Rankine, dado que $\alpha = 0$, entonces:

$$k_P = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) = (1 + \sin 30^\circ) / (1 - \sin 30^\circ) = 3$$

$$E_P = 3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (1.40 \text{ m})^2 / 2 = 4,704.00 \text{ kg}$$

$$F_F = 0.9 \tan \varphi * W_T = 0.9 \tan 30^\circ * 12,422 \text{ kg} = 6,454.66 \text{ kg}$$

$$\Sigma FR = E_P + F_F = 4,704.00 + 6,454.66 = 11,158.66 \text{ kg}$$

- Haciendo el chequeo contra deslizamiento

$$FS_D = \Sigma FR / \Sigma FA = 11,158.66 \text{ kg} / 7,309.87 \text{ kg} = 1.53 \geq 1.5$$

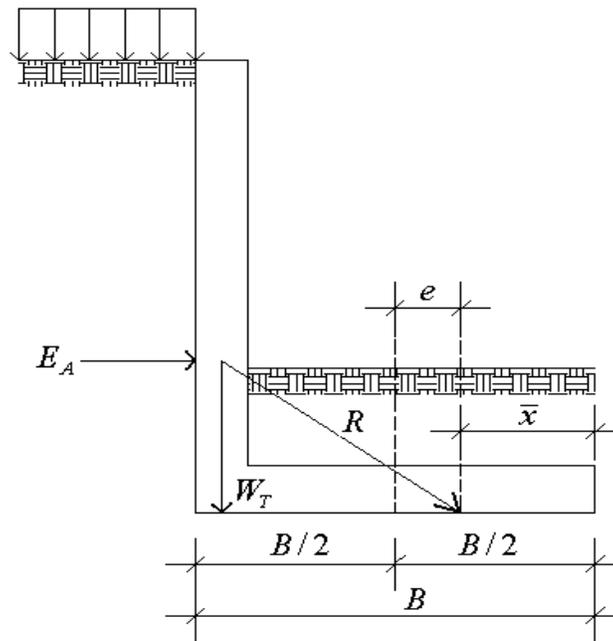
Por lo tanto sí chequea por deslizamiento.

2.2.3 Chequeo de estabilidad contra valor soporte

Debido a las fuerzas laterales, la resultante R de la fuerza horizontal E_A y vertical W_T , interseca al suelo bajo la zapata, como si fuera una carga excéntrica, causando una mayor presión en la punta de la zapata. Esta presión

en la punta debe ser menor que el valor soporte del suelo V_{SS} . Es conveniente que la fuerza resultante caiga dentro del tercio medio del ancho de la zapata B , o sea, dentro de su núcleo central, como se muestra en la figura 13.

Figura 13. Fuerza resultante R



Si la fuerza resultante R intersecta al suelo dentro del tercio medio de la zapata, la presión de suelo puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$q_m = \frac{W_T}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Donde:

q_m = Carga de asentamiento

W_T = Carga vertical total

B = Ancho de zapata

L = Longitud de zapata

e = Excentricidad

Donde la excentricidad es igual a:

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}, \quad \text{donde } e < \frac{B}{6}$$

Donde \bar{x} es igual a:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma MR - \Sigma MV}{W_T}$$

Si la fuerza resultante R cae fuera del tercio central de la zapata, la expresión anterior deja de ser aplicable, porque se tiene entonces un esfuerzo de tensión sobre una parte de la zapata que el suelo no puede suministrar. Entonces las presiones pueden determinarse como:

$$q_m = \frac{2W_T}{3(B/2 - e)}$$

La presión del suelo se extenderá sobre la distancia de $3\bar{x}$.

- Calculando la excentricidad de la resultante

$$\bar{x} = \Sigma MR - \Sigma MV / W_T = 26,444.60 \text{ kg-m} - 12,312.96 \text{ kg-m} / 12,422.00 \text{ kg}$$

$$\bar{x} = 1.14 \text{ m.}$$

Luego, $e = B/2 - \bar{x} = 3.40 \text{ m} / 2 - 1.14 \text{ m} = 0.56 \text{ m} < 0.57 \text{ m}$ donde 0.57 m es $B/6$, por lo tanto todo el suelo es reactivo. Calculando la carga de asentamiento, se tiene:

$$q_m = W_T / BL (1 \pm 6e/B)$$

$$q_m (+) = 12,422.00 \text{ kg} / 3.40 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * (1 + (6 * 0.56 \text{ m} / 3.40 \text{ m}))$$

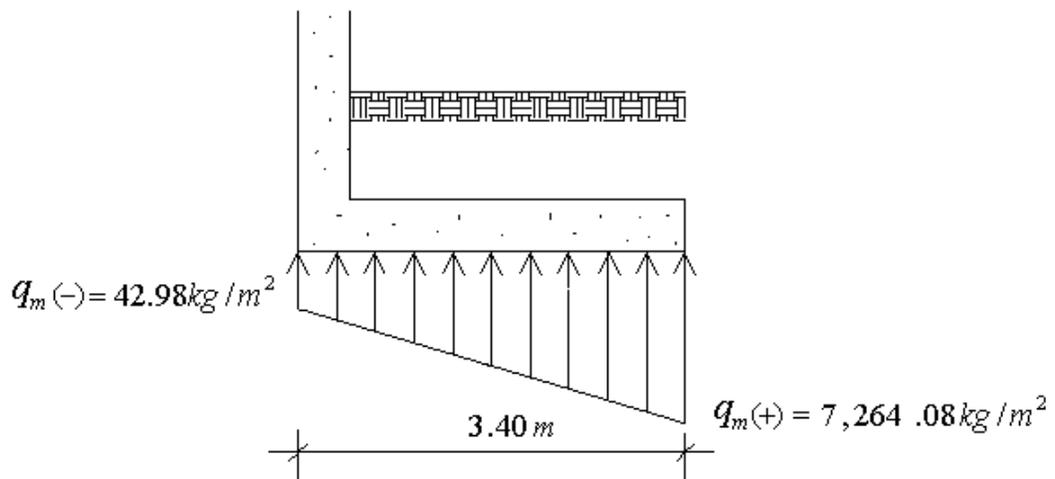
$$q_m (+) = 7,264.08 \text{ kg/m}^2$$

$$q_m (-) = 12,422.00 \text{ kg}/3.40\text{m} \cdot 1.00\text{m} \cdot (1 - (6 \cdot 0.56\text{m}/3.40\text{m}))$$

$$q_m (-) = 42.98 \text{ kg/m}^2$$

Como $7,264.08 \text{ kg/m}^2$ y 42.98 kg/m^2 son $< 17,000 \text{ kg/m}^2$ (V_{ss}). Por lo tanto sí chequea contra valor soporte. Las presiones que el suelo transmite al muro se muestran en la figura 14.

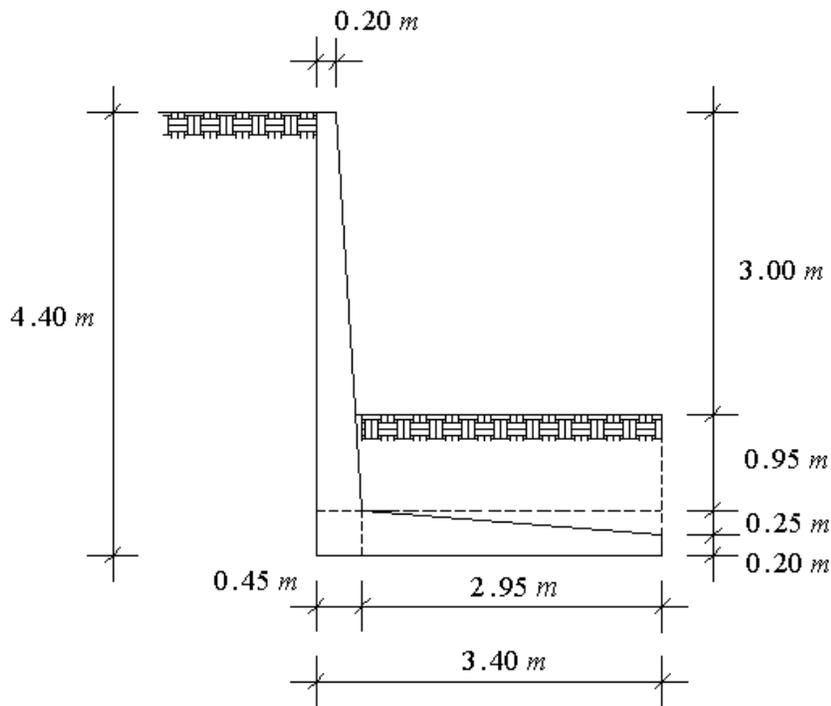
Figura 14. Diagrama de presiones de suelo de muro de contención de concreto reforzado



2.3 Diseño del armado de refuerzo de acero

Dado que se desea obtener un diseño económico, se colocará un t_c de 0.20 m en la parte superior y en la parte inferior de 0.45 m, esto para reducir el área de acero y de concreto a utilizar. Del mismo modo en la zapata, como se muestra en la figura 15.

Figura 15. Dimensionamiento óptimo de muro de contención de concreto reforzado



Las especificaciones necesarias para los muros de contención de concreto reforzado es el comportamiento de sus elementos a flexión, por lo cual se diseña el acero de manera que resista el momento actuante. Es necesario realizar un análisis detallado de las cargas que actúan en ellos, luego se determina el momento actuante y por último se realiza el diseño del acero.

Puesto que los empujes laterales se consideran como cargas vivas, se usará un factor de carga de 1.7 y el incremento de un 10% por sismo en las fuerzas actuantes.

Las especificaciones para los muros de contención de concreto reforzado se pueden resumir de la siguiente manera:

- Área de acero requerida para resistir el momento actuante (cm²)

$$A_{Sreq} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \right)$$

Donde:

f_y = Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm²)

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

M_u = Momento actuante último (kg-m)

d = Peralte efectivo (cm)

b = Ancho unitario (cm)

- Área de acero mínimo (cm²)

$$A_{Smin} = \rho_{min} bd = \frac{14.1}{f_y} bd \quad (\text{ACI 318-05 CAP 10.5.1})$$

Donde:

ρ_{min} = Porcentaje de acero mínimo

- Área de acero máximo (cm²)

$$A_{Smax} = \rho_{max} bd = 0.5 \rho_b bd = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{f_y (f_y + 6,090)} \right] bd$$

Donde:

ρ_{max} = Porcentaje de acero máximo

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b \quad (\text{zona sísmica})$$

ρ_b = Porcentaje de acero balanceado

β_1 = 0.85 si $f'c \leq 280$ kg/cm²

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínimo y menor que el área de acero máximo.

$$A_{S \min} \leq A_S \leq A_{S \max}$$

- Área de acero mínimo por temperatura (cm²)

$$A_{S_{temp}} = 0.0025bt \text{ (ACI 318-05 CAP 14.3.3)}$$

Donde:

t = Espesor de losa (cm)

b = Ancho unitario (cm)

- Fuerza resistente al cortante del concreto (kg)

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} b d \text{ (ACI 318-05 CAP 11.3.1.1)}$$

$$\phi V_C \geq V_u \text{ (ACI 318-05 CAP 9.1.1)}$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante actuante última

$$V_u = 1.7V$$

V = Fuerza cortante actuante

- Momento resistente nominal a flexión (kg-m)

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_S * f_y * d - \frac{A_S^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ (ACI 318-05 CAP 9.1.1)}$$

Donde:

M_u = Momento actuante último

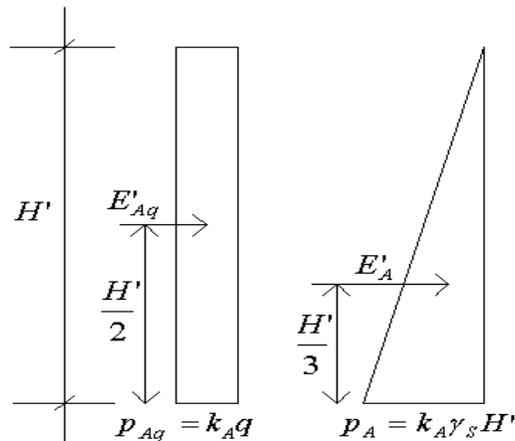
$$M_u = 1.7M$$

M = Momento actuante

2.3.1 Diseño del refuerzo de la pantalla

La pantalla se calcula como una ménsula empotrada a la zapata. Es necesario calcular las fuerzas que actúan en el muro para la altura de la pantalla, como se muestra en la figura 16.

Figura 16. Diagrama de fuerzas que actúan en la pantalla de muro de contención de concreto reforzado



Donde:

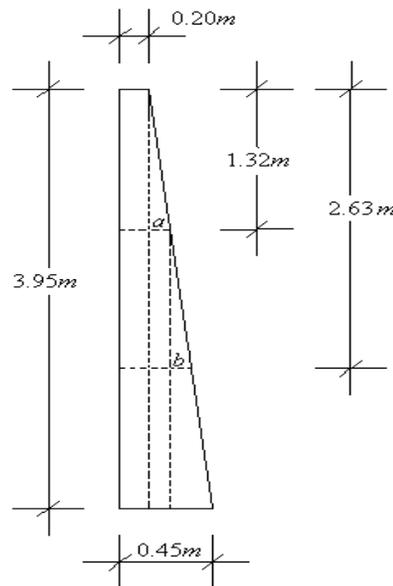
H' = Altura de la pantalla de muro

E'_{Aq} = Empuje activo de sobrecarga a la altura de la pantalla de muro

E'_A = Empuje activo a la altura de la pantalla de muro

Los momentos actuantes se calculan a cada tercio de la altura de la pantalla del muro H' , para luego hacer el cálculo de las áreas de acero, como se muestra en la figura 17.

Figura 17. Pantalla de muro de contención de concreto reforzado



Por relación de triángulos $a = 0.08$ m y $b = 0.09$ m

Analizando $H' = 1.32$ m

- Se calculan las fuerzas actuantes

$$E'_A = (k_A \gamma_S H'^2) / 2 = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (1.32 \text{ m})^2 / 2 = 464.64 \text{ kg}$$

$$E'_{Aq} = k_{Aq} H' = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 1.32 \text{ m} = 644.16 \text{ kg}$$

- Se calcula el cortante último

$$V = E'_A + E'_{Aq} = 464.64 \text{ kg} + 644.16 \text{ kg} = 1,108.80 \text{ kg}$$

Agregando los factores de carga 1.7 y por sismo 1.10:

$$V_u = 1.7 * 1.10 * (V) = 1.7 * 1.10 * (1,108.80 \text{ kg}) = 2,072.11 \text{ kg}$$

- Se hace el chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta/2$$

Donde:

t = Espesor de losa (cm)

θ = Diámetro de varilla de acero (cm)

r = Recubrimiento de concreto al refuerzo (cm)

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 28 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm}/2 = 19.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 19.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 12,762.95 \text{ kg} \geq V_u \text{ sí chequea por cortante.}$$

- Se calcula el momento actuante último

$$M = E'_A * H^3/3 + E'_{Aq} * H^3/2 = 464.64 \text{ kg} * 1.32 \text{ m}/3 + 644.16 \text{ kg} * 1.32 \text{ m}/2$$

$$M = 629.59 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1.7 * 1.10 * (M) = 1.7 * 1.10 * (629.59 \text{ kg-m}) = 1,177.33 \text{ kg-m.}$$

- Calculando el área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1/f_y * b * d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 19.55 \text{ cm} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{S_{req}} = \left[(100 * 19.55) - \sqrt{(100 * 19.55)^2 - \frac{1,177.33 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{f_y (f_y + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812 (2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 19.55 = 36.08 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 9.80 \text{ cm}^2$

- Se hace el chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'_c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[9.80 * 2,812 * 19.55 - \frac{9.80^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 4,657.31 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Calculando el área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Analizando $H' = 2.63 \text{ m}$

- Se calculan las fuerzas actuantes

$$E'_A = (k_A \gamma_S H'^2) / 2 = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (2.63 \text{ m})^2 / 2 = 1,844.51 \text{ kg}$$

$$E'_{Aq} = k_A q H' = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 2.63 \text{ m} = 1283.44 \text{ kg}$$

- Se calcula el cortante último

$$V = E'_A + E'_{Aq} = 1,844.51 \text{ kg} + 1,283.44 \text{ kg} = 3,127.95 \text{ kg}$$

Agregando los factores de carga 1.7 y por sismo 1.10:

$$V_u = 1.7 * 1.10 * (V) = 1.7 * 1.10 * (3127.95 \text{ kg}) = 5,849.27 \text{ kg}$$

- Se hace el chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta / 2$$

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 37 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm}/2 = 28.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 28.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 18,638.48 \text{ kg} \geq V_u \text{ si chequea por cortante.}$$

- Se calcula el momento actuante último

$$M = E'_A * H'/3 + E'_{Aq} * H'/2 = 1,844.51 \text{ kg} * 2.63 \text{ m}/3 + 1,283.44 \text{ kg} * 2.63 \text{ m}/2$$

$$M = 3,304.74 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1.7 * 1.10 * (M) = 1.7 * 1.10 * (3,304.74 \text{ kg-m}) = 6,179.86 \text{ kg-m.}$$

- Calculando el área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1/fy * b * d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 28.55 \text{ cm} = 14.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{fy} \right)$$

$$A_{S_{req}} = \left[(100 * 28.55) - \sqrt{(100 * 28.55)^2 - \frac{6,179.86 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{fy (fy + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812 (2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 28.55 = 52.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } A_s = 14.32 \text{ cm}^2$$

- Se hace el chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * fy * d - \frac{A_s^2 * fy^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[14.32 * 2,812 * 28.55 - \frac{14.32^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 9,938.04 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Calculando el área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 37 \text{ cm} = 9.25 \text{ cm}^2$$

Analizando $H' = 3.95 \text{ m}$

- Se calculan las fuerzas actuantes

$$E'_A = (k_A \gamma_S H'^2) / 2 = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (3.95 \text{ m})^2 / 2 = 4,160.67 \text{ kg}$$

$$E'_{Aq} = k_A q H' = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 3.95 \text{ m} = 1,927.60 \text{ kg}$$

- Se calcula el cortante último

$$V = E'_A + E'_{Aq} = 4,160.67 \text{ kg} + 1,927.60 \text{ kg} = 6,088.27 \text{ kg}$$

Agregando los factores de carga 1.7 y por sismo 1.10:

$$V_u = 1.7 * 1.10 * (V) = 1.7 * 1.10 * (6,088.27 \text{ kg}) = 11,385.06 \text{ kg}$$

- Se hace el chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta / 2$$

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 45 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm} / 2 = 36.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 36.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 23,861.17 \text{ kg} \geq V_u \text{ sí chequea por cortante.}$$

- Se calcula el momento actuante último

$$M = E'_A * H'/3 + E'_{Aq} * H'/2 = 4,160.67 \text{ kg} * 3.95 \text{ m}/3 + 1,927.60 \text{ kg} * 3.95 \text{ m}/2$$

$$M = 9,285.23 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1.7 * 1.10 * (M) = 1.7 * 1.10 * (9,285.23 \text{ kg-m}) = 17,363.38 \text{ kg-m.}$$

- Calculando el área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1/fy * b * d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 36.55 \text{ cm} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{fy} \right)$$

$$A_{S_{req}} = \left[(100 * 36.55) - \sqrt{(100 * 36.55)^2 - \frac{17,363.38 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 19.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{fy(fy + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812(2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 36.55 = 67.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } A_S = 19.60 \text{ cm}^2$$

- Se hace el chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_S * fy * d - \frac{A_S^2 * fy^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[19.60 * 2,812 * 36.55 - \frac{19.60^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 17364.34 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

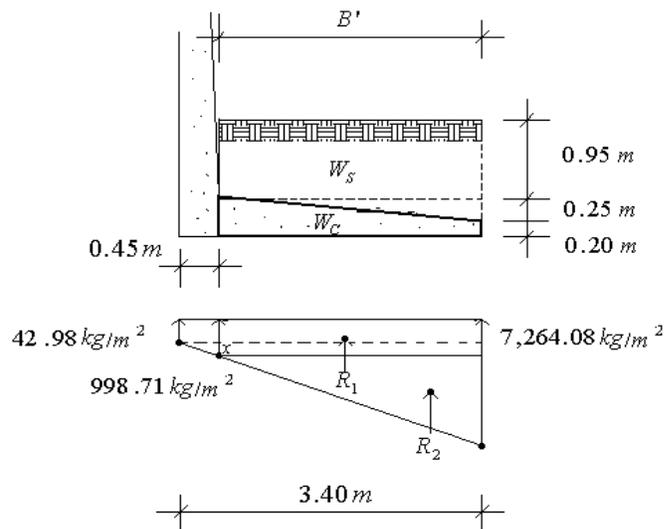
- Calculando el área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 11.25 \text{ cm}^2$$

2.3.2 Diseño del refuerzo de la zapata del muro

La zapata se calcula como una ménsula doblemente empotrada a la pantalla. El diagrama de presiones que se obtuvo en la figura 14 muestra las presiones que el muro transmite al suelo, es necesario calcular las fuerzas que actúan en la base de la zapata de muro B' , como se muestra el figura 18.

Figura 18. Fuerzas que actúan en la base de la zapata de muro de contención de concreto reforzado



Donde:

B' = Base de zapata de muro al rostro de la pared

W_s = Peso del suelo

W_c = Peso del concreto

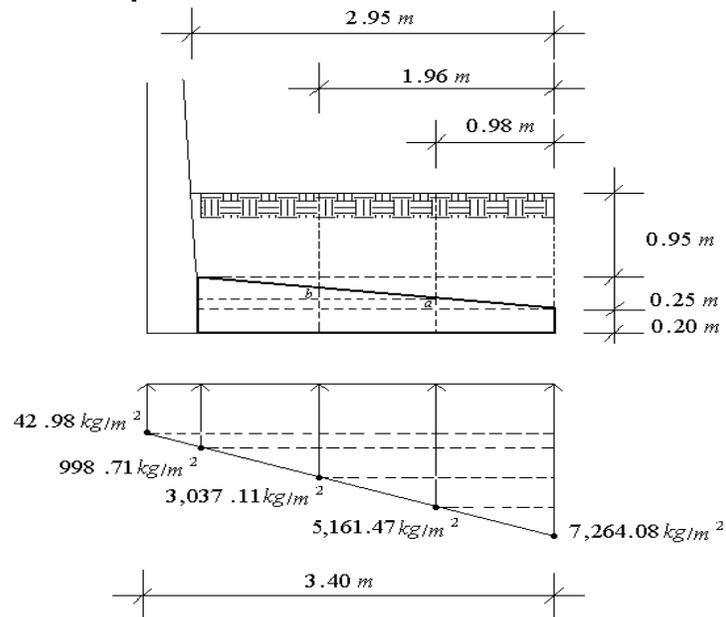
R_1 = Fuerza del suelo del diagrama rectangular

R_2 = Fuerza del suelo del diagrama triangular

La presión al rostro de la pared se obtiene por relación de triángulos:
 $3.4/(7,264.08-42.98) = 0.45/x$ entonces $x = 955.73 \text{ kg/m}^2$. La presión es de
 $955.73 \text{ kg/m}^2 + 42.98 \text{ kg/m}^2 = 998.71 \text{ kg/m}^2$.

En este caso, al igual que en la pantalla del muro, se analizan los momentos actuantes a cada tercio de la base de la zapata B' , para luego calcular las áreas de acero. También se calcularon las presiones a cada tercio de la base de la zapata, por relación de triángulos, como se muestra en la figura 19.

Figura 19. Zapata de muro de contención de concreto reforzado



Por relación de triángulos $a = 0.08 \text{ m}$ y $b = 0.09 \text{ m}$

Analizando para $B' = 0.98 \text{ m}$

- Se calculan los pesos y las fuerzas que actúan en la zapata del muro

$$W_s = 1,600 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.98 \text{ m} \cdot 0.95 \text{ m} + 1,600 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.98 \text{ m} \cdot (0.25 + 0.17) \text{ m}$$

$$W_s = 1,818.88 \text{ kg}$$

$$W_C = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 0.98 \text{ m} * (0.20 + 0.28) \text{ m} = 564.48 \text{ kg}$$

$$R_1 = 5,161.47 \text{ kg/m}^2 * 0.98 \text{ m} = 5,058.24 \text{ kg}$$

$$R_2 = (7,264.08 \text{ kg/m}^2 - 5,161.47 \text{ kg/m}^2) * 0.98 \text{ m} / 2 = 1,030.28 \text{ kg}$$

- Se hace ahora el chequeo por corte

$$V = R_1 + R_2 - W_S - W_C$$

$$V = 5,058.24 \text{ kg} + 1,030.28 \text{ kg} - 1,818.88 \text{ kg} - 564.48 \text{ kg} = 3,705.16 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.7 * (V) = 1.7 * (3,705.16 \text{ kg}) = 6,298.77 \text{ kg}$$

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta / 2$$

Donde:

t = Espesor de losa (cm)

θ = Diámetro de varilla de acero (cm)

r = Recubrimiento de concreto al refuerzo (cm)

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 28 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm} / 2 = 19.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 19.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_C = 12,762.95 \text{ kg} \geq V_u \text{ sí chequea por cortante.}$$

- Se hace ahora el chequeo por flexión

$$M = R_1 * 0.98 \text{ m} / 2 + R_2 * 2 * 0.98 \text{ m} / 3 - W_S * 0.98 \text{ m} / 2 - W_C * 0.98 \text{ m} / 2$$

$$M = 2,478.54 \text{ kg-m} + 673.12 \text{ kg-m} - 891.25 \text{ kg-m} - 276.60 \text{ kg-m}$$

$$M = 1,983.81 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.7 * (M) = 1.7 * (1,983.81 \text{ kg-m}) = 3,372.48 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1/f_y * b * d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 19.55 \text{ cm} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{S_{req}} = \left[(100 * 19.55) - \sqrt{(100 * 19.55)^2 - \frac{3,372.48 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{f_y (f_y + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812 (2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 19.55 = 36.08 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 9.80 \text{ cm}^2$

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[9.80 * 2,812 * 19.55 - \frac{9.80^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 4,657.31 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{S_{temp}} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Analizando para $B' = 1.96 \text{ m}$

- Se calculan los pesos y las fuerzas que actúan en la zapata del muro

$$W_s = 1,600 \text{ kg/m}^3 * 1.96 \text{ m} * 0.95 \text{ m} + 1,600 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 1.96 \text{ m} * (0.25 + 0.08) \text{ m}$$

$$W_s = 3,496.64 \text{ kg}$$

$$W_C = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 1.96 \text{ m} * (0.20 + 0.37) \text{ m} = 1,340.64 \text{ kg}$$

$$R_1 = 3,080.09 \text{ kg/m}^2 * 1.96 \text{ m} = 6,036.98 \text{ kg}$$

$$R_2 = (7,264.08 \text{ kg/m}^2 - 3,080.09 \text{ kg/m}^2) * 1.96 \text{ m} / 2 = 4,100.31 \text{ kg}$$

- Se hace ahora el chequeo por corte

$$V = R_1 + R_2 - W_S - W_C$$

$$V = 6,036.98 \text{ kg} + 4,100.31 \text{ kg} - 3,496.64 \text{ kg} - 1,340.64 \text{ kg} = 5,300.01 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.7 * (V) = 1.7 * (5,300.01 \text{ kg}) = 9,010.02 \text{ kg}$$

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta / 2$$

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 37 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm} / 2 = 28.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 28.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_C = 18,638.48 \text{ kg} \geq V_u \text{ si chequea por cortante.}$$

- Se hace ahora el chequeo por flexión

$$M = R_1 * 1.96 \text{ m} / 2 + R_2 * 2 * 1.96 \text{ m} / 3 - W_S * 1.96 \text{ m} / 2 - W_C * 1.96 \text{ m} / 2$$

$$M = 5,916.24 \text{ kg-m} + 5,357.74 \text{ kg-m} - 3,426.71 \text{ kg-m} - 1,313.83 \text{ kg-m}$$

$$M = 6,533.44 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.7 * (M) = 1.7 * (6,533.44 \text{ kg-m}) = 11,106.85 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1 / f_y * b * d = 14.1 / 2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 28.55 \text{ cm} = 14.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[(100 * 28.55) - \sqrt{(100 * 28.55)^2 - \frac{11,106.85 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 16.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{f_y(f_y + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812(2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 28.55 = 52.69 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 16.09 \text{ cm}^2$

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[16.09 * 2,812 * 28.55 - \frac{16.09^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 11,109.64 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{S_{temp}} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 37 \text{ cm} = 9.25 \text{ cm}^2$$

Analizando para $B' = 2.95 \text{ m}$

- Se calculan los pesos y las fuerzas que actúan en la zapata del muro

$$W_s = 1,600 \text{ kg/m}^3 * 2.95 \text{ m} * 0.95 \text{ m} + 1,600 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 2.95 \text{ m} * 0.25 \text{ m}$$

$$W_s = 5,074.00 \text{ kg}$$

$$W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 2.95 \text{ m} * 0.20 \text{ m} + 2400 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 2.95 \text{ m} * 0.25 \text{ m}$$

$$W_c = 2,301.00 \text{ kg}$$

$$R_1 = 998.71 \text{ kg/m}^2 * 2.95 \text{ m} = 2,946.19 \text{ kg}$$

$$R_2 = (7,264.08 \text{ kg/m}^2 - 998.71 \text{ kg/m}^2) * 2.95 \text{ m} / 2 = 9,241.42 \text{ kg}$$

- Se hace ahora el chequeo por corte

$$V = R_1 + R_2 - W_s - W_c$$

$$V = 2,946.19 \text{ kg} + 9,241.42 \text{ kg} - 5,074.00 \text{ kg} - 2,301.00 \text{ kg} = 4,812.61 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.7*(V) = 1.7*(4,812.61 \text{ kg}) = 8,181.44 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85*0.53*\sqrt{f'_c}*b*d, \text{ donde } d = t - r - \theta/2$$

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 45 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm}/2 = 36.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85*0.53*\sqrt{f'_c}*b*d = 0.85*0.53*\sqrt{210} \text{ kg/cm}^2*100 \text{ cm}*36.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 23,861.17 \text{ kg} \geq V_u \text{ si chequea por cortante.}$$

- Se hace ahora el chequeo por flexión

$$M = R_1*2.95 \text{ m}/2 + R_2*2*2.95 \text{ m}/3 - W_s*2.95 \text{ m}/2 - W_c*2.95 \text{ m}/2$$

$$M = 4,345.63 \text{ kg-m} + 18,174.79 \text{ kg-m} - 7,484.15 \text{ kg-m} - 3,393.98 \text{ kg-m}$$

$$M = 11,642.29 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.7*(M) = 1.7*(11,642.29 \text{ kg-m}) = 19,791.89 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_{s_{\min}} = 14.1/f_y*b*d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2*100\text{cm}*36.55 \text{ cm} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'_c}} \right] \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[(100*36.55) - \sqrt{(100*36.55)^2 - \frac{19,791.89*100}{0.003825*210}} \right] \left(\frac{0.85*210}{2,812} \right) = 22.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \max} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{fy(fy + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S \max} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812(2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 36.55 = 67.46 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 22.49 \text{ cm}^2$

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * fy * d - \frac{A_s^2 * fy^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[22.49 * 2,812 * 36.55 - \frac{22.49^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 19,795.13 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 11.25 \text{ cm}^2$$

2.3.3 Dibujo y detalles estructurales del muro

Figura 20. Sección de armado de muro de concreto reforzado

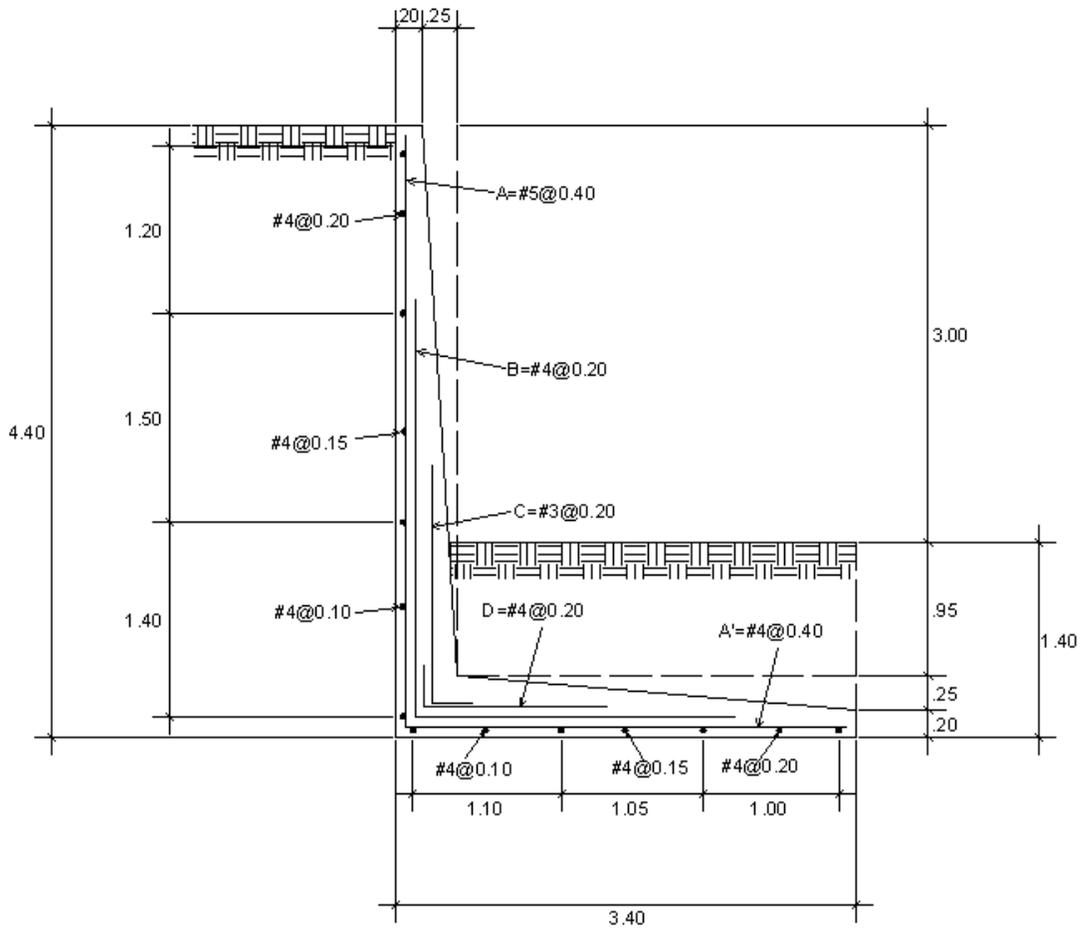


Figura 21. Planta de armado de zapata de muro de concreto reforzado

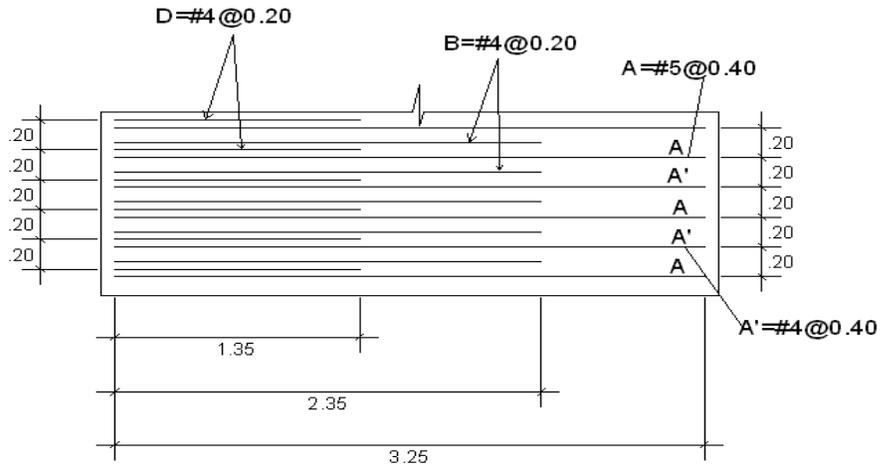
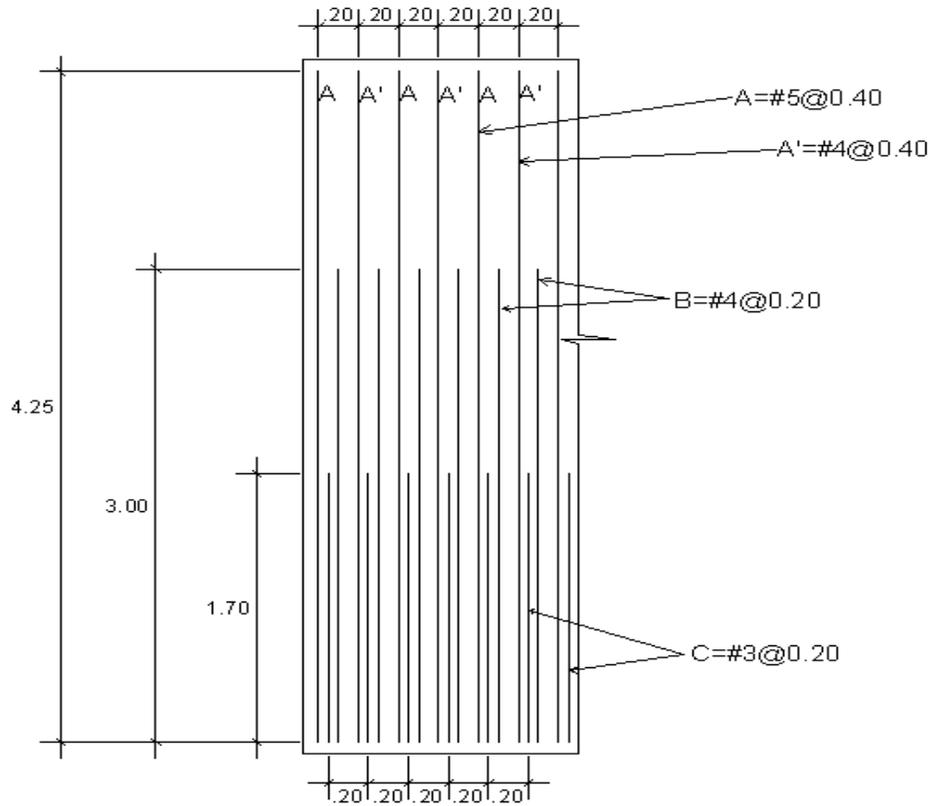


Figura 22. Elevación de armado de pantalla de concreto reforzado

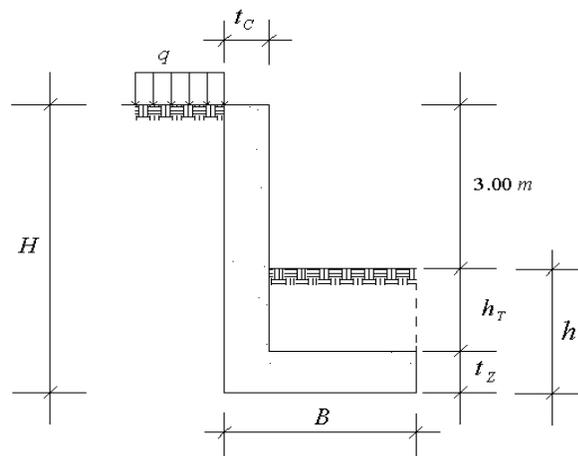


3. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN CON MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADO

3.1 Parámetros y especificaciones del diseño

Para el diseño del muro de contención con mampostería de block reforzado, se estudia el de tipo voladizo, sin talón, por la colindancia del terreno, el cual servirá para estabilizar un talud de 3.00 metros de altura y soportar una sobrecarga $q = 1,464 \text{ kg/m}^2$ (300 lb/pie²), un peso específico de suelo $\gamma_s = 1,600 \text{ kg/m}^3$ (100 lb/pie³), un ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$, con un valor soporte del suelo $V_{ss} = 17,000 \text{ kg/m}^2$ (3,500 lb/pie²), un peso específico de mampostería reforzada $\gamma_m = 1,300 \text{ kg/m}^3$ (81lb/pie³), un peso específico de concreto reforzado $\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$ (150 lb/pie³), con un $f'm = 141 \text{ kg/cm}^2$ (2,000 lb/pul²) y $f_y = 2,812 \text{ kg/cm}^2$ (40,000 lb/pul²) como se muestra en la figura 23.

Figura 23. Muro de contención con mampostería de block reforzado

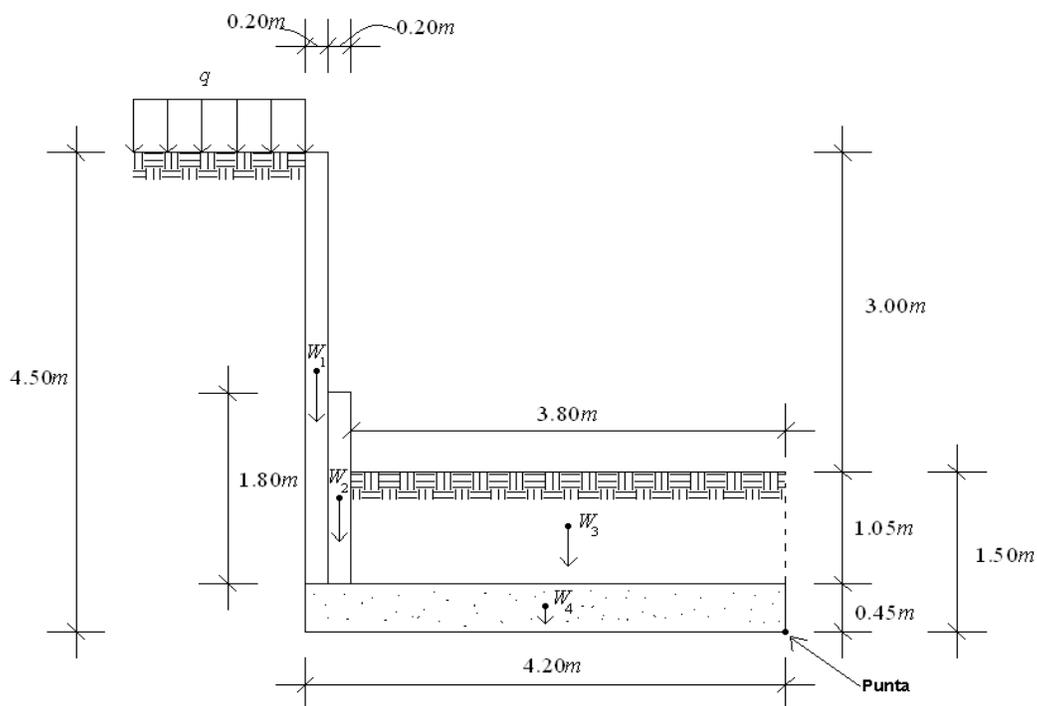


El procedimiento de diseño de un muro de contención con mampostería de block reforzado es el mismo que el muro de concreto reforzado y se puede resumir de la siguiente manera:

- Dimensionamiento
- Chequeo de estabilidad contra volteo
- Chequeo de estabilidad contra deslizamiento
- Chequeo de estabilidad contra valor soporte
- Diseño del armado de refuerzo de acero.

Usando los parámetros anteriores y utilizando las dimensiones óptimas para los chequeos del muro, el dimensionamiento es el siguiente, como se muestra en la figura 24.

Figura 24. Dimensionamiento de muro de contención con mampostería de block reforzado



3.2 Chequeo por volteo, deslizamiento y valor soporte

3.2.1 Chequeo de estabilidad contra volteo

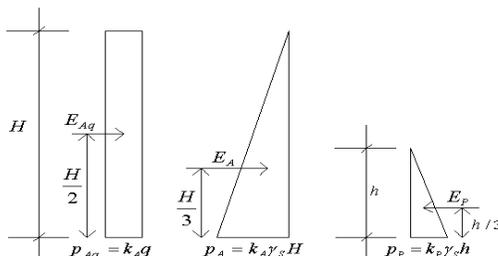
Al igual que en el muro de concreto reforzado, se calculan los momentos resistentes respecto a la punta del muro, se hace un cuadro para un metro lineal de muro, como se muestra en la tabla III.

Tabla III. Momentos resistentes tomados respecto a la punta de muro con mampostería de block reforzado

| Fuerza | Peso (kg) | Brazo (m) | Momento (kg-m) |
|--------|---|-----------|-------------------------|
| W_1 | $0.20 \cdot 4.05 \cdot 1300 = 1,053.00$ | 4.10 | 4,317.30 |
| W_2 | $0.20 \cdot 1.80 \cdot 1300 = 468.00$ | 3.90 | 1,825.20 |
| W_3 | $3.80 \cdot 1.05 \cdot 1600 = 6,384.00$ | 1.90 | 12,129.60 |
| W_4 | $4.2 \cdot 0.45 \cdot 2400 = 4,536.00$ | 2.10 | 9,525.60 |
| Total | $W_T = 12,441.00$ | | $\Sigma MR = 27,797.70$ |

Para calcular los momentos de volteo, es necesario determinar las fuerzas actuantes (ΣFA) sobre el muro, como se muestra en la figura 25.

Figura 25. Diagrama de fuerzas actuantes sobre muro de mampostería



Donde:

E_{Aq} = Empuje activo de sobrecarga

p_{Aq} = Presión activa de sobrecarga

Una vez determinadas las fuerzas actuantes, se procede al cálculo de los momentos de volteo.

- Se calcula el empuje activo E_A :

$E_A = (k_A \gamma_s H^2) / 2$ y se calcula el coeficiente de presión activa por medio de la fórmula de Rankine, dado que $\alpha = 0$, entonces:

$$k_A = (1 - \text{sen } \varphi) / (1 + \text{sen } \varphi) = (1 - \text{sen } 30^\circ) / (1 + \text{sen } 30^\circ) = 1/3$$

$$E_A = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (4.50 \text{ m})^2 / 2 = 5,400.00 \text{ kg}$$

$$E_{Aq} = p_{Aq} * H = k_A q H = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 4.50 \text{ m} = 2,196.00 \text{ kg}$$

Luego, para calcular los momentos de volteo, se hace el siguiente cuadro:

Tabla IV. Momentos de volteo de muro de contención con mampostería de block reforzado

| FA | Peso (kg) | Brazo (m) | Momento (kg-m) |
|----------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| E_A | 5,400.00 | $H/3=4.50/3 = 1.50$ | 8,100.00 |
| E_{Aq} | 2,196.00 | $H/2=4.50/2 = 2.25$ | 4,941.00 |
| Total | $\Sigma FA = 7,596.00$ | | $\Sigma MV = 13,041.00$ |

- Haciendo el chequeo de estabilidad contra volteo:

$$FS_V = \Sigma MR / \Sigma MV = 27,797.70 \text{ kg-m} / 12,441.00 \text{ kg-m} = 2.13 \geq 2$$

Por lo tanto, sí chequea contra volteo.

3.2.2 Chequeo de estabilidad contra deslizamiento

Como ya se conocen las fuerzas actuantes, corresponde ahora calcular el empuje pasivo E_P y la fuerza de fricción F_F , que componen la sumatoria de fuerzas resistentes.

$$E_P = k_P \gamma_S h^2 / 2 \text{ donde, por Rankine, dado que } \alpha = 0, \text{ entonces:}$$

$$k_P = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi) = (1 + \text{sen } 30^\circ) / (1 - \text{sen } 30^\circ) = 3$$

$$E_P = 3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (1.50 \text{ m})^2 / 2 = 5,400.00 \text{ kg}$$

$$F_F = 0.9 \tan \varphi * W_T = 0.9 \tan 30^\circ * 12,441.00 \text{ kg} = 6,464.53 \text{ kg}$$

$$\Sigma FR = E_P + F_F = 5,400.00 \text{ kg} + 6,464.53 \text{ kg} = 11,864.53 \text{ kg}$$

- Haciendo el chequeo contra deslizamiento:

$$FS_D = \Sigma FR / \Sigma FA = 11,864.53 \text{ kg} / 7,596.00 \text{ kg} = 1.56 \geq 1.5$$

Por lo tanto sí chequea por deslizamiento.

3.2.3 Chequeo de estabilidad contra valor soporte

- Calculando la excentricidad de la resultante:

$$\bar{x} = \Sigma MR - \Sigma MV / W_T = 27,797.70 \text{ kg-m} - 13,041.00 \text{ kg-m} / 12,441.00 \text{ kg}$$

$$\bar{x} = 1.19 \text{ m}$$

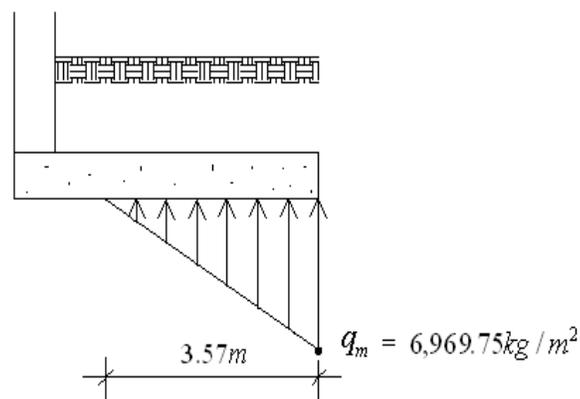
Luego, $e = B/2 - \bar{x} = 4.20 \text{ m} / 2 - 1.19 \text{ m} = 0.91 \text{ m} > 0.70 \text{ m}$ donde 0.70 m es $B/6$, por lo tanto usar:

$$q_m = 2 * W_T / 3(B/2 - e) = 2 * 12,441.00 \text{ kg} / 3(4.20\text{m}/2 - 0.91) = 6,969.75 \text{ kg/m}^2$$

La distancia sobre la que se extenderá la presión es igual a $3\bar{x}$, entonces $3*(1.19\text{m}) = 3.57 \text{ m}$.

Como $6,969.75 \text{ kg/m}^2$ son $< 17,000 \text{ kg/m}^2$ (V_{ss}). Por lo tanto sí chequea contra valor soporte. Las presiones que el suelo transmite al muro se muestran en la figura 26.

Figura 26. Diagrama de presiones de suelo de muro con mampostería de block reforzado

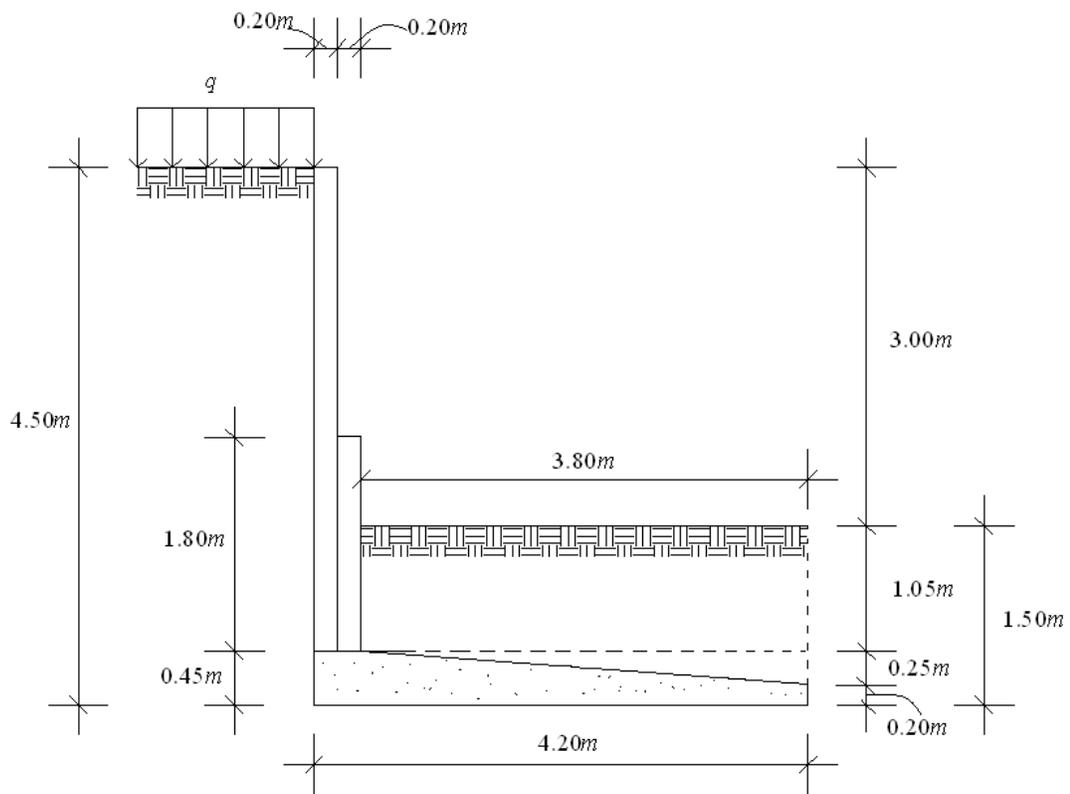


3.3 Diseño del armado de refuerzo de acero

Dado que se desea obtener un diseño económico, igual que en el muro de concreto, se colocará un t_z de 0.20 m en la parte inferior de la zapata y en

la parte superior de 0.45 m, esto para reducir el área de acero y de concreto a utilizar, como se muestra en la figura 27.

Figura 27. Dimensionamiento óptimo de muro con mampostería de block reforzado



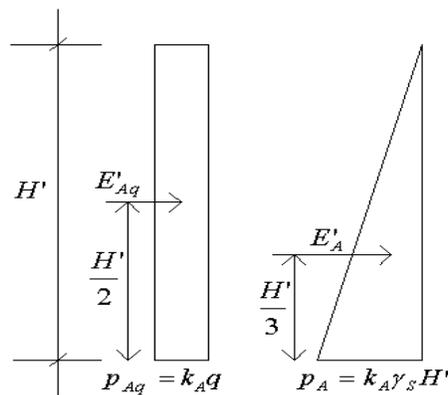
Las especificaciones necesarias para el muro de contención con mampostería de block reforzado son las mismas que la del muro de concreto, por tanto se diseñará de la misma manera. Es necesario realizar un análisis detallado de las cargas actuantes, luego se determina el momento actuante y por último se realiza el diseño del acero.

Puesto que los empujes laterales se consideran como cargas vivas, se usará un factor de carga de 1.7 y el incremento de un 10% por sismo en las fuerzas actuantes.

3.3.1 Diseño del refuerzo de la pantalla

Las fuerzas que actúan en el muro de mampostería para la altura de la pantalla se muestran en la figura 28.

Figura 28. Diagrama de fuerzas que actúan en la pantalla de muro con mampostería de block reforzado



Donde:

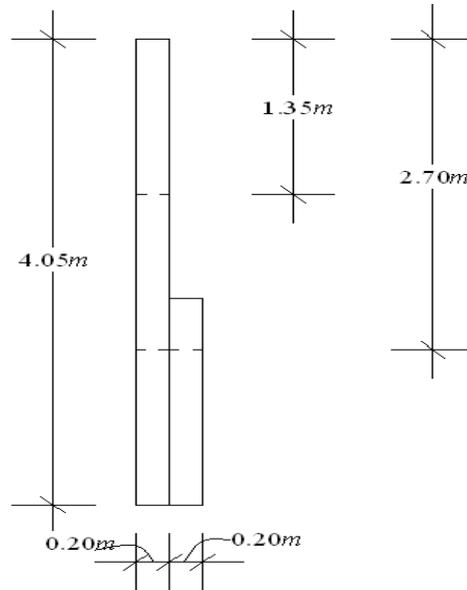
H' = Altura de la pantalla de muro

E'_{Aq} = Empuje activo de sobrecarga a la altura de la pantalla de muro

E'_A = Empuje activo a la altura de la pantalla de muro

Los momentos actuantes se calculan a cada tercio de la altura de la pantalla del muro H' , para luego hacer el cálculo de las áreas de acero, como se muestra en la figura 29.

Figura 29. Pantalla de muro con mampostería de block reforzado



Analizando $H' = 1.35$ m

- Se calculan las fuerzas actuantes

$$E'_A = (k_A \gamma_S H'^2) / 2 = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (1.35 \text{ m})^2 / 2 = 486.00 \text{ kg}$$

$$E'_{Aq} = k_{Aq} H' = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 1.35 \text{ m} = 658.80 \text{ kg}$$

- Se calcula el cortante último

$$V = E'_A + E'_{Aq} = 486.00 \text{ kg} + 658.80 \text{ kg} = 1,144.80 \text{ kg}$$

Agregando los factores de carga 1.7 y 1.10 por sismo:

$$V_u = 1.7 * 1.10 * (V) = 1.7 * 1.10 * (1,144.80 \text{ kg}) = 2,140.78 \text{ kg}$$

- Se hace el chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_m} * b * d$$

Donde:

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

$$d = 10 \text{ cm}$$

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

$f'm$ = resistencia a la compresión para la mampostería reforzada

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'm} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{141} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 5,349.39 \text{ kg} \geq V_u, \text{ entonces sí chequea por cortante.}$$

- Se calcula el momento actuante último

$$M = E'_A * H/3 + E'_{Aq} * H/2 = 486.00 \text{ kg} * 1.35 \text{ m}/3 + 658.80 \text{ kg} * 1.35 \text{ m}/2$$

$$M = 663.39 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1.7 * 1.10 * (M) = 1.7 * 1.10 * (663.39 \text{ kg-m}) = 1,240.54 \text{ kg-m.}$$

- Calculando el área de acero

$$A_{S_{\min}} = 0.0007bt \text{ (UBC 1997 CAP 2106.1.12.4)}$$

$$A_{S_{\min}} = 0.0007bt = 0.0007 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'm}} \right] \left(\frac{0.85 f'm}{f_y} \right)$$

$$A_{S_{req}} = \left[(100 * 10) - \sqrt{(100 * 10)^2 - \frac{1,240.54 * 100}{0.003825 * 141}} \right] \left(\frac{0.85 * 141}{2,812} \right) = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.23 \text{ cm}^2$$

- Se hace el chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f' m * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[5.23 * 2,812 * 10 - \frac{5.23^2 * 2,812^2}{1.7 * 141 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 1,242.40 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Calculando el área de acero por temperatura (acero que se colocará en las soleras)

$$A_{Stemp} = 0.0007bt \text{ (UBC 1997 CAP 2106.1.12.4)}$$

$$A_{Stemp} = 0.0007bt = 0.0007 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Analizando $H' = 2.70 \text{ m}$

- Se calculan las fuerzas actuantes

$$E'_A = (k_A \gamma_S H'^2) / 2 = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (2.70 \text{ m})^2 / 2 = 1,944.00 \text{ kg}$$

$$E'_{Aq} = k_A q H' = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 2.70 \text{ m} = 1,317.60 \text{ kg}$$

- Se calcula el cortante último

$$V = E'_A + E'_{Aq} = 1,944.00 \text{ kg} + 1,317.60 \text{ kg} = 3,261.60 \text{ kg}$$

Agregando los factores de carga 1.7 y por sismo 1.10:

$$V_u = 1.7 * 1.10 * (V) = 1.7 * 1.10 * (3,261.60 \text{ kg}) = 6,099.19 \text{ kg}$$

- Se hace el chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f' m} * b * d$$

Donde:

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

$$d = 30 \text{ cm}$$

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

$f'm$ = resistencia a la compresión para la mampostería reforzada

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'm} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{141} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 16,048.17 \text{ kg} \geq V_u \text{ sí chequea por cortante.}$$

- Se calcula el momento actuante último

$$M = E'_A * H^3 / 3 + E'_{Aq} * H^3 / 2 = 1,944.00 \text{ kg} * 2.70 \text{ m} / 3 + 1,317.60 \text{ kg} * 2.70 \text{ m} / 2$$

$$M = 3,528.36 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1.7 * 1.10 * (M) = 1.7 * 1.10 * (3,528.36 \text{ kg-m}) = 6,598.03 \text{ kg-m.}$$

- Calculando el área de acero

$$A_{S_{\min}} = 0.0007bt = 0.0007 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 2.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'm}} \right] \left(\frac{0.85 f'm}{f_y} \right)$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[(100 * 30) - \sqrt{(100 * 30)^2 - \frac{6,598.03 * 100}{0.003825 * 141}} \right] \left(\frac{0.85 * 141}{2,812} \right) = 9.01 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 9.01 \text{ cm}^2$$

- Se hace el chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_S * f_y * d - \frac{A_S^2 * f_y^2}{1.7 * f'm * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[9.01 * 2,812 * 30 - \frac{9.01^2 * 2,812^2}{1.7 * 141 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 6,599.73 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Calculando el área de acero por temperatura (acero que se colocará en las soleras)

$$A_{Stemp} = 0.0007bt = 0.0007 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 2.80 \text{ cm}^2$$

Analizando $H' = 4.05 \text{ m}$

- Se calculan las fuerzas actuantes

$$E'_A = (k_A \gamma_S H'^2) / 2 = 1/3 * 1,600 \text{ kg/m}^3 * (4.05 \text{ m})^2 / 2 = 4,374.00 \text{ kg}$$

$$E'_{Aq} = k_A q H' = 1/3 * 1,464 \text{ kg/m}^2 * 4.05 \text{ m} = 1,976.40 \text{ kg}$$

- Se calcula el cortante último

$$V = E'_A + E'_{Aq} = 4,374.00 \text{ kg} + 1,976.40 \text{ kg} = 6,350.40 \text{ kg}$$

Agregando los factores de carga 1.7 y por sismo 1.10:

$$V_u = 1.7 * 1.10 * (V) = 1.7 * 1.10 * (6,350.40 \text{ kg}) = 11,875.25 \text{ kg}$$

- Se hace el chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_m} * b * d$$

Donde:

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

$$d = 30 \text{ cm}$$

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

f'_m = resistencia a la compresión para la mampostería reforzada

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f' m} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{141} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 16,048.17 \text{ kg} \geq V_u \text{ sí chequea por cortante.}$$

- Se calcula el momento actuante último

$$M = E'_A * H'/3 + E'_{Aq} * H'/2 = 4,374.00 \text{ kg} * 4.05 \text{ m}/3 + 1,976.40 \text{ kg} * 4.05 \text{ m}/2$$

$$M = 9,907.11 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1.7 * 1.10 * (M) = 1.7 * 1.10 * (9.907.11 \text{ kg-m}) = 18,526.30 \text{ kg-m.}$$

- Calculando el área de acero

$$A_{S \min} = 0.0007 b t = 0.0007 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 2.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ req}} = \left[(b d) - \sqrt{(b d)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f' m}} \right] \left(\frac{0.85 f' m}{f_y} \right)$$

$$A_{S \text{ req}} = \left[(100 * 30) - \sqrt{(100 * 30)^2 - \frac{18,526.30 * 100}{0.003825 * 141}} \right] \left(\frac{0.85 * 141}{2,812} \right) = 27.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 27.32 \text{ cm}^2$$

- Se hace el chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f' m * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[27.32 * 2,812 * 30 - \frac{27.32^2 * 2,812^2}{1.7 * 141 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 18,526.45 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

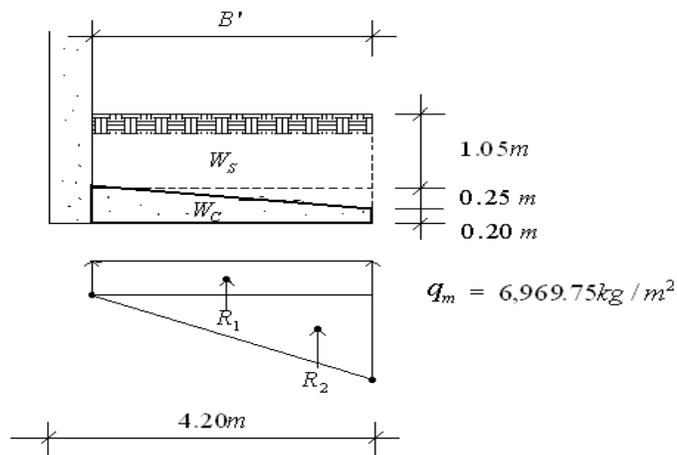
- Calculando el área de acero por temperatura (acero que se colocará en las soleras)

$$A_{Stemp} = 0.0007bt = 0.0007 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 2.80 \text{ cm}^2$$

3.3.2 Diseño del refuerzo de la zapata del muro

El diseño de la zapata del muro con mampostería es el mismo que en el del concreto, por lo mismo es necesario calcular las fuerzas que actúan en la base de la zapata del muro B' , como se muestra en la figura 30.

Figura 30. Fuerzas que actúan en la base de la zapata de muro con mampostería de block reforzado



Donde:

B' = Base de zapata de muro al rostro de la pared

W_s = Peso del suelo

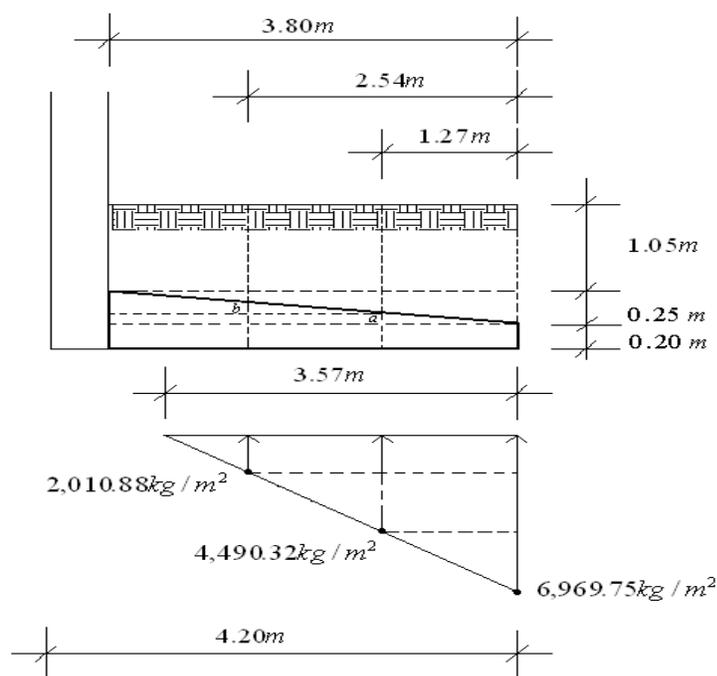
W_c = Peso del concreto

R_1 = Fuerza del suelo del diagrama rectangular

R_2 = Fuerza del suelo del diagrama triangular

Al igual que en el diseño de la pantalla del muro, también se calculan los momentos actuantes a cada tercio de la base de la zapata B' , para luego hacer el cálculo del área de acero. Se calcularon las presiones a cada tercio de la base de la zapata B' por relación de triángulos, como se muestra en la figura 31.

Figura 31. Zapata de muro con mampostería de block reforzado



Por relación de triángulos $a = 0.08$ m y $b = 0.09$ m

Analizando para $B' = 1.27$ m

- Se calculan los pesos y las fuerzas que actúan en la zapata del muro
 $W_s = 1,600 \text{ kg/m}^3 \cdot 1.27 \text{ m} \cdot 1.05 \text{ m} + 1,600 \text{ kg/m}^3 \cdot 1/2 \cdot 1.27 \text{ m} \cdot (0.25 + 0.17) \text{ m}$
 $W_s = 2,560.32 \text{ kg}$
 $W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 1/2 \cdot 1.27 \text{ m} \cdot (0.20 + 0.28) \text{ m} = 731.52 \text{ kg}$

$$R_1 = 4,490.32 \text{ kg/m}^2 * 1.27 \text{ m} = 5,702.71 \text{ kg}$$

$$R_2 = (6,969.75 \text{ kg/m}^2 - 4490.32 \text{ kg/m}^2) * 1.27 \text{ m}/2 = 1,574.44 \text{ kg}$$

- Se hace ahora el chequeo por corte

$$V = R_1 + R_2 - W_s - W_c$$

$$V = 5,702.71 \text{ kg} + 1,574.44 \text{ kg} - 2,560.32 \text{ kg} - 731.52 \text{ kg} = 3,985.31 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.7 * (V) = 1.7 * (3,985.31 \text{ kg}) = 6,775.03 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta/2$$

Donde:

t = Espesor de losa (cm)

θ = Diámetro de varilla de acero (cm)

r = Recubrimiento de concreto al refuerzo (cm)

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 28 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm}/2 = 19.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 19.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 12,762.95 \text{ kg} \geq V_u \text{ sí chequea por cortante.}$$

- Se hace ahora el chequeo por flexión

$$M = R_1 * 1.27 \text{ m}/2 + R_2 * 2 * 1.27 \text{ m}/3 - W_s * 1.27 \text{ m}/2 - W_c * 1.27 \text{ m}/2$$

$$M = 3,621.22 \text{ kg-m} + 1,333.03 \text{ kg-m} - 1,625.80 \text{ kg-m} - 464.52 \text{ kg-m}$$

$$M = 2,863.93 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.7 * (M) = 1.7 * (2,863.93 \text{ kg-m}) = 4,868.68 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1/f_y * b * d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 19.55 \text{ cm} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sreq} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{fy} \right)$$

$$A_{Sreq} = \left[(100 * 19.55) - \sqrt{(100 * 19.55)^2 - \frac{4,868.68 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 10.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smax} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{fy(fy + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{Smax} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812(2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 19.55 = 36.08 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 10.27 \text{ cm}^2$

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * fy * d - \frac{A_s^2 * fy^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[10.27 * 2,812 * 19.55 - \frac{10.27^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 4,871.05 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Analizando para $B' = 2.54 \text{ m}$

- Se calculan los pesos y las fuerzas que actúan en la zapata del muro

$$W_s = 1,600 \text{ kg/m}^3 * 2.54 \text{ m} * 1.05 \text{ m} + 1,600 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 2.54 \text{ m} * (0.25 + 0.08) \text{ m}$$

$$W_s = 4,937.76 \text{ kg}$$

$$W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 2.54 \text{ m} * (0.20 + 0.37) \text{ m} = 1,737.36 \text{ kg}$$

$$R_1 = 2,010.88 \text{ kg/m}^2 * 2.54 \text{ m} = 5,107.64 \text{ kg}$$

$$R_2 = (6,969.75 \text{ kg/m}^2 - 2,010.88 \text{ kg/m}^2) * 2.54 \text{ m/2} = 6,297.76 \text{ kg}$$

- Se hace ahora el chequeo por corte

$$V = R_1 + R_2 - W_s - W_c$$

$$V = 5,107.64 \text{ kg} + 6,297.76 \text{ kg} - 4,937.76 \text{ kg} - 1,737.36 \text{ kg} = 4,730.28 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.7 * (V) = 1.7 * (4,730.28 \text{ kg}) = 8,041.48 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta/2$$

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 37 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm/2} = 28.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 28.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 18,638.48 \text{ kg} \geq V_u \text{ si chequea por cortante.}$$

- Se hace ahora el chequeo por flexión

$$M = R_1 * 2.54 \text{ m/2} + R_2 * 2 * 2.54 \text{ m/3} - W_s * 2.54 \text{ m/2} - W_c * 2.54 \text{ m/2}$$

$$M = 6,486.70 \text{ kg-m} + 10,664.21 \text{ kg-m} - 6,270.96 \text{ kg-m} - 2,206.45 \text{ kg-m}$$

$$M = 8,673.50 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.7 * (M) = 1.7 * (8,673.50 \text{ kg-m}) = 14,744.95 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_{S_{\min}} = 14.1 / f_y * b * d = 14.1 / 2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 28.55 \text{ cm} = 14.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[(100 * 28.55) - \sqrt{(100 * 28.55)^2 - \frac{14,744.95 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 21.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * 6,090}{f_y(f_y + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812(2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 28.55 = 52.69 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 21.71 \text{ cm}^2$

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'_c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[21.71 * 2,812 * 28.55 - \frac{21.71^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 14,746.86 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{S_{temp}} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 37 \text{ cm} = 9.25 \text{ cm}^2$$

Analizando para $B' = 3.8 \text{ m}$

- Se calculan los pesos y las fuerzas que actúan en la zapata del muro

$$W_s = 1,600 \text{ kg/m}^3 * 3.8 \text{ m} * 1.05 \text{ m} + 1,600 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 3.80 \text{ m} * 0.25 \text{ m}$$

$$W_s = 7,144.00 \text{ kg}$$

$$W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1/2 * 3.80 \text{ m} * (0.20 + 0.45) = 2,964.00 \text{ kg}$$

$$R_2 = 6,969.75 \text{ kg/m}^2 * 3.57 \text{ m} / 2 = 12,441 \text{ kg}$$

- Se hace ahora el chequeo por corte

$$V = R_2 - W_s - W_c$$

$$V = 12,441.00 \text{ kg} - 7,144.00 \text{ kg} - 2,964.00 \text{ kg} = 2,333.00 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.7*(V) = 1.7*(2,333.00 \text{ kg}) = 3,966.10 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d, \text{ donde } d = t - r - \theta/2$$

Asumiendo un diámetro de varilla #6:

$$d = 45 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm}/2 = 36.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 36.55 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 23,861.17 \text{ kg} \geq V_u \text{ si chequea por cortante.}$$

- Se hace ahora el chequeo por flexión

$$M = R_2 * (2 * 3.57 \text{ m}/3 + (3.80 - 3.57)) - W_s * 3.80 \text{ m}/2 - W_c * 3.80 \text{ m}/2$$

$$M = 32,471.01 \text{ kg-m} - 13,573.60 \text{ kg-m} - 5,631.60 \text{ kg-m} = 13,265.81 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.7*(M) = 1.7*(13,265.81 \text{ kg-m}) = 22,551.88 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_{S \min} = 14.1/fy * b * d = 14.1/2,812 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 36.55 \text{ cm} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sreq} = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'c}} \right] \left(\frac{0.85 f'c}{fy} \right)$$

$$A_{Sreq} = \left[(100 * 36.55) - \sqrt{(100 * 36.55)^2 - \frac{22,551.88 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2,812} \right) = 25.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \max} = 0.5 \left[\frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6,090}{fy (fy + 6,090)} \right] bd$$

$$A_{S \max} = 0.5 \left[\frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6,090}{2,812 (2,812 + 6,090)} \right] * 100 * 36.55 = 67.46 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 25.82 \text{ cm}^2$

$$\phi M_n = 0.90 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'_c * b} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[25.82 * 2,812 * 36.55 - \frac{25.82^2 * 2,812^2}{1.7 * 210 * 100} \right] / 100$$

$$\phi M_n = 22,554.71 \text{ kg-m} \geq M_u$$

Por lo tanto sí chequea a flexión.

- Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0.0025bt = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 11.25 \text{ cm}^2$$

Figura 33. Planta de armado de zapata de muro de mampostería de block reforzado

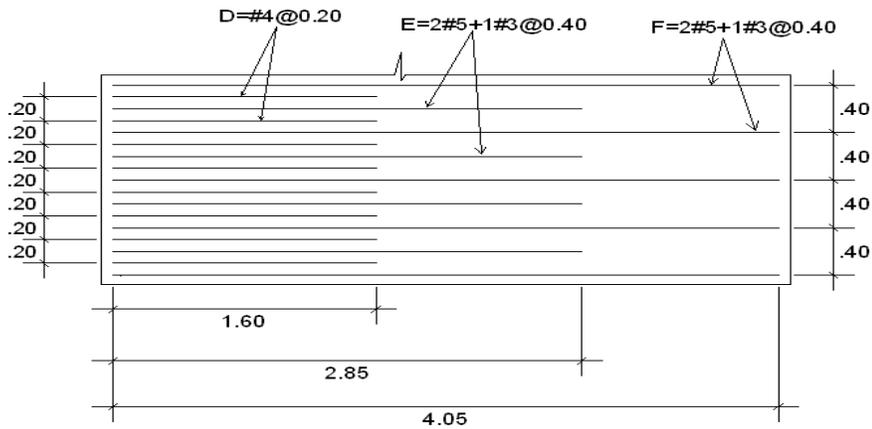


Figura 34. Elevación de armado de pantalla de muro de mampostería de block reforzado

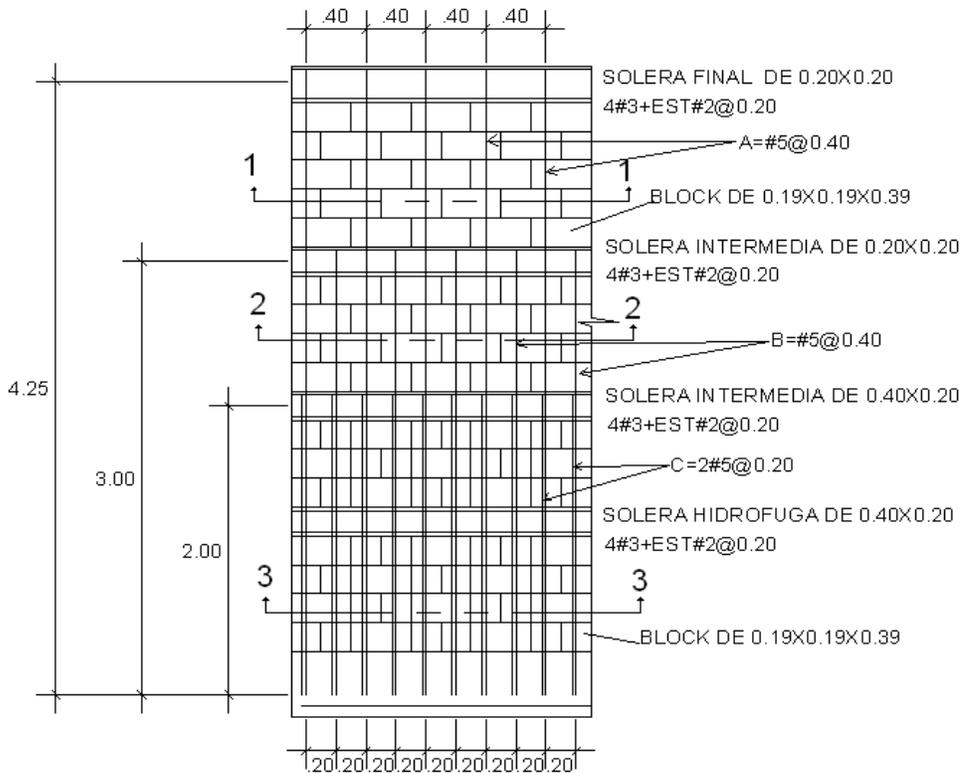


Figura 35. Detalles de pineado de armado de muro de mampostería de block reforzado

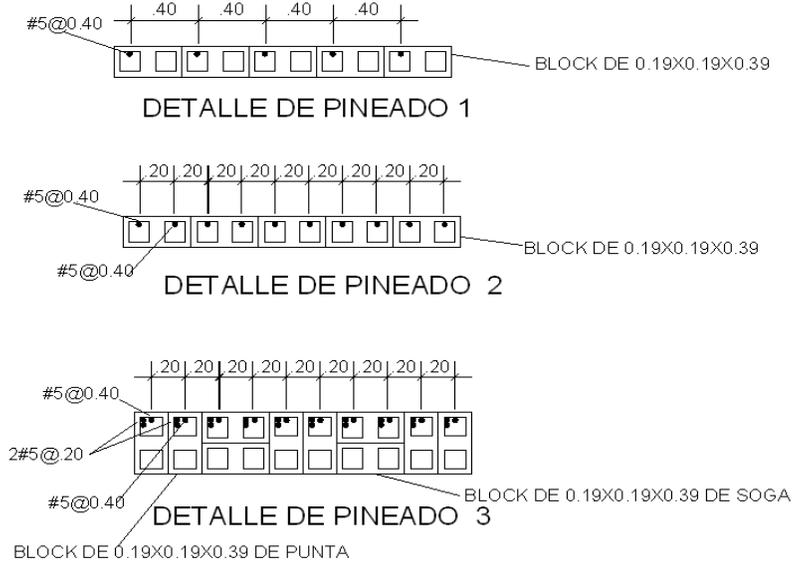
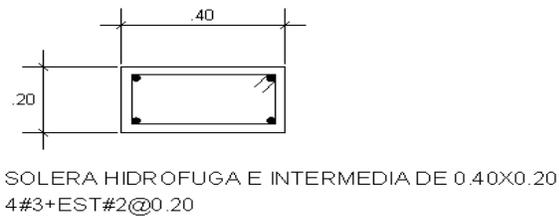
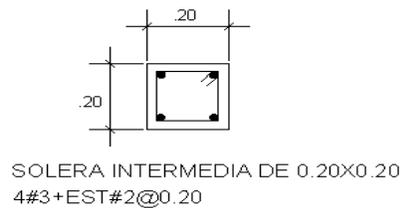


Figura 36. Detalles de armado de soleras de muro de mampostería de block reforzado



4. PRESUPUESTOS

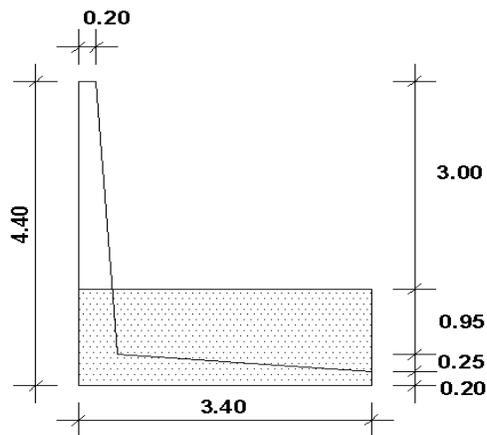
4.1 Cuantificación de materiales de los muros

4.1.1 Cuantificación de muro de concreto

Para la cuantificación del muro de contención de concreto, se calculará para un metro lineal.

- Calculando el volumen de excavación V_e
 $V_e = (0.20 \text{ m} + 0.25 \text{ m} + 0.95 \text{ m}) * 3.40 \text{ m} * 1.00 \text{ ml} = 4.76 \text{ m}^3$

Figura 37. Volumen de excavación de muro de concreto



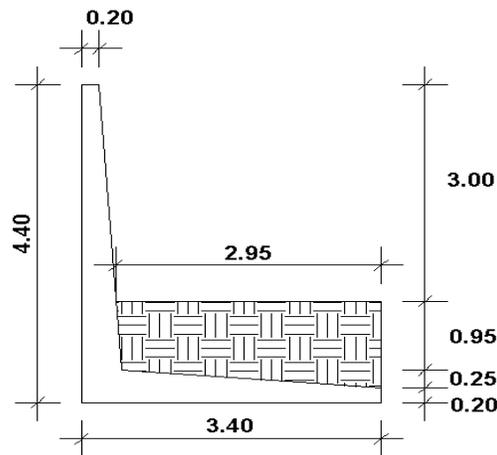
- Calculando el volumen de relleno V_r
 $V_r = ((0.95 \text{ m} + 0.95 \text{ m} + 0.25 \text{ m}) / 2) * 2.95 \text{ m} * 1.00 \text{ ml} = 3.17 \text{ m}^3$

- Calculando los excedentes de tierra

$$V_{exe} = (V_e - V_r) * 1.5 = (4.76 \text{ m}^3 - 3.17 \text{ m}^3) * 1.5 = 2.40 \text{ m}^3$$

1.5 = factor de hinchamiento de tierra

Figura 38. Volumen de relleno de muro de concreto

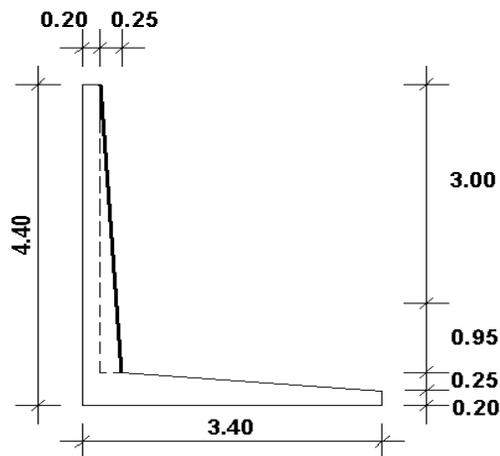


- Calculando el área de formaleta

$$\text{Altura de la formaleta} = \sqrt{(4.40 \text{ m} - 0.45 \text{ m})^2 + (0.25 \text{ m})^2} = 3.96 \text{ m}$$

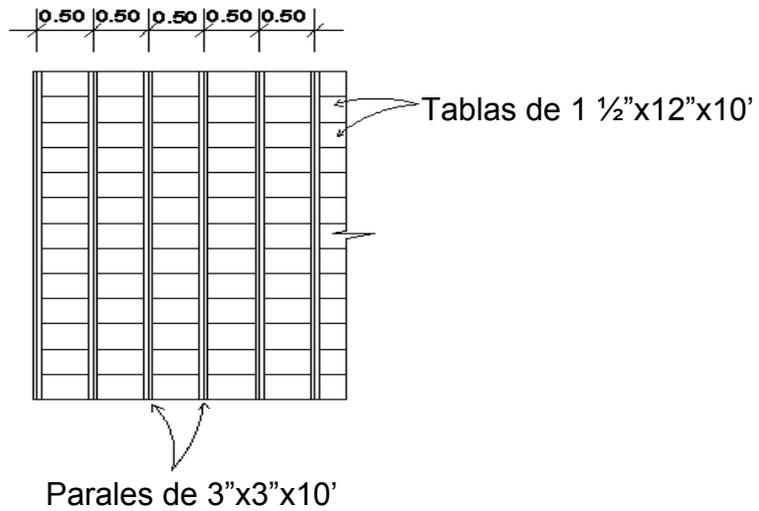
$$\text{Área} = 3.96 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 3.96 \text{ m}^2$$

Figura 39. Formaleta de muro de concreto



La formaleta se calculará con tablas de 1 ½"x12"x10' y parales de 3"x3"x10', como se muestra en la figura 40.

Figura 40. Diseño de formaleta de muro de concreto



La altura a cubrir es de 3.96 m, entonces: $3.96 \text{ m} \times 3.28 \text{ pies/1 m} = 13 \text{ pies}$, ya que 1 pie es igual a 12 pulgadas de ancho, entonces se necesitan 13 tablas de 1 ½"x12"x10' para cubrir la altura del muro.

Pero sólo se necesita cubrir para 1m lineal, entonces:

$10 \text{ pies} \times 1 \text{ m} / 3.28 \text{ pies} = 3.05 \text{ m}$.

Entonces $13 \text{ tablas} / 3.05 \text{ m} = 4.26 \text{ tablas/metro lineal}$

- Cálculo de parales

Los parales se colocarán a cada 0.50 m y para los rigidizantes o refuerzos, se necesitan 7 parales de 3"x3"x10'.

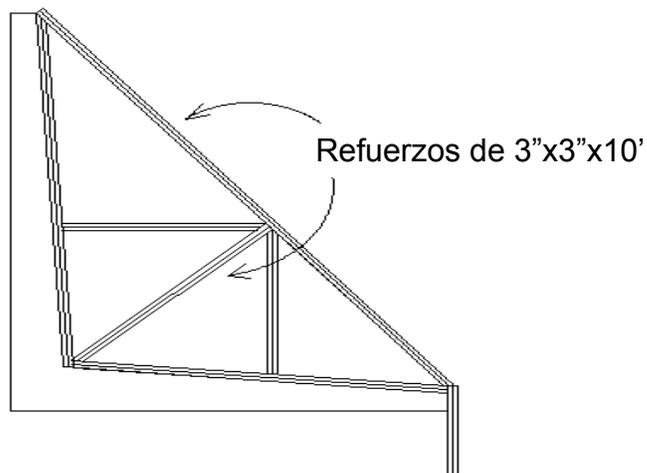
Entonces para un metro lineal de formaleta, se necesitan 14 parales de 3"x3"x10'.

- Cálculo de pie tabla

Se necesitan 4.26 tablas/ml de 1 ½"x12"x10'/12 = 63.90 pie tabla, 14 paralelas de 3"x3"x10'/12 = 105 pie tabla.

Total de pie tabla= 63.90 pie tabla + 105 pie tabla = 168.90 pie tabla.

Figura 41. Diseño de refuerzos para soportar la formaleta del muro de concreto



- Cálculo de refuerzo de pantalla y zapata

Refuerzo A = #5@0.40

Para un metro lineal: 1ml/0.40 m = 2.5 refuerzos/ml.

Utilizando varillas de 6.10 m, entonces: se necesitan 2.5 varillas corridas.

Para el empalme: 2.5*1.90 m / 6.10 m = 0.78 varilla.

Total para un metro lineal: 2.5 varillas + 0.78 varilla = 3.28 varillas #5

Refuerzo A' = #5@0.40

Para un metro lineal: 1ml / 0.40 m = 2.5 refuerzos / ml

Utilizando varillas de 6.10 m, entonces: se necesitan 2.5 varillas corridas.

Para el empalme: $2.5 \times 1.90 \text{ m} / 6.10 \text{ m} = 0.78 \text{ varilla}$.

$2.5 \times 1.90 \text{ m} / 6.10 \text{ m} = 0.78 \text{ varilla}$.

Total para un metro lineal: $2.5 \text{ varillas} + 0.78 \text{ varilla} = 3.28 \text{ varillas \#5}$

Refuerzo B = #4@0.20

Para un metro lineal: $1 \text{ ml} / 0.20 \text{ m} = 5 \text{ refuerzos} / \text{ml}$

$3.00 \text{ m} + 2.35 \text{ m} = 5.35 \text{ m}$, entonces: $5.35 \text{ m} \times 5 \text{ refuerzos} / 6.10 = 4.39$

varillas #4

Refuerzo C = #3@0.20

Para un metro lineal: $1 \text{ ml} / 0.20 \text{ m} = 5 \text{ refuerzos} / \text{ml}$

$5 \times (1.70 \text{ m} + 0.30 \text{ m}) / 6.10 \text{ m} = 1.64 \text{ varillas \#3}$

Refuerzo D=#4@0.20

Para un metro lineal: $1 \text{ ml} / 0.20 \text{ m} = 5 \text{ refuerzos} / \text{ml}$

$5 \times (1.35 \text{ m} + 0.30 \text{ m}) / 6.10 \text{ m} = 1.35 \text{ varillas \#4}$

- Cálculo de refuerzo por temperatura

Pantalla

Refuerzo #4@ 020

$1.20 \text{ m} / 0.20 \text{ m} = 6 \text{ refuerzos}$, sumando el anterior entonces son 7 refuerzos #4.

Dado que hay que tomar en cuenta el empalme:

$1 \text{ ml} / (6.10 \text{ m} - 0.40 \text{ m})$, entonces: $7 \text{ ml} / (6.10 \text{ m} - 0.40 \text{ m}) = 1.23 \text{ varillas \#4}$

Refuerzo #4@0.15

1.50 m / 0.15m = 10 refuerzos #4

10 ml / (6.10 m – 0.40 m) = 1.75 varillas #4

Refuerzo #4@0.10

1.40 m / 0.10 m = 14 refuerzos #4

14 ml / (6.10 m – 0.40 m) = 2.46 varillas #4

Zapata

Refuerzo #4@0.20

1.00 m / 0.20 m = 5 refuerzos #4, más el anterior son 6 refuerzos #4

6 ml / (6.10 m – 0.40 m) = 1.05 varillas #4

Refuerzo #4@0.15

1.05 m / 0.15 m = 7 refuerzos #4

7 ml / (6.10 m – 0.4 m) = 1.23 varillas #4

Refuerzo #4@0.10

1.10 m / 0.10 m = 11refuerzos #4

11ml / (6.10 m – 0.40 m) = 1.93 varillas #4

Total de varillas en el refuerzo por temperatura

Pantalla= 1.23 varillas #4 + 1.75 varillas#4 + 2.46 varillas#4 = 5.44 varillas#4.

Zapata= 1.05 varillas#4 + 1.23 varillas#4 + 1.93 varillas#4 = 4.21 varillas#4.

Total de varillas en el refuerzo por temperatura= 5.44 varillas#4 + 4.21 varillas#4 = 9.65 varillas #4

Total de refuerzo #5

Refuerzo A = #5@0.40 = 3.28 varillas #5

Refuerzo A' = #5@0.40 = 3.28 varillas #5

Total = 3.28 varillas #5 + 3.28 varillas #5 = 6.56 varillas #5

Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = $6.56 \times 1.05 = 6.89$ varillas #5

Total de refuerzo #4

Refuerzo B = #4@0.20 = 4.39 varillas #4

Refuerzo D = #4@0.20 = 1.35 varillas #4

Refuerzo por temperatura = 9.65 varillas #4

Total = 4.39 varillas #4 + 1.35 varillas #4 + 9.65 varillas #4 = 15.39 varillas #4

Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = $15.39 \times 1.05 = 16.16$ varillas #4

Total de refuerzo #3

Refuerzo C = #3@0.20 = 1.64 varillas #3

Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = $1.64 \times 1.05 = 1.72$ varillas #3

Tabla V. Total de refuerzo de muro de contención de concreto reforzado

| TOTAL DE REFUERZO | | | |
|-------------------|----------|------------|--------------------|
| Refuerzo | Varillas | No. var/qq | qq |
| #3 | 1.72 | 13 | $1.72 / 13 = 0.13$ |
| #4 | 16.16 | 7 | $16.16 / 7 = 2.31$ |
| #5 | 6.89 | 5 | $6.89 / 5 = 1.38$ |
| | | | $\Sigma 3.82$ qq |

- Cálculo de alambre de amarre

Considerando 5% por cada quintal de hierro, entonces:

$$3.82 \text{ qq} * 0.05 = 0.19 \text{ qq} * 100 = 19 \text{ lbs de alambre de amarre}$$

- Cálculo de volumen concreto

$$V_c = ((0.20 \text{ m} + 0.45 \text{ m})/2) * 3.95 \text{ m} + ((0.20 \text{ m} + 0.45 \text{ m})/2) * 2.95 \text{ m} + (0.45 \text{ m})^2$$

$$V_c = 2.45 \text{ m}^3.$$

Se usará una proporción de 1:2:2

Para 1m³ cúbico de concreto se usará los siguientes factores:

Sacos de cemento de 42.5 kg: 9.80

Arena de río: 0.55

Piedrín: 0.55

Aplicando 1.05 factor de desperdicio en cemento, 1.33 en arena de río y 1.15 en piedrín.

Fuente: Método práctico para la elaboración de presupuestos de construcción página 35. Arq. Nery William García. Edición actualizada

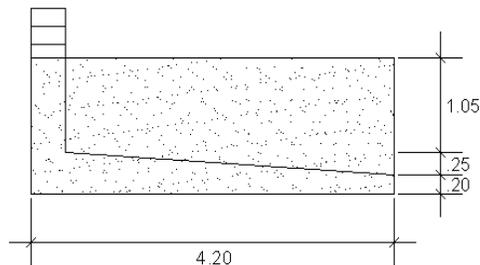
4.1.2 Cuantificación de muro con mampostería reforzada

Para la cuantificación del muro de contención con mampostería reforzada, éste se calculará para un metro lineal.

- Calculando el volumen de excavación V_e

$$V_e = (0.20 \text{ m} + 0.25 \text{ m} + 1.05 \text{ m}) * 4.20 \text{ m} * 1.00 \text{ ml} = 6.30 \text{ m}^3$$

Figura 42. Volumen de excavación de muro con mampostería de block reforzado



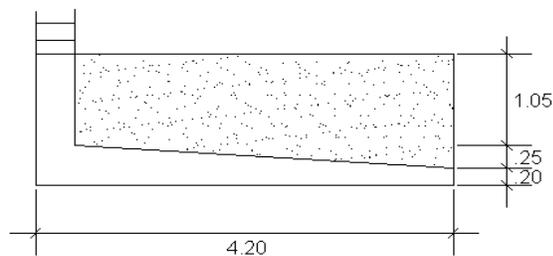
- Calculando el volumen de relleno V_r

$$V_r = ((1.05 \text{ m} + 1.05 \text{ m} + 0.25 \text{ m}) / 2) * 3.80 \text{ m} * 1.00 \text{ ml} = 4.47 \text{ m}^3$$
- Calculando los excedentes de tierra

$$V_{exe} = (V_e - V_r) * 1.5 = (6.30 \text{ m}^3 - 4.47 \text{ m}^3) * 1.5 = 2.75 \text{ m}^3$$

1.5 = factor de hinchamiento de tierra

Figura 43. Volumen de relleno de muro con mampostería de block reforzado



- Calculando el área de formaleta
 Para el cálculo de la formaleta, se tomarán en cuenta las soleras.
 Si se desea cubrir una solera de 0.20 m de altura, entonces: sólo se necesita el ancho de una tabla de 12 pulgadas, usando tablas de 1 ½"x12"x10'.
 El área a cubrir entonces es 0.30 m*1ml = 0.30m²
 Pero solo se necesita cubrir para 1m lineal, entonces:

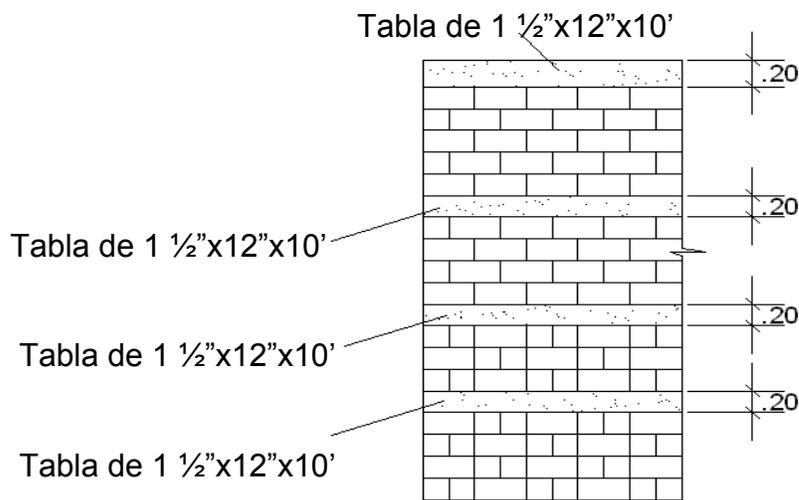
10pies * 1m/ 3.28 pies = 3.05 m.

Entonces: 1 tabla / 3.05 m = 0.33 tablas/metro lineal

- Cálculo de pie tabla

Para el cálculo de pie tabla que se necesitan son: 0.33 tablas de $1\frac{1}{2}'' \times 12'' \times 10'$ / 12 = 4.95 pie tabla.

Figura 44. Diseño de formaleta de muro con mampostería de block reforzado



- Cálculo de refuerzo de pantalla y zapata

Refuerzo A = #5@0.40

Para un metro lineal: 1m/0.40 m = 2.5 refuerzos/ml.

Utilizando varillas de 6.10 m, entonces:

$2.5 \times 6.10 \text{ m} / 6.10 \text{ m} = 1.74 \text{ varilla\#5}$

Refuerzo B= #5@0.40

Para un metro lineal: $1\text{ml} / 0.40\text{ m} = 2.5\text{ refuerzos} / \text{ml}$

$2.5 \times 3\text{ m} / 6.10\text{ m} = 1.23\text{ varilla}\#5$

Refuerzo C = 2#5@0.20

Para un metro lineal: $1\text{ml} / 0.20\text{ m} = 5\text{ refuerzos} / \text{ml}$

$5\text{ refuerzos} \times 2 \times 2\text{m} / 6.10 = 3.28\text{ varillas}\#5$

Refuerzo D = #4@0.20

Para un metro lineal: $1\text{ml} / 0.20\text{ m} = 5\text{ refuerzos} / \text{ml}$

$5 \times 1.60\text{m} / 6.10\text{ m} = 1.31\text{ varillas}\#4$

Refuerzo E=2#5+1#3@0.40

Para un metro lineal: $1\text{ml} / 0.40\text{ m} = 2.5\text{refuerzos} / \text{ml}$

$2.5 \times 2.85\text{m} / 6.10\text{ m} = 1.17\text{ varillas}\#5$

$2.5 \times 2.85\text{m} / 6.10\text{m} = 1.17\text{ varillas}\#3$

Refuerzo F=2#5+1#3@0.40

Para un metro lineal: $1\text{ml} / 0.40\text{ m} = 2.5\text{refuerzos} / \text{ml}$

$2.5 \times 4.05\text{m} / 6.10\text{ m} = 1.66\text{ varillas}\#5$

$2.5 \times 4.05\text{m} / 6.10\text{m} = 1.66\text{ varillas}\#3$

- Calculo de Refuerzo por temperatura

Soleras

Refuerzo #3+estribos #2@0.20

4 refuerzos #3 = 4 ml

$4\text{ ml} / (6.10\text{ m} - 0.40\text{ m}) = 0.70\text{ varillas}\#3/\text{ml}$

Dado que son 4 soleras de 4 refuerzos, entonces:

0.70 varillas #3*4 soleras = 2.80 varillas #3.

Refuerzo #2

Solera de 0.20x0.20= 1 ml/0.2 = 5 estribos *0.70m= 3.5 m

3.5m/6.10= 0.57 varillas #2, como son dos soleras de 0.20x0.20,

Entonces 0.57 varillas#2*2= 1.14 varillas #2

Solera de 0.20x0.40= 1 ml/0.2 = 5 estribos*1.10*= 5.50m

5.50m/6.10 = 0.90 varillas #2, como son dos soleras de 0.20x0.40,

entonces: 0.90 varillas #2*2= 1.80 varillas #2

Zapata

Refuerzo #4@0.20

1.40 m / 0.20 m = 7 refuerzos #4, más el anterior son 8 refuerzos #4

8 ml / (6.10 m – 0.40 m) = 1.40 varillas #4

Refuerzo #4@0.15

1.35 m / 0.15 m = 9 refuerzos #4

9 ml / (6.10 m – 0.4 m) = 1.58 varillas #4

Refuerzo #4@0.10

1.20 m / 0.10 m = 12 refuerzos #4

12 ml / (6.10 m – 0.40 m) = 2.11 varillas #4

- Total de varillas en el refuerzo por temperatura

Refuerzo #2 en soleras=1.14 varillas #2+ varillas #2+1.80 varillas #2 =
2.94 varillas #2.

Refuerzo #3 en soleras= 2.80 varillas #3

Refuerzo #4 en zapata = 1.40 varillas#4 + 1.58 varillas#4 + 2.11 varillas#4 = 5.09 varillas#4.

- Total de Refuerzo #5

Refuerzo A = #5@0.40 = 1.74 varillas #5

Refuerzo B = #5@0.40 = 1.23 varillas #5

Refuerzo C = 2#5@0.20= 3.28 varillas #5

Refuerzo E= 2#5@0.40 =1.17 varillas #5

Refuerzo F = 2#5@0.40 =1.66 varillas #5

Total = 1.74+1.23+3.28+1.17+1.66 = 9.08 varillas #5

Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = 9.08*1.05 = 9.53 varillas #5

- Total de Refuerzo #4

Refuerzo D= #4@0.20 = 1.31varillas #4

Refuerzo #4 en zapata = 5.09 varillas #4

Total = 1.31+5.09 = 6.40 varillas #4

Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = 6.40*1.05 = 6.72 varillas #4

- Total de Refuerzo #3

Refuerzo E=1#3@.40 = 1.17 varillas #3

Refuerzo F=1#3@.40 = 1.66 varillas #3

Refuerzo #3 en soleras = 2.80 varillas #3

Total= 1.17+1.66+2.80 = 6.23 varillas #3

Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = 6.23*1.05 = 6.54 varillas #3

- Total de Refuerzo #2

Refuerzo #2 en soleras = 3.03 varillas #2.

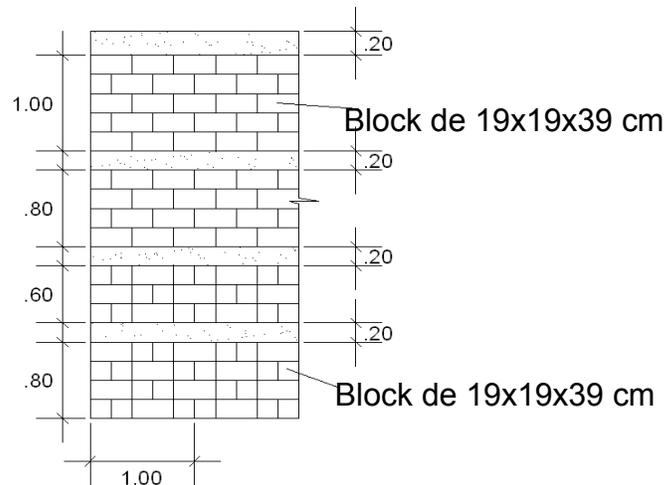
Aplicando un factor de desperdicio del 1.05 = 3.03*1.05 =3.18 varillas #2

Tabla VI. Total de refuerzo de muro con mampostería de block reforzado

| TOTAL DE REFUERZO | | | |
|-------------------|----------|-----------|------------------|
| Refuerzo | Varillas | No VAR/qq | qq |
| #2 | 3.18 | 30 | 3.18 / 30 = 0.11 |
| #3 | 6.54 | 13 | 6.54/ 13 = 0.50 |
| #4 | 6.72 | 7 | 6.72 / 7 = 0.96 |
| #5 | 9.53 | 5 | 9.53/5= 1.91 |
| | | | Σ 3.48 qq |

- Cálculo de alambre de amarre
 Considerando 5% por cada quintal de hierro, entonces:
 $3.48 \text{ qq} * 0.05 = 0.17 \text{ qq} * 100 = 17 \text{ libras de alambre de amarre.}$
- Cálculo de block de 19x19x39 cm de 35 kg/cm²
 Considerando 12.5 block para 1m² de levantado, entonces:
 $\# \text{de blocks} = 12.5 * 1 \text{ ml} * (1 \text{ m} + 0.80 \text{ m} + 2(0.60 \text{ m}) + 2(0.80 \text{ m}))$
 $\# \text{de blocks} = 12.5 * 1 \text{ ml} * 4.6 \text{ m}^2 = 57.50 \text{ blocks /ml.}$

Figura 45. Pantalla de muro con mampostería de block reforzado



- Cálculo de mortero para levantado de block

Para la preparación de la sabieta en la obra considerar la siguiente proporción:

Para 1 m³ de sabieta, utilizar la proporción de 1:3

Usar 12 sacos de cemento y 1.33 m³ de arena de río.

Para un levantado de block de 0.19x0.19x0.39 cm, utilizar 0.03 m³ de sabieta por cada m² de levantado.

Entonces: 0.03*4.6 m² de levantado = 0.14 m³ de sabieta son los que necesitan para cubrir un metro lineal de levantado de muro.

- Cálculo de volumen de concreto

Vc de la zapata= $((0.20 \text{ m}+0.45 \text{ m})/2)*4.20 \text{ m} + (0.45 \text{ m})^2*1\text{ml} = 1.57 \text{ m}^3$

Vc de soleras = $2*(0.20 \text{ m}*0.20 \text{ m})+2*(0.20 \text{ m}*0.40 \text{ m})*1\text{ml} = 0.24 \text{ m}^3$

Vc de relleno para los agujeros = $(2*0.13 \text{ m}*0.12 \text{ m}*0.18 \text{ m})*1\text{ml}*\#\text{de blocks} = 0.33 \text{ m}^3$

Total de Vc = $1.57 \text{ m}^3+0.24 \text{ m}^3+0.33 \text{ m}^3 = 2.14 \text{ m}^3$

Se usará una proporción de 1:2:2

Para 1m³ cubico de concreto se usará los siguientes factores:

Sacos de cemento de 42.5 kg: 9.80

Arena: 0.55

Piedrín: 0.55

Aplicando 1.05 factor de desperdicio en cemento, 1.33 en arena de río y 1.15 en piedrín.

Fuente: Método práctico para la elaboración de presupuestos de construcción página 35. Arq. Nery William García. Edición actualizada

4.2 Precios unitarios de materiales de construcción

En el transcurso de la obra, es probable que los precios de los materiales sufran variaciones, en caso de ser significativo, se deberá realizar un nuevo análisis.

Los precios de los materiales se consideran puestos en obra, por lo tanto, integran un precio unitario, como se presentan a continuación en la tabla VII.

Tabla VII. Precios unitarios de materiales de construcción

| PRECIOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN | | |
|--|----------------|------------------------|
| Materiales | Unidad | Precio unitario |
| Saco de cemento de 42.5 kg | unidad | Q62.00 |
| Arena de río | m ³ | Q100.00 |
| Piedrín | m ³ | Q185.00 |
| Refuerzo grado 40 | qq | Q310.00 |
| Alambre de amarre | lb | Q5.00 |
| Clavo | lb | Q5.00 |
| Madera de pino cepillada | pie tabla | Q5.00 |
| Block de 19x19x39cm de 35 kg/cm ² | unidad | Q4.50 |

Fuente: Elaboración propia con base de la Cámara Guatemalteca de la Construcción (CGC), Departamento de Análisis Estadístico (DAE). Enero de 2010.

4.3 Precios unitarios de mano de obra

El costo de mano de obra en el medio es algo variable, pues está determinado por la variación constante del precio de la canasta básica y los procedimientos de construcción.

En Guatemala, generalmente, se utilizan dos formas para pagar la mano de obra: pago por día y pago por trato o a destajo; en este caso se utilizará mano de obra pagada por trato y a continuación se presentan en la tabla VIII.

Tabla VIII. Precios unitarios de mano de obra

| PRECIOS UNITARIOS DE MANO DE OBRA | | |
|--|----------------|------------------------|
| Descripción | Unidad | Precio unitario |
| Excavación | m ³ | Q25.00 |
| Armar refuerzo #3 | ml | Q0.80 |
| Armar refuerzo #4 | ml | Q1.00 |
| Armar refuerzo #5 | ml | Q1.50 |
| Hacer formaleta para muro | m ² | Q25.00 |
| Desencofrado de muro | m ² | Q5.00 |
| Fundición y hacer concreto | m ³ | Q150.00 |
| Levantado de block de 19x19x39cm | unidad | Q1.50 |
| Hacer formaleta para soleras | ml | Q4.00 |
| Desencofrado de soleras | ml | Q1.50 |
| Relleno con material del lugar | m ³ | Q20.00 |
| Remoción de excedentes | m ³ | Q15.00 |

Fuente: Elaboración propia con base de la Cámara Guatemalteca de la Construcción (CGC), Departamento de Análisis Estadístico (DAE). Enero de 2010.

4.4 Cálculo de factor de prestaciones laborales

Según el Código de Trabajo, todo trabajador al finalizar su relación laboral con la empresa tiene derecho a bonificación anual: (Bono 14) equivalente a un salario o sueldo (30 días) ordinario que devengue el trabajador. Indemnización: equivalente a un salario o sueldo (30 días). Aguinaldo: equivalente a un salario o sueldo (30 días), vacaciones (15 días), para el cálculo se consideran como base 365 días al año, y se toma como base el salario devengado y el tiempo de relación laboral.

Según el Código de Trabajo en el artículo 102: Todo patrono que ocupe permanentemente a tres o más trabajadores, sin llegar al límite de diez; debe llevar planillas de conformidad con los modelos que adopte el Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS).

En resumen, los porcentajes de cuota patronal del IGSS en el departamento de Guatemala, son:

Patrono: 10.67% IGSS + 1% IRTRA + 1% INTECAP = 12.67%.

Por lo anterior, se debe considerar en la integración de costos, el pago por prestaciones de la mano de obra.

A continuación, se presenta en la tabla IX, los descansos semanales, días de asueto y vacaciones anuales para calcular el valor del factor de prestaciones de la mano de obra.

Tabla IX. Descansos semanales, días de asueto y vacaciones anuales

| Descansos semanales, días de asueto y vacaciones anuales | |
|---|--------------|
| A. Días no trabajados durante el año | Días |
| A1. Feriados | |
| 1 de enero | 1.00 |
| Jueves, viernes y sábado santos | 3.00 |
| 1 de mayo | 1.00 |
| 30 de junio | 1.00 |
| 15 de septiembre | 1.00 |
| 20 de octubre | 1.00 |
| 1 de noviembre | 1.00 |
| 24 de diciembre | 0.50 |
| 25 de diciembre | 1.00 |
| 31 de diciembre | 0.50 |
| Festividad local | 1.00 |
| 3 de mayo (día del albañil) | 0.50 |
| Subtotal | 12.50 |
| A2. Domingos al año | 52.00 |
| A3. Medios días sábado | 26.00 |
| Total | 90.50 |
| B. Días efectivos trabajados durante un año | |
| Días que tiene un año | 365.00 |
| Días no trabajados | 90.50 |
| Vacaciones | 15.00 |
| Días efectivos | 259.50 |

Fuente: Elaboración propia con base al Código de Trabajo. Edición Actualizada. Guatemala 2008.

A continuación, se presenta el cálculo del factor de prestaciones laborales de la mano de obra según el salario de un operario con una base de Q60.00 diarios.

Tabla X. Factor de prestaciones laborales

| ANÁLISIS DE FACTOR DE PRESTACIONES LABORALES SEGÚN EL SALARIO DE UN ALBAÑIL (BASE = Q60.00/DIARIOS) | | |
|--|--------------|---------------|
| A. De desembolso inmediato | Costo | Factor |
| A1. Salario de lo efectivo trabajado Q60.00*259.50 días efectivos | Q15,570.00 | 1.0000 |
| A2. Salario de los días no trabajados Q60.00*90.50 días no trabajados | Q5,430.00 | 0.3487 |
| A3. Cuotas patronales | | |
| IGSS 10.67%(A1+A2) | Q2,240.70 | 0.1439 |
| INTECAP 1%(A1+A2) | Q210.00 | 0.0135 |
| IRTRA 1%(A1+A2) | Q210.00 | 0.0135 |
| A4. Bonificación 259.50 días efectivos *8 horas*Q0.30 | Q622.80 | 0.0400 |
| B. De desembolso a mediano plazo | | |
| B.1 Vacaciones Q60.00*15 días | Q900.00 | 0.0578 |
| B.2 Aguinaldo Q60.00*30 días | Q1,800.00 | 0.1156 |
| B.3 Indemnización (Q60.00+ (50%B.2/180 días))*30 días | Q1,950.00 | 0.1252 |
| B.4 Bono14 Q60.00*30 días | Q1,800.00 | 0.1156 |
| TOTAL | | 1.9738 |

Fuente: Elaboración propia con base al Código de Trabajo. Edición Actualizada. Guatemala 2008.

El factor de prestaciones laborales se obtiene como la sumatoria de las divisiones de cada costo entre el salario de lo efectivo trabajado. Este factor se multiplica por el total del costo directo de la mano de obra en ambos muros y se integra en el presupuesto.

En este caso el factor de prestaciones laborales de la mano de obra es de 1.97 para un albañil con base de Q60.00 diarios.

4.5 Presupuesto de muro de concreto reforzado

Tabla XI. Presupuesto de materiales de muro de concreto reforzado

| MATERIALES | | | | |
|----------------------------|----------------|-----------------|------------------------|------------------|
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Total |
| Refuerzo #3 grado 40 | varilla | 1.72 | Q23.85 | Q41.02 |
| Refuerzo #4 grado 40 | varilla | 16.16 | Q44.29 | Q715.73 |
| Refuerzo #5 grado 40 | varilla | 6.89 | Q62.00 | Q427.18 |
| Alambre de amarre | lb | 19.00 | Q5.00 | Q95.00 |
| Clavos de 3" | lb | 4.00 | Q5.00 | Q20.00 |
| Madera de pino cepillada | pie tabla* | 168.90 | Q1.65 | Q278.69 |
| Concreto 3000 psi | m ³ | 2.45 | Q830.00 | Q2,033.50 |
| Total de materiales | | | | Q3,611.12 |

*Se consideraron 3 usos a la madera

Tabla XII. Presupuesto de mano de obra de muro de concreto reforzado

| MANO DE OBRA | | | | |
|---|----------------|-----------------|------------------------|------------------|
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Total |
| Excavación | m ³ | 4.76 | Q25.00 | Q119.00 |
| Armadura de zapata y muro | | | | |
| Refuerzo#3 | ml | 12.20 | Q0.80 | Q9.76 |
| Refuerzo#4 | ml | 97.60 | Q1.00 | Q97.60 |
| Refuerzo#5 | ml | 42.70 | Q1.50 | Q64.05 |
| Fundición y hacer concreto para zapata | m ³ | 1.16 | Q150.00 | Q174.00 |
| Hacer formaleta para muro | m ² | 3.96 | Q25.00 | Q99.00 |
| Fundición y hacer concreto para muro | m ³ | 1.29 | Q150.00 | Q193.50 |
| Desencofrado de muro | m ² | 3.96 | Q5.00 | Q19.80 |
| Relleno con material del lugar | m ³ | 3.17 | Q20.00 | Q63.40 |
| Remoción de excedentes | m ³ | 2.40 | Q15.00 | Q36.00 |
| Total mano de obra | | | | Q876.11 |
| Factor de prestación de mano de obra | factor= | 1.97 | | Q1,725.94 |
| Total de materiales | | | | Q3,611.12 |
| TOTAL | | | | Q6,213.17 |
| Precio unitario por m² de materiales (Q3,611.12/4.40 m²) | | | | Q820.71 |
| Precio unitario por m² de mano de obra (Q1,725.94/4.40 m²) | | | | Q392.26 |
| Precio unitario por m² de muro de concreto (Q6,213.17/4.40 m²) | | | | Q1,412.08 |

4.40m²= Altura del muro por un metro lineal de muro de concreto

4.6 Presupuesto de muro de mampostería de block reforzado

Tabla XIII. Presupuesto de materiales de muro de mampostería reforzada

| MATERIALES | | | | |
|--|----------------|-----------------|------------------------|------------------|
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Total |
| Refuerzo #2 grado 40 | varilla | 3.18 | Q10.33 | Q32.85 |
| Refuerzo #3 grado 40 | varilla | 6.54 | Q23.85 | Q155.98 |
| Refuerzo #4 grado 40 | varilla | 6.72 | Q44.29 | Q297.63 |
| Refuerzo #5 grado 40 | varilla | 9.53 | Q62.00 | Q590.86 |
| Alambre de amarre | lb | 17.00 | Q5.00 | Q85.00 |
| Clavos 3" | lb | 0.50 | Q5.00 | Q2.50 |
| Madera de pino cepillada | pie tabla* | 4.95 | Q1.65 | Q8.17 |
| Block de 19x19x39 cm de 35kg/cm ² | unidad | 57.50 | Q4.50 | Q258.75 |
| Concreto 3000 psi | m ³ | 2.14 | Q830.00 | Q1,776.20 |
| Sabieta | m ³ | 0.14 | Q877.00 | Q122.78 |
| Total de materiales | | | | Q3,330.72 |

*Se consideraron 3 usos a la madera

Al considerar 3 usos a la madera, se refiere a la cantidad de veces que puede ser utilizada la madera, para hacer la formaleta correspondiente a cada muro de contención.

Tabla XIV. Presupuesto de mano de obra de muro de mampostería reforzada

| MANO DE OBRA | | | | |
|---|----------------|-----------------|------------------------|------------------|
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Total |
| Excavación | m ³ | 6.30 | Q25.00 | Q157.50 |
| Armadura de zapata y muro | | | | |
| Refuerzo #3 | ml | 24.40 | Q0.80 | Q19.52 |
| Refuerzo #4 | ml | 42.70 | Q1.00 | Q42.70 |
| Refuerzo #5 | ml | 61.00 | Q1.50 | Q91.50 |
| Fundición y hacer concreto para zapata | m ³ | 1.57 | Q150.00 | Q235.50 |
| Levantado de block de 19x19x39cm de 35 kg/cm ² | unidad | 57.50 | Q1.50 | Q86.25 |
| Fundición de pines | m ³ | 0.33 | Q150.00 | Q49.50 |
| Armadura de Soleras | | | | |
| Refuerzo#2 | | | | |
| Hacer estribo #2 para soleras de 20x20cm | unidad | 10.00 | Q0.35 | Q3.50 |
| Hacer estribo #2 para soleras de 20x40cm | unidad | 10.00 | Q0.50 | Q5.00 |
| Refuerzo#3 | ml | 18.30 | Q0.80 | Q14.64 |
| Fundición y hacer concreto para soleras 20x20cm | m ³ | 0.08 | Q150.00 | Q12.00 |
| Fundición y hacer concreto para soleras 20x40cm | m ³ | 0.16 | Q150.00 | Q24.00 |
| Hacer formaleta de soleras | ml | 4.00 | Q4.00 | Q16.00 |
| Desencofrado | ml | 4.00 | Q1.50 | Q6.00 |
| Relleno con material del lugar | m ³ | 4.47 | Q20.00 | Q89.40 |
| Remoción de excedentes | m ³ | 2.75 | Q15.00 | Q41.25 |
| Total de mano de obra | | | | Q894.26 |
| Factor de prestaciones de mano de obra | factor= | 1.97 | | Q1,761.69 |
| Total de materiales | | | | Q3,330.72 |
| TOTAL | | | | Q5,986.67 |
| Precio unitario por m² de materiales (3,330.72/4.50 m²) | | | | Q740.16 |
| Precio unitario por m² de mano de obra (1,761.69/4.50 m²) | | | | Q391.49 |
| Precio unitario por m² de muro de mampostería (5,986.67/4.50 m²) | | | | Q1,330.37 |

4.50m²= Altura del muro por un metro lineal de muro de mampostería reforzada.

4.7 Estudio comparativo de precios

Tabla XV. Resumen de comparativo de precios

| DESCRIPCIÓN | P.U. POR M² DE MATERIALES | P.U. POR M² DE MANO DE OBRA | P.U. POR M² DE MURO |
|--|---|---|---------------------------------------|
| Muro de concreto reforzado | Q820.71 | Q392.26 | Q1,412.08 |
| Muro de mampostería de block reforzado | Q740.16 | Q391.49 | Q1,330.37 |

P.U. = Precio Unitario

El costo de muro de mampostería de block reforzado es más económico que el muro de concreto reforzado.

Hay que considerar que para la formaleta del muro de concreto se necesita mano de obra calificada, por lo tanto se incrementa el costo de este muro por la supervisión de la obra.

En los datos reportados no se incluyen gastos indirectos de empresa (administración, imprevistos, honorarios, utilidad, etc.) porque en el estudio se consideró que en ambos casos tendría la misma incidencia. Además en las zonas marginales, para las que se hace el estudio, por lo general no contratan empresas para la construcción de muros de contención.

CONCLUSIONES

1. Como resultado de la optimización del diseño, la cuantificación y presupuesto de muro de concreto reforzado y muro de mampostería de block reforzado, el comparativo de costos permitió determinar que el muro más económico es el de mampostería de block reforzado.
2. Fue indispensable obtener los mismos factores de seguridad en el diseño de ambos muros, lo cual permitió un comparativo de costos confiable.
3. La economía en el muro depende mucho de la disponibilidad, precio y accesibilidad de los materiales en el lugar de la construcción, los cuales pueden ser determinantes en la selección de la solución a elegir.
4. Este estudio puede ser utilizado como una guía práctica para resolver este tipo de problemas haciendo los ajustes necesarios en dimensiones, parámetros de diseño y precios actuales de mano de obra y materiales. Sin embargo, las características del muro que se seleccionó para el estudio corresponden al caso más frecuente, si se toma en cuenta que su uso principal es para retener tierra en la construcción de viviendas.

RECOMENDACIONES

1. La construcción del muro de mampostería es más económica que la de concreto reforzado, pero siempre deben tomarse en cuenta los precios actuales de materiales y mano de obra en el lugar.
2. El muro aquí diseñado no tiene talón, con el objeto de no reducir el terreno y a la vez no interferir en terreno ajeno, de ser posible diseñarlo con talón, lo cual permite obtener muros más económicos.
3. Se hace necesario el uso de un factor de seguridad de 1.50 en deslizamiento y 2.00 en volteo, ya que esta clase de muros pueden ser sometidos a empujes hidrostáticos no considerados en el diseño que incrementan los valores de los empujes activos.
4. Realizar la construcción en tiempo de verano, pues como se utilizan principalmente en terrenos con talud, el proceso constructivo puede verse afectado por la presencia de lluvias.
5. Construir un drenaje adecuado, como una seguridad adicional y dependiendo de las condiciones reales del lugar de construcción.

6. Utilizar concreteteras para la fabricación del concreto, lo cual garantiza, de alguna manera, la uniformidad de la mezcla y la resistencia considerada en el diseño.

7. No realizar la mezcla de materiales para la elaboración de sabieta y concreto en el suelo, se recomienda usar recipientes adecuados de madera para evitar que se contaminen las mezclas con tierra.

8. Deben utilizarse valores conservadores en los parámetros de diseño: peso específico del suelo = $1,600 \text{ kg/m}^3$ (100 lb/pie^3), ángulo de fricción interna = 30° y valor soporte del suelo = $17,000 \text{ kg/m}^2$ ($3,500 \text{ lb/pie}^2$), si no se cuenta con un estudio de suelos.

9. Debe proveerse una dosificación de los materiales utilizando medidas de volumen fácilmente comprendidas por el personal de mano de obra del lugar, tales como: saco de cemento, carretillas de arena, carretillas de pedrín, botes de agua, etc., pues no hay preparación adecuada para comprender términos como: metro cúbico, pie cúbico, litro de agua, kg de cemento, etc.

BIBLIOGRAFÍA

- Código de Trabajo. Edición actualizada. Guatemala 2008
- Código Uniforme de la Edificación 1997. (UBC)
- Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. Sexta edición. México: Limusa, 2008. 644 pp.
- De León Roblero, Cornelio David. Diseño de muros de contención de suelos. Tesis Ing. civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1997. 49 pp.
- García de León, Nery William. **Método práctico para la elaboración de presupuestos de construcción**. Edición actualizada. Guatemala, 2008. 134 pp.
- McCormac Jack C. **Diseño de concreto reforzado**. Quinta edición. México: Alfaomega, 2005. 803 pp.
- Merritt, Frederick. **Manual del ingeniero civil**. Tomo I. Tercera edición. México: McGraw-Hill, 1992.
- Revista economía de la Construcción. Año 3. No.12. Enero-marzo 2010
- Revista construcción. Cámara Guatemalteca de la Construcción. Marzo 2010
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05).

ANEXOS

Encuesta al sector de la construcción: situación 2009 y expectativas 2010

*Por: Departamento de Análisis Estadístico de CGC
ASIES colaboró con el diseño de la boleta de encuesta
utilizada para la recolección de información*

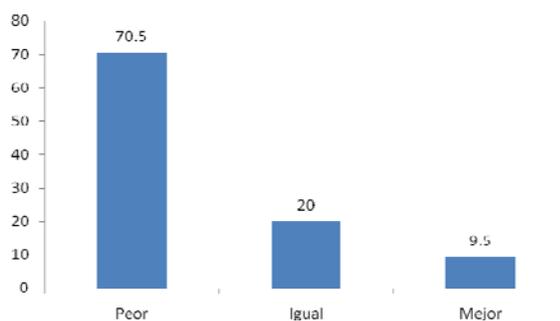
Situación durante el año 2009

Para el año 2009, existe un consenso general sobre el deterioro de la situación del sector construcción en Guatemala. Así lo indican los resultados de la encuesta de situación y perspectivas del sector de la construcción, realizada por Cámara Guatemalteca de la Construcción.

Asimismo, el Índice Mensual de la Actividad de la Construcción (Imacon), el cual se ha convertido en un termómetro del sector, también da cuenta, de que en efecto, el año 2009 se presentó más complicado y difícil que en el 2008 para la construcción.

En general, alrededor del 70.5 por ciento de las empresas sujetas a la encuesta indicó un deterioro de la situación del sector construcción en 2009 con respecto de 2008. Un porcentaje mínimo (9.5 por ciento), indicó una mejoría. Complementariamente, un 20.0 por ciento percibió una situación igual que en 2008. De hecho, los resultados de la encuesta muestran una capacidad instalada funcionando por debajo de su óptimo, es decir en un 64 por ciento.

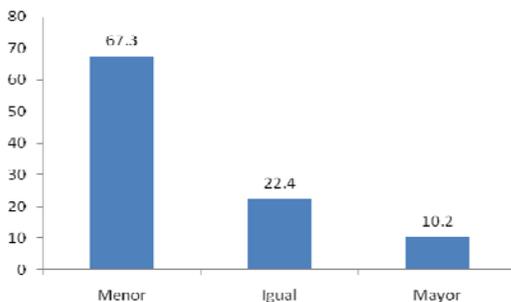
**Situación del sector construcción
2009 con respecto de 2008
En porcentajes**



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

En lo que se refiere a la cantidad de obras y proyectos de construcción, un alto porcentaje de los encuestados, 67.3 por ciento, refirieron que para el año 2009 dicha magnitud había experimentado una reducción. Un 22.4 por ciento dijo que la cantidad de obras y proyectos había permanecido sin cambio, mientras que un reducido porcentaje (10.2 por ciento), percibió un aumento en esta variable.

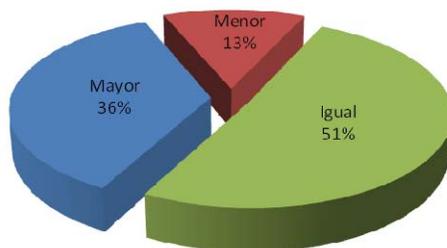
Obras y proyectos de construcción 2009 con respecto de 2008 En porcentajes



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

Aunque la mayor parte de empresas contó con un menor número de empleados, llama la atención que los niveles de salarios prevalecientes en la mayoría de empresas fue igual o superior al de 2008. Más de la mitad de la muestra consideró que los salarios se mantuvieron igual que en el 2008. Esto en parte se debe al hecho de que la eliminación de plazas de trabajo, en general, no implicó reducciones salariales para los puestos de trabajo que no fueron suprimidos, y es posible que hayan sufrido leves aumentos salariales, sobre todo en puestos en donde se requiere mano de obra calificada.

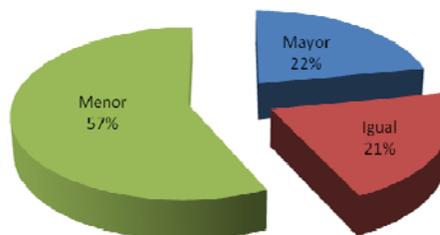
Salarios en la construcción 2009 con respecto de 2008 En porcentajes



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

En concordancia con lo anterior, la mayoría de los encuestados, 57 por ciento, indicó una reducción de los ingresos en 2009 con respecto de 2008, contrastando con el hecho de que más del 75 por ciento de la muestra exteriorizó que los precios por unidad de construcción se mantuvieron o aumentaron. Esto denota un deterioro en los niveles de ventas de la mayoría de empresas de la muestra, con la consecuente acumulación de inventarios durante el año 2009.

**Ingreso en la construcción
2009 con respecto de 2008
En porcentajes**



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

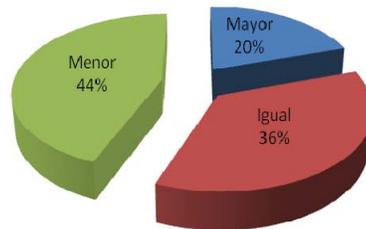
Con la actividad en la construcción deprimida durante el segundo semestre de 2008 y durante todo el año 2009, las empresas fueron más cautelosas para realizar inversiones. Además la reserva del sistema financiero para orientar recursos hacia inversores y consumidores, también incidió negativamente en la evolución de la inversión. De acuerdo con el 44 por ciento de las empresas de la muestra, en 2009 hubo una reducción de la inversión. Del mismo modo, el 52.7 por ciento de las empresas dijo haber experimentado una reducción en la compra de materiales de construcción. Además, a pesar de la posición adoptada por el sistema financiero y las empresas ante un entorno con mayor riesgo, no todas han reducido sus inversiones. Algunas las han incrementado. Alrededor del 20 por ciento indicó haber incrementado la inversión y la compra de materiales de construcción.

Lógicamente, las empresas más sólidas y menos riesgosas del sector tuvieron acceso a crédito y pudieron tomar acciones más atrevidas en busca de nuevas oportunidades para enfrentar con éxito la crisis.

Aunque para la mayoría de empresas encuestadas la inversión y la compra de materiales de construcción cayeron, y suprimieron plazas de trabajo, también para la mayoría de la muestra los costos aumentaron. Es bastante probable que los costos financieros hayan tenido un papel trascendental en esta situación. Por su parte, casi la mitad de la muestra sufrió un incremento

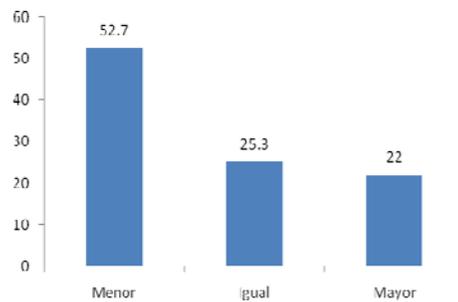
en los costos, mientras que más de la mitad percibió costos menores o iguales que con respecto compra de materiales de 2008.

Inversiones en la construcción 2009 con respecto de 2008 En porcentajes



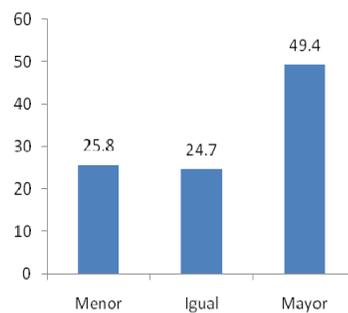
Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

Compra de materiales de construcción 2009 con respecto de 2008 En porcentajes



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

Costos totales en la construcción 2009 con respecto de 2008 En porcentajes



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

Perspectivas 2010

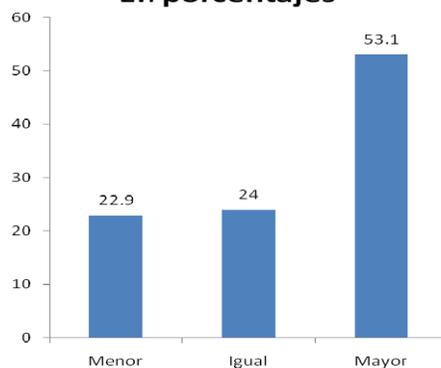
Al respecto de las condiciones de la economía mundial y nacional para 2009, hay un consenso sobre su mejora y recuperación. Para el sector construcción en Guatemala, si bien no se espera una recuperación del sector, se proyecta una leve mejora para el 2010. En 2009 el sector decreció a un ritmo del 13.4 por ciento y para 2010 se espera que la reducción sea del 7.1 por ciento. En esa misma vía se encuentra la opinión de la mayoría de los encuestados. Un 54.9 por ciento de ellos considera una mejor evolución en la situación del sector de la construcción, lo que no necesariamente indica que se proyecte un crecimiento del sector que esta en línea con la proyección de ingresos, en sus empresas. El 28.6 por ciento proyecta que para 2010 la situación seguirá inalterada. Algunos, todavía influidos por el ambiente, aun ven con pesimismo el panorama para 2010. En efecto, el 16.5 por ciento espera un deterioro de las condiciones de la actividad constructiva en 2010.



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

En lo relativo a las obras y proyectos, más del 50 por ciento de la muestra expresa que aumentarán en 2010. El 24 por ciento considera que no habrá cambio, y un 22.9 por ciento piensa que la cantidad de obras y proyectos serán menores. A pesar de ello, menos de la mitad de los encuestados piensan que el nivel de empleo fijo, temporal o subcontratado será mayor. También, menos de la mitad considera niveles de inversión mayores para 2010. Esto refleja una mayor prudencia al nivel operativo en el corto plazo, pues si la mejora en el entorno no es sostenible con costos adicionales, producto de su excesivo optimismo. Se puede leer de estos hechos, que la mayor parte de la muestra no ve sostenible, en el medio plazo, la recuperación económica del país, Incluso, podría pensarse que esa mayoría proyecta una recuperación en W.

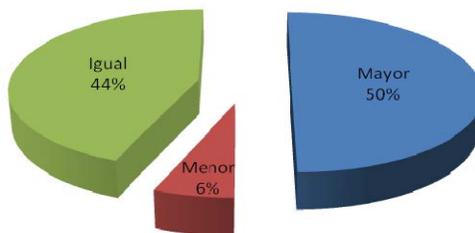
**Obras y proyectos de construcción
Año 2010
En porcentajes**



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

En cuanto a salarios, las expectativas son contundentes. Un 94 por ciento piensa que para 2010 los salarios quedarán iguales o aumentarán, mientras que tan solo un 6 por ciento espera que los salarios disminuyan. Estas expectativas influyen sobre las proyecciones de costos, en donde la mayoría de encuestados opina que sufrirán un incremento en 2010.

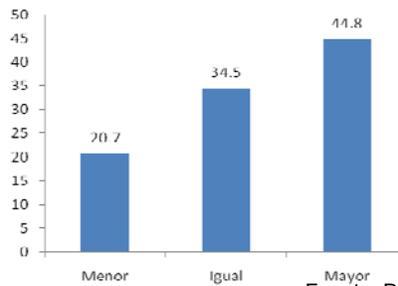
**Salarios en la construcción
Año 2010
En porcentajes**



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

En cuanto a precios de venta, un porcentaje bastante alto, espera que los precios se mantengan e incluso suban. Esto podrían deberse al ajuste de precios para mantener los márgenes de comercialización, pues un alto porcentaje de encuestados considera un aumento de costos en 2010, lo cual está ligado al incremento en la compra de materiales de construcción (el 45 por ciento de los encuestados así lo proyecta) y al aumento de los salarios, así como por las expectativas de aumento de productos como hierro y el petróleo.

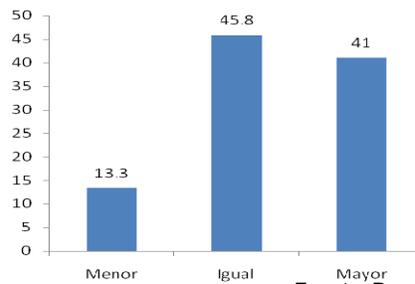
**Compra de materiales de construcción
Año 2010
En porcentajes**



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

Finalmente, ligado a un incremento de la demanda en 2010. La mayor parte de la muestra (86.8 por ciento) considera que los precios por unidad de construcción (obras/proyectos) se mantendrán o tenderán al alza. Un 13.3 por ciento espera precios menores.

**Precios de venta por unidad de
construcción (obra/proyecto)
Año 2010
En porcentajes**



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

Finalmente, de los resultados de la encuesta, específicamente de lo que se espera en 2010 para la construcción, se percibe que aun cuando hay un sentimiento de mejora para el citado año, existe bastante cautela para invertir y generar negocios, pues se advierte un futuro con bastante incertidumbre, sobre todo, en el medio plazo, lo cual hará mas complicada la recuperación del sector, es decir, las expectativas jugaran un papel decisivo en la evolución futura de la actividad constructiva.

Análisis de índices estadísticos de precios de materiales

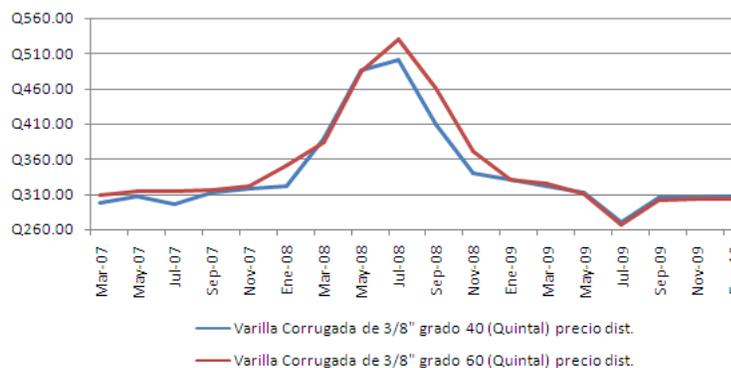
Acero

En el mes de enero de 2010, el precio del quintal de varilla corrugada de 3/8" grado 40 mostró un incremento de 0.45 por ciento, mientras que el precio del quintal de varilla corrugada de 3/8" grado 60, sufrió un ligero descenso de -0.26; en el segundo mes del año ambos productos presentaron incremento, siendo estos de 2.29 y 2.19 por ciento, respectivamente. Luego de este incremento los precios se mantuvieron estables en el mes de marzo.

Precio Promedio del Quintal de Varilla Corrugada
(Q/qq)

| | Varilla Corrugada de 3/8" grado 40 (Quintal) precio dist. | Varilla Corrugada de 3/8" grado 60 (Quintal) precio dist. |
|--------|--|--|
| Mar-09 | Q320.81 | Q324.70 |
| Apr-09 | Q320.52 | Q317.67 |
| May-09 | Q313.02 | Q310.17 |
| Jun-09 | Q271.57 | Q290.85 |
| Jul-09 | Q270.32 | Q267.10 |
| Aug-09 | Q296.82 | Q293.14 |
| Sep-09 | Q304.79 | Q300.97 |
| Oct-09 | Q316.67 | Q313.79 |
| Nov-09 | Q305.12 | Q303.73 |
| Dec-09 | Q305.12 | Q303.73 |
| Jan-10 | Q306.51 | Q302.95 |
| Feb-10 | Q313.52 | Q309.60 |
| Mar-10 | Q313.52 | Q309.60 |

Precio Promedio del Quintal de Varilla Corrugada
(Q/qq)



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

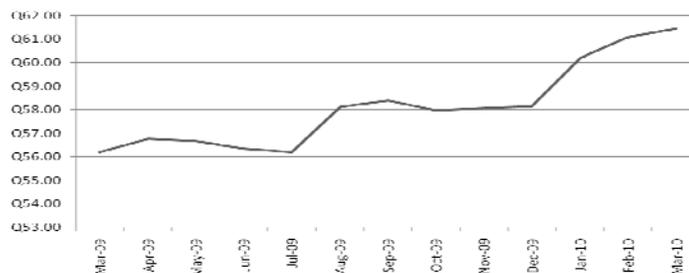
Cemento

El precio promedio de distribuidores del saco de 42.5 kg de cemento de uso general al mes de marzo de 2010, presento una variación de 2.11 por ciento en comparación con el mes de febrero, ubicándose en Q61.46. De acuerdo con la variación interanual, es decir, la comparación entre marzo 2009 y marzo 2010, los precios sufrieron un incremento del 9.38 por ciento.

Cemento
Saco de 42.5 kg
De marzo 2009 a marzo 2010

| Mes | Precio Promedio Distribuidores Capital |
|--------|--|
| Mar-09 | Q56.19 |
| Apr-09 | Q56.76 |
| May-09 | Q56.66 |
| Jun-09 | Q56.34 |
| Jul-09 | Q56.19 |
| Aug-09 | Q58.11 |
| Sep-09 | Q58.38 |
| Oct-09 | Q57.98 |
| Nov-09 | Q58.08 |
| Dec-09 | Q58.14 |
| Jan-10 | Q60.19 |
| Feb-10 | Q61.09 |
| Mar-10 | Q61.46 |

Cemento
Saco de 42.5 kg
De marzo 2009 a marzo 2010



Fuente: Departamento de Análisis Estadístico de CGC.

