

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE MUROS EN VOLADIZO, MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS DE TIERRA REFORZADA

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el los Brs.:

Amendola Castello, Francesco

Simonpietri Trabucco, Ricardo

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, Junio de 2006

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE MUROS EN VOLADIZO, MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS DE TIERRA REFORZADA

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Jose Manuel Velásquez

Colaboradora: Prof. Maria Eugenia Korody

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el los Brs.:

Amendola Castello, Francesco

Simonpietri Trabucco, Ricardo

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, Junio de 2006

ACTA

El día 23 de Junio de 2006 se reunió el jurado formado por los profesores:

José Manuel Velásquez

María Eugenia Korody

Felice Liberatore

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "**COMPARACION DE COSTOS ENTRE MUROS EN VOLADIZO, MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS DE TIERRA REFORZADA**".

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

| NOMBRE | CALIFICACIÓN | |
|----------------------------|--------------|--------|
| | Números | Letras |
| Br. Francesco Amendola C. | 20 | VEINTE |
| Br. Ricardo Simonpietri T. | 20 | VEINTE |

Recomendaciones:

Ninguna

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, 23 de Junio de 2006

DEDICATORIA

A mi Padre, quien fue un ejemplo a seguir y donde quiera que esté siempre estará cuidándome.

A mi Madre, quien siempre ha estado allí para ayudarme a superar los momentos difíciles, y de alguna forma siempre alegrar mi vida.

A mi Hermano Mauricio, quien es mi apoyo incondicional y alguien con el que siempre podré contar.

A toda mi Familia por siempre apoyarme en mis dediciones.

Ricardo

A mi Padres, quienes han sido fuente de apoyo constante en las buenas y en las malas a lo Largo de mi vida

A Angela, quien siempre ha estado ahí, cuando la he necesitado, y ha sido de gran inspiración para mi, por todas las cosas que ha logrado.

A mi Familia, por siempre ser tan especiales conmigo.

A mis Amigos, por compartir conmigo buenos y malos ratos, por el apoyo que me han brindado cuando lo he necesitado.

Francesco

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Central de Venezuela, por brindarme la oportunidad de poder salir profesional egresado de la máxima casa de estudios del país.

A nuestro tutor, Profesor José Manuel Velásquez, por ayudarnos en todos los aspectos necesarios para formular y culminar de manera exitosa nuestro Trabajo Especial de Grado.

Al Dpto. de Ingeniería Estructural, por mantener siempre sus puertas abiertas ante cualquier eventualidad, en especial a la Profesora Maria Eugenia Korody, por su apoyo incondicional y su ayuda desinteresada, a lo largo de la realización de nuestro Trabajo Especial de Grado y durante toda nuestra formación como ingenieros.

A los Ingenieros Héctor Caraballo y Aída Badra, de Cybeca Ingenieros C.A., por su colaboración prestada y por las facilidades que nos brindaron a lo largo de nuestra investigación.

Al Ing. Daniel Calatrava, representante de FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A, por la ayuda incondicional brindada, sobre todo en la etapa determinante de nuestra investigación.

A la Ing. Ingrid Mora de TRICAL DE VENEZUELA C.A., por su colaboración prestada en todo momento.

Al Ing. José Salvato, por su atención incondicional, y por los consejos, recomendaciones e información brindada.

Adriana Orellana, por toda su ayuda y colaboración en todo momento, sobre todo en los aspectos que más complicaciones produjeron.

Y finalmente nuestros amigos, por brindarnos el apoyo necesario para seguir adelante siempre en los buenos y malos momentos, en especial, a Jesus Esparis, Fedora González, Renghild Luis, Luis Reigadas, Alessandro Ferigo, Luisana Rosas, Gustavo Coronel, José Julián Lárez, Kristian Ruiz, Alejandro Clemente, Jessireth Bastardo, Yanelis Cadenas, y a todos los otros panas que de una u otra forma estuvieron siempre pendientes de nuestra labor.

Francesco y Ricardo

Amendola C. Francesco

Simonpietri T. Ricardo

COMPARACION DE COSTOS ENTRE MUROS EN VOLADIZO, MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS DE TIERRA REFORZADA

Tutor Académico: Prof. Jose Manuel Velásquez.

Colaboradora: Prof. Maria Eugenia Korody.

Trabajo Especial de Grado. Ciudad, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2006, n° pág. (175).

Palabras Clave: Muros, Comparación, Costos, Concreto Armado, Gaviones, Tierra Reforzada, Escogencia, Criterios.

Resumen

El objetivo principal de este Trabajo Especial de Grado es el de establecer un patrón de selección entre **muros** en voladizo, de gravedad y de tierra reforzada, según la **comparación** en base a los parámetros de diseño y a **costos** referenciales en Venezuela a la fecha. Para esto se seleccionaron casos representativos de dichas estructuras en nuestro país, como lo son los muros de **concreto armado** en forma de t invertida, en forma de l, en forma de l invertida y con contrafuerte, los cuales se diseñaron mediante métodos convencionales de cálculo; y los muros de **gaviones** y los de **tierra reforzada** tanto con armadura metálica como con mallas plásticas, en cuyo diseño se contó con el asesoramiento por parte empresas especializadas en la fabricación y ejecución de estas obras para su diseño.

Se estudiaron muros entre 3 y 12 metros, los cuales fueron presupuestados para ser analizado en detalle el costo asociado a cada uno de ellos, así como una serie de factores que condicionan la **escogencia** de un determinado muro para una situación particular. Como resultado de esto se obtuvo una tabla comparativa, que integra una serie de **criterios** básicos, que permita facilitar al lector la información necesaria para seleccionar el muro que mejor se ajuste al escenario planteado en base a los factores considerados y a los costos asociados.

ÍNDICE GENERAL

| | | |
|-----------|--|----------|
| I | INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| | Planteamiento del Problema..... | 3 |
| I.1 | Objetivos | 4 |
| I.1.1 | Objetivo General | 4 |
| I.1.2 | Objetivos Específicos | 4 |
| I.2 | Aportes..... | 5 |
| II | MARCO TEÓRICO | 6 |
| II.1 | Definiciones..... | 6 |
| II.1.1 | Muros en Voladizo | 6 |
| II.1.2 | Muros de Gravedad..... | 13 |
| II.1.3 | Muros de Tierra Reforzada..... | 14 |
| II.2 | Fundamentos para el Diseño..... | 15 |
| II.2.1 | Teoría de Rankine para Presiones Laterales de Tierra | 17 |
| II.2.2 | Teoría de Coulomb para Presiones Laterales de Tierra | 21 |
| II.3 | Muros en Voladizo..... | 24 |
| II.3.1 | Evaluación del Estado Límite de Servicio | 24 |
| II.3.2 | Evaluación del Estado Límite de Agotamiento..... | 28 |
| II.4 | Muros de Gravedad..... | 31 |
| II.4.1 | Muros de Gaviones. | 32 |
| II.5 | Muros de Tierra Reforzada..... | 35 |
| II.5.1 | Muros de Tierra Reforzados con Geotextiles..... | 35 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| II.5.2 | Muros de Tierra Reforzadas con Armadura Metálica | 41 |
| II.6 | Interacción Suelo – Estructura | 46 |
| II.6.1 | Fricción Estructura – Fundación | 46 |
| II.7 | Análisis de Costos | 48 |
| II.7.1 | Conceptos Generales..... | 48 |
| II.7.2 | Sistema de Análisis de Precios Unitarios..... | 50 |
| II.7.3 | Cómputos Métricos | 56 |
| II.8 | Criterios Básicos para la Selección de Muros..... | 57 |
| II.8.1 | Factores de Selección..... | 57 |
| II.8.2 | Criterios de comportamiento..... | 58 |
| II.8.3 | Durabilidad y Mantenimiento | 58 |
| II.8.4 | Estética..... | 59 |
| II.8.5 | Proceso Constructivo..... | 59 |
| II.8.6 | Investigación del sitio..... | 60 |
| III | MÉTODO | 62 |
| III.1 | Fase Preliminar: Recopilación de Información..... | 62 |
| III.2 | Fase I: Escogencia de las Estructuras Tipo..... | 63 |
| III.2.1 | Muros de Gravedad..... | 63 |
| III.2.2 | Muros en Voladizo | 63 |
| III.2.3 | Muros de Tierra Reforzada: | 64 |
| III.3 | Fase II: Establecimiento de los parámetros de diseño. | 64 |
| III.4 | Fase III: Diseño de las Estructuras Tipo..... | 67 |
| III.4.1 | Diseño de los Muros de Gravedad | 67 |

| | |
|---|------------|
| COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE MUROS EN VOLADIZO, MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS DE TIERRA REFORZADA | X |
| III.4.2 Diseño de los Muros en Voladizo | 72 |
| III.4.3 Diseño de los muros de tierra reforzada..... | 90 |
| III.4.4 Muros de tierra reforzada con malla plástica..... | 97 |
| III.5 Fase IV: Cómputos Métricos | 104 |
| III.6 Fase V: Presupuesto..... | 122 |
| IV ANÁLISIS DE RESULTADOS | 130 |
| V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 149 |
| V.1 CONCLUSIONES..... | 149 |
| V.2 RECOMENDACIONES..... | 150 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 151 |
| APÉNDICE..... | 153 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla III-1 Pesos Específicos, Cohesión y Ángulos de Fricción Interna de los Suelos de Venezuela..... | 65 |
| Tabla III-2. Pesos específicos de rellenos típicos para muros de gaviones | 68 |
| Tabla III-3. Dimensiones y Estabilidad de muros de gaviones. | 71 |
| Tabla III-4. Cálculo de Estabilidad de muros en T invertida..... | 85 |
| Tabla III-5. Distribución de Momentos en la Zapata de los muros en T invertida..... | 85 |
| Tabla III-6. Diseño de área de acero de la zapata de los muros en T invertida | 86 |
| Tabla III-7. Distribución de Momentos en el fuste de los muros en T invertida | 86 |
| Tabla III-8. Diseño de área de acero en la sección en el pie del fuste de los muros en T invertida..... | 87 |
| Tabla III-9. Diseño de área de acero en la sección central del fuste de los muros en T invertida..... | 87 |
| Tabla III-10. Diseño de área de acero en la sección superior del fuste de los muros en T invertida..... | 88 |
| Tabla III-11. Cuadro resumen de dimensiones y barras seleccionadas para el armado de muros en T invertida | 89 |
| Tabla III-12 Factores de Seguridad | 93 |
| Tabla III-13. Cálculo de Estabilidad de muros de tierra reforzada con armadura metálica | 96 |
| Tabla III-14 Factores de seguridad para Muros de tierra reforzada con mallas plásticas . | 99 |
| Tabla III-15. Valores de Longitud total de refuerzo de geotextil para cada capa estudiada. | 103 |

Tabla III-16. Dimensiones y Estabilidad de muros de tierra reforzada con mallas plásticas.
..... 104

Tabla III-17. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de T invertida 105

Tabla III-18. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros en T invertida 106

Tabla III-19. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de L. 107

Tabla III-20. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros en L. 108

Tabla III-21. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de L Invertida. 109

Tabla III-22. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros en L Invertida. ... 110

Tabla III-23. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de con Contrafuerte. 111

Tabla III-24. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros con Contrafuerte. 112

Tabla III-25. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 3m de altura..... 113

Tabla III-26. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 4m de altura..... 114

Tabla III-27. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 5m de altura..... 114

Tabla III-28. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 6m de altura..... 115

Tabla III-29. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 7m de altura..... 115

Tabla III-30. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 8m de altura..... 116

| | |
|---|-----|
| Tabla III-31. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 9m de altura..... | 116 |
| Tabla III-32. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 10m de altura | 117 |
| Tabla III-33. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 11m de altura | 117 |
| Tabla III-34. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 12m de altura | 118 |
| Tabla III-35. Cantidades de obra para muros de gaviones | 119 |
| Tabla III-36. Cantidades de geotextil requerido para la construcción de muros de tierra reforzada..... | 120 |
| Tabla III-37. Cantidad de movimiento de tierra para muros de tierra reforzada con armadura metálica. | 120 |
| Tabla III-38. Cantidad de movimiento de tierra para muros de tierra reforzada con mallas plásticas..... | 121 |
| Tabla III-39. Cantidad de movimiento de tierra para muros de gaviones..... | 121 |
| Tabla III-40. Costos de construcción asociados a los muros de tierra reforzada con armadura metálica. | 123 |
| Tabla III-41. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo en T invertida.. | 124 |
| Tabla III-42. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo en L. | 125 |
| Tabla III-43. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo en L invertida.. | 126 |
| Tabla III-44. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo con contrafuerte. | 127 |
| Tabla III-45. Costos de construcción asociados a los muros de tierra reforzada con mallas plásticas..... | 128 |
| Tabla III-46. Costos de construcción asociados a los muros de gaviones..... | 129 |

Tabla IV-1. Matriz de Selección de Estructuras de Contención de Empujes de Tierra para los casos estudiados.....148

I INTRODUCCIÓN

El presente trabajo esta orientado a responder a todas las interrogantes que se le suelen presentar a los profesionales de ingeniería, profesiones afines y estudiantes de pregrado, a la hora de plantear un sistema de contención de empujes de tierra para un escenario determinado. Para tal fin se pretende establecer un patrón de selección entre muros en voladizo, muros de gravedad, y muros de tierra reforzada, según la comparación en base a los parámetros de diseño y a costos referenciales, el cual debe ser capaz de brindar al lector un criterio básico sobre que tipo de muro debe ser seleccionado para una determinada situación.

Para esto es necesario diseñar, mediante los métodos convencionales de cálculo de muros de contención de empujes de tierra, diferentes tipos de muros dentro de los grupos estudiados.

La finalidad de esta comparación consiste en obtener de una manera sencilla y confiable, un criterio seguro sustentado en memorias de cálculo, cómputos métricos y análisis de costos, sobre que tipo de muro es el apropiado para la situación de estudio.

Se limita el alcance de este trabajo al estudio de tres tipos de muros (de gravedad, de tierra reforzada y en voladizo), comprendidos entre alturas de 3 a 12 metros.

La metodología aplicada para diseñar los muros en voladizo, resulta solidaria con la establecida en la Norma COVENIN 1753-1987 para el diseño de elementos estructurales de concreto armado; para los muros de gravedad y de tierra reforzada con mallas plásticas fue aplicada una teoría de calculo suministrada por GEOSINTETICOS TRICAL DE VENEZUELA, C.A., empresa especializada en la fabricación de este tipo de estructuras, y de la misma forma para los muros de tierra reforzada con armadura metálica para los cuales fue aplicado un método de calculo suministrado por la empresa FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA, C.A.

Planteamiento del Problema

Durante mucho tiempo en Venezuela en el sector construcción, se consolidó el uso de los muros de concreto armado en voladizo como principal sistema constructivo de obras de contención de empujes de tierra, motivado a las propiedades y al bajo costo del concreto armado como material de construcción.

Actualmente, el incremento de los costos de las actividades que intervienen en este tipo de muro, ha ocasionado en nuestro país, que su uso no sea en ocasiones la opción más rentable, surgiendo de nuevo como alternativas los muros de gravedad y los muros autoportantes de tierra, tanto con armadura metálica, como malla plástica.

En consecuencia, surge la siguiente interrogante: ¿Es posible plantear un sistema comparativo que permita la selección de un muro contención de empuje de tierra en particular para un determinado problema?

Por esto se hace necesario el establecimiento de un patrón para la comparación de dichos sistemas en función de los requerimientos específicos del área problema y de los costos que produzca su construcción, buscando siempre la optimización del proyecto que se este desarrollando.

En consecuencia, el principal objetivo de este trabajo consiste en establecer un patrón que permita la selección de un tipo de muro aplicable a una situación particular, en función de sus necesidades y costos. Específicamente en este trabajo se realizará el análisis de los principales tipos de muros construidos en el país. Se elaborarán tablas para cada tipo de muro estudiado, comparando los parámetros anteriormente mencionados.

I.1 Objetivos

Los Objetivos Generales y Específicos planteados en el presente Trabajo Especial de Grado son:

I.1.1 Objetivo General

Establecer un patrón de selección entre muros en voladizo, de gravedad y de tierra reforzada, según la comparación en base a los parámetros de diseño y a costos referenciales en Venezuela a la fecha.

I.1.2 Objetivos Específicos

- ✓ Diseñar y analizar muros tipo de contención de empujes de tierra, mediante métodos convencionales de cálculo, realizando variaciones de parámetros de diseño.
- ✓ Analizar los costos de construcción de cada muro tipo según los parámetros de diseño seleccionados.
- ✓ Comparar los muros tipo, en función de los costos y los requerimientos de cada situación de diseño.
- ✓ Proponer los criterios que condicionarán la selección del muro tipo en función de los costos de construcción y de los parámetros de diseño considerados.

I.2 Aportes

Dada la importancia de las obras de contención de empujes de tierra, se hace necesaria la realización de este trabajo especial de grado, pues contribuye a la sociedad en el sentido que proporciona asesoramiento integral a los profesionales de la Ingeniería Civil, a fin de garantizar la resolución de un problema de una manera eficiente.

En el ámbito profesional, constituye una herramienta que facilita la decisión al momento de seleccionar algún sistema constructivo dentro de las alternativas posibles para resolver el problema por el cual fue solicitado.

En lo personal, este trabajo representa para los autores un gran aprendizaje, tanto en su vocación de Ingenieros, como en la parte humana, puesto que busca integrar un conjunto de soluciones en pro de resolver un problema tanto de índole social como profesional.

Para la Institución, fortalece la línea de investigación en Gerencia, Tecnología y Control para el Sector de la Construcción en Venezuela, e impulsa mediante las bondades del nuevo plan de estudios de la Escuela de Ingeniería Civil, la creación de una asignatura dedicada exclusivamente al estudio de estas obras.

II MARCO TEÓRICO

II.1 Definiciones

Se define como muro a toda aquella estructura continua que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de suelo. ¹

La investigación está orientada únicamente al estudio y comparación de Muros de Contención de Empujes de tierra, los cuales tienen como carácter fundamental el de servir de elemento de contención de un suelo, que en unas ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial, mediante el equilibrio adecuado entre los empujes producidos por el suelo y las cargas verticales por gravedad producidas por la estructura. Las modalidades antes indicadas son:

II.1.1 Muros en Voladizo

También conocidos como muros estructurales de concreto armado, se definen de acuerdo con la norma COVENIN 1753 – 1987 como: "Aquel muro especialmente diseñado para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por las acciones sísmicas y/o las acciones gravitacionales."²

Esta modalidad de muros tienen la particularidad que el cuerpo del mismo se encuentra empotrado en su extremo inferior y trabaja esencialmente a flexión (ver, Figura II.1) y la

^{1, 2} NORMA COVENIN. 1753-1987. *Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño*. Caracas.

compresión vertical debida a su propio peso es generalmente despreciable, además su diseño debe asegurar su estabilidad, a través de la minimización de los desplazamientos (horizontal, vertical y rotacional), manteniéndolo, siendo la naturaleza de los mismos la siguiente:

Horizontal, por Deslizamiento; debido al empuje ejercido por el suelo sobre la estructura.

Vertical, por Asentamiento; debido al peso propio de la estructura, y en la mayoría de los casos, al peso del volumen de suelo contenido.

Rotacional, por Volcamiento; debido a los momentos generados en la base del mismo, de acuerdo con su condición de voladizo.

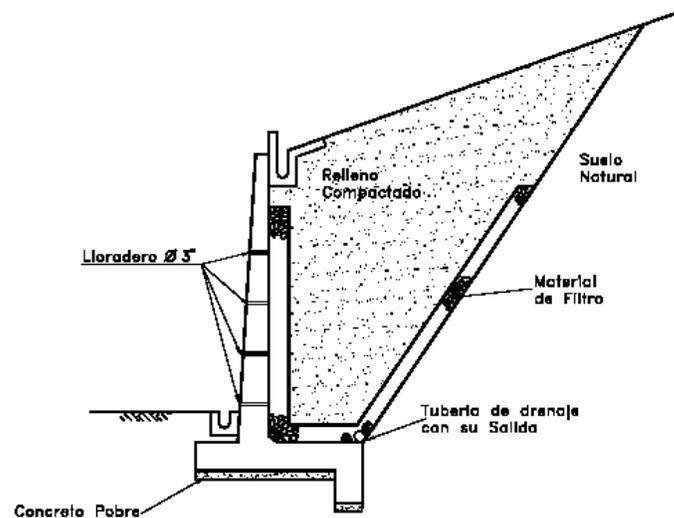


Figura II.1 Esquema Típico de un Muro en Voladizo (Suárez D. 1998)

Los muros en voladizo están conformados por seis partes, las cuales son:

- ✓ Trasdós: Superficie interna del muro que se encuentra en contacto con el terreno contenido.
- ✓ Intradós: Superficie externa del muro, contraria al trasdós.

- ✓ Puntera: Parte de la base del muro que queda debajo del intradós y no introducida bajo el terreno contenido.
- ✓ Dentellón: es un componente estructural incorporado en la puntera con la finalidad de incrementar la fricción que debe existir entre el muro y el suelo de soporte, evitando así posibles fallas por deslizamiento.
- ✓ Talón: Parte de la base del muro opuesta a la puntera que queda por debajo del trasdós y bajo el terreno contenido.
- ✓ Vástago o Fuste: Parte del muro que se levanta a partir de los la base del mismo, y que tiene una altura y un grosor determinados en función de la carga a soportar. Ver, Figura II.2.

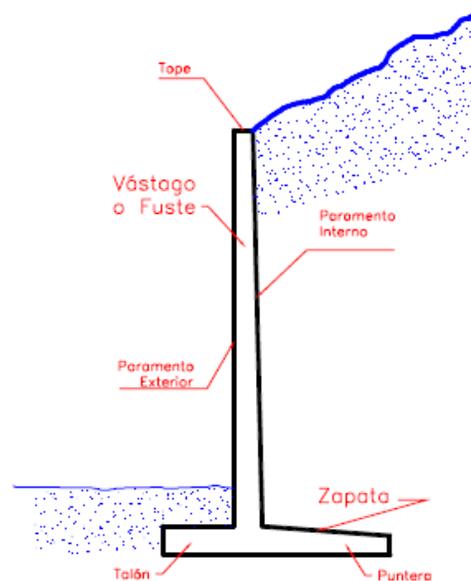


Figura II.2 Partes que Conforman un Muro en Voladizo.³

³ LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

Dentro de esta modalidad de muros encontramos cuatro tipos diferentes, siendo su variante principal la forma de la sección, la cual se caracteriza por la cantidad de partes que la conforman. Dichos tipos son:

II.1.1.1 Muros en Forma de T Invertida.

En los cuales el vástago actúa como un gran volado empotrado en la base, la cual esta conformada por la puntera el talón y el dentellón. Es recomendable la colocación de un dentellón en cada extremo de la base, de acuerdo con la siguiente afirmación:

“La colocación de un único dentellón ubicado por debajo del fuste provocaría un punto de apoyo potencial para el volcamiento del muro bajo solicitaciones sísmicas”.⁴ Ver, Figura II.3.



Figura II.3 Muro en Forma de T invertida, con y sin Dentellón. (Suárez D. 1998)

⁴ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

II.1.1.2 Muros en Forma de L.

Los cuales carecen de talón, poseen una gran estabilidad debido a que la carga gravitacional del suelo a contener actúa sobre la puntera y son de gran funcionalidad si el suelo a contener es de fácil excavación. Ver, Figura II.4.

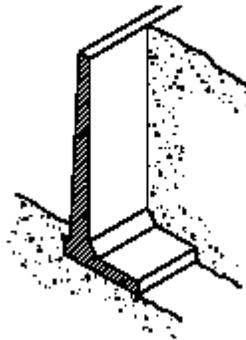


Figura II.4 Muro en Forma de L. (Suárez D. 1998)

II.1.1.3 Muros en Forma de L Invertida.

Los cuales carecen de puntera, por tal motivo su estabilidad puede verse comprometida tanto al deslizamiento como al volcamiento y no requieren de grandes excavaciones para su construcción. Generalmente se les coloca un dentellón en la base justo debajo del vástago. Ver, Figura II.5.

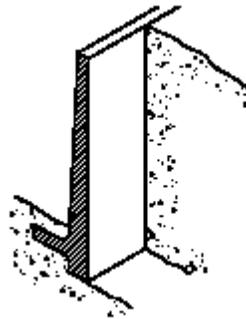


Figura II.5 Muro en Forma de L Invertida con Dentellón. (Suárez D. 1998)

Para cualquiera de estos tres muros la altura máxima recomendada para su construcción, sin importar la configuración de su sección, es de aproximadamente siete metros, esto es debido a que las solicitaciones que se manejan a este nivel de altura son de una magnitud considerable, además que a estos niveles de altura el espesor del vástago aumenta en forma considerable, haciendo a la estructura poco viable económicamente, por lo que se debería estudiar la colocación de contrafuertes para disminuir las solicitaciones a flexión en el vástago.

Así mismo al fuste del muro se le debe dar una leve inclinación hacia la cara del fuste que esa en contacto con el suelo, que generalmente es del 2 %, para evitar la sensación visual de que la estructura este volcando.

II.1.1.4 Muros con Contrafuerte.

A diferencia de los tres muros antes mencionados, esta variante requiere de un cálculo especial para determinar la magnitud de las solicitaciones que rigen su diseño, debido a que en principio el comportamiento del vástago no se puede idealizar como una viga en voladizo, sino como una placa con dos condiciones de borde. Para ello se recurre al uso de la Teoría de las Placas y Láminas, enunciada por Stephen Timoshenko y así cuantificar el área de acero requerida para el diseño óptimo y funcional de este tipo de muros.⁵ Ver, Figura II.6.

Para esto, dicha teoría presenta dos tablas de coeficientes que permiten determinar, junto con la carga aplicada sobre la placa, los momentos flectores y fuerzas cortantes necesarios para el diseño del mismo. Ver apéndice A-1

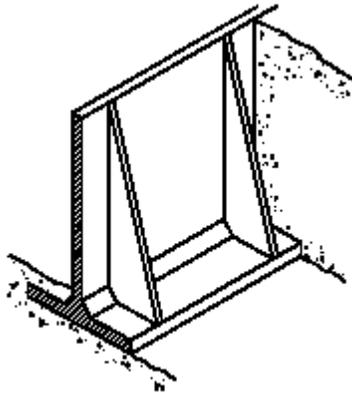


Figura II.6 Muro con Contrafuertes. (Suárez D. 1998)

⁵ LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

II.1.1.5 Consideraciones Especiales de los Muros en Voladizo

Es importante destacar en este punto, las posibles variantes que pueden producirse de los perfiles convencionales presentes en los muros en voladizo, a fin de obtener siempre una mayor estabilidad.

Tales variantes consisten en el uso de dentellones en la puntera y en el talón de a zapata, a fin de aprovechar la resultante del empuje pasivo que entra en juego en el conjunto de fuerzas, para evitar el posible deslizamiento de la estructura.

Otra variante consiste en construir la puntera del muro ligeramente inclinada, pues incrementa la resistencia al volcamiento de la estructura, debido a que aumenta el peso de la tierra sobre la puntera de la misma.

En cuanto al fuste, tenemos que una de las variables mas recurrida, resulta la del "perfil quebrado con espesor variable con la altura, el cual disminuye a medida que los momentos flectores decrecen hacia el tope".⁶

II.1.2 Muros de Gravedad

Son prácticamente estructuras masivas flexibles, pues se adaptan a los movimientos permisibles del talud, sin que se rompa su estructura, y como su nombre lo dice, su estabilidad depende de su peso propio.

Presentan una gran ventaja respecto de las otras modalidades, y esta radica en que son de fácil alivio de presiones de agua, con una construcción sencilla y económica, pero en cambio tienen en su contra que las mallas de acero galvanizado tienden a corroerse muy fácilmente en ambientes ácidos y su proceso constructivo debe ser muy bien controlado puesto para que se garantice el control de calidad en el amarre y el relleno de las unidades. (Suárez D. 1998). Ver, Figura II.7.

⁶ FRATELLI, María Graciela (1993). Suelos, fundaciones y muros., Caracas: Bonalde Editores.

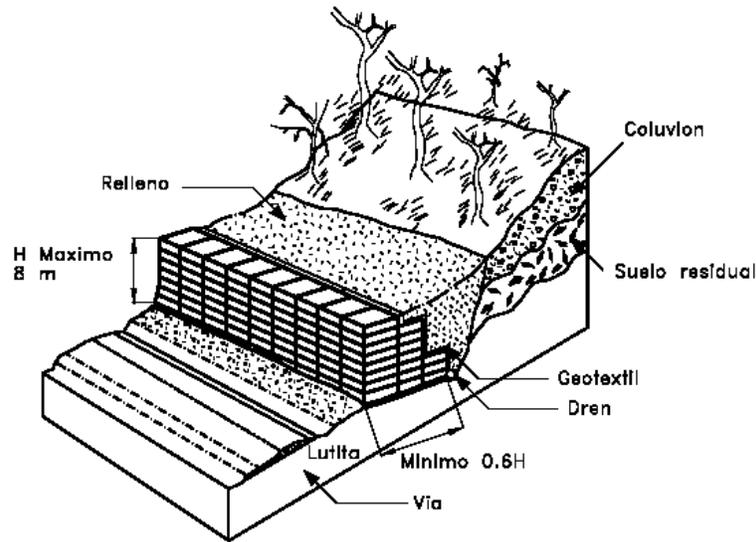


Figura II.7 Esquema Típico de un Muro de Gaviones. (Suárez D. 1998)

II.1.3 Muros de Tierra Reforzada

Constituyen terraplenes donde el suelo es el principal protagonista, en cuyo proceso de compactación, se colocan elementos para soportar tensiones de tracción y cortante. Poseen también la particularidad que externamente actúan como una estructura masiva por gravedad, así mismo, su proceso constructivo es de gran facilidad, se adaptan a cualquier topografía, pueden levantarse sobre fundaciones débiles y pueden tolerar asentamientos diferenciales.

Estas estructuras se pueden presentar de dos formas: reforzadas con malla plástica (Geotextil), las cuales son generalmente muy económicos, pero en contraparte muy poco durables, en vista de que el geotextil se descompone con la luz solar, además de que las capas construidas con este material pueden convertirse en superficies de fácil deslizamiento; o reforzadas con pletinas metálicas (Tierra Armada), los cuales internamente son de gran rigidez y externamente son presentables y decorativos, pero en su contra tienen que el suelo de relleno debe pasar por un estricto control. Ver, Figura II.8.

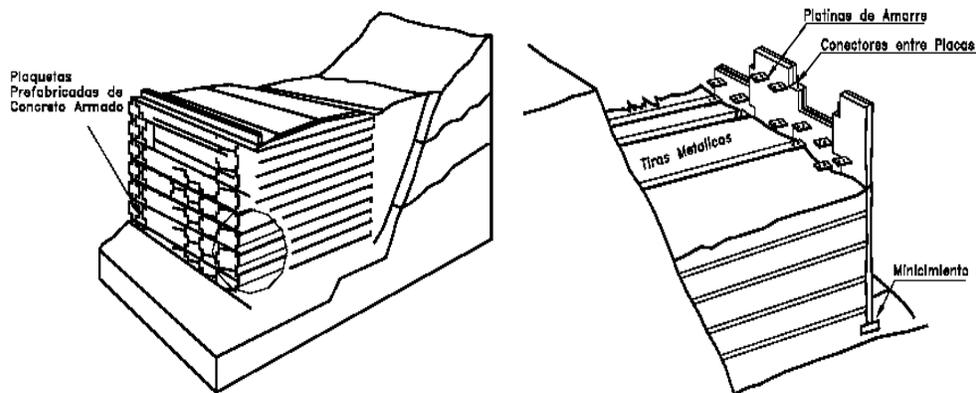


Figura II.8 Esquema Típico de un Muro de Tierra Armada. (Suárez D. 1998)

II.2 Fundamentos para el Diseño

Es preciso mencionar en este punto las solicitaciones a las que están sometidas estas estructuras, que en un principio y de acuerdo al orden del proceso constructivo serán netamente fuerzas verticales debido al propio peso, sin embargo, éstas no presentan problema a la hora de su diseño; las cuales, si se garantiza un dimensionado adecuado, no representan ningún tipo de riesgo que comprometa la integridad de la estructura.

En una segunda etapa, cuando el muro es cargado con el suelo que deberá contener o con el relleno artificial dispuesto para ello, la puntera debe resistir el peso propio ejercido por el mismo.

En una última etapa, encontramos la solicitación de mayor importancia que arroja el análisis estructural del sistema suelo-muro, la cual consiste en el Empuje Activo de Tierras producido por el volumen de suelo que intenta deslizarse sobre su plano de falla.⁷

⁷ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

Un pequeño ejemplo en donde se demuestra la naturaleza de esta fuerza es el siguiente:

Si se construye un cajón en el cual una pared pudiese deslizarse con facilidad, tal como se muestra en la Figura II.9 (a) y a dicha caja se le introduce arena para impedir que la pared deslizante no se desplace, se debe aplicar una fuerza que mantenga la estabilidad del sistema, la magnitud de esta fuerza se denomina Empuje Activo de tierras.

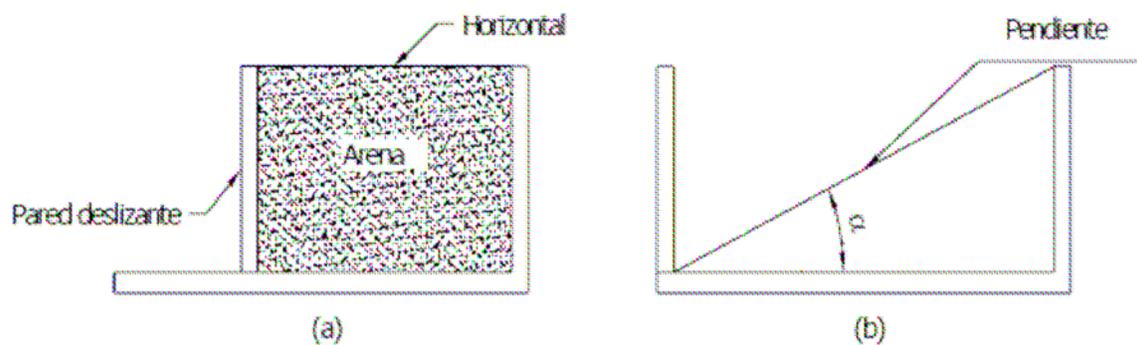


Figura II.9 Método Práctico para Determinar el Plano de Fractura.⁸

Por otra lado y partiendo de la misma experiencia, si se deja de aplicar dicha fuerza y se permite que la pared se desplace hasta encontrar su punto de equilibrio, como se puede observar en la Figura II.9 (b), la arena forma un plano inclinado, denominado Plano de Fractura o Plano de Falla, de acuerdo con la teoría de Mecánica de Suelos. (Everard, 1976).

⁸ LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

La determinación de la medida de esta inclinación es característica del tipo de suelo a contener, sin embargo, para fines de análisis y diseño de muros de contención de tierra este valor se asume estudiado y determinado.

Otra solicitación, que aparece como consecuencia de este experimento, es el Empuje Pasivo de Tierras, en el cual para su puesta en evidencia, es indispensable considerar que la pared no puede desplazarse, de esta manera el muro reacciona contra la masa de arena, produciéndose una situación denominada Estado de Resistencia Pasiva, en la cual el muro actúa sobre la superficie del suelo contrarrestando su movimiento.

Las teorías aplicadas por excelencia para determinar la magnitud de las fuerzas actuantes debido al empuje de tierras están representadas en la Teoría de Rankine y la Teoría de Coulomb.

II.2.1 Teoría de Rankine para Presiones Laterales de Tierra

“Las investigaciones realizadas por el Ing. W.J. Macquorn Rankine en Escocia, se basan en el concepto que conjuga la relación existente entre la presión vertical y la presión lateral sobre un punto en la masa de suelo.”⁹

Inicialmente se asume un plano extendido de masa semi-infinita de suelo y de este plano es removido cierto volumen de suelo, para ser sustituido por un muro de sostenimiento de tierra de igual volumen.

Entonces la presión del muro de sostenimiento que ejerce sobre el suelo es la misma que existía antes que se realizara el corte, por lo que la presión en el muro a cualquier profundidad viene dada por la siguiente ecuación:

⁹ LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

$$p = \gamma \times h \times k \times \cos(\beta) \quad (\text{Fórmula II-1})$$

Donde:

p: Presión unitaria lateral a cualquier profundidad h

γ : Peso unitario del suelo

h: Altura del muro

k: Factor de relación

β : Ángulo entre la superficie de terreno y la horizontal

A partir de este valor y tomando en cuenta que se incrementa en forma lineal a medida que aumenta la profundidad, se origina un diagrama de presiones triangular, donde se puede indicar que el punto de aplicación de la resultante se ubica a un tercio de la altura del muro medida desde su base y que la magnitud de dicha resultante se obtiene calculando el área del diagrama de presiones, de la siguiente manera:

$$Ea = \frac{1}{2} \times p \times H \quad (\text{Fórmula II-2})$$

Sustituyendo el valor de p obtenido en la ecuación $p = \gamma \times h \times k \times \cos(\beta)$ (Fórmula II-1), tenemos:

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k \times \cos(\beta) \quad (\text{Fórmula II-3})$$

Siendo E_a la resultante de la fuerza por unidad de longitud paralela al plano formado por el suelo a contener.

Por otra parte, el factor de relación k , que para el caso de Empuje Activo de Tierras será k_a , se denominara como Coeficiente de Presión Activa, cuyo desarrollo teórico se realiza a través de parámetros y conceptos propios de la mecánica de suelos, por consiguiente, esta fuera del alcance de este trabajo, sólo siendo requerido para el diseño la siguiente fórmula:

$$k_a = \cos(\beta) \times \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}} \quad \text{(Fórmula II-4)}$$

Donde:

β : Ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal.

ϕ : Ángulo de fricción interna del volumen de suelo a contener, por lo general este ángulo depende de tipo de suelo a utilizar.

La ecuación $E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k \times \cos(\beta)$ (Fórmula II-3) satisface perfectamente el cálculo del Empuje Activo de tierras, con la particularidad de que solo es válida cuando se trata de suelos no cohesivos (granulares), por lo tanto cuando se presente el caso de suelos cohesivos se debe aplicar la siguiente:

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{k_a} \quad \text{(Fórmula II-5)}^{10}:$$

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{k_a} \quad \text{(Fórmula II-5)}$$

Donde:

c: factor de cohesión del suelo.

Una vez calculado el Empuje Activo de Tierras, se procede de igual forma con el cálculo del Empuje Pasivo de Tierras, donde el factor de relación k, que para el caso de Empuje Pasivo de Tierras será k_p , se denominará como Coeficiente de Presión Pasiva, quedando las ecuaciones configuradas de la siguiente manera:

$$Ep = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_p \times \cos(\beta) \quad \text{(Fórmula II-6)}$$

$$k_p = \cos(\beta) \times \frac{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}} \quad \text{(Fórmula II-7)}$$

Y como estas ecuaciones solo son validas para suelos no cohesivos (granulares), se presenta la variante para cuando se trate de suelos cohesivos:

¹⁰ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a + 2 \times c \times H \times \sqrt{k_p} \quad \text{(Fórmula II-8)}$$

II.2.2 Teoría de Coulomb para Presiones Laterales de Tierra

“Es importante acotar que, esta teoría fue propuesta por Charles Coulomb mucho antes de los estudios realizados por Rankine, sin embargo, es mucho más completa dado que considera la fricción que existe en el sistema Suelo-Muro, obteniéndose así valores mucho más precisos de las solicitaciones a las que se encuentra sometido el elemento estructural.”¹¹

Esta teoría esta basada en las siguientes hipótesis¹²:

- ✓ El suelo a contener debe es homogéneo, isotrópico y cohesivo.
- ✓ La superficie de falla es plana.
- ✓ La masa de suelo involucrada en la superficie de falla se considera como una cuña infinitamente rígida.
- ✓ Se desarrollan fuerzas de fricción entre el suelo y la estructura.

- ✓ Se considera que el muro es de longitud infinita y que las propiedades del suelo no varían a lo largo de la longitud del muro, de esta manera se simplifica el análisis a un problema bidimensional.

^{11, 12} LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

La principal diferencia entre esta Teoría y la de Ranking, radica en la aparición de una nueva sollicitación, representada por la fricción suelo-estructura.

La masa de suelo envuelta por el diagrama triangular de presiones, se denomina usualmente cuña de deslizamiento, por tal motivo si el muro de contención no existiese, la cuña de deslizaría sobre su plano de falla.

A partir de esto, y realizando el análisis vectorial sobre el sistema suelo-muro, considerando dicho sistema en equilibrio estático con respecto al ángulo ρ (ángulo que forma el plano de falla respecto a la horizontal) y determinando el valor máximo de dicho ángulo, el máximo valor Empuje Activo de Tierras viene dado por:

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a \quad \text{(Fórmula II-9)}$$

Donde:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2(\alpha) \times \text{sen}(\alpha - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad \text{(Fórmula II-10)}$$

Para el caso del empuje pasivo, la configuración del diagrama de cuerpo libre difiere en dirección de los vectores, sin embargo, al ser aplicado el mismo método sobre este, se obtiene:

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_p \quad \text{(Fórmula II-11)}$$

Donde:

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2(\alpha) \times \text{sen}(\alpha + \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad \text{(Fórmula II-12)}$$

Como las ecuaciones $E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a$ (Fórmula II-9) y $E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_p$

(Fórmula II-11) sólo aplican para suelos no cohesivos, es necesario formular las siguientes variantes para cuando se trate de suelos cohesivos:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{k_a} \quad \text{(Fórmula II-13)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a + 2 \times c \times H \times \sqrt{k_p} \quad \text{(Fórmula II-14)}$$

II.3 Muros en Voladizo

II.3.1 Evaluación del Estado Límite de Servicio

II.3.1.1 Factores de Seguridad al Volcamiento y al Desplazamiento.

Es de suma importancia la aplicación de este concepto, pues es conocido en el mundo de la mecánica de suelos que los valores de las sollicitaciones obtenidos por cualquiera de las teorías mencionadas, por muy preciso que se hayan realizado los cálculos, se asumen aproximados y poco confiables.

Por tal razón se identifican los dos problemas principales que se pueden presentar en los sistemas suelo-muro, los cuales son el volcamiento y el desplazamiento.

En cuanto al volcamiento, se puede afirmar que existe una magnitud denominada Momento de Volcamiento, que no es otra cosa que un momento originado debido al empuje horizontal producido por el suelo, con respecto al punto más alejado del talón del muro.¹³

¹³ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

Para contrarrestar este efecto y proporcionar la estabilidad requerida por el muro, interviene otra magnitud, producida por las fuerzas ejercidas por el peso propio del muro y por la masa del suelo contenido y se denomina Momento Estabilizador, también calculado respecto del punto mas alejado del talón.

Para el cálculo del factor de seguridad al volcamiento, se procede a la división entre el momento estabilizador y el momento de volcamiento, el cual para garantizar teóricamente que el sistema suelo muro sea estable debe ser mayor que la unidad "1", sin embargo y dada la poca confiabilidad de los valores arrojados en el análisis de las sollicitaciones y para que en una situación desfavorable, la estabilidad del dicho sistema no se vea comprometida bajo ningún concepto, se establece que este factor no debe ser menor de dos unidades "2".

Por otro lado, en cuanto al desplazamiento, se procede de la misma manera que para el volcamiento, sólo que para este caso, se toman en cuenta únicamente las fuerzas horizontales que se actúan sobre el muro. En este sentido la única fuerza capaz de generar un desplazamiento considerable de la estructura es el Empuje Activo de Tierras, y como es lógico, la única capaz de contrarrestar su efecto es el Empuje Pasivo de Tierras.

En vista de que de igual manera son dos magnitudes aproximadas, según lo expuesto anteriormente, resulta poco confiable establecer una relación entre ellas para determinar un factor de seguridad, es por eso que se recurre al cálculo de la fuerza de fricción entre el muro y el suelo en la base, dado que estos dos tienen un vínculo común en la base.

Para determinar la magnitud de dicha fuerza de fricción, es indispensable conocer el Coeficiente de Fricción Estático (μ), para así multiplicarlo por la fuerza normal definida por los pesos propios del muro y del suelo.¹⁴

El Coeficiente de Fricción Estático (μ), es característico de cada suelo y no es otra cosa que la tangente del ángulo de fricción interna del mismo.

II.3.1.2 Tensiones Actuantes en la Base del Muro.

Representan tensiones generadas por el contacto entre el suelo y la base del muro, y considerando que el suelo es homogéneo e isotrópico, se establece que ninguna combinación de carga producida puede exceder a la tensión del suelo o este cederá.

Utilizando la Ley de Navier, basada en la hipótesis de Winkler, la cual establece que "La tensión σ en el suelo en todos los puntos del plano de contacto de la base, resulta proporcional al asentamiento producido".¹⁵

$$\sigma = E \times I \times \frac{d^4 y}{d^4 x} = K \times \Delta \quad \text{(Fórmula II-15)}$$

Donde K, representa el Módulo de Balastro, y no es otra cosa que la relación existente entre tensiones y deformaciones.

¹⁴ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

¹⁵ LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

Realizando una simplificación unidireccional y considerando las magnitudes del predimensionado de la estructura, la antes mencionada Ley de Navier, queda expresada de la siguiente forma:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \text{(Fórmula II-16)}$$

Estas tensiones están relacionadas directamente con los momentos generados en el sistema suelo-muro con el suelo de soporte del mismo, en un punto situado a una excentricidad e medida desde el punto de aplicación de la normal.

$$x = \frac{M_{\text{estabilizador}} - M_{\text{volcamiento}}}{N} \quad \text{(Fórmula II-17)}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{(Fórmula II-18)}$$

Donde x , es la distancia medida desde el punto más alejado del talón del muro y el punto de aplicación de la normal.

Para que no se genere tracción en la base, es recomendable que la magnitud de la excentricidad, no sea mayor de la sexta parte de la dimensión de la base, sin embargo, de ser inevitable, se calculará la tensión máxima siempre y cuando éste actúe sobre el talón del muro.

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times B}{3 \times \left(\frac{B}{2} - e \right)} \quad \text{(Fórmula II-19)}$$

La tensión mínima se asume como cero "0", dado que en la puntera no se producirá esfuerzos de tracción, los cuales se anula a una distancia:

$$d = 3 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) \quad \text{(Fórmula II-20)}$$

II.3.2 Evaluación del Estado Límite de Agotamiento

Una vez realizado el análisis completo del estado límite de servicio, se realiza la evaluación del comportamiento de la estructura ante el agotamiento de su capacidad resistente o ante la falla potencial del suelo.¹⁶

Aunque se trata de dos situaciones independientes entre si, se puede suponer que el agotamiento de la estructura se produce antes de la falla del suelo, debido a que el valor del factor de seguridad que ofrece la capacidad portante del suelo es aproximadamente tres; y el valor del factor de seguridad para el diseño de estructuras ante cargas últimas es aproximadamente dos.

Una vez asimilado lo anterior, esta evaluación se remite al cálculo de la capacidad resistente de la estructura, mayorando las cargas actuantes de acuerdo con los criterios propuestos en la norma venezolana para el diseño de estructuras de concreto COVENIN 1753-1987, en la cual, en su apéndice A establece lo siguiente:

$$U = 1.4CP + 1.7CV + 1.7H \quad \text{(Fórmula II-21)}$$

¹⁶ LÁREZ, José. (2005). Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

Donde; H representa el valor del empuje lateral de tierras; CV representa la carga variable; y CP representa la carga permanente producida por el peso propio del sistema.

También existen situaciones en las cuales la carga variable y la carga permanente disminuyen la acción del empuje lateral de tierras, para las cuales se deberá tomar:

$$U = 0.9CP + 1.7H \quad \text{(Fórmula II-22)}$$

En donde, bajo ningún concepto la resistencia requerida debe ser menor de:

$$U = 1.4CP + 1.7CV \quad \text{(Fórmula II-23)}$$

Una vez realizado este análisis, se deberá determinar el nuevo diagrama de presiones sobre el suelo y la base, para verificar los esfuerzos admisibles dado que la finalidad de este estudio es de determinar la resistencia estructural del muro bajo la acción de cargas por flexión y corte.

Para esto se parte de la hipótesis de que el nodo o punto común ente el cuerpo del muro y la base es infinitamente rígido, por lo que se considera un empotramiento, y así poder evaluar por separado cada una de las partes, y determinar las sollicitaciones de corte y momento en las secciones críticas.¹⁷

¹⁷ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

II.3.2.1 Resistencia al Corte.

De acuerdo con la Norma Venezolana para el diseño de estructuras de concreto, en cualquier elemento de concreto armado el acero de refuerzo no deberá resistir solicitaciones de corte, por considerarse antieconómico y además de proveer a la estructura de una armadura de refuerzo complicada, lo que ocasiona que se debe garantizar que el concreto absorba la totalidad de los esfuerzos de corte producidos en la estructura.¹⁸

Para esto se deben determinar los diagramas de corte para cargas últimas de cada elemento, de esta manera se obtiene el valor de la fuerza cortante para el estado límite de agotamiento V_u ; y luego se obtiene el cortante último de acuerdo a la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b \times d} \quad \text{(Fórmula II-24)}$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de la capacidad resistente, para el corte es de 0.85.

b : ancho de la sección, para el caso de muros es un ancho unitario.

d : altura útil.

La resistencia al corte de cualquier elemento de concreto armado viene dada por la ecuación:

$$v_c \leq 0.53 \times \sqrt{f'_c} \quad \text{(Fórmula II-25)}$$

¹⁸ NORMA COVENIN. 1753-1987. *Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño*. Caracas.

Donde $f'c$ es la resistencia especificada a compresión del concreto.

Por lo general, si el valor del esfuerzo cortante último es insuficiente para cumplir con la normativa, se recomienda incrementar la altura útil de la sección, con el fin de suplir de suficiente cantidad de material que permita resistir este tipo de sollicitación.

II.3.2.2 Resistencia a la Flexión.

Para determinar de la resistencia a flexión se procede de manera similar al caso anterior; se evalúa cada elemento del muro como una viga en voladizo en los cuales se determinan los momentos actuantes en sus extremos, considerados como secciones críticas, además, el nodo, en el cual se conectan los tres elementos del Muro: Puntera, Talón y Vástago, y se considera infinitamente rígido.

Luego se determina, mediante la aplicación de la teoría de rotura o de los estados límites, la cantidad de acero necesario para poder absorber estas sollicitaciones, concluyendo así el análisis y diseño del muro.

II.4 Muros de Gravedad

Son muros que cuentan con un gran volumen y por lo tanto con un gran peso, el cual debe contrarrestar al empuje lateral. La principal ventaja de un muro de gravedad es su simplicidad de ejecución, la cual no requiere de una mano de obra especializada, sin embargo su utilización se restringe a estructuras de pequeño y mediano tamaño. (Fratelli, 1993)

Pueden ser estructuras rígidas como los de concreto ciclópeo, piedras unidas con argamasa, etc., o estructuras flexibles que son aquellas que están formadas por materiales deformables y pueden adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno sin perder estabilidad.

II.4.1 Muros de Gaviones.

Son de origen italiano y fueron usados por primera vez, en su versión moderna a finales del siglo XIX. Estos muros consisten en una serie de cestas de alambre de acero galvanizado llenas de piedras de diferentes tamaños, que se van apilando superpuestas hasta lograr la altura requerida. Las cestas deben ser unidas entre sí con alambres de las mismas características de la malla para lograr una estructura continua. También se les coloca alambres internos conectados a los lados de la cesta para evitar la deformación cuando se van llenando con las piedras.¹⁹ Ver, Figura II.10.

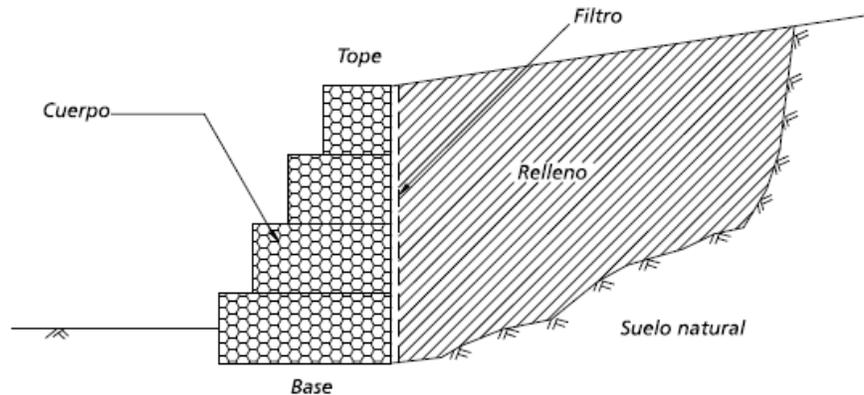


Figura II.10 Representación Básica de un Muro de Contención de Gravedad en Gaviones. (Suárez D. 1998)

La malla usada para la fabricación de los gaviones debe ser flexible, con alta resistencia a la corrosión, difícil de destejer y con alta resistencia mecánica.

La armadura metálica, (Figura II.11.) no sólo tiene como función contener y dar forma las piedras, sino también de resistir los esfuerzos de tracción que se puedan producir en la estructura.

¹⁹ DE ALMEIDA, Pérsio. (2005). Manual técnico de obras de contención. MACAFERRI, Brasil.

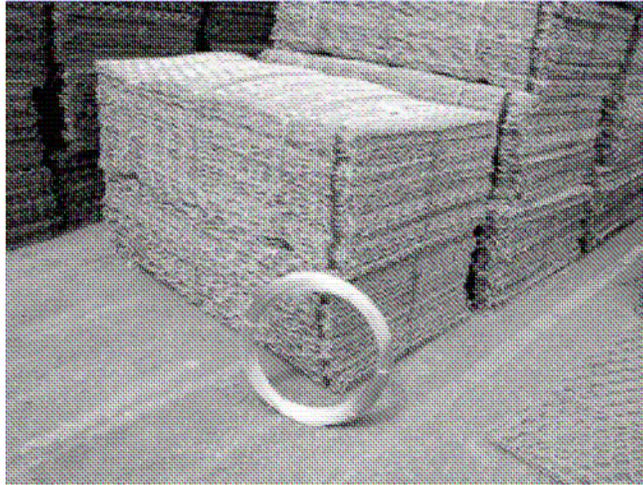


Figura II.11 Cestas de Gaviones y Rollo Alambre de Amarre.²⁰

Este tipo de muro permite la adaptación a las deformaciones y movimientos del suelo. Esta propiedad permite que en la mayoría de los casos el muro alcance grandes deformaciones antes de su colapso, dando oportunidad a una detección anticipada del problema sin causar mayores daños. Ver, Figura II.12.

²⁰ DE ALMEIDA, Pársio. (2005). Manual técnico de obras de contención. MACAFERRI, Brasil.

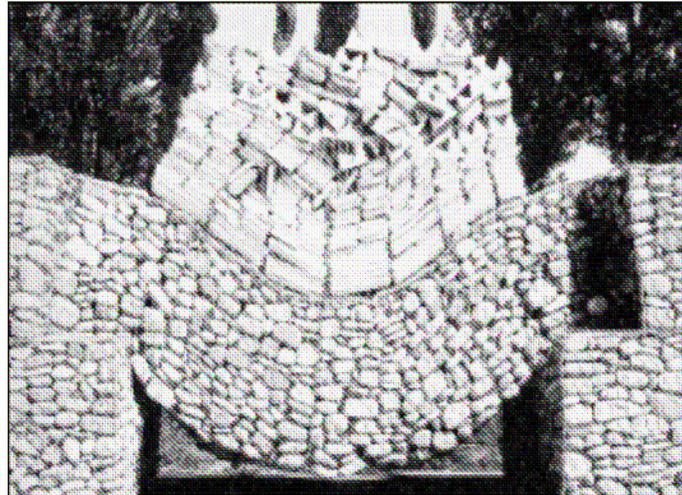


Figura II.12 Italia – Prueba de Carga realizada a un Muro de Gaviones.²¹

El ancho de las cestas es del orden de 1 m, su longitud varia de 1 a 4 m dependiendo del fabricante, y su altura puede ser de 0,5 a 1 m.²²

El material pétreo a utilizar será de dos gradaciones. La primera gradación consistiría en un material que pase por un anillo de 16 cm. de diámetro y quede retenido en un anillo de 12 cm. de diámetro, la segunda gradación consistiría en piedras que pasen por un anillo de 12 cm. de diámetro y queden retenidos en un anillo de 8 cm. de diámetro. Para el llenado de las cestas, las piedras de mayor tamaño deben ser colocadas en el perímetro interno y luego se rellenan con las restantes.

“El análisis de estos muros para el estado límite de servicio consiste en la verificación de las presiones en la base y de los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al volcamiento.

^{21, 22} DE ALMEIDA, Pésio. (2005). Manual técnico de obras de contención. MACAFERRI, Brasil.

El diseño consistiría en verificar las tensiones entre los gaviones en las posibles secciones críticas del muro.”²³

II.5 Muros de Tierra Reforzada

Una masa de suelo reforzado es análoga a un concreto armado, en la que las propiedades mecánicas de la masa son mejoradas por el refuerzo colocado en forma paralela a la dirección de deformación principal, buscando compensar la deficiencia de resistencia a la tensión del suelo. Ver, Figura II.13. El mejoramiento de la resistencia a la tensión es el resultado de la interacción entre el refuerzo y el suelo.

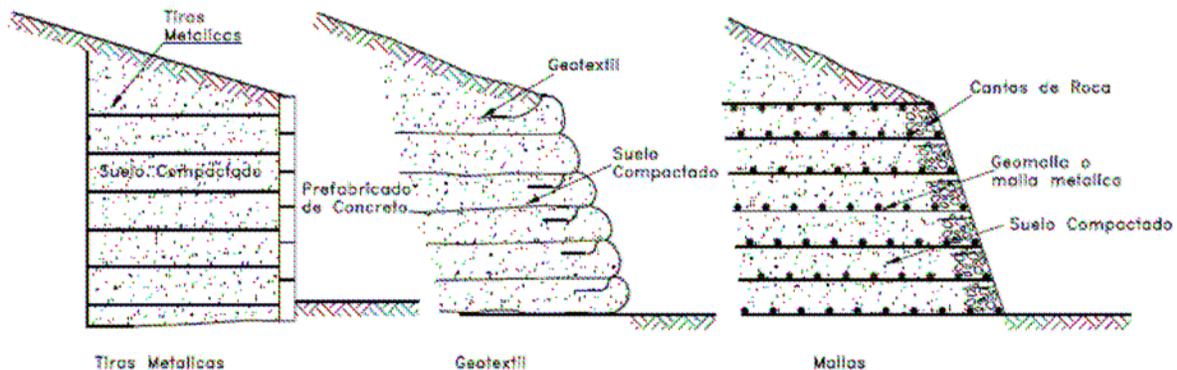


Figura II.13 Esquema de Estructuras de Tierra Reforzadas. (Suárez D. 1998)

II.5.1 Muros de Tierra Reforzados con Geotextiles

Estudios realizados en Francia y Suecia a finales de la década de los setenta, condujeron al desarrollo de nuevos materiales que son resistentes a las condiciones de humedad, alcalinidad y acides que existen dentro de los suelos además de poseer características mecánicas como resistencia a la tensión.²⁴

²³ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). Apuntes de fundaciones y muros. Edición no publicada, Caracas.

²⁴ (2003). *Manual de diseño geotextiles*. Sexta Edición. PAVCO S.A.

Actualmente se ha venido implementando el uso de mantos sintéticos tales como los geotextiles, para que suministren refuerzo en los muros de tierra reforzada.

Los muros de tierra reforzada con geotextil son macizos de suelo granular, confinados en capas de geosintéticos, que logran estabilizar taludes de forma económica y rápida. Ver, Figura II.14.

Los geotextiles son un material textil plano, permeable, polimérico (sintético o natural) que puede ser no tejido, tejido o tricotado y de alta resistencia, resistentes a los hidrocarburos, ácidos y a los álcalis del suelo.

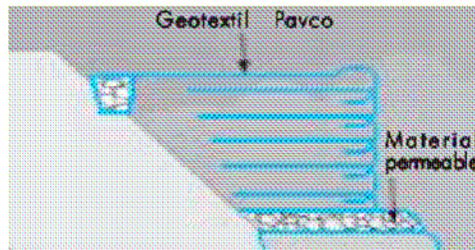


Figura II.14 Esquema de Muros Reforzados con Geotextil.²⁵

Los geotextiles se pueden clasificar de la siguiente forma:

- ✓ Según su método de fabricación:²⁶

Geotextiles tejidos: formados por hilos entrecruzados en una máquina de tejer. Puede ser tejido de calada o tricotado.

Los tejidos de calada son los formados por hilos de urdimbre en el sentido longitudinal y de trama en el sentido transversal. Su resistencia a la tracción es biaxial y su estructura es plana.

^{25, 26} (2003). *Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.*

Los tricotados están formados por hilos entrecruzados en máquinas de tejido de punto. Su estructura es tridimensional y su resistencia puede ser biaxial o multiaxial dependiendo en el tipo de máquina que se fabrique.

Geotextiles no tejidos: es un conjunto de fibras o filamentos ordenados al azar, superpuestas en forma laminar los cuales se consolidan en una estructura mediante distintos sistemas utilizados para unir sus componentes. Estos geotextiles se clasifican a su vez en:

- ✓ Geotextiles no tejidos ligados mecánicamente o agujados.
- ✓ Geotextiles no tejidos ligados térmicamente o termosoldados.
- ✓ Geotextiles no tejidos ligados químicamente o resinados.

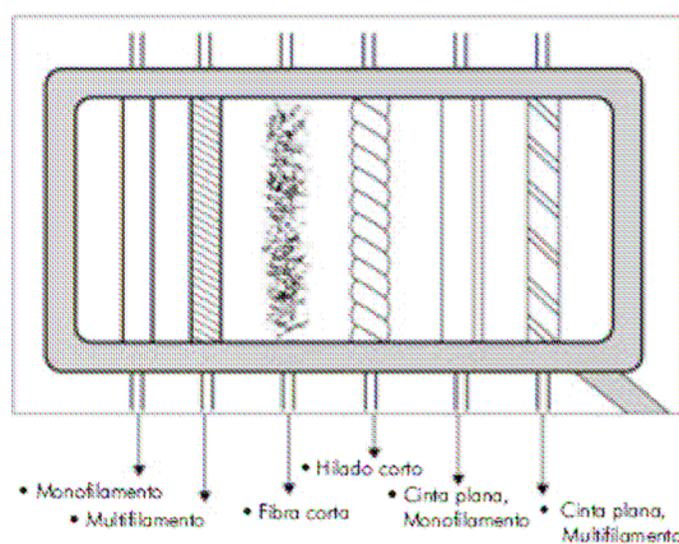


Figura II.15 Tipos de Fibras Utilizadas en la Construcción de Geotextiles.²⁷

²⁷ (2003). *Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.*

- ✓ Según su composición:
 - ✓ Fibras naturales: Pueden ser de origen vegetal o animal, generalmente usadas en geotextiles biodegradables.
 - ✓ Fibras artificiales: son las derivadas de la celulosa.
 - ✓ Fibras sintéticas: son obtenidas de polímeros sintéticos. Son de gran durabilidad y resistencia.²⁸

II.5.1.1 Interacción Suelo-Geotextil. Al incluir los geotextiles dentro de una masa de suelo que soporta una serie de empujes, se establece una relación enmarcada por las siguientes características:

- ✓ La transferencia de esfuerzo ente el suelo y el refuerzo se desarrolla en forma continua a lo largo de todo el refuerzo.
- ✓ Los refuerzos se distribuyen sobre toda la masa de suelo y no localmente.

Las tensiones son transmitidas entre el geotextil y la masa de suelo por fricción o por resistencia pasiva, dependiendo de la geometría del elemento geosintético.

II.5.1.2 Transmisión de Tensiones por Fricción. Este mecanismo de interacción se desarrolla cuando hay un desplazamiento cortante relativo y es proporcional al esfuerzo cortante entre el suelo y la superficie del refuerzo.²⁹ Ver, Figura II.16.

²⁸ (2003). *Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.*

²⁹ TORRES, O. (2003). Geomallas flexibles y geotextiles de alto módulo. Revista BIT.

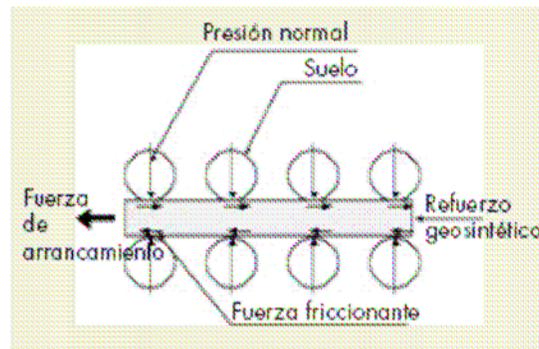


Figura II.16 Transferencia de Esfuerzos por Fricción entre el Suelo y el Geosintético.³⁰

Los elementos de refuerzo, donde la fricción es importante, deben estar alineados con la dirección de desplazamiento relativo del suelo. Los geotextiles de alto módulo derivan su aporte de refuerzo por este concepto fundamentalmente.

II.5.1.3 Transmisión de tensiones por resistencia pasiva. Ocurre mediante el desarrollo de tensiones de soporte sobre las superficies de refuerzo transversal, normales a la dirección de desplazamiento relativo del suelo de refuerzo, que se dan por el entramamiento entre el material térreo y el geotextil. La resistencia pasiva constituye el principal mecanismo de interacción en las geomallas. Ver, Figura II.17.

³⁰ TORRES, O. (2003). Geomallas flexibles y geotextiles de alto módulo. Revista BIT.

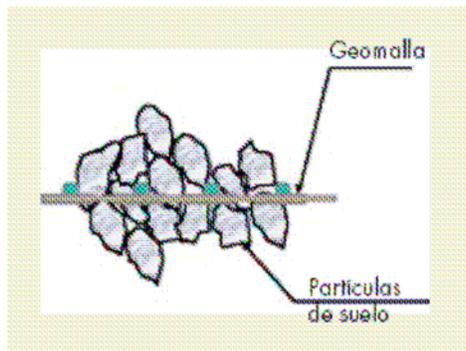


Figura II.17 Entramamiento de la Geomalla con las Partículas de Suelo.³¹

³¹ TORRES, O. (2003). Geomallas flexibles y geotextiles de alto módulo. Revista BIT.

II.5.1.4 Lineamientos para el Diseño. "El diseño de un muro o talud reforzado con geosintéticos consiste en determinar la geometría y requerimientos de refuerzo para evitar la falla interna y/o externa de la estructura. En el análisis de estabilidad externa se trata a la estructura en suelo reforzado como una sola unidad de masa homogénea y se evalúa su estabilidad utilizando criterios de falla para muros de gravedad convencionales. En el análisis de estabilidad interna se determina la cantidad de refuerzo requerida para garantizar la estabilidad de la cara del muro a partir del desarrollo del esfuerzo lateral interno y de la ubicación de una superficie de falla crítica."³²

La longitud de refuerzo debe ser $0.7 H$, donde H es la altura del muro. Se recomienda que las longitudes de refuerzo sean uniformes en toda la altura, a menos que se demuestre suficientemente que longitudes variables garantizan la estabilidad del muro.

II.5.2 Muros de Tierra Reforzadas con Armadura Metálica

Henri Vidal desarrolló un proceso que es reconocido en todo el mundo, el cual se basa en armaduras metálicas colocadas a intervalos regulares en el terraplén aglomerando los granos entre sí gracias a su fricción. El terraplén reforzado de ésta manera se convierte en su propia estructura de soporte. Un paramento ligero de revestimiento con elementos prefabricados es suficiente para darle a la obra su aspecto externo.

La tecnología fundamental está basada en una estructura de gravedad formada por capas alternas de relleno granular y refuerzos de acero, conectados a placas prefabricadas modulares de concreto o acero llamadas escamas que conforman el paramento del muro de retención, y este a su vez se apoya en una viga o solera que sirve para la nivelación del paramento. En Venezuela el paramento de acero no es utilizado. Ver, Figura II.18.

³² TORRES, O. (2003). Geomallas flexibles y geotextiles de alto módulo. Revista BIT.

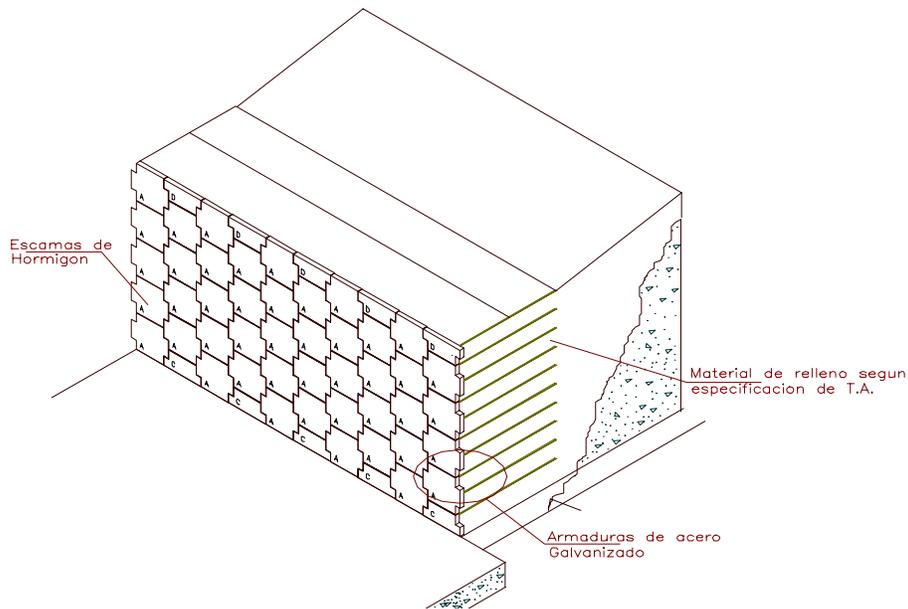


Figura II.18 Esquema de Muros de Tierra Armada.³³

A diferencia de otros muros de contención donde el paramento genera las fuerzas resistente, el principio básico de los muros de tierra armada consiste en aprovechar la fuerza de roce o el rozamiento entre el terreno de relleno y los tirantes de acero; esto logra una unión permanente entre estos dos elementos debido a la resistencia que se forma entre los puntos de contacto. Haciendo esto se obtiene un material mixto con múltiples ventajas con respecto a otros materiales de construcción.

³³ Normas para el montaje de obras en tierra armada. FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A.

La principal consideración para propósitos de diseño son sus propiedades de fricción y su resistencia a la tensión, ya que la masa de suelo se estabiliza debido a la fricción que se desarrolla entre los refuerzos de acero y el suelo circundante; su acción simultánea produce una tensión en las armaduras. Para prevenir el desmoronamiento local del suelo se cubre la superficie con un revestimiento formado por unidades individuales, cada una ligada a varios tirantes de refuerzo.

El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en sí mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse principalmente en las direcciones más convenientes. La fuente de esta resistencia a la tensión es la fricción interna del suelo, debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción. La estructura posee una flexibilidad considerable y puede tolerar asentamientos diferenciales apreciables.

La estabilidad de un muro de contención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis. En primer lugar tomar el elemento como un conjunto que no será diferente de un muro convencional del tipo de gravedad; es decir se hacen los chequeos de volcamiento, punzonamiento y deslizamiento. En segundo lugar se harán análisis de estabilidad interna básicamente para definir la longitud de las pletinas de refuerzo y su separación horizontal y vertical, esto para que no se produzca deslizamiento del material de relleno respecto a los tirantes. Además de lo anterior es importante analizar el riesgo de corrosión en el caso de los tirantes metálicos o colocar algún elemento frontal que impida la salida de la tierra entre los tirantes de refuerzo. El drenaje se deberá planear con las mismas ideas que en los muros convencionales.

El material de relleno será válido mientras cumpla con las siguientes condiciones mecánicas: este no debe tener ningún elemento mayor a los 35cm, no debe exceder un 25% de elementos mayores a 15cm y no puede exceder un 15% de pasante al tamiz 200 (15 micras).³⁴

Con respecto a las condiciones electroquímicas; la resistividad eléctrica debe ser superior a 1000 cm. en obra seca y 3000 cm. en obras inundables; El pH debe estar entre 5 y 10.

Para obras en seco el contenido de cloruros (Cl-) debe ser menor a 200 mg/kg y el contenido de sulfatos (SO4=) debe ser menor a 1000 mg/kg y para inundables los cloruros (Cl-) debe ser menor a 100 mg/kg y los sulfatos (SO4=) menor a 500mg/kg. En algunas ocasiones se estudiará también el contenido de sulfuro, materia orgánica y actividad biológica.

En caso de que un terreno no cumpla estas normas es preciso realizar unos ensayos para determinar con precisión el valor del coeficiente de rozamiento tierra-armaduras.³⁵

Las armaduras son elementos lineales, flexibles, de 5cm de ancho por 4mm de altura y por una longitud variable según el diseño, con estrías transversales, para aumentar la adherencia y están estudiadas para tener una buena resistencia a la corrosión eventual. La resistencia nominal para efecto de cálculo es de 3600kg/cm² y el acero es galvanizado para protegerlo de los ataques externos.

La característica esencial que debe tener las escamas es la de conservar siempre una gran flexibilidad entre sí para permitir los movimientos que puedan producirse durante la construcción de una estructura en tierra armada. Su peso es de aproximadamente 750 kg y el área de las escamas más utilizadas es de 2.25 m².

^{34, 35} *Normas para el montaje de obras en tierra armada.* FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A.

Los elementos están constituidos por escamas en forma de cruz. El perfil de la escama está diseñado para permitir una flexibilidad longitudinal y transversal y se monta en forma de machihembrado gracias a unas clavijas macho y hembra situadas en las partes laterales de las escamas.

La articulación entre escamas permite construir muros en curva sin tener que recurrir a elementos estructurales especiales.

Las dimensiones de las escamas más utilizadas son 150cm por 150cm y estas pueden estar armadas o no; las piezas de coronación varían sus dimensiones, para poderse adaptar a la pendiente de la rasante superior del muro.

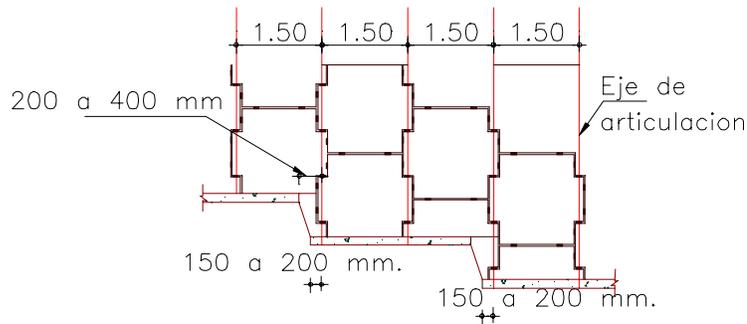


Figura II.19 Dimensiones del paramento de los muros de tierra armada.³⁶

II.6 Interacción Suelo – Estructura

Representa la fricción presente entre el suelo contenido y la superficie de la estructura, la cual depende de específicamente del tipo de suelo, el material de la estructura, el tipo de estructura y el tipo de presión que se genere en la interfase, para esto se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

II.6.1 Fricción Estructura – Fundación

Constituye la componente tangencial de una fuerza resistente que se genera en la interfase entre el suelo de fundación y el material de la estructura. Aunque los valores de la fricción suelo - muro (δ), generalmente se obtienen como una función del ángulo de fricción interna del suelo, debe tenerse en cuenta que no son una propiedad característica del mismo.

³⁶ Normas para el montaje de obras en tierra armada. FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A.

II.6.1.1 Fricción en la Pared para Presión Activa. La fricción positiva solamente será movilizada en su estado activo cuando el suelo contenido trata de desplazarse hacia abajo relativamente a la pared.

II.6.1.2 Fricción Suelo - Muro para Presión Pasiva. La fricción suelo - muro solamente será movilizada en el estado pasivo cuando el suelo contenido tienda a desplazarse hacia arriba relativamente a la pared. (Suárez, 1998)

II.7 Análisis de Costos

II.7.1 Conceptos Generales

En la industria de la construcción, el uso de los recursos asignados mediante un mecanismo de financiamiento, conlleva a una participación, explotación e intervención de un mercado. Dichas actividades involucran costos y gastos.

En general, Costo, se define como "el índice del valor de la estimación teórica cuantitativa sobre los cuales se realizan los estudios y planes, para la obtención de precios de venta, tarifas, noción de la marcha de servicios y gastos generados en la producción, que tiene como función medir el rendimiento, orientar las inversiones, controlar los gastos y guiar la presupuestación".³⁷

Precio Unitario, se define simplemente como "el costo total dividido por el número de unidades producidas en el periodo"³⁸, es decir, el costo que genera un servicio prestado o la producción de una serie de productos, en función del rendimiento respecto al tiempo disponible.

$$P.U = \frac{\text{Costo Total}}{\text{N}^\circ \text{ Unidades}} = \frac{\text{Costo Generado}}{\text{Rendimiento}} \quad (\text{Fórmula II-26})$$

^{37, 38} Gruber, Francisco. (2003). *Introducción al análisis de precios unitarios como herramienta para contratos civiles*. Edición no publicada. UCV. Caracas.

Para definir un presupuesto de inversión requerido para realizar un trabajo o brindar un servicio, surge la figura del Análisis de Precios Unitarios (A.P.U), el cual consiste en un procedimiento técnico secuencial, donde se involucran costos directos (aquellos rubros de elementos asignados según variables socioeconómicas, recursos laborales, especificaciones técnicas y requerimientos necesarios para la ejecución de una obra u servicio) y costos indirectos (aquellos rubros de elementos asignados según variables fiscales, administrativas, contables que se requieren para la ejecución de una obra u servicio), que afectan a la actividad a ejecutarse en un lapso de tiempo, expresadas generalmente en el precio del valor monetario en función de una medida de la actividad, constituyendo una estructura tarifaria cuantitativa referencial.

Esta figura posee múltiples aplicaciones, entre las cuales se pueden destacar:

- ✓ Proporcionar la base para la ejecución y control de los presupuestos referenciales del mercado y de la actividad a ejecutarse a la fecha.
- ✓ Llevar registros y manejo de tabuladores de precios de mercado de las diversas actividades de ejecución de obra.
- ✓ Servir de referencia para reducir la incertidumbre de las variables que influyen en el costo, por la ejecución de la actividad.

Las partidas son las diferentes partes que describen los trabajos que se realizan durante la ejecución de la obra, los cuales son medibles y cuantificables. La "unidad de partida es la unidad de medida tomada como base para cuantificar una partida, cuya finalidad es poder realizar las debidas mediciones, valuaciones correspondientes pagos. Esta deberá corresponder al sistema usualmente aceptado."³⁹

Rubro es "el título bajo el cual se agrupan las partidas de características similares."⁴⁰

II.7.2 Sistema de Análisis de Precios Unitarios

El Precio Unitario es el precio que se le da a una unidad de obra en un lugar determinado para una circunstancia propia.

En el análisis se deben reflejar los elementos que afectan a la fijación del precio de la partida y además se deben señalar las condiciones especiales si se presentara el caso. También se debe tipificar la obra así como la ubicación del país.

El sistema de análisis de precios unitarios esta conformado por un conjunto de elementos y variables interrelacionando como se muestra en el siguiente diagrama de flujo; Ver, Figura II.20:

^{39, 40} DE LA CRUZ, Eudis y Wilmer Castillo. (2005). *Análisis de costos para la construcción de fundaciones típicas con zapata y pilotes*. Trabajo Especial De Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

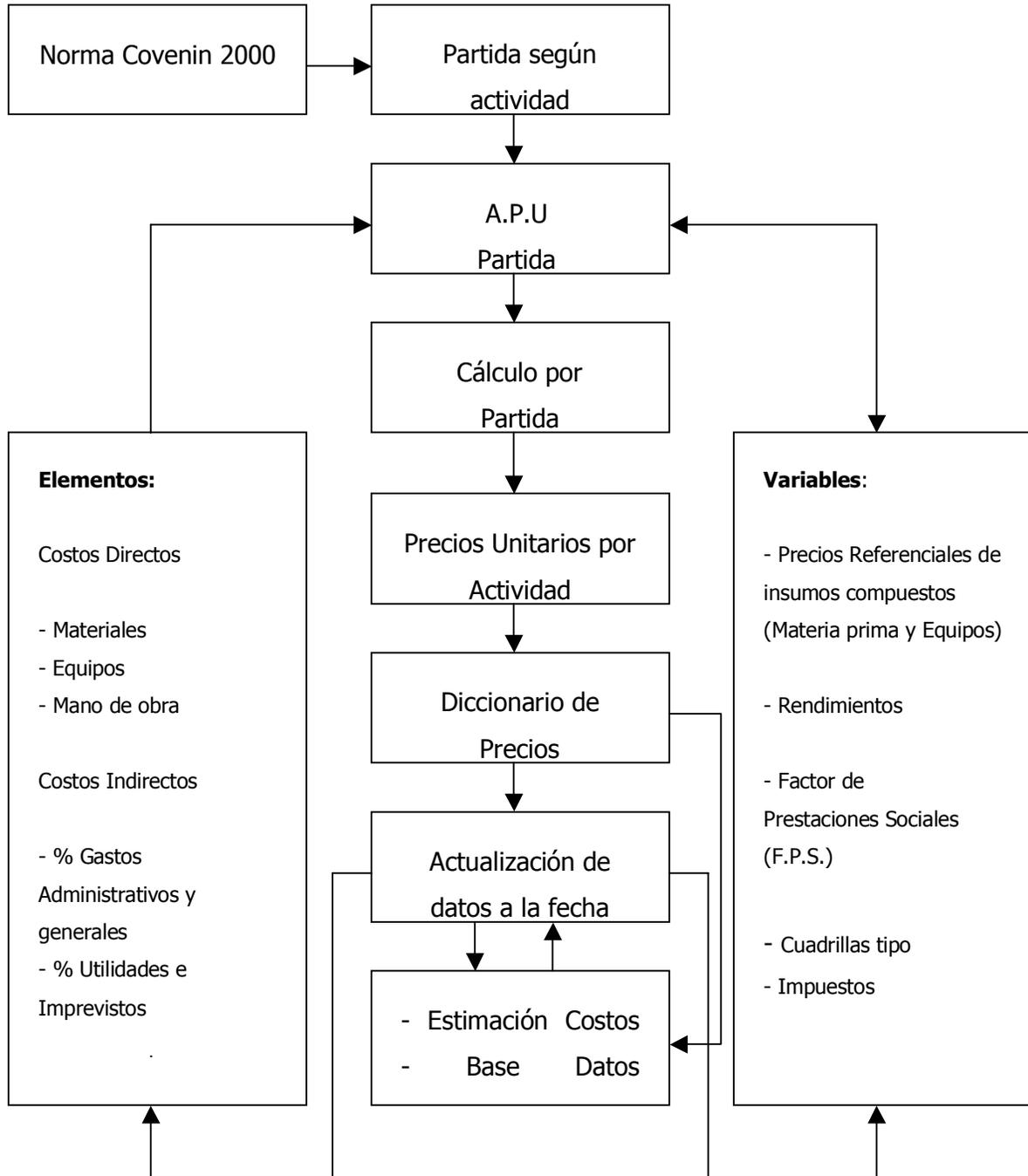


Figura II.20 Sistema de Análisis de Precios Unitarios.

II.7.2.1 Elementos en el Sistema de A.P.U.

- ✓ Costos Directos.
 - Materiales: Parte del costo directo que involucra insumos o materiales sencillos o materiales compuestos, que se requieren para llevar a cabo una actividad. Estos insumos son calculados a costo de la fecha de la realización del análisis. En estos cálculos se debe tomar en cuenta los posibles desperdicios y el transporte. "Para determinar la contribución de este rubro, existen varias alternativas, bien sea, utilizando el costo de material por unidad de medida; el costo total de materiales a ser usado entre la cantidad; ó el costo total de materiales entre el rendimiento de la partida." ⁴¹
 - Equipos: Parte del costo directo que involucra maquinaria, herramientas y equipos, bien sea propios de la empresa o rentados para realizar la actividad. Este rubro incluye el desgaste por uso, posibles desperfectos que pudiesen sufrir los equipos y materiales necesarios para su funcionamiento. "Es calculado de dos maneras: multiplicando el precio total del equipo por un factor de depreciación, determinado por la vida útil de cada equipo, y dividido entre el rendimiento de la partida; ó por el alquiler del equipo diario dividido entre el rendimiento, en cuyo caso se asume un factor de depreciación igual a la unidad." ⁴²

^{41, 42} DE LA CRUZ, Eudis y Wilmer Castillo. (2005). *Análisis de costos para la construcción de fundaciones típicas con zapata y pilotes*. Trabajo Especial De Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

- Mano de Obra: Parte del costo directo que involucra el listado de cuadrillas tipo que se requieren para ejecutar una actividad dada. "Esta determinada por la cantidad de personal destinada para la realización del trabajo, así como de los sueldos estipulados y los costos asociados a dichos sueldos.

"Para determinar el aporte de este rubro se obtiene el total de la mano de obra directa, se multiplica por el factor de prestaciones sociales y se divide por el rendimiento de la partida."⁴³

✓ Costos Indirectos.

- Gastos Administrativos y Generales: Es el porcentaje que incrementa al total de los costos directos por unidad, y se cuantifica generalmente en un 15%.
- Utilidades e Imprevistos: Es el porcentaje que se acepta para ganancia del contratista que ejecuta la actividad e incrementa el subtotal de el total de los costos directos por unidad más el monto equivalente del porcentaje de gastos administrativos y generales. Este porcentaje se cuantifica en un 10 %.

⁴³ DE LA CRUZ, Eudis y Wilmer Castillo. (2005). *Análisis de costos para la construcción de fundaciones típicas con zapata y pilotes*. Trabajo Especial De Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

II.7.2.2 *Variables en el Sistema de Precios Unitarios.*

- ✓ Precios Referenciales de Insumos y Equipos En el Mercado. Son precios reflejados en la economía de la región, donde se ejecuta una obra, los cuales generalmente se listan y tabulan en bases de datos, los cuales se deben actualizar mes a mes, por las fluctuaciones y variaciones de los indicadores económicos.
- ✓ Rendimiento. Se define como la cantidad de obra efectuada por un operario en un tiempo determinado, y se puede estimar de la siguiente manera:
 - Experimental: consiste en obtener datos y mediciones de trabajos ejecutados con anterioridad y de cantidad de obra por tiempo de ejecución
 - Muestreo: representa valores que se obtienen de muestras sucesivas de trabajos específicos, bajo distintas condiciones o factores.
 - Tablas Referenciales: Constituyen datos de referencia aportados por especialistas con años de experiencia en la actividad.

$$\text{Rendimiento} = \frac{\text{Cantidad_de_Actividad}}{\text{Duracion_Estimada_Actividad}} \quad \text{(Fórmula II-27)}$$

$$\text{Duracion_Estimada_Actividad} = \frac{\text{Dias_Totales_Requeridos}}{\text{Caudrilla}} \quad \text{(Fórmula II-28)}$$

- ✓ Factor de Prestaciones Sociales (F.P.S.). Es el factor que condiciona una alícuota anual expresada en salarios adicionales, según lo pautado en el Contrato Colectivo y en la ley del trabajo, en función de los días efectivamente trabajados en el año.⁴⁴

$$F.P.S. = \frac{Alicuota _ Anual}{Total _ Dias _ Efectivamente _ Trabajados} \quad \text{(Fórmula II-29)}$$

- Alícuota Anual: Depende de lo contemplado en las cláusulas del Contrato Colectivo de la Cámara Venezolana de la Construcción, (Aplicados a partidas de presupuestos de obras), y a la ley Orgánica del Trabajo, condiciones de trabajo, prestaciones sociales, cláusula sindicales, contribuciones leyes nacionales (Seguro Social, Paro Forzoso, Política Habitacional) y relación de trabajo.

El total de días efectivamente trabajados se obtiene al restarle a los 365 días, los días feriados y permisos, vacaciones, enfermedad y días de lluvia posibles.

- ✓ Cuadrillas Tipo. Son los costos que implican la conformación de la cuadrilla en los costos de la mano de obra de la actividad a ejecutar, que generalmente se listan agrupados en función de labores, los cuales varían según el jornal diario que aplique a la fecha.

⁴⁴ Gruber, Francisco. (2003). *Introducción al análisis de precios unitarios como herramienta para contratos civiles*. Edición no publicada. UCV. Caracas.

- Coeficiente Costo/Día (Maquinaria y Equipo)

Representa el valor paramétrico que resulta de dividir el costo fijo de la máquina o equipo, entre el costo inicial de compras del valor de la unidad en el mercado a la fecha.

Este coeficiente, permite estimar el costo por día del equipo o maquinaria a usarse, al calcula el producto de este cociente por el precio del mercado de la unidad.

Para estimar el costo fijo, se deben sumar los cálculos que lo conforman; la depreciación, reparaciones, intereses sobre el capital, impuestos, seguro y estacionamiento, todo incrementado en un 10 % para gastos administrativos.⁴⁵

II.7.3 Cómputos Métricos

Se entiende por cómputo métrico al valor cuantitativo de cantidad física de acción, actividad o elemento de obra, expresado en unidad de medición paramétrica según patrón que rige bajo sistema de medidas acoplado, y que además presenta las siguientes características:

- ✓ Cantidad medible en unidad, según medición de materiales constructivos o elementos físicos.
- ✓ Medición en unidades expresadas en el sistema MKS (Metro, Kilogramo, Segundo), según sea la unidad física lineal, superficial, volumétrica o de peso, requerida en la medición.

⁴⁵ Gruber, Francisco. (2003). *Introducción al análisis de precios unitarios como herramienta para contratos civiles*. Edición no publicada. UCV. Caracas.

Se calcula con ecuaciones o fórmulas basadas en las funciones matemáticas elementales o en su forma y dimensionamiento físico que ocupa o se presenta (longitud, área, volumen, peso, pieza).

II.8 Criterios Básicos para la Selección de Muros

II.8.1 Factores de Selección

Existen diversidad de factores que deben tomarse en cuenta a la hora de seleccionar un muro en particular. Tales factores son:

- ✓ Localización del muro con respecto a otras estructuras existentes y el espacio necesario para su construcción.
- ✓ Altura de la estructura y topografía resultante.
- ✓ Condiciones del terreno.
- ✓ Cantidad de movimiento de tierra aceptable durante la construcción del muro y el efecto de este movimiento sobre otras estructuras o servicios.
- ✓ Disponibilidad de materiales.
- ✓ Tiempo disponible para la ejecución.
- ✓ Apariencia.
- ✓ Vida útil.
- ✓ Mantenimiento.

II.8.2 Criterios de comportamiento

En general las estructuras de contención de empujes de tierra deben cumplir durante su construcción y a lo largo de su vida útil con ciertas condiciones de estabilidad, rigidez, durabilidad y flexibilidad y para esto en algunos casos, hasta se requiere plantear alternativas para cumplir las necesidades de un proyecto específico, las cuales pueden requerir de cálculos adicionales de interacción suelo–muro.

De cualquier forma, el diseño debe ser revisado de una manera crítica a la luz de la experiencia laboral, es decir, cuando una estructura de este tipo no satisface cualquiera de los criterios que posteriormente se plantearan se puede considerar que ha alcanzado su Estado Límite.

Durante el período de diseño, es de estricta rigurosidad la discusión del rango posible de estados límites, surgiendo como clases principales los anteriormente nombrados Estado Límite de Servicio y Estado Límite de Agotamiento.

II.8.3 Durabilidad y Mantenimiento

Este aspecto, sin duda alguna, debe ser considerado obligatoriamente, puesto que de no ser así, la estructura produciría un costo muy elevado en mantenimiento, y en la mayoría de los casos, puede que alcance rápidamente el estado límite de servicio. Por tal razón se deben tomar las precauciones adecuadas al momento de seleccionar los materiales que serán destinados para la construcción de la misma, los cuales deben cumplir con los requerimientos mínimos establecidos en la normativa local, así como comprobar que el comportamiento es el adecuado ante las condiciones climáticas y ambientales donde este situada dicha estructura.

II.8.4 Estética

Aunque este aspecto no es determinante técnicamente, se le debe prestar cierta atención, puesto que este tipo de estructuras tienden a ser predominantes en muchos de los paisajes locales, es por eso, que al momento de la construcción debe considerarse mejorar dentro de lo posible su apariencia externa sin que se originen incrementos significantes de costos.

En nuestros tiempos este criterio es considerado por los entes contratantes, para garantizar la armonía de la estructura con el paisaje donde esta ubicado, y para esto las variables mas importantes a considerar podrían ser: la inclinación de la pared externa del paramento, puesto que brinda la impresión de que la estructura este volcando; la conformación de las superficies de los terrenos adyacentes a la estructura, puesto que debe armonizar con el paisajismo propio de la zona, cuidando, claro esta, que los ornamentos seleccionados no comprometan la integridad de la estructura; los acabados exteriores de la estructura y la disposición de las juntas estructurales de que ellos disponga, para esto se debe procurar que las formaletas y materiales empleados en los procedimientos de acabados este en buen estado, y por ultimo y no menos importante, la coronación de la estructura con un detalle arquitectónico, agradable a la vista.

II.8.5 Proceso Constructivo

En vista de que a consecuencia de los métodos utilizados en esta etapa se pueden producir los posibles riesgos por los cuales la estructura colapse; se debe tener especial consideración en los métodos constructivos y materiales a emplear en la etapa del diseño, además de contar tanto con personal profesional de calidad y mano de obra calificada, para que aunado a lo anterior resulte una obra de calidad.

Para lograr esto, es necesario que al momento del diseño se especifique un patrón o secuencia de construcción, con el cual el proyectista o el Ingeniero inspector pueda comprobar la bienhechuría de los trabajos realizados por el contratista en cualquier momento, además de prestar especial atención a que la estructura vaya soportando paulatinamente las condiciones de carga a que esta sometida a temprana edad durante su proceso constructivo.

A su vez se debe tener especial cuidado con las obras temporales, que amerite la construcción del muro, tal es el caso de los taludes temporales para permitir la continuidad del desarrollo de la obra, en los cuales pueden modificar las presiones de tierra originales, dependiendo de las características del suelo, además de promover movimientos inaceptables en estructuras u obras de servicio adyacentes, o en el peor de los casos, que ocurran deslizamientos puntuales que atenten contra la estabilidad del muro. Es por eso que se recomienda estabilizar dichos taludes con muros provisionales, tejiendo el terreno con barras de refuerzo hincadas horizontalmente o pantallas de concreto lanzado.

II.8.6 Investigación del sitio

Para esto es necesario la realización de un estudio geotécnico, que establezca si el sitio en cuestión posee condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura que se este considerando en el diseño. Para facilitar esta etapa, se recomienda un diseño preliminar del muro, para identificar los parámetros geotécnicos que se requieran, los cuales abarcan, desde condiciones de drenaje tanto subterráneo como superficial, hasta las características químicas del agua presente, sin dejar a un lado las características del material de relleno y capacidad portante del suelo de soporte entre otras.

Es importante acotar que los parámetros geotécnicos aplicados a los materiales seleccionados para fundación y contención, a medida que va aumentando la altura del muro, se hacen mas complejos y las pruebas de laboratorio deben ser mas exhaustivas, en vista de que la importancia de la obra es cada vez mayor, y deben ser practicada, con controles rigurosos, puesto que un error en esta etapa podría ocasionar serios daños al momento de la puesta en servicio de la estructura, teniendo como consecuencias desde la disminución de la vida útil hasta el colapso de la misma.

Estos parámetros geotécnicos son característicos de los suelos, y generalmente vienen dados por el peso unitario del material, su ángulo de fricción interna, su cohesión efectiva y su coeficiente de permeabilidad.

III MÉTODO

El tipo de investigación que se realizó es de naturaleza analítica-comparativa-proyectiva, ya que consiste en proponer un patrón de comparación que permita seleccionar de una manera práctica un muro de contención aplicable a una determinada situación, mediante el análisis y comparación de las principales condiciones de comportamiento que influyen en el diseño y costos de construcción de cada uno de estos elementos.

III.1 Fase Preliminar: Recopilación de Información.

Durante esta fase se recopiló toda la información básica necesaria para el desarrollo del trabajo de investigación, las cuales se registraron mediante la elaboración de fichas y resúmenes.

Se realizaron inicialmente varias visitas a las bibliotecas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela para buscar información sobre los diversos muros de contención que existen. Se estudiaron diversos textos referentes a muros de contención, además de Trabajos Especiales de Grado que tratan de esta materia. Luego se complementó la búsqueda de información a través de consultas de páginas Web de compañías que trabajan en el área. Esta información se agrupó según las teorías de diseños que cada uno de estos muros requiere.

III.2 Fase I: Escogencia de las Estructuras Tipo.

En esta etapa se tuvieron reuniones con el Tutor de este trabajo especial de grado y se le presentó la información recopilada sobre muros de contención. Luego se eligieron los muros que se considerarían en este estudio, siendo éstos los más aplicables a la realidad de Venezuela.

La escogencia de los muros según su tipo fue la siguiente:

III.2.1 Muros de Gravedad

Dentro de este grupo se consideraron los muros de gaviones metálicos.

III.2.2 Muros en Voladizo

Dentro de este grupo se consideró específicamente:

Muros en "T" invertida.

Muros en "L".

Muros en "L" invertida.

Muros con contrafuertes.

III.2.3 Muros de Tierra Reforzada:

Dentro de este grupo se consideraron dos modalidades:

Muros de Tierra Reforzada con Armadura Metálica (Muros de Tierra Armada).

Muros de Tierra Reforzada con Malla Plástica (Muros de Geotextiles).

III.3 Fase II: Establecimiento de los parámetros de diseño.

Para el establecimiento de los parámetros de diseño, se tuvieron reuniones con el Tutor para elegir cuales serían los factores de estudio. Se eligieron valores de coeficientes de fricción interna y densidades de los suelos más comunes de Venezuela según la Tabla III-1 resumen que se presenta a continuación:

Tabla III-1 Pesos Específicos, Cohesión y Ángulos de Fricción Interna de los Suelos de Venezuela.⁴⁶

| SUELOS | | P. Específico (t/m ³) | Ángulo de fricción | Cohesión |
|---------------|---------------|-----------------------------------|--------------------|----------|
| Arenas | Gruesa y Seca | 1,44 | 40° | 0.0 |
| | Fina y Húmeda | 1,60 | 35° | 0.0 |
| | Húmeda | 1,84 | 35° | 0.0 |
| | muy Húmeda | 1,92 | 30° | 0.0 |
| | Muy Húmeda | 1,92 | 30° | 0.0 |
| Grava | Común Mixta | 1,76 | 35° | 0.0 |
| | Fluvial | 2,24 | 40° | 0.0 |
| | Suelta | 1,84 | 40° | 0.0 |
| | Arenosa | 1,92 | 35° | 0.0 |
| | Arenosa | 1,82 | 35° | 0.0 |
| Roca Suelta | Granito | 1,80 | 35° | 0.0 |
| | Caliza | 1,28 | 35° | 0.0 |
| | Yeso | 1,00 | 35° | 0.0 |
| Arcilla | Seca | 1,76 | 30° | 0.5 |
| | Húmeda | 1,84 | 40° | 0.5 |
| | Saturada | 1,92 | 15° | 0.5 |
| | Arenosa | 1,60 | 6° | 0.5 |
| | con Grava | 2,00 | 18° | 0.5 |
| Macizo Rocoso | Granito | 2,61 | 40° | 0.5 |
| | Cuarcita | 2,61 | 35° | 0.5 |
| | Arenisca | 1,95 | 35° | 0.5 |
| | Caliza | 3,17 | 40° | 0.5 |

⁴⁶ (2003). Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.

Para el cálculo de los muros se utilizó un valor del ángulo de fricción interna de 30° y de peso específico de $1,90 \text{ T/m}^3$, tanto para el suelo de relleno como el suelo de fundación.

Se consideró que los muros en estudio no tendrían sobrecarga, tanto el ángulo de inclinación del talud que se encuentra sobre el muro como el del suelo de fundación es de cero grados (superficies horizontales), el muro tendrá un ángulo de 90 grados con respecto al suelo de fundación y los suelos son no cohesivos.

Sobre este último factor, es de hacer notar, que se adoptó los suelos como no cohesivos en los cálculos de la estabilidad, debido a lo indeterminado de las propiedades mecánicas de los suelos a la hora de prediseñar los muros de contención, las cuales para ser determinadas se necesita realizar un estudio de suelo del mismo.

Al tomar en consideración todos estos factores, se hace una simplificación de las ecuaciones de RANKINE y COULOMB del cálculo del coeficiente de empuje activo y pasivo, las cuales resultaron las siguientes:

$$K_A = \tan^2 \times \left(45^\circ - \frac{\gamma_1}{2} \right) \text{ (Fórmula III-1)}$$

$$K_P = \tan^2 \times \left(45^\circ + \frac{\gamma_1}{2} \right) \text{ (Fórmula III-2)}$$

Se eligió la altura de 6 metros para el análisis detallado de los cálculos de los sistemas de contención.

Para el caso del talud tipo en el cual se realizará la obra de contención, se consideró que en él existe una capa vegetal de 1 metro de profundidad y el resto del material proveniente de la excavación será utilizado como relleno.

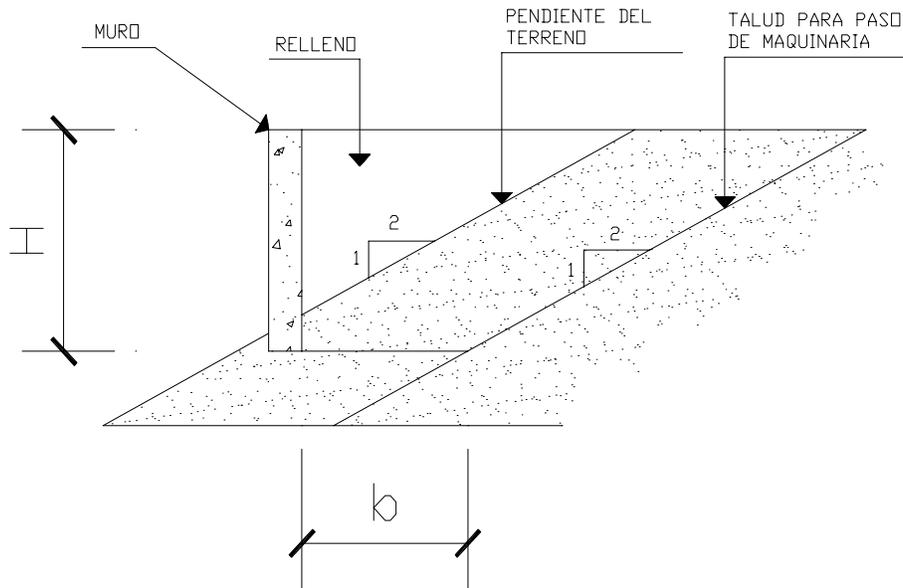


Ilustración III-1 Modelo del talud tipo.

III.4 Fase III: Diseño de las Estructuras Tipo.

III.4.1 Diseño de los Muros de Gravedad

Este tipo de estructuras se diseñará según las especificaciones técnicas suministradas por empresas dedicadas a la construcción de muros de gaviones y de concreto ciclópeo respectivamente, considerando los parámetros de diseños adoptados en la fase anterior.

Para el cálculo de los muros de gaviones se usó una hoja de cálculo que fue proporcionada por la compañía GEOSINTÉTICOS TRICAL C.A., la cual se especializa en la construcción de este tipo de sistemas de contención.

Información Disponible:

Relleno posterior y suelo natural.

$$\gamma_2 = 1,90T / m^3$$

$$\varphi_2 = 30,00^\circ$$

$$C_2 = 0,00T / m^2$$

$$q_u = 0,00T / m^2$$

$$\gamma_{roca} = 2,5T / m^3$$

Tabla III-2. Pesos específicos de rellenos típicos para muros de gaviones

| Tipo de piedra | Peso específico [tf/m ³] |
|----------------|--------------------------------------|
| Basalto | 2,5 - 3,3 |
| Diorito | 2,5 - 3,3 |
| Gabro | 2,7 - 3,1 |
| Gneiss | 2,5 - 3,0 |
| Granito | 2,6 - 3,3 |
| Calcareo | 1,7 - 3,1 |
| Marmol | 2,5 - 3,3 |
| Cuarcita | 2,65 |
| Arenito | 1,2 - 3,0 |
| Argilito | 2,0 - 2,5 |

Donde:

γ_2 = Peso específico del suelo de fundación.

φ_2 = Ángulo de fricción interna.

C_2 = Cohesión.

q_u = Sobrecarga.

GEOMETRÍA DEL MURO.

Predimensionado de la base

Se recomienda para este tipo de sistemas de contención por gravedad, que la base no sea menor del 70% de la altura del muro. De manera que:

$$B = 0,70 \times H$$

COEFICIENTES DE EMPUJES ACTIVO Y PASIVO K_A y K_P

Del apéndice A-2 y A-3 se tiene que los valores de K_A y K_P son:

$$k_a = 0,333 \quad k_p = 3,00$$

ANÁLISIS DE CARGAS:

$$\gamma_g = \gamma_{roCA} \times 0,70 = 2,5T / m^3 \times 0,70 = 1,75T / m^3 \quad \text{(Fórmula III-3)}$$

$$W_{muro} = \gamma_g \times A_g = 1,75T / m^3 \times (21m^2) = 35,00T / m \quad \text{(Fórmula III-4)}$$

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma_g \times H^2 \times Ka = \frac{1}{2} \times 1,90T / m^3 \times (6,00m^2) \times 0,333 = 11,40T / m \quad \text{(Fórmula III-5)}$$

$$Ep = \frac{1}{2} \times \gamma_g \times H^2 \times Kp = \frac{1}{2} \times 1,90T / m^3 \times (0,50m^2) \times 3,000 = 0,71T / m \quad \text{(Fórmula III-6)}$$

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$\frac{(Wm_1 \times \tan(\varphi_2) + C_2 \times L)}{E_A \times \cos(\beta)} \geq (FSd) = 35,00T/m \times \frac{\tan(30^\circ)}{11,40T/m \times \cos(\beta)} = 1,77$$

(Fórmula III-7)

$$FSd = 1,77 \geq 1,5$$

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$Xcg = 1,83m \quad Ycg = 2,50m$$

$$Mh = W \times Xcg = 11,40T/m \times 2,00m = 22,80T \quad \text{(Fórmula III-8)}$$

$$Mv = W \times Xcg + (Ep \times he) \times 2 = 35,00T/m \times 1,83m + (0,71T/m \times 0,17) \times 2 = 64,12T$$

(Fórmula III-9)

$$\frac{\sum Mv}{\sum Mh} = \frac{64,12T}{22,80T} = 2,81 \geq 1,50 \quad \text{(Fórmula III-10)}$$

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN INTERMEDIA

Esfuerzos:

$$X = \frac{\left(\frac{B}{2} - e\right)}{0,40} = 2,93m \quad \text{(Fórmula III-11)}$$

$$\sigma_{adm} = 50 \times \gamma_g - 30 = 57,50T/m^2 \quad \text{(Fórmula III-12)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{0,80 \times X} = 14,91T / m^2 \leq \sigma_{adm} \quad \text{(Fórmula III-13)}$$

Tensiones:

$P_u = 12$ si la altura de las cestas es de 0,5m.

$P_u = 8.6$ si la altura de las cestas es de 1m.

$$C_g = (0,03 \times P_u - 0,05) \times 10 = 0,021T / m \quad \text{(Fórmula III-14)}$$

$$\phi^* = 33,80^\circ$$

$$\tau_{adm.} = \frac{N}{B} \tan(\phi) + C_g = 5,22T / m \quad \text{(Fórmula III-15)}$$

$$\tau_{adm.} = \frac{T}{B} = 2,53T / m \leq \tau_{adm} \quad \text{(Fórmula III-16)}$$

A continuación se presenta una tabla resumen con los cálculos de los muros de gaviones:

Tabla III-3. Dimensiones y Estabilidad de muros de gaviones.

| ALT (H) (m) | W (ton) | EA (T/m) | EP (T/m) | μ.N (ton) | M est (T-m) | M volc (T-m) | FS volc | FS des | σmax int (kg/cm ²) | σadm (kg/cm ²) | Tens adm (kg/m) | Tens max (kg/m) |
|-------------------|------------|-------------|-------------|--------------|----------------|-----------------|------------|-----------|-----------------------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 3 | 8,75 | 2,85 | 1,43 | 5,05 | 12,49 | 2,85 | 4,38 | 1,77 | 7,62 | 57,50 | 2,94 | 1,43 |
| 4 | 14,88 | 5,07 | 1,43 | 8,59 | 16,65 | 6,76 | 2,46 | 1,70 | 8,16 | 57,50 | 4,00 | 2,03 |
| 5 | 21,00 | 7,92 | 1,43 | 12,12 | 28,68 | 13,19 | 2,17 | 1,53 | 14,47 | 57,50 | 4,03 | 2,26 |
| 6 | 35,00 | 11,40 | 1,43 | 20,21 | 64,12 | 22,80 | 2,81 | 1,77 | 14,91 | 57,50 | 5,22 | 2,53 |
| 7 | 51,63 | 15,52 | 5,70 | 29,81 | 132,59 | 36,21 | 3,66 | 1,92 | 14,12 | 57,50 | 4,95 | 2,22 |

III.4.2 Diseño de los Muros en Voladizo

En este caso se decidió ilustrar el caso típico, representado por el muro en T invertida, para el cual se procedió de la siguiente manera:

INFORMACIÓN DISPONIBLE

$$H = 6m$$

$$\sigma_{adm} = 2,00kg/cm^2$$

$$\gamma_{apoyo}^{suelo} = 1900kg/m^3 \quad \phi_{apoyo}^{suelo} = 30^\circ \quad c_{apoyo}^{suelo} = 0$$

$$\gamma_{contener}^{suelo} = 1900kg/m^3 \quad \phi_{contener}^{suelo} = 30^\circ \quad c_{contener}^{suelo} = 0 \quad \beta = 0^\circ$$

$$\gamma_{concreto} = 2500kg/m^3 \quad f'c = 250kg/cm^2 \quad fy = 4200kg/cm^2 \quad rc = 5cm$$

COEFICIENTE DE EMPUJE (K)

Debido a las condiciones del suelo a contener y las características del muro en estudio, los coeficientes de empujes activo y pasivo vienen dados por las ecuaciones III-1 y III-2, donde:

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\gamma_1}{2} \right) = 0,333 \quad K_P = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\gamma_1}{2} \right) = 3,000$$

PREDIMENSIONADO DEL MURO

Ancho de la zapata: $B = 0,70 \times H = 0,70 \times 6,00m \cong 4,20m$

Espesor de la zapata: $D = 0,10 \times H = 0,10 \times 6,00m \cong 0,60m$

Ancho de la puntera: $a = \frac{B}{3} = \frac{4,20m}{3} \cong 1,40m$

Ancho inferior del fuste: $b = 0,10 \times H = 0,10 \times 6,00m \cong 0,60m$

Ancho superior del fuste: $b' \cong 0,30m$

Altura del fuste: $h = H - D = 6,00m - 0,60m \cong 5,40m$

Ancho del talón: $d = B - a - b = 4,20m - 1,40m - 0,60m \cong 2,20m$

CÁLCULO EMPUJES

Mediante la siguiente expresión se procedió al cálculo de los empujes de tierra, y sus respectivos puntos de aplicación, resultando para el caso del empuje activo:

$$E_A = \frac{\gamma_{\text{suelo}}^{\text{contener}} \times H^2 \times k_a}{2} = \frac{1900 \text{kg} / \text{m}^3 \times (6,00\text{m})^2 \times 0,333}{2} \cong 11400,00 \text{kg} / \text{m}$$

(Fórmula III-17)

En cuanto a su punto de aplicación tenemos:

$$h_A = \frac{H}{3} = \frac{6,00m}{3} \cong 2,00m$$

(Fórmula III-18)

De igual forma se procedió con el cálculo del empuje pasivo:

$$E_p = \frac{\gamma_{\text{contener}}^{\text{suelo}} \times H^2 \times k_p}{2} = \frac{1900kg/m^3 \times (1,70m)^2 \times 3}{2} \cong 8236,50kg/m$$

$$h_A = \frac{H}{3} = \frac{1,70m}{3} \cong 0,56m$$

ANÁLISIS DE CARGAS

Con las siguientes expresiones se calcularon los pesos de los elementos que conforman el conjunto de fuerzas y sus respectivos puntos de aplicación:

Fuste w1:

$$w1 = \frac{\gamma_{\text{CONCRETO}} \times (b - 0,30) \times h}{2} = \frac{2500kg/m^3 \times (0,60m - 0,30m) \times 5,40m}{2} \cong 2025,00kg$$

(Fórmula III-19)

$$x_{w1} = a + b - b' - \left(\frac{2 \times (b - b')}{3}\right) = 1,40m + 0,60m - 0,30m - \left(\frac{2 \times (0,60m - 0,30m)}{3}\right) \cong 1,50m$$

(Fórmula III-20)

Fuste w2:

$$w2 = \gamma_{concreto} \times b' \times h = 2500 \text{kg} / \text{m}^3 \times 0,30 \text{m} \times 5,40 \text{m} \cong 4050,00 \text{kg}$$

(Fórmula III-21)

$$x_{w2} = a + b - \frac{b'}{2} = 1,40 \text{m} + 0,60 \text{m} - \frac{0,30 \text{m}}{2} \cong 1,85 \text{m}$$

(Fórmula III-22)

Zapata w3:

$$w3 = \gamma_{concreto} \times B \times D = 2500 \text{kg} / \text{m}^3 \times 4,20 \text{m} \times 0,60 \text{m} \cong 6300,00 \text{kg}$$

(Fórmula III-23)

$$x_{w3} = \frac{B}{2} = \frac{4,20 \text{m}}{2} \cong 2,10 \text{m}$$

(Fórmula III-24)

Suelo sobre el talón w4:

$$w4 = \gamma_{contener}^{suelo} \times d \times D = 1900 \text{kg} / \text{m}^3 \times 2,20 \text{m} \times 5,40 \text{m} = 22572,00 \text{kg}$$

(Fórmula III-25)

$$x_{w4} = a + b + \frac{d}{2} = 1,40 \text{m} + 0,60 \text{m} + \frac{2,20 \text{m}}{2} \cong 3,10 \text{m}$$

(Fórmula III-26)

Suelo sobre el talón w5:

$$w4 = \gamma_{contener}^{suelo} \times d \times D = 1900 \text{kg} / \text{m}^3 \times 1,40 \text{m} \times 0,80 \text{m} = 2128,00 \text{kg}$$

(Fórmula III-27)

$$x_{w4} = \frac{a}{2} = \frac{1,70m}{2} \cong 0,85m$$

(Fórmula III-28)

ESTABILIDAD EXTERNA

Una vez conformado el conjunto de fuerzas, se realizó el estudio de la estabilidad externa mediante las ecuaciones de equilibrio estático, determinándose así, tanto la fuerza resultante como su punto de aplicación, la excentricidad respecto al centro de gravedad del conjunto y las presiones bajo la zapata:

Normal:

$$N = w1 + w2 + w3 + w4 + w5 =$$

$$2025,00kg + 4050,00kg + 6300,00kg + 22572,00kg + 2128,00kg = 37075,00kg$$

(Fórmula III-29)

Momento estabilizador:

$$M_{estab} = w1 \times x_{w1} + w2 \times x_{w2} + w3 \times x_{w3} + w4 \times x_{w4} + w5 \times x_{w5}$$

$$2025,00 \times 1,50 + 4050,00 \times 1,85 + 6300,00 \times 2,10 + 22572 \times 3,10 + 2128 \times 0,85 \cong 99457,90kg - m$$

(Fórmula III-30)

Momento de volcamiento:

$$M_{volcam} = (E_A \times H_A) - (E_{P2} \times 0,10) = (11400kg \times 2,10m) - (256,50kg \times 0,20m) \cong 23888,70kg - m$$

(Fórmula III-31)

Punto de aplicación de la normal:

$$X = \frac{M_{estab} - M_{volcam}}{N} = \frac{(99457,90kg - m) - (23888,70kg - m)}{37075,00kg} \cong 2,04m$$

(Fórmula III-32)

Excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{4,20m}{2} - 2,04m \cong 0,06m$$

(Fórmula III-33)

$$e < \frac{B}{6} = \frac{4,20m}{6} \cong 0,7m \rightarrow ok$$

(Fórmula III-34)

Presiones bajo la zapata:

$$\sigma_{MAX} = \frac{N}{B \times 1m} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{37075,00kg}{4,20m \times 1m} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,06m}{4,20m}\right) \times \frac{1m^2}{10000cm^2} \cong 0,96kg/cm^2$$

(Fórmula III-35)

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B \times 1m} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{37075,00kg}{4,20m \times 1m} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,06m}{4,20m}\right) \times \frac{1m^2}{10000cm^2} \cong 0,80kg/cm^2$$

(Fórmula III-36)

Una vez calculada la estabilidad externa, se verificó si la estructura estaba comprometida por volcamiento y deslizamiento mediante las siguientes expresiones:

Factores de seguridad:

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{estab}}{M_{volc}} = \frac{99457,90kg - m}{23888,7kg - m} \cong 4,16 \rightarrow 4,16 > 1,50 \rightarrow ok$$

(Fórmula III-37)

$$FS_{DESL} = \frac{v + E_p}{E_A} = \frac{\mu \times N}{E_A} = \frac{\tan(\varphi_{suelo}^{contener}) \times N}{E_A} = \frac{\tan(30) \times 37075,00kg}{11400kg} \cong 1,88 \rightarrow 1,88 > 1,50 \rightarrow ok$$

(Fórmula III-38)

DISEÑO DE ACERO POR FLEXIÓN

Una vez verificados los factores de seguridad, tanto al volcamiento como al deslizamiento, se calcularon las áreas de acero requeridas por cada elemento del muro, para lo cual se procedió de la siguiente manera:

Momento Flector y Tensión Cortante en el pie del fuste:

Tensión Cortante en el pie del fuste

$$V = 1,40 \times E_{A1} = 1,40 \times \frac{(5,40m)^2 \times 1900kg / m^3 \times 0,333}{2} \cong 12927,60kg$$

(Fórmula III-39)

Tensión Cortante resistida por el concreto en el pie del fuste

$$V_U = \frac{V}{\varphi} = \frac{12927,60kg}{0,90} \cong 14364,00kg \quad \text{(Fórmula III-40)}$$

Verificación

$$V_C = 0,53\sqrt{f'_C} \times 100cm \times (b - rc) = 0,53\sqrt{250kg/cm^2} \times 100cm \times (60 - 5)cm \cong 46090,20kg$$

(Fórmula III-41)

$$V_C \geq V_U \rightarrow ok \quad \text{(Fórmula III-42)}$$

Momento último resistido por la sección

$$M_U = V_U \times \frac{H}{3} = 14364kg \times \frac{6,00m}{3} \cong 28728,00kg - m$$

(Fórmula III-43)

Resistencia Minorada

$$M_N = 100cm \times (b - rc)^2 \times f'_C \times q \times (1 - 1,59q) \quad M_N = \frac{M_U}{\varphi}$$

(Fórmula III-44)

$$\frac{2872800kg - cm}{0,90} = 100cm \times ((60 - 5)cm)^2 \times 250kg/cm^2 \times q \times (1 - 1,59q) \cong 0,047 = q \times (1 - 1,59q)$$

$$q_1 = 0,048 \quad q_2 = 1,647 \quad q = \min(q_1, q_2) = 0,048$$

Cuantía de acero

$$\rho = q \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,048 \times \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cong 0,00286 \quad \rho_{\min} \cong 0,0018$$

(Fórmula III-45)

$$\rho_{\text{DISEÑO}} = \text{MAX}(\rho, \rho_{\min}) = 0,0029$$

Área de Acero requerida en la sección

$$A_s = \rho_{\text{DISEÑO}} \times 100 \times (b - rc) = 0,0029 \times 100 \text{ cm} \times (60 - 5) \text{ cm} \cong 15,80 \text{ cm}^2$$

(Fórmula III-46)

$$A_s = 15,80 \text{ cm}^2 / m$$

Combinación de barras uniformemente espaciadas seleccionada

$$USAR \rightarrow (1\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2'') @ 25 \text{ cm}$$

De la misma forma se procedió con el resto de los elementos del conjunto.

Momento Flector y Tensión Cortante en el tramo central del fuste:

$$V = 1,40 \times E_{A1} = 1,40 \times \frac{(4,00 \text{ m})^2 \times 1900 \text{ kg/m}^3 \times 0,333}{2} \cong 7093,33 \text{ kg}$$

$$V_U = \frac{V}{\phi} = \frac{7093,33 \text{ kg}}{0,90} \cong 7881,48 \text{ kg}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} \times 100 \text{ cm} \times (b - rc) = 0,53 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} \times 100 \text{ cm} \times (50 - 5) \text{ cm} \cong 443576,18 \text{ kg}$$

$$V_C \geq V_U \rightarrow \text{ok}$$

$$M_U = V_U \times \frac{H}{3} = 7881,48 \text{ kg} \times \frac{4,00 \text{ m}}{3} \cong 10508,64 \text{ kg} - m$$

$$M_N = 100cm \times (b - rc)^2 \times f'_C \times q \times (1 - 1,59q) \quad M_N = \frac{M_U}{\phi}$$

$$\frac{1050864kg - cm}{0,90} = 100cm \times ((50 - 5)cm)^2 \times 250kg / cm^2 \times q \times (1 - 1,59q) \cong 0,023 = q \times (1 - 1,59q)$$

$$q_1 = 0,023 \quad q_2 = 1,672 \quad q = \min(q_1, q_2) = 0,023$$

$$\rho = q \times \frac{f'_C}{f_Y} = 0,023 \times \frac{250kg / cm^2}{4200kg / cm^2} \cong 0,00138 \quad \rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{DISEÑO} = \text{MAX}(\rho, \rho_{\min}) = 0,0018$$

$$A_S = \rho_{DISEÑO} \times 100 \times (b - rc) = 0,0018 \times 100cm \times (50 - 5)cm \cong 8,10cm^2$$

$$A_S = 8,10cm^2 / m$$

$$USAR \rightarrow (1\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'') @ 25cm$$

Momento Flector y Tensión Cortante en el tramo superior del fuste:

$$V = 1,40 \times E_{A1} = 1,40 \times \frac{(2,00m)^2 \times 1900kg / m^3 \times 0,333}{2} \cong 1773,33kg$$

$$V_U = \frac{V}{\phi} = \frac{1773,33kg}{0,90} \cong 1970,37kg$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_C} \times 100cm \times (b - rc) = 0,53 \sqrt{250kg / cm^2} \times 100cm \times (40 - 5)cm \cong 29330,13kg$$

$$V_C \geq V_U \rightarrow ok$$

$$M_U = V_U \times \frac{H}{3} = 1970,37kg \times \frac{2,00m}{3} \cong 1313,58kg - m$$

$$M_N = 100cm \times (b - rc)^2 \times f'_C \times q \times (1 - 1,59q) \quad M_N = \frac{M_U}{\phi}$$

$$\frac{131358kg - cm}{0,90} = 100cm \times ((40 - 5)cm)^2 \times 250kg / cm^2 \times q \times (1 - 1,59q) \cong 0,005 = q \times (1 - 1,59q)$$

$$q_1 = 0,005 \quad q_2 = 1,690 \quad q = \min(q_1, q_2) = 0,005$$

$$\rho = q \times \frac{f'_C}{f_Y} = 0,005 \times \frac{250kg / cm^2}{4200kg / cm^2} \cong 0,0003$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{DISEÑO} = \text{MAX}(\rho, \rho_{\min}) = 0,0018$$

$$A_S = \rho_{DISEÑO} \times 100 \times (b - rc) = 0,0018 \times 100cm \times (40 - 5)cm \cong 6,30cm^2$$

$$A_S = 16,30cm^2 / m$$

$$USAR \rightarrow (1\phi 3 / 4") @ 25cm$$

Momento Flector y Tensión Cortante en la zapata:

$$W_{zapata} = \gamma_{concreto} \times D = 2500kg / m^3 \times 0,60m \cong 1500,00kg / m^2$$

$$W_{suelo} = \gamma_{contener}^{suelo} \times h' = 1900kg / m^3 \times 5,40m \cong 10260,00kg / m^2$$

$$\sigma_{MAX} = 0,96kg / cm^2 \quad \sigma_1 = 0,91kg / cm^2$$

$$\sigma_2 = 0,89kg / cm^2 \quad \sigma_{\min} = 0,80kg / cm^2$$

$$R_1 = W_{zapata} \times a - \frac{(\sigma_{MAX} + \sigma_1) \times a}{2} \cong 1500kg / m^2 \times 1,40m - \frac{(0,96 + 0,91)kg / cm^2 \times 1,40m}{2} \times 10000 \frac{cm^2}{m^2}$$

$$R_1 = 10984,78kg$$

$$R_2 = W_{total} \times d - \frac{(\sigma_2 + \sigma_{\min}) \times d}{2} \cong 11760kg / m^2 \times 2,20m - \frac{(0,89 + 0,80)kg / cm^2 \times 2,20m}{2} \times 10000 \frac{cm^2}{m^2}$$

$$R_2 = 7267,16kg$$

$$V_{U1} = \frac{1,40 \times R_1}{\phi \times 100 \times (D - rc)} = \frac{1,40 \times 10984,78 \text{kg}}{0,90 \times 100 \text{cm} \times (60 - 5) \text{cm}} \cong 3,107 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{U2} = \frac{1,40 \times R_2}{\phi \times 100 \times (D - rc)} = \frac{1,40 \times 7267,16 \text{kg}}{0,90 \times 100 \text{cm} \times (60 - 5) \text{cm}} \cong 2,055 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_C} = 0,53 \sqrt{250 \text{kg} / \text{cm}^2} \cong 8,38 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$V_C \geq V_U \rightarrow \text{ok}$$

En la puntera:

$$M_{U1} = 1,40 \times R_1 \times \text{brazo1} = 1,40 \times 10984,78 \text{kg} \times 0,707 \text{m} \cong 10864,69 \text{kg} - \text{m}$$

$$M_N = 100 \text{cm} \times (b - rc)^2 \times f'_C \times q \times (1 - 1,59q) \quad M_N = \frac{M_U}{\phi}$$

$$\frac{1086469 \text{kg} - \text{cm}}{0,90} = 100 \text{cm} \times ((60 - 5) \text{cm})^2 \times 250 \text{kg} / \text{cm}^2 \times q \times (1 - 1,59q) \cong 0,016 = q \times (1 - 1,59q)$$

$$q_1 = 0,016 \quad q_2 = 1,680 \quad q = \min(q_1, q_2) = 0,015$$

$$\rho = q \times \frac{f'_C}{f_Y} = 0,016 \times \frac{250 \text{kg} / \text{cm}^2}{4200 \text{kg} / \text{cm}^2} \cong 0,0010 \quad \rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{\text{DISEÑO}} = \text{MAX}(\rho, \rho_{\min}) = 0,0018$$

$$A_S = \rho_{\text{DISEÑO}} \times 100 \times (b - rc) = 0,0018 \times 100 \text{cm} \times (60 - 5) \text{cm} \cong 9,90 \text{cm}^2$$

$$A_S = 9,90 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{USAR} \rightarrow (1\phi 3 / 4") @ 15 \text{cm}$$

En el talón:

$$M_{U2} = 1,40 \times R_2 \times \text{brazo2} = 1,40 \times 7267,16 \text{kg} \times 1,080 \text{m} \cong 11011,58 \text{kg} - \text{m}$$

$$M_N = 100cm \times (b - rc)^2 \times f'_C \times q \times (1 - 1,59q) \quad M_N = \frac{M_U}{\phi}$$

$$\frac{1101158kg - cm}{0,90} = 100cm \times ((60 - 5)cm)^2 \times 250kg / cm^2 \times q \times (1 - 1,59q) \cong 0,016 = q \times (1 - 1,59q)$$

$$q_1 = 0,019 \quad q_2 = 1,676 \quad q = \min(q_1, q_2) = 0,015$$

$$\rho = q \times \frac{f'_C}{f_Y} = 0,016 \times \frac{250kg / cm^2}{4200kg / cm^2} \cong 0,0010 \quad \rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{DISEÑO} = \text{MAX}(\rho, \rho_{\min}) = 0,0018$$

$$A_S = \rho_{DISEÑO} \times 100 \times (b - rc) = 0,0018 \times 100cm \times (60 - 5)cm \cong 9,90cm^2$$

$$A_S = 9,90cm^2 / m$$

$$USAR \rightarrow (1\phi 3 / 4") @ 15cm$$

A continuación se presenta las tablas que resumen el cálculo de los muros en T invertida, que fueron obtenidas bajo una hoja de cálculo:

Muro en T invertida:

Tabla III-4. Cálculo de Estabilidad de muros en T invertida

| EQUILIBRIO DE FUERZAS | | | | | | |
|--------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|-------|
| TIPO | N (kg) | M estab (kg-m) | M volcam (kg-m) | X (m) | E (m) | E<B/6 |
| T3 | 10.307,00 | 14.169,85 | 3.083,70 | 1,08 | -0,03 | OK |
| T4 | 17.312,00 | 31.264,15 | 7.210,92 | 1,39 | 0,01 | OK |
| T5 | 26.089,00 | 58.704,10 | 13.934,81 | 1,72 | 0,03 | OK |
| T6 | 37.075,00 | 99.457,90 | 23.888,70 | 2,04 | 0,06 | OK |
| T7 | 49.481,50 | 155.192,94 | 37.705,92 | 2,37 | 0,08 | OK |
| T8 | 63.660,00 | 228.671,40 | 56.019,81 | 2,71 | 0,09 | OK |
| T9 | 80.304,00 | 323.740,25 | 79.463,70 | 3,04 | 0,11 | OK |
| T10 | 98.112,00 | 440.450,88 | 108.670,92 | 3,38 | 0,12 | OK |
| T11 | 117.692,00 | 582.302,70 | 144.274,81 | 3,72 | 0,13 | OK |
| T12 | 139.994,00 | 754.433,20 | 186.908,70 | 4,05 | 0,15 | OK |
| PRESIONES BAJO LA ZAPATA | | | | | FACTORES DE SEGURIDAD | |
| TIPO | σ_{MAX} (kg/cm ²) | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | σ_{min} (kg/cm ²) | FSvolc | FSdes |
| T3 | 0,45 | 0,48 | 0,49 | 0,53 | 4,60 | 2,09 |
| T4 | 0,63 | 0,62 | 0,62 | 0,60 | 4,34 | 1,97 |
| T5 | 0,79 | 0,76 | 0,75 | 0,70 | 4,21 | 1,90 |
| T6 | 0,96 | 0,91 | 0,89 | 0,80 | 4,16 | 1,88 |
| T7 | 1,10 | 1,04 | 1,01 | 0,92 | 4,12 | 1,84 |
| T8 | 1,24 | 1,17 | 1,14 | 1,03 | 4,08 | 1,81 |
| T9 | 1,41 | 1,32 | 1,28 | 1,14 | 4,07 | 1,81 |
| T10 | 1,54 | 1,45 | 1,41 | 1,26 | 4,05 | 1,79 |
| T11 | 1,68 | 1,58 | 1,53 | 1,38 | 4,04 | 1,77 |
| T12 | 1,84 | 1,72 | 1,67 | 1,49 | 4,04 | 1,77 |

Tabla III-5. Distribución de Momentos en la Zapata de los muros en T invertida

| DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LA ZAPATA | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------|--------|------------|
| TIPO | w zapata (kg/m ²) | w suelo (kg/m ²) | w _t (kg/m ²) | Vu1 | Vu2 | Brazo1 | Mu1 | Brazo2 | Mu2 |
| T3 | 750,00 | 5.130,00 | 5.880,00 | 17.068,64 | 5.482,36 | 0,347 | 1.332,67 | 0,557 | 686,81 |
| T4 | 1.000,00 | 6.840,00 | 7.840,00 | 22.275,09 | 11.115,88 | 0,476 | 3.341,35 | 0,722 | 2.528,52 |
| T5 | 1.250,00 | 8.550,00 | 9.800,00 | 26.918,67 | 15.909,54 | 0,604 | 6.583,18 | 0,891 | 5.739,43 |
| T6 | 1.500,00 | 10.260,00 | 11.760,00 | 31.068,06 | 20.553,58 | 0,706 | 10.864,69 | 1,082 | 11.011,58 |
| T7 | 1.750,00 | 11.970,00 | 13.720,00 | 35.414,48 | 24.839,18 | 0,833 | 17.259,31 | 1,254 | 18.215,43 |
| T8 | 2.000,00 | 13.680,00 | 15.680,00 | 39.704,19 | 29.041,89 | 0,960 | 25.715,64 | 1,425 | 27.940,61 |
| T9 | 2.250,00 | 15.390,00 | 17.640,00 | 43.702,44 | 33.325,91 | 1,061 | 35.479,76 | 1,619 | 41.270,47 |
| T10 | 2.500,00 | 17.100,00 | 19.600,00 | 47.947,56 | 37.440,30 | 1,187 | 48.681,63 | 1,791 | 57.338,24 |
| T11 | 2.750,00 | 18.810,00 | 21.560,00 | 52.176,66 | 41.534,41 | 1,314 | 64.774,94 | 1,964 | 77.073,86 |
| T12 | 3.000,00 | 20.520,00 | 23.520,00 | 56.149,80 | 45.721,66 | 1,415 | 82.242,98 | 2,158 | 102.112,34 |

Tabla III-6. Diseño de área de acero de la zapata de los muros en T invertida

| DISEÑO ACERO PUNTERA | | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|--------------|----------|
| TIPO | Mn(kg-cm) | A (cm3) | B | q1 | q2 | q | ρ | As (cm2) | As min (cm2) | As (cm2) |
| T3 | 148.074,93 | 15.625.000,00 | 0,009 | 0,010 | 1,685 | 0,010 | 0,001 | 1,42 | 4,50 | 4,50 |
| T4 | 371.261,02 | 30.625.000,00 | 0,012 | 0,012 | 1,683 | 0,012 | 0,001 | 2,54 | 6,30 | 6,30 |
| T5 | 731.463,97 | 50.625.000,00 | 0,014 | 0,015 | 1,680 | 0,015 | 0,001 | 3,90 | 8,10 | 8,10 |
| T6 | 1.207.188,00 | 75.625.000,00 | 0,016 | 0,016 | 1,679 | 0,016 | 0,001 | 5,28 | 9,90 | 9,90 |
| T7 | 1.917.701,38 | 105.625.000,00 | 0,018 | 0,018 | 1,677 | 0,018 | 0,001 | 7,10 | 11,70 | 11,70 |
| T8 | 2.857.293,13 | 140.625.000,00 | 0,020 | 0,021 | 1,674 | 0,021 | 0,001 | 9,18 | 13,50 | 13,50 |
| T9 | 3.942.195,30 | 180.625.000,00 | 0,022 | 0,022 | 1,673 | 0,022 | 0,001 | 11,19 | 15,30 | 15,30 |
| T10 | 5.409.070,41 | 225.625.000,00 | 0,024 | 0,024 | 1,671 | 0,024 | 0,001 | 13,75 | 17,10 | 17,10 |
| T11 | 7.197.215,42 | 275.625.000,00 | 0,026 | 0,027 | 1,668 | 0,027 | 0,002 | 16,58 | 18,90 | 18,90 |
| T12 | 9.138.109,42 | 330.625.000,00 | 0,028 | 0,028 | 1,667 | 0,028 | 0,002 | 19,24 | 20,70 | 20,70 |

| DISEÑO ACERO TALÓN | | | | | | | | | | |
|--------------------|---------------|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|--------------|----------|
| TIPO | Mn(kg-cm) | A (cm3) | B | q1 | q2 | q | ρ | As (cm2) | As min (cm2) | As (cm2) |
| T3 | 76.312,59 | 15.625.000,00 | 0,005 | 0,005 | 1,690 | 0,005 | 0,001 | 0,73 | 4,50 | 4,50 |
| T4 | 280.946,96 | 30.625.000,00 | 0,009 | 0,009 | 1,686 | 0,009 | 0,001 | 1,92 | 6,30 | 6,30 |
| T5 | 637.714,91 | 50.625.000,00 | 0,013 | 0,013 | 1,682 | 0,013 | 0,001 | 3,40 | 8,10 | 8,10 |
| T6 | 1.223.508,76 | 75.625.000,00 | 0,016 | 0,016 | 1,679 | 0,016 | 0,001 | 5,35 | 9,90 | 9,90 |
| T7 | 2.023.936,12 | 105.625.000,00 | 0,019 | 0,019 | 1,676 | 0,019 | 0,001 | 7,50 | 11,70 | 11,70 |
| T8 | 3.104.511,81 | 140.625.000,00 | 0,022 | 0,022 | 1,673 | 0,022 | 0,001 | 9,99 | 13,50 | 13,50 |
| T9 | 4.585.607,43 | 180.625.000,00 | 0,025 | 0,026 | 1,669 | 0,026 | 0,002 | 13,04 | 15,30 | 15,30 |
| T10 | 6.370.915,31 | 225.625.000,00 | 0,028 | 0,029 | 1,666 | 0,029 | 0,002 | 16,24 | 17,10 | 17,10 |
| T11 | 8.563.761,90 | 275.625.000,00 | 0,031 | 0,032 | 1,663 | 0,032 | 0,002 | 19,79 | 18,90 | 19,79 |
| T12 | 11.345.815,71 | 330.625.000,00 | 0,034 | 0,035 | 1,660 | 0,035 | 0,002 | 23,99 | 20,70 | 23,99 |

Tabla III-7. Distribución de Momentos en el fuste de los muros en T invertida

| DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN EL FUSTE | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------------------|--------------------|------------|--------|-----------|------------|--------|----------|------------|
| TIPO | Vu3 (pie fuste) (kg/cm2) | ϕVc (kg/cm2) | Mu3 (kg-m) | h4 (m) | Vu4 (kg) | Mu4 (kg-m) | h5 (m) | Vu5 (kg) | Mu5 (kg-m) |
| T3 | 3.591,00 | 20.950,09 | 3.591,00 | 2,00 | 1.970,37 | 1.313,58 | 1,00 | 492,59 | 164,20 |
| T4 | 6.384,00 | 29.330,13 | 8.512,00 | 2,50 | 3.078,70 | 2.565,59 | 1,50 | 1.108,33 | 554,17 |
| T5 | 9.975,00 | 37.710,16 | 16.625,00 | 3,00 | 4.433,33 | 4.433,33 | 1,50 | 1.108,33 | 554,17 |
| T6 | 14.364,00 | 46.090,20 | 28.728,00 | 4,00 | 7.881,48 | 10.508,64 | 2,00 | 1.970,37 | 1.313,58 |
| T7 | 19.551,00 | 54.470,23 | 45.619,00 | 4,50 | 9.975,00 | 14.962,50 | 2,50 | 3.078,70 | 2.565,59 |
| T8 | 25.536,00 | 62.850,27 | 68.096,00 | 5,00 | 12.314,81 | 20.524,69 | 2,50 | 3.078,70 | 2.565,59 |
| T9 | 32.319,00 | 71.230,30 | 96.957,00 | 5,50 | 14.900,93 | 27.318,36 | 3,00 | 4.433,33 | 4.433,33 |
| T10 | 39.900,00 | 79.610,34 | 133.000,00 | 6,00 | 17.733,33 | 35.466,67 | 3,00 | 4.433,33 | 4.433,33 |
| T11 | 48.279,00 | 87.990,38 | 177.023,00 | 7,00 | 24.137,04 | 56.319,75 | 3,50 | 6.034,26 | 7.039,97 |
| T12 | 57.456,00 | 96.370,41 | 229.824,00 | 7,50 | 27.708,33 | 69.270,83 | 4,00 | 7.881,48 | 10.508,64 |

Tabla III-8. Diseño de área de acero en la sección en el pie del fuste de los muros en T invertida

DISEÑO ACERO PIE FUSTE (C)

| TIPO | Mn(kg-cm) | A(cm ³) | B | q1 | q2 | q | ρ | as (cm ²) | asmin (cm ²) | As(cm ²) |
|------|---------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|-----------------------------|----------------------|
| T3 | 399.000,00 | 14.062.500,00 | 0,028 | 0,029 | 1,666 | 0,029 | 0,002 | 4,295 | 4,500 | 4,50 |
| T4 | 945.777,78 | 27.562.500,00 | 0,034 | 0,035 | 1,660 | 0,035 | 0,002 | 7,300 | 6,300 | 7,30 |
| T5 | 1.847.222,22 | 45.562.500,00 | 0,041 | 0,042 | 1,653 | 0,042 | 0,002 | 11,133 | 8,100 | 11,13 |
| T6 | 3.192.000,00 | 68.062.500,00 | 0,047 | 0,048 | 1,647 | 0,048 | 0,003 | 15,804 | 9,900 | 15,80 |
| T7 | 5.068.777,78 | 95.062.500,00 | 0,053 | 0,055 | 1,640 | 0,055 | 0,003 | 21,323 | 11,700 | 21,32 |
| T8 | 7.566.222,22 | 126.562.500,00 | 0,060 | 0,062 | 1,633 | 0,062 | 0,004 | 27,703 | 13,500 | 27,70 |
| T9 | 10.773.000,00 | 162.562.500,00 | 0,066 | 0,069 | 1,626 | 0,069 | 0,004 | 34,954 | 15,300 | 34,95 |
| T10 | 14.777.777,78 | 203.062.500,00 | 0,073 | 0,076 | 1,619 | 0,076 | 0,005 | 43,089 | 17,100 | 43,09 |
| T11 | 19.669.222,22 | 248.062.500,00 | 0,079 | 0,083 | 1,612 | 0,083 | 0,005 | 52,122 | 18,900 | 52,12 |
| T12 | 25.536.000,00 | 297.562.500,00 | 0,086 | 0,091 | 1,604 | 0,091 | 0,005 | 62,064 | 20,700 | 62,06 |

Tabla III-9. Diseño de área de acero en la sección central del fuste de los muros en T invertida

DISEÑO ACERO MITAD FUSTE (B)

| TIPO | Mn(kg-cm) | A(cm ³) | B | q1 | q2 | q | ρ | as (cm ²) | asmin (cm ²) | As(cm ²) |
|------|--------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|-----------------------------|----------------------|
| T3 | 145.953,36 | 15.625.000,00 | 0,009 | 0,009 | 1,686 | 0,009 | 0,001 | 1,68 | 4,50 | 4,50 |
| T4 | 285.065,16 | 25.069.444,44 | 0,011 | 0,011 | 1,683 | 0,011 | 0,001 | 2,50 | 5,70 | 5,70 |
| T5 | 492.592,59 | 36.736.111,11 | 0,013 | 0,014 | 1,681 | 0,014 | 0,001 | 3,49 | 6,90 | 6,90 |
| T6 | 1.167.626,89 | 50.625.000,00 | 0,023 | 0,023 | 1,672 | 0,023 | 0,001 | 6,96 | 8,10 | 8,10 |
| T7 | 1.662.500,00 | 66.736.111,11 | 0,025 | 0,025 | 1,670 | 0,025 | 0,002 | 8,53 | 9,30 | 9,30 |
| T8 | 2.280.521,26 | 85.069.444,44 | 0,027 | 0,027 | 1,668 | 0,027 | 0,002 | 10,27 | 10,50 | 10,50 |
| T9 | 3.035.373,80 | 105.625.000,00 | 0,029 | 0,029 | 1,666 | 0,029 | 0,002 | 12,18 | 11,70 | 12,18 |
| T10 | 3.940.740,74 | 128.402.777,78 | 0,031 | 0,031 | 1,664 | 0,031 | 0,002 | 14,27 | 12,90 | 14,27 |
| T11 | 6.257.750,34 | 153.402.777,78 | 0,041 | 0,042 | 1,653 | 0,042 | 0,002 | 20,75 | 14,10 | 20,75 |
| T12 | 7.696.759,26 | 180.625.000,00 | 0,043 | 0,044 | 1,651 | 0,044 | 0,003 | 23,43 | 15,30 | 23,43 |

Tabla III-10. Diseño de área de acero en la sección superior del fuste de los muros en T invertida

DISEÑO ACERO TOPE FUSTE (A)

| TIPO | Mn(kg-cm) | A(cm ³) | B | q1 | q2 | q | ro | as (cm ²) | asmin (cm ²) | As(cm ²) |
|------|--------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|-----------------------------|----------------------|
| T3 | 18.244,17 | 15.625.000,00 | 0,001 | 0,001 | 1,694 | 0,001 | 0,000 | 0,21 | 4,50 | 4,50 |
| T4 | 61.574,07 | 20.069.444,44 | 0,003 | 0,003 | 1,692 | 0,003 | 0,000 | 0,61 | 5,10 | 5,10 |
| T5 | 61.574,07 | 25.069.444,44 | 0,002 | 0,002 | 1,692 | 0,002 | 0,000 | 0,54 | 5,70 | 5,70 |
| T6 | 145.953,36 | 30.625.000,00 | 0,005 | 0,005 | 1,690 | 0,005 | 0,000 | 1,14 | 6,30 | 6,30 |
| T7 | 285.065,16 | 36.736.111,11 | 0,008 | 0,008 | 1,687 | 0,008 | 0,000 | 2,01 | 6,90 | 6,90 |
| T8 | 285.065,16 | 43.402.777,78 | 0,007 | 0,007 | 1,688 | 0,007 | 0,000 | 1,83 | 7,50 | 7,50 |
| T9 | 492.592,59 | 50.625.000,00 | 0,010 | 0,010 | 1,685 | 0,010 | 0,001 | 2,91 | 8,10 | 8,10 |
| T10 | 492.592,59 | 58.402.777,78 | 0,008 | 0,008 | 1,686 | 0,008 | 0,001 | 2,69 | 8,70 | 8,70 |
| T11 | 782.218,79 | 66.736.111,11 | 0,012 | 0,012 | 1,683 | 0,012 | 0,001 | 3,98 | 9,30 | 9,30 |
| T12 | 1.167.626,89 | 75.625.000,00 | 0,015 | 0,016 | 1,679 | 0,016 | 0,001 | 5,57 | 9,90 | 9,90 |

Tabla III-11. Cuadro resumen de dimensiones y barras seleccionadas para el armado de muros en T invertida

DIMENSIONES Y REFUERZOS DE MUROS EN T INVERTIDA

| TIPO | DIMENSIONES | | | | | σ_{max} (kg/cm ²) | REFUERZO COLOCADO | | | | | |
|------|-------------|------|------|------|------|---|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| | H | a | b | h | B | | A | B | C | Zapata | Repart. | Param. |
| T12 | 12,00 | 2,80 | 4,40 | 1,20 | 8,40 | 1,84 | ϕ 1"@15 | ϕ 7/8"@15 | ϕ 3/4"@15 | ϕ 1"@10 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T11 | 11,00 | 2,60 | 4,00 | 1,10 | 7,70 | 1,68 | ϕ 1"@20 | ϕ 7/8"@20 | ϕ 3/4"@20 | ϕ 1"@10 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T10 | 10,00 | 2,35 | 3,65 | 1,00 | 7,00 | 1,54 | ϕ 1"@25 | ϕ 7/8"@25 | ϕ 3/4"@25 | ϕ 1"@15 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T9 | 9,00 | 2,10 | 3,30 | 0,90 | 6,30 | 1,41 | ϕ 1"@30 | ϕ 7/8"@30 | ϕ 3/4"@30 | ϕ 1"@15 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T8 | 8,00 | 1,90 | 2,90 | 0,80 | 5,60 | 1,24 | ϕ 7/8"@25 | ϕ 3/4"@25 | ϕ 5/8"@25 | ϕ 7/8"@15 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T7 | 7,00 | 1,65 | 2,55 | 0,70 | 4,90 | 1,10 | ϕ 3/4"@20 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 3/4"@10 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T6 | 6,00 | 1,40 | 2,20 | 0,60 | 4,20 | 0,96 | ϕ 3/4"@25 | ϕ 5/8"@25 | ϕ 1/2"@25 | ϕ 3/4"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T5 | 5,00 | 1,20 | 1,80 | 0,50 | 3,50 | 0,79 | ϕ 3/4"@30 | ϕ 5/8"@30 | | ϕ 3/4"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T4 | 4,00 | 0,95 | 1,45 | 0,40 | 2,80 | 0,63 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 1/2"@20 | | ϕ 5/8"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T3 | 3,00 | 0,70 | 1,10 | 0,30 | 2,10 | 0,45 | ϕ 5/8"@20 | | | ϕ 1/2"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |

Para el cálculo de las otras modalidades de los muros en voladizo de concreto armado se siguió el mismo procedimiento anteriormente mostrado, tomando en cuenta las variaciones de diseño según fuese el caso estudiado.

III.4.3 Diseño de los muros de tierra reforzada

III.4.3.1 Muros de tierra reforzada con armadura metálica. Este tipo de muros fue diseñado bajo un programa de computación (VALDEZ V 2.7®) que se rige por los parámetros de cálculos utilizados por la empresa FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A. quienes se especializan en la construcción de estos sistemas de contención de empuje de tierra y prestaron su colaboración para la realización de este Trabajo Especial de Grado.

A continuación se presenta un cálculo tipo de cómo funciona el programa para el cálculo de los muros de tierra reforzada con armadura metálica.

Características del suelo:

Suelo de relleno (Estructura de tierra armada).

$$\gamma_1 = 1,90T / m^3$$

$$\varphi_1 = 30,00^\circ$$

Donde:

γ_1 = Peso específico del suelo de relleno.

φ_1 = Ángulo de fricción interna.

Relleno posterior y suelo natural.

$$\gamma_2 = 1,90T / m^3$$

$$\varphi_2 = 30,00^\circ$$

$$C_2 = 0,00T / m^2$$

$$q_u = 0,00T / m^2$$

Donde:

γ_2 = Peso específico del suelo de fundación.

φ_2 = Ángulo de fricción interna.

C_2 = Cohesión.

q_u = Sobrecarga.

GEOMETRÍA DEL MURO.

$$H_1 = 5,98m$$

$$\beta = 0,00^\circ$$

Donde:

H_1 = Altura del muro.

β = Ángulo de inclinación del paramento.

PREDIMENSIONADO DE LAS ARMADURAS.

Como $H_1 = 6m$, entonces $L = 0,70 \times H_1$, de manera que $L = 4,20m$.

La empresa FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A. recomienda una longitud mínima de refuerzos de acero de $L = 5,00m$, entonces como $5,00m \geq 4,20m$ se utiliza $L = 5,00m$.

ANÁLISIS DE CARGAS.

Carga Muerta:

$$Wm_1 = \gamma_1 \times B_1 \times H_1 \quad \text{(Fórmula III-47)}$$

COEFICIENTE DE EMPUJE (K_1)

Debido a las condiciones del suelo a contener y las características del muro en estudio la ecuación de Coulomb para el cálculo del empuje activo se resume a la siguiente:

$$K_1 = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\gamma_1}{2} \right) \quad \text{(Fórmula III-48)}$$

EMPUJE DE TIERRA ACTIVO (P)

$$E_A = \frac{\gamma_1 \times H_1^2 \times K_1}{2} \quad \text{(Fórmula III-49)}$$

Como en el caso estudiado no existe sobrecarga el empuje activo producido por este no aplica para esta situación.

FACTORES DE SEGURIDAD.

Tabla III-12 Factores de Seguridad⁴⁷

| CARGA | FACTOR DE SEGURIDAD |
|--------------------------------|---------------------|
| DESLIZAMIENTO (FSd) | 1,20 |
| VOLCAMIENTO (FSv) | 1,50 |
| PRESIÓN EN LA BASE (FSf) | 1,35 |
| TENSIÓN EN LAS ARMADURAS (Fsa) | 1,50 |
| ADHERENCIA | 1,35 |

ESTABILIDAD EXTERNA.

Deslizamiento de la base:

Verificación

$$\frac{(Wm_1 \times \tan(\phi_2) + C_2 \times L)}{E_A \times \cos(\beta)} \geq (FSd) \quad \text{(Fórmula III-50)}$$

Volcamiento

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_h} \geq (FSv) \quad \text{(Fórmula III-51)}$$

⁴⁷ Normas para el montaje de obras en tierra armada. FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A.

$$\sum Mv = Wm_1 \times \left(\frac{L_1}{2}\right) = 58,40T/m \times \frac{5,00m}{2} = 146,00T \quad \text{(Fórmula III-52)}$$

$$\sum Mh = E_A \times \left(\frac{h}{3}\right) = 11,21T/m \times \frac{5,98m}{3} = 22,34T \quad \text{(Fórmula III-53)}$$

$$\frac{\sum Mv}{\sum Mh} = \frac{146,00T}{22,34T} = 6,54 \geq 1,50 \quad \text{(Fórmula III-54)}$$

Tensión en las armaduras y adherencia.

$$\frac{T_r}{T_m} \geq (FSa) \quad \text{(Fórmula III-55)}$$

$$T_r = Fy \times As \times n = Fy \times n \times (e^* - e_0) \quad \text{(Fórmula III-56)}$$

Donde:

e = Espesor total de la pletina.

e_0 = Espesor de galvanizado de sacrificio.

e^* = Espesor útil de la pletina.

b = Ancho de la pletina.

n = Número de pletinas.

As = Área de acero.

Fy = Tensión cedente especificada del acero.

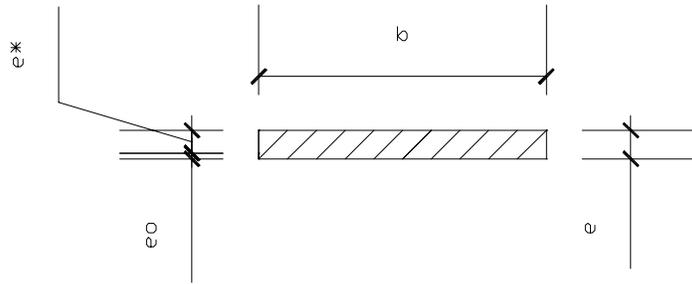


Figura III.1 Vista Frontal de las Pletinas de Refuerzo

$$T_m = \sigma h \times \Delta H \quad \text{(Fórmula III-57)}$$

Donde:

$$\sigma h = K \times \sigma_v \quad K = \sigma_0 \leq z \leq z_0 \rightarrow K = K_0 \times \frac{(z_0 - z)}{z_0} + K_A \times \frac{z}{z_0}$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi) \quad z \geq z_0 \rightarrow K = K_A$$

(Fórmula III-58)

Para el caso estudiado z y z_0 son iguales, entonces se usó $K = k_a$.

$$\sigma_v = \frac{(\sum F_v)^2}{2 \times m} \quad \text{(Fórmula III-59)}$$

Al sustituir valores y despejar la ecuación..... Resultó:

$$n \geq F_s \times \frac{T_m}{F_y \times b \times (e - e_0)} \quad \text{(Fórmula III-60)}$$

Donde el valor de n será el número de pletinas requeridas para el armado de esa sección en particular.

En el apéndice A-4 se presenta la salida de cálculos que se obtuvo del programa de computación Valdez V.2.7.®, el cual consiste en un proceso de iteraciones que da como resultado la verificación de la ruptura de las pletinas y la adherencia de las mismas con el suelo de relleno compactado. Estos cálculos están basados para un ancho de muro de tres metros.

A continuación se presenta una tabla resumen con el cálculo de los muros de tierra reforzada con armadura metálica:

Tabla III-13. Cálculo de Estabilidad de muros de tierra reforzada con armadura metálica

| H (m) | Longitud de pletina (m) | EA (T/m) | PESO SUELO (ton) | BRAZO W4 (m) | $\mu.N$ (Ton) | Mestab (T-m) | Mvolcam (T-m) | FSvolc | FSdes |
|-------|-------------------------|----------|------------------|--------------|---------------|--------------|---------------|--------|-------|
| 2,98 | 5 | 2,812 | 28,31 | 2,5 | 16,344 | 70,775 | 2,790 | 25,362 | 5,812 |
| 3,92 | 5 | 4,866 | 37,24 | 2,5 | 21,500 | 93,100 | 6,351 | 14,657 | 4,418 |
| 4,85 | 5 | 7,464 | 46,12 | 2,5 | 26,628 | 115,306 | 12,067 | 9,5552 | 3,567 |
| 5,98 | 5 | 11,324 | 56,81 | 2,5 | 32,799 | 142,025 | 22,550 | 6,2982 | 2,896 |
| 6,92 | 5 | 15,164 | 65,74 | 2,5 | 37,955 | 164,350 | 34,943 | 4,7033 | 2,503 |
| 7,81 | 6 | 19,340 | 89,09 | 3,0 | 51,436 | 267,273 | 50,330 | 5,3103 | 2,659 |
| 8,98 | 7 | 25,536 | 119,43 | 3,5 | 68,955 | 418,019 | 76,361 | 5,4742 | 2,700 |
| 9,92 | 7 | 31,162 | 131,93 | 3,5 | 76,173 | 461,776 | 102,939 | 4,4859 | 2,444 |
| 10,85 | 8 | 37,278 | 164,92 | 4,0 | 95,216 | 659,680 | 134,690 | 4,8978 | 2,554 |
| 11,98 | 9 | 45,448 | 204,85 | 4,5 | 118,274 | 921,861 | 181,308 | 5,0845 | 2,602 |

III.4.4 Muros de tierra reforzada con malla plástica

Este tipo de estructuras se diseñará según las especificaciones técnicas suministradas por una empresa dedicada a la construcción de muros de geotextiles, considerando los parámetros de diseños adoptados en la fase anterior.

Para el desarrollo de estos muros se consultó a la compañía GEOSINTÉTICOS TRICAL C.A., quienes proporcionaron información y asesoramiento con respecto al análisis del cálculo.

A continuación se presenta el cálculo tipo para un muro reforzado con geotextil de 6 metros de altura.

Características del suelo:

Suelo de relleno (Estructura de tierra reforzada con geotextil).

$$\gamma_1 = 1,90T / m^3$$

$$\varphi_1 = 30,00^\circ$$

Donde:

γ_1 = Peso específico del suelo de relleno.

φ_1 = Ángulo de fricción interna.

Relleno posterior y suelo natural.

$$\gamma_2 = 1,90T / m^3$$

$$\varphi_2 = 30,00^\circ$$

$$C_2 = 0,00T / m^2$$

$$q_u = 0,00T / m^2$$

Donde:

γ_2 = Peso específico del suelo de fundación.

φ_2 = Ángulo de fricción interna.

C_2 = Cohesión.

q_u = sobrecarga.

GEOMETRÍA DEL MURO.

$$H_1 = 5,98m$$

$$\beta = 0,00^\circ$$

Donde:

H_1 = altura del muro.

β = Ángulo de inclinación del paramento.

Se eligió que el geotextil de refuerzo para este muro sería el TRICAL 2100, el cual tiene una resistencia a la tensión basada en el método de la tira ancha (ASTM D4595) de aproximadamente 40 kN/m que es aproximadamente 4 T/m.

ANÁLISIS DE CARGAS.

Carga Muerta:

$$Wm_1 = \gamma_1 \times B_1 \times H_1$$

$$Wm_1 = \gamma_1 \times B_1 \times H_1 = 1,90T / m^3 \times 3,50m \times 6,00m = 39,90T / m$$

COEFICIENTE DE EMPUJE (K_a)

Del apéndice A-1 y A-2 tenemos que el valor de k_a es:

$$k_a = 0,333 \quad k_p = 3,000$$

EMPUJE DE TIERRA ACTIVO (P)

$$E_A = \frac{\gamma_1 \times H_1^2 \times K_a}{2} = \frac{1}{2} \times 1,90T/m^3 \times (6,00m)^2 \times 0,333 = 11,40T/m$$

FACTORES DE SEGURIDAD.

Tabla III-14 Factores de seguridad para Muros de tierra reforzada con mallas plásticas ⁴⁸

| CARGA | FACTOR DE SEGURIDAD |
|-----------------------|---------------------|
| DESPLAZAMIENTO (FSd) | 1,5 |
| VOLCAMIENTO (FSv) | 1,5 |
| DAÑOS POR INSTALACIÓN | 1,0-1,5 |
| DEGRADACIÓN QUÍMICA | 1,0-1,5 |
| DEGRADACIÓN BIOLÓGICA | 1,0-1,5 |
| FLUENCIA DEL MATERIAL | 2,0-4,0 |
| GLOBAL | 1,3-1,5 |

⁴⁸ (2003). *Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.*

ESTABILIDAD EXTERNA.

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$\frac{(Wm_1 \times \tan(\varphi_2) + C_2 \times L)}{E_A \times \cos(\beta)} \geq (FSd) = \frac{39,90T/m \times \tan(30^\circ)}{11,40T/m \times \cos(0^\circ)} = 2,02$$

$$(FSd) = 2,02 > 1,5 \rightarrow ok$$

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$\frac{\sum Mv}{\sum Mh} \geq (FSv)$$

$$\sum Mv = Wm_1 \times \left(\frac{b}{2}\right) = 39,90T/m \times \frac{3,50m}{2} = 69,83T$$

$$\sum Mh = E_A \times \left(\frac{h}{3}\right) = 11,40T/m \times \frac{6,00m}{3} = 22,78T$$

$$\frac{\sum Mv}{\sum Mh} = \frac{69,83T}{22,78T} = 3,06 \geq 1,50$$

Cálculo de longitud del geotextil

$$\sigma h = k_a \times \gamma \times z = 0,333 \times 1,90T/m^3 \times 4m = 2,53T$$

(Fórmula III-61)

$$T_{adm} = T_{ult} \times \left[\frac{1}{(FSic \times FScr \times FScd \times FSbd)} \right] = \left(\frac{40KN/m}{9,8} \right) \times \left[\frac{1}{1,20 \times 2,00 \times 2,00 \times 1,00 \times 1,00} \right]$$

$$T_{adm} = 1,70T / m$$

(Fórmula III-62)

Cálculo del espesor entre cada capa.

$$Sv = \frac{T_{adm}}{\sigma h \times FS} = \frac{1,70T / m}{2,53T \times 1,30} = 0,52m \quad Sv \rightarrow 0,50m$$

(Fórmula III-63)

Cálculo de la longitud de de empotramiento del refuerzo

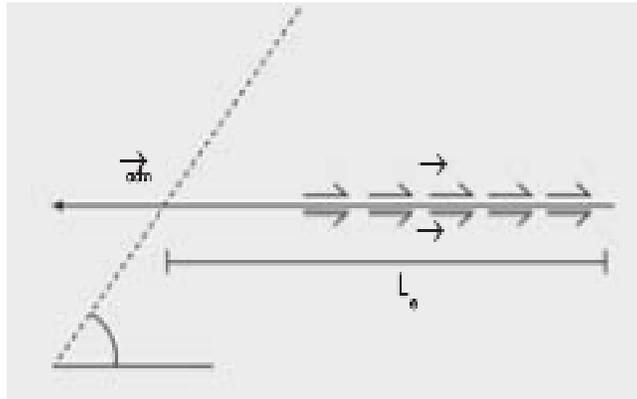


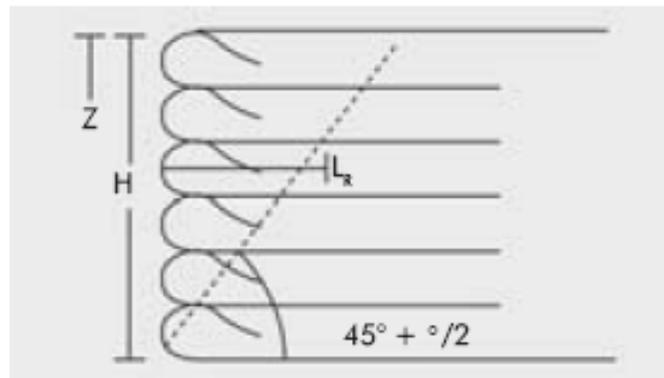
Figura III.2. Esquema típico de cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo. ⁴⁹

$$Le = \frac{T_{adm}}{2 \times \gamma \times \tan(\delta) \times z} = \frac{1,70T / m}{2 \times 1,90T / m^3 \times 0,48 \times 4m} = 0,24m \quad Le_{min} \rightarrow 0,90m$$

⁴⁹ (2003). Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.

(Fórmula III-64)

Longitud geométrica hasta la falla.

Figura III.3. Esquema típico de cálculo de la longitud geométrica hasta la falla.⁵⁰

$$LR = (H - z) \times \tan(45 - \varphi/2) = (6m - 4m) \times \tan(45 - (30/2)) = 1,16m \quad \text{(Fórmula III-65)}$$

$$Lm = LR + Le = 1,16m + 0,90m = 2,06m \quad \text{(Fórmula III-66)}$$

Longitud total de refuerzo de geotextil

$$Lt = Lm + Sv + Lo = 2,06m + 0,50m + 1,50m = 4,06m \quad \text{(Fórmula III-67)}$$

⁵⁰ (2003). *Manual de diseño geotextiles. Sexta Edición. PAVCO S.A.*

Tabla III-15. Valores de Longitud total de refuerzo de geotextil para cada capa estudiada.

| MURO 6m | | | | | | | | | |
|-----------------|-------------|--------------|--------------|-------------------|---------------|-------------|---------------|---------------|---------------------|
| Capa No. | Z(m) | Sv(m) | Le(m) | Le min (m) | LR (m) | L(m) | Lo (m) | Lt (m) | L a usar (m) |
| 12 | 0,500 | 0,50 | 1,877 | 0,900 | 3,175 | 5,052 | 1,5 | 7,052 | 5,50 |
| 11 | 1,000 | 0,50 | 0,938 | 0,900 | 2,887 | 3,825 | 1,5 | 5,825 | 5,50 |
| 10 | 1,500 | 0,50 | 0,626 | 0,900 | 2,598 | 3,498 | 1,5 | 5,498 | 5,50 |
| 9 | 2,000 | 0,50 | 0,469 | 0,900 | 2,309 | 3,209 | 1,5 | 5,209 | 5,50 |
| 8 | 2,500 | 0,50 | 0,375 | 0,900 | 2,021 | 2,921 | 1,5 | 4,921 | 5,50 |
| 7 | 3,000 | 0,50 | 0,313 | 0,900 | 1,732 | 2,632 | 1,5 | 4,632 | 5,50 |
| 6 | 3,500 | 0,50 | 0,268 | 0,900 | 1,443 | 2,343 | 1,5 | 4,343 | 5,50 |
| 5 | 4,000 | 0,50 | 0,235 | 0,900 | 1,155 | 2,055 | 1,5 | 4,055 | 5,50 |
| 4 | 4,500 | 0,50 | 0,209 | 0,900 | 0,866 | 1,766 | 1,5 | 3,766 | 5,50 |
| 3 | 5,000 | 0,50 | 0,188 | 0,900 | 0,577 | 1,477 | 1,5 | 3,477 | 5,50 |
| 2 | 5,500 | 0,50 | 0,171 | 0,900 | 0,289 | 1,189 | 1,5 | 3,189 | 5,50 |
| 1 | 6,000 | 0,50 | 0,156 | 0,900 | 0,000 | 0,900 | 1,5 | 2,900 | 5,50 |

Para efectos constructivos y por el análisis detallado de cada sección de Sv de 0,5m de altura se asume una longitud total de geotextil de 5,5m

A continuación se presenta una tabla resumen donde se verifican las condiciones de estabilidad de los muros reforzados con malla plástica.

Tabla III-16. Dimensiones y Estabilidad de muros de tierra reforzada con mallas plásticas.

| ALT (H) (m) | Base (m) | Peso del suelo Reforzado (ton) | EA (ton) | $\mu.N$ (ton) | Mestab (kg-m) | Mvolc (kg-m) | FS volc | Fs volc \geq 1,50 | FS des | Fs des \geq 1,35 |
|-------------------|-------------|---|-------------|------------------|------------------|-----------------|------------|------------------------------|-----------|--------------------------|
| 3 | 2,0 | 11,40 | 2,85 | 6,58 | 11,40 | 2,85 | 4,00 | OK | 2,31 | OK |
| 4 | 2,5 | 19,00 | 5,07 | 10,97 | 23,75 | 6,76 | 3,51 | OK | 2,16 | OK |
| 5 | 3,0 | 28,50 | 7,92 | 16,45 | 42,75 | 13,19 | 3,24 | OK | 2,08 | OK |
| 6 | 3,5 | 39,90 | 11,39 | 23,04 | 69,83 | 22,78 | 3,06 | OK | 2,02 | OK |
| 7 | 4,5 | 59,85 | 15,52 | 34,55 | 134,66 | 36,21 | 3,72 | OK | 2,23 | OK |
| 8 | 5,0 | 76,00 | 20,27 | 43,88 | 190,00 | 54,04 | 3,51 | OK | 2,16 | OK |
| 9 | 5,6 | 95,76 | 25,65 | 55,29 | 268,13 | 76,95 | 3,48 | OK | 2,15 | OK |
| 10 | 6,1 | 115,90 | 31,67 | 66,91 | 353,50 | 105,56 | 3,35 | OK | 2,11 | OK |
| 11 | 6,7 | 140,03 | 38,32 | 80,85 | 469,10 | 140,49 | 3,34 | OK | 2,11 | OK |
| 12 | 7,2 | 164,16 | 45,60 | 94,78 | 590,98 | 182,40 | 3,24 | OK | 2,08 | OK |

III.5 Fase IV: Cálculos Métricos.

Durante esta fase, se determinaron los cálculos métricos de cada estructura tipo diseñada. Para esto se cuantificaron las cantidades de obra que se produjeron de acuerdo a los diseños realizados, mediante la totalización de los materiales requeridos por cada tipo de estructura, y serán presentados según el formato que requiera cada estructura.

Para los muros de concreto armado se contabilizó la cantidad de acero, volúmenes de concreto área de encofrado y volumen de piedra picada para la base de la estructura.

Para los muros en concreto armado en T invertida los totales fueron los siguientes:

Tabla III-17. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de T invertida

| Tipo | Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Préstamo (m3) | Base de Piedra Picada (m3) | Bote (m3) |
|------|-----------------|--|--|----------------------------|-----------|
| T12 | 136,80 | 104,85 | 103,95 | 0,84 | 31,95 |
| T11 | 117,70 | 87,71 | 87,74 | 0,77 | 29,99 |
| T10 | 100,00 | 71,97 | 73,03 | 0,70 | 28,03 |
| T9 | 83,70 | 57,63 | 59,82 | 0,63 | 26,07 |
| T8 | 68,80 | 44,70 | 48,10 | 0,56 | 24,10 |
| T7 | 55,30 | 33,16 | 37,89 | 0,49 | 22,14 |
| T6 | 43,20 | 23,02 | 29,18 | 0,42 | 20,18 |
| T5 | 32,50 | 14,28 | 21,97 | 0,35 | 18,22 |
| T4 | 23,20 | 6,94 | 16,26 | 0,28 | 16,26 |
| T3 | 15,30 | 1,01 | 12,04 | 0,21 | 12,29 |

| Tipo | Concreto en Zapata (m3) | Concreto en Fuste (m3) | Encofrado en Zapata (m2) | Encofrado en Fuste (m2) | Acero en Barras de n°4 a n°7 (kg) | Acero en Barras de n°8 a n°11 (kg) | Relación Acero/Concreto (kg/m3) |
|------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| T12 | 10,08 | 8,10 | 10,08 | 10,80 | 1074,93 | 789,11 | 102,53 |
| T11 | 8,47 | 6,93 | 8,47 | 9,90 | 952,69 | 667,05 | 105,18 |
| T10 | 7,00 | 5,85 | 7,00 | 9,00 | 742,08 | 466,73 | 94,07 |
| T9 | 5,67 | 4,86 | 5,67 | 8,10 | 637,56 | 373,40 | 96,01 |
| T8 | 4,48 | 3,96 | 4,48 | 7,20 | 752,78 | 0,00 | 89,19 |
| T7 | 3,43 | 3,15 | 3,43 | 6,30 | 554,54 | 0,00 | 84,28 |
| T6 | 3,15 | 2,52 | 2,52 | 5,40 | 425,73 | 0,00 | 75,08 |
| T5 | 1,75 | 1,80 | 1,75 | 4,50 | 297,05 | 0,00 | 83,68 |
| T4 | 1,12 | 1,26 | 1,12 | 3,60 | 232,64 | 0,00 | 97,75 |
| T3 | 0,63 | 0,81 | 0,63 | 2,70 | 170,27 | 0,00 | 118,24 |

Tabla III-18. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros en T invertida

DIMENSIONES Y REFUERZOS DE MUROS EN T INVERTIDA

| TIPO | DIMENSIONES | | | | | σ_{max} (kg/cm ²) | REFUERZO COLOCADO | | | | | |
|------|-------------|------|------|------|------|---|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| | H | a | b | h | B | | A | B | C | Zapata | Repart. | Param. |
| T12 | 12,00 | 2,80 | 4,40 | 1,20 | 8,40 | 1,84 | ϕ 1"@15 | ϕ 7/8"@15 | ϕ 3/4"@15 | ϕ 1"@10 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T11 | 11,00 | 2,60 | 4,00 | 1,10 | 7,70 | 1,68 | ϕ 1"@20 | ϕ 7/8"@20 | ϕ 3/4"@20 | ϕ 1"@10 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T10 | 10,00 | 2,35 | 3,65 | 1,00 | 7,00 | 1,54 | ϕ 1"@25 | ϕ 7/8"@25 | ϕ 3/4"@25 | ϕ 1"@15 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T9 | 9,00 | 2,10 | 3,30 | 0,90 | 6,30 | 1,41 | ϕ 1"@30 | ϕ 7/8"@30 | ϕ 3/4"@30 | ϕ 1"@15 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T8 | 8,00 | 1,90 | 2,90 | 0,80 | 5,60 | 1,24 | ϕ 7/8"@25 | ϕ 3/4"@25 | ϕ 5/8"@25 | ϕ 7/8"@15 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 5/8" |
| T7 | 7,00 | 1,65 | 2,55 | 0,70 | 4,90 | 1,10 | ϕ 3/4"@20 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 3/4"@10 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T6 | 6,00 | 1,40 | 2,20 | 0,60 | 4,20 | 0,96 | ϕ 3/4"@25 | ϕ 5/8"@25 | ϕ 1/2"@25 | ϕ 3/4"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T5 | 5,00 | 1,20 | 1,80 | 0,50 | 3,50 | 0,79 | ϕ 3/4"@30 | ϕ 5/8"@30 | | ϕ 3/4"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T4 | 4,00 | 0,95 | 1,45 | 0,40 | 2,80 | 0,63 | ϕ 5/8"@20 | ϕ 1/2"@20 | | ϕ 5/8"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |
| T3 | 3,00 | 0,70 | 1,10 | 0,30 | 2,10 | 0,45 | ϕ 5/8"@20 | | | ϕ 1/2"@15 | ϕ 1/2"@20 | ϕ 1/2" |

Tabla III-19. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de L.

| Tipo | Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Préstamo (m3) | Base de Piedra Picada (m3) | Bote (m3) |
|------|-----------------|--|--|----------------------------|-----------|
| T12 | 136,80 | 104,85 | 103,95 | 0,90 | 31,95 |
| T11 | 117,70 | 87,71 | 87,74 | 0,83 | 29,99 |
| T10 | 100,00 | 71,97 | 73,03 | 0,75 | 28,03 |
| T9 | 83,70 | 57,63 | 59,82 | 0,68 | 26,07 |
| T8 | 68,80 | 44,70 | 48,10 | 0,60 | 24,10 |
| T7 | 55,30 | 33,16 | 37,89 | 0,53 | 22,14 |
| T6 | 43,20 | 23,02 | 29,18 | 0,45 | 20,18 |
| T5 | 32,50 | 14,28 | 21,97 | 0,38 | 18,22 |
| T4 | 23,20 | 6,94 | 16,26 | 0,30 | 16,26 |
| T3 | 15,30 | 1,01 | 12,04 | 0,23 | 12,29 |

| Tipo | Concreto en Zapata (m3) | Concreto en Fuste (m3) | Encofrado en Zapata (m2) | Encofrado en Fuste (m2) | Acero en Barras de nº4 a nº7 (kg) | Acero en Barras de nº8 a nº11 (kg) | Relación Acero/Concreto (kg/m3) |
|------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| T12 | 10,08 | 8,10 | 10,80 | 10,80 | 1203,32 | 818,09 | 111,19 |
| T11 | 9,08 | 6,93 | 9,08 | 9,90 | 1014,42 | 646,55 | 103,75 |
| T10 | 7,50 | 5,85 | 7,50 | 9,00 | 1257,12 | 369,15 | 121,82 |
| T9 | 6,08 | 4,86 | 6,08 | 8,10 | 1061,06 | 0,00 | 96,99 |
| T8 | 4,80 | 3,96 | 4,80 | 7,20 | 977,78 | 0,00 | 111,62 |
| T7 | 3,68 | 3,15 | 3,68 | 6,30 | 676,44 | 0,00 | 99,04 |
| T6 | 2,70 | 2,43 | 2,70 | 5,40 | 490,65 | 0,00 | 95,64 |
| T5 | 1,88 | 1,80 | 1,88 | 4,50 | 359,57 | 0,00 | 97,71 |
| T4 | 1,20 | 1,26 | 1,20 | 3,60 | 301,39 | 0,00 | 122,52 |
| T3 | 0,68 | 0,81 | 0,68 | 2,70 | 181,26 | 0,00 | 121,65 |

Tabla III-20. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros en L.

DIMENSIONES Y REFUERZOS DE MUROS EN L

| TIPO | DIMENSIONES | | | | | σ_{max} (kg/cm ²) | REFUERZO COLOCADO | | | | | |
|------|-------------|------|------|------|------|---|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------|
| | H | a | b | h | B | | A | B | C | Zapata | Repart. | Param. |
| T12 | 12 | 0,00 | 7,80 | 1,20 | 9,00 | 3,49 | φ 1"@25 | φ 7/8"@25 | φ 7/8"@25 | φ 1"@10 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T11 | 11 | 0,00 | 7,15 | 1,10 | 8,25 | 3,21 | φ 1"@25 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 1"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T10 | 10 | 0,00 | 6,50 | 1,00 | 7,50 | 2,93 | φ 1"@25 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 7/8"@10 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T9 | 9 | 0,00 | 5,85 | 0,90 | 6,75 | 2,65 | φ 1"@30 | φ 7/8"@30 | φ 3/4"@30 | φ 7/8"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T8 | 8 | 0,00 | 5,20 | 0,80 | 6,00 | 2,36 | φ 7/8"@20 | φ 3/4"@20 | | φ 7/8"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T7 | 7 | 0,00 | 4,55 | 0,70 | 5,25 | 2,07 | φ 3/4"@20 | φ 5/8"@20 | | φ 7/8"@20 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T6 | 6 | 0,00 | 3,90 | 0,60 | 4,50 | 1,79 | φ 3/4"@20 | φ 5/8"@20 | | φ 3/4"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T5 | 5 | 0,00 | 3,25 | 0,50 | 3,75 | 1,49 | φ 5/8"@15 | φ 1/2"@15 | | φ 3/4"@20 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T4 | 4 | 0,00 | 2,60 | 0,40 | 3,00 | 1,19 | φ 5/8"@15 | φ 1/2"@15 | | φ 5/8"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T3 | 3 | 0,00 | 1,95 | 0,30 | 2,25 | 0,87 | φ 5/8"@20 | | | φ 1/2"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |

Tabla III-21. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de L Invertida.

| Tipo | Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Préstamo (m3) | Base de Piedra Picada (m3) | Bote (m3) |
|------|-----------------|--|--|----------------------------|-----------|
| T12 | 136,80 | 104,85 | 103,95 | 1,08 | 31,95 |
| T11 | 117,70 | 87,71 | 87,74 | 0,99 | 29,99 |
| T10 | 100,00 | 71,97 | 73,03 | 0,90 | 28,03 |
| T9 | 83,70 | 57,63 | 59,82 | 0,81 | 26,07 |
| T8 | 68,80 | 44,70 | 48,10 | 0,72 | 24,10 |
| T7 | 55,30 | 33,16 | 37,89 | 0,63 | 22,14 |
| T6 | 43,20 | 23,02 | 29,18 | 0,54 | 20,18 |
| T5 | 32,50 | 14,28 | 21,97 | 0,45 | 18,22 |
| T4 | 23,20 | 6,94 | 16,26 | 0,36 | 16,26 |
| T3 | 15,30 | 1,01 | 12,04 | 0,27 | 12,29 |

| Tipo | Concreto en Zapata (m3) | Concreto en Fuste (m3) | Encofrado en Zapata (m2) | Encofrado en Fuste (m2) | Acero en Barras de n°4 a n°7 (kg) | Acero en Barras de n°8 a n°11 (kg) | Relación Acero/Concreto (kg/m3) |
|------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| T12 | 12,96 | 8,10 | 12,96 | 10,80 | 1241,44 | 877,79 | 100,63 |
| T11 | 10,89 | 6,93 | 10,89 | 9,90 | 1149,30 | 804,96 | 109,67 |
| T10 | 9,00 | 5,85 | 9,00 | 9,00 | 877,36 | 544,94 | 95,78 |
| T9 | 7,29 | 4,86 | 7,29 | 8,10 | 1030,14 | 230,12 | 103,73 |
| T8 | 5,76 | 3,96 | 5,76 | 7,20 | 1018,71 | 0,00 | 104,81 |
| T7 | 4,41 | 3,15 | 4,41 | 6,30 | 702,58 | 0,00 | 92,93 |
| T6 | 3,24 | 2,43 | 3,24 | 5,40 | 551,36 | 0,00 | 97,24 |
| T5 | 2,25 | 1,80 | 2,25 | 4,50 | 403,88 | 0,00 | 99,72 |
| T4 | 1,44 | 1,26 | 1,44 | 3,60 | 296,34 | 0,00 | 109,76 |
| T3 | 0,81 | 0,81 | 0,81 | 2,70 | 188,78 | 0,00 | 116,53 |

Tabla III-22. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros en L Invertida.

DIMENSIONES Y REFUERZOS DE MUROS EN L INVERTIDA

| TIPO | DIMENSIONES | | | | | σ_{max} (kg/cm ²) | REFUERZO COLOCADO | | | | | |
|------|-------------|------|------|------|-------|---|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------|
| | H | a | b | h | B | | A | B | C | Zapata | Repart. | Param. |
| T12 | 12 | 9,60 | 0,00 | 1,20 | 10,80 | 0,73 | φ 1"@25 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 1"@10 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T11 | 11 | 8,80 | 0,00 | 1,10 | 9,90 | 0,64 | φ 1"@25 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 1"@10 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T10 | 10 | 8,00 | 0,00 | 1,00 | 9,00 | 0,56 | φ 1"@30 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 1"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T9 | 9 | 7,20 | 0,00 | 0,90 | 8,10 | 0,47 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 5/8"@25 | φ 1"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T8 | 8 | 6,40 | 0,00 | 0,80 | 7,20 | 0,39 | φ 7/8"@25 | φ 3/4"@25 | φ 5/8"@25 | φ 7/8"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T7 | 7 | 5,60 | 0,00 | 0,70 | 6,30 | 0,30 | φ 7/8"@30 | φ 3/4"@30 | φ 5/8"@30 | φ 3/4"@10 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T6 | 6 | 4,80 | 0,00 | 0,60 | 5,40 | 0,22 | φ 3/4"@20 | φ 5/8"@20 | φ 1/2"@20 | φ 3/4"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T5 | 5 | 4,00 | 0,00 | 0,50 | 4,50 | 0,13 | φ 3/4"@25 | φ 5/8"@25 | | φ 3/4"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T4 | 4 | 3,20 | 0,00 | 0,40 | 3,60 | 0,03 | φ 5/8"@20 | φ 1/2"@20 | | φ 5/8"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |
| T3 | 3 | 2,40 | 0,00 | 0,30 | 2,70 | -0,08 | φ 5/8"@20 | | | φ 1/2"@15 | φ 1/2"@20 | φ 1/2" |

Tabla III-23. Cuadro Resumen de cantidades de obra de los muros en voladizo en forma de con Contrafuerte.

| Tipo | Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Excavación (m3) | Relleno Compactado con Material de Préstamo (m3) | Base de Piedra Picada (m3) | Bote (m3) |
|------|-----------------|--|--|----------------------------|-----------|
| T12 | 136,80 | 104,85 | 103,95 | 0,60 | 31,95 |
| T11 | 117,70 | 87,71 | 87,74 | 0,55 | 29,99 |
| T10 | 100,00 | 71,97 | 73,03 | 0,50 | 28,03 |
| T9 | 83,70 | 57,63 | 59,82 | 0,45 | 26,07 |
| T8 | 68,80 | 44,70 | 48,10 | 0,40 | 24,10 |

| Tipo | Concreto en Zapata (m3) | Concreto en Fuste y Contrafuerte (m3) | Encofrado en Zapata (m2) | Encofrado en Fuste y Contrafuerte (m2) | Acero en Barras de nº4 a nº7 (kg) | Acero en Barras de nº8 a nº11 (kg) | Relación Acero/Concreto (kg/m3) |
|------|-------------------------|---------------------------------------|--------------------------|--|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| T12 | 5,40 | 10,88 | 5,40 | 48,84 | 1573,66 | 705,61 | 140,00 |
| T11 | 4,40 | 9,13 | 4,40 | 41,82 | 1591,70 | 475,69 | 152,80 |
| T10 | 3,50 | 7,53 | 3,50 | 35,34 | 1765,28 | 0,00 | 160,04 |
| T9 | 2,93 | 6,14 | 2,93 | 29,64 | 1383,07 | 0,00 | 152,49 |
| T8 | 2,40 | 4,81 | 2,40 | 24,05 | 1133,47 | 0,00 | 157,21 |

Tabla III-24. Cantidad de barras de acero en el armado de los muros con Contrafuerte.

DIMENSIONES Y REFUERZOS DE MUROS CON CONTRAFUERTE

| TIPO | DIMENSIONES | | | | | σ_{max} (kg/cm ²) | REFUERZO COLOCADO | | | | |
|------|-------------|------|------|------|------|---|-------------------|-----------|-----------|-------------|--------|
| | H | a | b | h | B | | vástago v | vástago h | zapata | repartición | param. |
| T12 | 12,00 | 2,00 | 3,40 | 0,60 | 6,00 | 3,23 | φ 3/4"@15 | φ 3/4"@15 | φ 1"@20 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T11 | 11,00 | 1,85 | 3,10 | 0,55 | 5,50 | 2,97 | φ 3/4"@20 | φ 3/4"@20 | φ 7/8"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T10 | 10,00 | 1,70 | 2,80 | 0,50 | 5,00 | 2,71 | φ 3/4"@20 | φ 3/4"@20 | φ 7/8"@15 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T9 | 9,00 | 1,50 | 2,55 | 0,45 | 4,50 | 2,49 | φ 5/8"@15 | φ 5/8"@15 | φ 7/8"@20 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |
| T8 | 8,00 | 1,35 | 2,25 | 0,40 | 4,00 | 2,24 | φ 5/8"@15 | φ 5/8"@15 | φ 7/8"@20 | φ 5/8"@20 | φ 5/8" |

| TIPO | REFUERZO COLOCADO | | | | |
|------|-------------------|---------|----------|----------|--------|
| | conf1 | conf2 | conf3 | conf4 | param. |
| T12 | 4φ 1" | 8φ 1" | 12φ 1" | 14φ 1" | φ 5/8" |
| T11 | 4φ 1" | 7φ 1" | 10φ 1" | 11φ 1" | φ 5/8" |
| T10 | 4φ 7/8" | 8φ 7/8" | 11φ 7/8" | 12φ 7/8" | φ 5/8" |
| T9 | 4φ 7/8" | 7φ 7/8" | 9φ 7/8" | 10φ 7/8" | φ 5/8" |
| T8 | 3φ 7/8" | 5φ 7/8" | 7φ 7/8" | 7φ 7/8" | φ 5/8" |

Para los muros de Tierra Reforzada con armaduras de acero se contabilizó el total de m² de superficie del paramento (escamas), así como la cantidad en metro lineal de los refuerzos de acero galvanizado (pletinas), los arranques de acero y los materiales necesarios para su montaje.

Tabla III-25. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 3m de altura.

MURO 3m

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | |
|--------------------------------|----|--------------------------------|----|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 9 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 0 |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 16 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 0 |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 5 | SUB-TOTAL ESCAMAS: | 0 |
| | | TOTAL m ² : | 9 |
| | | TOTAL ARRANQUES: | 16 |
| | | TOTAL ESCAMAS: | 5 |

| | | | | | | | | |
|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|
| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) |
| UNIDADES: | 6 | 8 | 17 | 17 | 16 | 1 | 1 | 1 |
| METROS L: | 80 | 16,8 | | | | | | |
| L: Armaduras (m) | 5 | | | | | | | |

Tabla III-26. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 4m de altura

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|------------------|-----------------|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|-----------|---|----|----|----|----|---|---|---|-----------|-----|-------|--|--|--|--|--|--|------------------|---|--|--|--|--|--|--|--|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 11,825 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 24 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 6 | SUB-TOTAL ESCAMAS: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm</th> <th>APOYOS DE GOMA (Und)</th> <th>POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und)</th> <th>TORNILLOS ϕ1/2" (Und)</th> <th>TUERCAS (Und)</th> <th>ARRANQUES (Und)</th> <th>LEVA (Und)</th> <th>REGLA (Und)</th> <th>GUAYA (Und)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>UNIDADES:</td> <td>8</td> <td>11</td> <td>25</td> <td>25</td> <td>24</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>METROS L:</td> <td>120</td> <td>22,07</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L. Armaduras (m)</td> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) | UNIDADES: | 8 | 11 | 25 | 25 | 24 | 1 | 1 | 1 | METROS L: | 120 | 22,07 | | | | | | | L. Armaduras (m) | 5 | | | | | | | |
| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| UNIDADES: | 8 | 11 | 25 | 25 | 24 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| METROS L: | 120 | 22,07 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| L. Armaduras (m) | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | TOTAL m ² : | | TOTAL ARRANQUES: | | TOTAL ESCAMAS: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 11,825 | | 24 | | 6 | | 11,825 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabla III-27. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 5m de altura

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|------------------|-----------------|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|-----------|----|----|----|----|----|---|---|---|-----------|-----|------|--|--|--|--|--|--|------------------|---|--|--|--|--|--|--|--|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 14,625 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 28 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 7 | SUB-TOTAL ESCAMAS: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm</th> <th>APOYOS DE GOMA (Und)</th> <th>POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und)</th> <th>TORNILLOS ϕ1/2" (Und)</th> <th>TUERCAS (Und)</th> <th>ARRANQUES (Und)</th> <th>LEVA (Und)</th> <th>REGLA (Und)</th> <th>GUAYA (Und)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>UNIDADES:</td> <td>10</td> <td>14</td> <td>29</td> <td>29</td> <td>28</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>METROS L:</td> <td>140</td> <td>27,3</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L. Armaduras (m)</td> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) | UNIDADES: | 10 | 14 | 29 | 29 | 28 | 1 | 1 | 1 | METROS L: | 140 | 27,3 | | | | | | | L. Armaduras (m) | 5 | | | | | | | |
| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| UNIDADES: | 10 | 14 | 29 | 29 | 28 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| METROS L: | 140 | 27,3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| L. Armaduras (m) | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | TOTAL m ² : | | TOTAL ARRANQUES: | | TOTAL ESCAMAS: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 14,625 | | 28 | | 7 | | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 28 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 7 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabla III-28. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 6m de altura

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | | | | | | |
|--------------------------------|----|--------------------------------|--|--|--|---|------------------------|----|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 18 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: | | | | 0 | TOTAL m ² : | 18 |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 32 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | | | | 0 | TOTAL ARRANQUES: | 32 |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 9 | SUB-TOTAL ESCAMAS: | | | | 0 | TOTAL ESCAMAS: | 9 |

| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) |
|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|
| UNIDADES: | 14 | 17 | 34 | 34 | 32 | 1 | 1 | 1 |
| METROS L: | 160 | 33,6 | | | | | | |
| L. Armaduras (m) | 5 | | | | | | | |

Tabla III-29. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 7m de altura

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | | | | | | |
|--------------------------------|-------|--------------------------------|--|--|--|-------|------------------------|--------|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 17,45 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: | | | | 3,375 | TOTAL m ² : | 20,825 |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 34 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | | | | 6 | TOTAL ARRANQUES: | 40 |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 8 | SUB-TOTAL ESCAMAS: | | | | 2 | TOTAL ESCAMAS: | 10 |

| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) |
|---|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|
| UNIDADES: | 16 | 19 | 42 | 42 | 40 | 1 | 1 | 1 |
| METROS L: | 200 | 38,87 | | | | | | |
| L. Armaduras (m) | 5 | | | | | | | |

Tabla III-30. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 8m de altura

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | | | | | | | |
|---|-----|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 18 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: 5,625 | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 34 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: 10 | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 8 | SUB-TOTAL ESCAMAS: 3 | | | | | | | |
| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) |
| UNIDADES: | 44 | 18 | 22 | 46 | 46 | 44 | 1 | 1 | 1 |
| METROS L: | 264 | | 44,1 | | | | | | |
| L. Armaduras (m) | 6 | | | | | | | | |
| | | TOTAL m ² : 23,625 | | | | | | | |
| | | TOTAL ARRANQUES: 44 | | | | | | | |
| | | TOTAL ESCAMAS: 11 | | | | | | | |

Tabla III-31. Cantidades de obra para muro de tierra reforzada con armadura metálica de 9m de altura

| ESCAMAS NO REFORZADAS | | ESCAMAS REFORZADAS | | | | | | | |
|---|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------|------------|-------------|-------------|
| SUB-TOTAL SUPERFICIE: | 19,125 | SUB-TOTAL SUPERFICIE: 7,875 | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: | 34 | SUB-TOTAL ARRANQUES 50 x 4 mm: 14 | | | | | | | |
| SUB-TOTAL ESCAMAS: | 9 | SUB-TOTAL ESCAMAS: 4 | | | | | | | |
| ARMADURAS DE ACERO GALVANIZADO DE SECCIÓN 50 x 4 mm | | APOYOS DE GOMA (Und) | POLIURETANO DE 4x4x200 cms. (Und) | TORNILLOS ϕ 1/2" (Und) | TUERCAS (Und) | ARRANQUES (Und) | LEVA (Und) | REGLA (Und) | GUAYA (Und) |
| UNIDADES: | 48 | 22 | 25 | 50 | 50 | 48 | 1 | 1 | 1 |
| METROS L: | 336 | | 50,4 | | | | | | |
| L. Armaduras (m) | 7 | | | | | | | | |
| | | TOTAL m ² : 27 | | | | | | | |
| | | TOTAL ARRANQUES: 48 | | | | | | | |
| | | TOTAL ESCAMAS: 13 | | | | | | | |

Para el cómputo de los muros de gaviones se contabilizó la cantidad de piedra que requiere el muro por m³, la cantidad de cestas de alambre galvanizado y la cantidad de alambre que se requiere para unir las cestas de los gaviones.

Tabla III-35. Cantidades de obra para muros de gaviones

| Muro 3m | | Muro 4M | | Muro 5M | |
|---|------|---|------|---|-------|
| CESTA METÁLICA PARA GAVIONES DE 1x1x1 (Und) | 6,00 | CESTA METÁLICA PARA GAVIONES DE 1x1x1 (Und) | 8,50 | CESTA METÁLICA PARA GAVIONES DE 1x1x1 (Und) | 12,00 |
| ALAMBRE LISO GALVANIZADO CAL. 12 (Kg) | 1,98 | ALAMBRE LISO GALVANIZADO CAL. 12 (Kg) | 2,80 | ALAMBRE LISO GALVANIZADO CAL. 12 (Kg) | 4,00 |
| Piedra Bruta (m3) | 6,00 | Piedra Bruta (m3) | 8,50 | Piedra Bruta (m3) | 12,00 |

| Muro 6M | | Muro 7M | |
|---|-------|---|-------|
| CESTA METÁLICA PARA GAVIONES DE 1x1x1 (Und) | 20,0 | CESTA METÁLICA PARA GAVIONES DE 1x1x1 (Und) | 29,50 |
| ALAMBRE LISO GALVANIZADO CAL. 12 (Kg) | 6,66 | ALAMBRE LISO GALVANIZADO CAL. 12 (Kg) | 9,83 |
| Piedra Bruta (m3) | 20,00 | Piedra Bruta (m3) | 29,50 |

En los muros de tierra reforzada con mallas plásticas se contabilizó la cantidad por m² de geotextil que se requiere para la estabilización de la estructura.

Tabla III-36. Cantidades de geotextil requerido para la construcción de muros de tierra reforzada.

| Altura | m2 Total de Geotextil |
|--------|-----------------------|
| 3 | 24,00 |
| 4 | 36,00 |
| 5 | 50,00 |
| 6 | 66,00 |
| 7 | 91,00 |
| 8 | 112,00 |
| 9 | 172,50 |
| 10 | 200,00 |
| 11 | 314,50 |
| 12 | 360,00 |

Para el cálculo de los volúmenes de movimiento de tierra total para los muros de gaviones y tierra reforzada (con malla plástica y armadura de acero) se construyeron las siguientes tablas:

Tabla III-37. Cantidad de movimiento de tierra para muros de tierra reforzada con armadura metálica.

Tierra Reforzada con Armaduras Metálica

| Altura Muro (m) | Base (m) | Vol. Total Excavación (m3) | Capa Vegetal (m3) | Vol. Disponible para relleno (m3) | Vol. Total de material de préstamo (m3) | Vol. Total de relleno (m3) | Vol. Total Bote (m3) |
|-----------------|----------|----------------------------|-------------------|-----------------------------------|---|----------------------------|----------------------|
| 2,98 | 5,00 | 23,84 | 22,42 | 1,42 | 20,14 | 21,56 | 22,42 |
| 3,92 | 5,00 | 31,36 | 22,42 | 8,94 | 22,19 | 31,12 | 22,42 |
| 4,86 | 5,00 | 38,84 | 22,42 | 16,42 | 25,54 | 41,95 | 22,42 |
| 5,98 | 5,00 | 47,84 | 22,42 | 25,42 | 31,30 | 56,72 | 22,42 |
| 6,92 | 5,00 | 55,36 | 22,42 | 32,94 | 37,58 | 70,51 | 22,42 |
| 7,86 | 6,00 | 70,70 | 25,22 | 45,47 | 47,94 | 93,41 | 25,22 |
| 8,98 | 7,00 | 89,80 | 28,03 | 61,77 | 61,57 | 123,34 | 28,03 |
| 9,92 | 7,00 | 99,20 | 28,03 | 71,17 | 72,07 | 143,24 | 28,03 |
| 10,86 | 8,00 | 119,41 | 30,83 | 88,57 | 86,64 | 175,21 | 30,83 |
| 11,98 | 9,00 | 143,76 | 33,63 | 110,13 | 105,33 | 215,46 | 33,63 |

Tabla III-38. Cantidad de movimiento de tierra para muros de tierra reforzada con mallas plásticas.

Tierra Reforzada con Malla Plástica

| Altura Muro (m) | Base (m) | Vol. Total Excavación (m3) | Capa Vegetal (m3) | Vol. Disponible para relleno (m3) | Vol. Total de material de préstamo (m3) | Vol. Total de relleno (m3) | Vol. Total Bote (m3) |
|-----------------|----------|----------------------------|-------------------|-----------------------------------|---|----------------------------|----------------------|
| 3,00 | 1,80 | 14,40 | 13,45 | 0,95 | 11,20 | 12,15 | 13,45 |
| 4,00 | 2,40 | 21,60 | 15,13 | 6,47 | 15,13 | 21,60 | 15,13 |
| 5,00 | 3,00 | 30,00 | 16,82 | 13,18 | 20,57 | 33,75 | 16,82 |
| 6,00 | 3,50 | 39,00 | 18,22 | 20,78 | 27,22 | 48,00 | 18,22 |
| 7,00 | 4,10 | 49,70 | 19,90 | 29,80 | 35,65 | 65,45 | 19,90 |
| 8,00 | 4,70 | 61,60 | 21,58 | 40,02 | 45,58 | 85,60 | 21,58 |
| 9,00 | 5,30 | 74,70 | 23,26 | 51,44 | 57,01 | 108,45 | 23,26 |
| 10,00 | 5,90 | 89,00 | 24,94 | 64,06 | 69,94 | 134,00 | 24,94 |
| 11,00 | 6,50 | 104,50 | 26,63 | 77,87 | 84,38 | 162,25 | 26,63 |
| 12,00 | 7,10 | 121,20 | 28,31 | 92,89 | 100,31 | 193,20 | 28,31 |

Tabla III-39. Cantidad de movimiento de tierra para muros de gaviones.

Gaviones

| Altura Muro (m) | Base (m) | Vol. Total Excavación (m3) | Capa Vegetal (m3) | Vol. Disponible para relleno (m3) | Vol. Total de material de préstamo (m3) | Vol. Total de relleno (m3) | Vol. Total Bote (m3) |
|-----------------|----------|----------------------------|-------------------|-----------------------------------|---|----------------------------|----------------------|
| 3,00 | 2,00 | 15,00 | 14,01 | 0,99 | 11,76 | 12,75 | 14,01 |
| 4,00 | 2,50 | 22,00 | 15,42 | 6,58 | 15,42 | 22,00 | 15,42 |
| 5,00 | 3,50 | 32,50 | 18,22 | 14,28 | 21,97 | 36,25 | 18,22 |
| 6,00 | 4,50 | 45,00 | 21,02 | 23,98 | 30,02 | 54,00 | 21,02 |
| 7,00 | 7,00 | 70,00 | 28,03 | 41,97 | 43,78 | 85,75 | 28,03 |

III.6 Fase V: Presupuesto.

Se efectuaron los presupuestos de cada estructura tipo diseñada, mediante la realización de los análisis de precio unitario de cada partida correspondientes a las actividades que implica la construcción de las estructuras estudiadas, entre las cuales se encuentran deforestación del terreno, excavación y bote, y las correspondientes a cada muro en específico dependiendo de las actividades que requiera.

Los presupuestos se realizaron en el programa de control de obras IP-3, bajo la autorización de la compañía CYBECA INGENIEROS C.A. quienes colaboraron en la realización de este trabajo especial de grado.

Se realizó un resumen de los presupuestos por alturas para los sistemas de contención estudiados en el cual se detalla la influencia de los materiales, mano de obra, equipos y gastos indirectos dentro del presupuesto, además del costo total con y sin IVA.

Tabla III-40. Costos de construcción asociados a los muros de tierra reforzada con armadura metálica.

| TIPO | ALT (m) | BASE (m) | ÁREA DEL PARAMENTO (m ²) | LONG. TOTAL PLETINAS GALVANIZADA S (m) | COSTO TOTAL MATERIALES (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL EQUIPOS (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL MANO DE OBRA (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|------|---------|----------|--------------------------------------|--|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|
| TA12 | 11,98 | 9 | 11,980 | 201,00 | 5.048.416,69 | 37,18% | 3.243.290,68 | 23,89% | 2.442.012,43 | 17,98% |
| TA11 | 10,855 | 8 | 10,855 | 168,00 | 4.410.330,10 | 37,84% | 2.742.494,82 | 23,53% | 2.061.866,79 | 17,69% |
| TA10 | 9,920 | 7 | 9,920 | 133,00 | 3.778.793,24 | 38,22% | 2.318.672,95 | 23,45% | 1.717.572,44 | 17,37% |
| TA9 | 8,980 | 7 | 8,980 | 112,00 | 3.311.530,86 | 37,78% | 2.091.091,03 | 23,86% | 1.525.813,28 | 17,41% |
| TA8 | 7,855 | 6 | 7,855 | 88,00 | 2.783.687,58 | 38,55% | 1.693.857,98 | 23,46% | 1.230.296,58 | 17,04% |
| TA7 | 6,920 | 5 | 6,920 | 66,67 | 2.328.664,83 | 39,30% | 1.370.261,91 | 23,13% | 984.726,25 | 16,62% |
| TA6 | 5,980 | 5 | 5,980 | 53,33 | 1.953.667,80 | 38,63% | 1.198.254,93 | 23,69% | 845.710,52 | 16,72% |
| TA5 | 4,855 | 5 | 4,855 | 46,67 | 1.642.486,07 | 38,42% | 1.014.360,50 | 23,73% | 722.534,12 | 16,90% |
| TA4 | 3,920 | 5 | 3,920 | 40,00 | 1.359.066,92 | 37,78% | 867.213,54 | 24,11% | 617.395,89 | 17,16% |
| TA3 | 2,980 | 5 | 2,980 | 26,67 | 992.282,35 | 35,58% | 719.628,16 | 25,80% | 492.756,04 | 17,67% |

| TIPO | GASTO INDIRECTO (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO PROMEDIO S/IVA POR m. DE ANCHO (Bs.) | COSTO PROMEDIO C/IVA POR S/IVA POR m ² . (Bs.) | COSTO PROMEDIO C/IVA POR m ² . (Bs.) |
|------|-----------------------|--------------------------|--|---|---|
| TA12 | 2.844.430,28 | 20,95% | 13.578.150,08 | 15.479.091,09 | 1.133.401,51 |
| TA11 | 2.441.888,47 | 20,95% | 11.656.580,18 | 13.288.501,41 | 1.073.844,33 |
| TA10 | 2.070.980,92 | 20,95% | 9.886.019,55 | 11.270.062,29 | 996.574,55 |
| TA9 | 1.836.031,11 | 20,95% | 8.764.466,28 | 9.991.491,56 | 975.998,47 |
| TA8 | 1.512.574,49 | 20,95% | 7.220.416,63 | 8.231.274,96 | 919.212,81 |
| TA7 | 1.241.164,90 | 20,95% | 5.924.817,89 | 6.754.292,39 | 856.187,56 |
| TA6 | 1.059.369,73 | 20,95% | 5.057.002,98 | 5.764.983,40 | 845.652,67 |
| TA5 | 895.532,99 | 20,95% | 4.274.913,68 | 4.873.401,60 | 880.517,75 |
| TA4 | 753.571,48 | 20,95% | 3.597.247,83 | 4.100.862,53 | 917.665,26 |
| TA3 | 584.233,95 | 20,95% | 2.788.900,50 | 3.179.346,57 | 935.872,65 |

Resumen de costos de muros en voladizo T Invertida.

Tabla III-41. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo en T invertida.

| Tipo | H (m) | a (m) | b (m) | h (m) | B (m) | COSTO TOTAL DE MATERIALES (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE EQUIPOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| T12 | 12,00 | 2,80 | 4,40 | 1,20 | 8,40 | 15.606.701,64 | 45,95% | 4.199.002,13 | 12,36% | 7.044.383,80 | 20,74% |
| T11 | 11,00 | 2,60 | 4,00 | 1,10 | 7,70 | 13.332.584,64 | 46,32% | 3.498.537,68 | 12,16% | 5.921.575,54 | 20,57% |
| T10 | 10,00 | 2,35 | 3,65 | 1,00 | 7,00 | 10.879.052,77 | 45,94% | 2.970.736,41 | 12,55% | 4.870.009,55 | 20,57% |
| T9 | 9,00 | 2,10 | 3,30 | 0,90 | 6,30 | 8.994.325,89 | 45,95% | 2.452.016,60 | 12,53% | 4.028.414,20 | 20,58% |
| T8 | 8,00 | 1,90 | 2,90 | 0,80 | 5,60 | 7.170.686,09 | 45,96% | 1.980.695,11 | 12,70% | 3.181.807,77 | 20,39% |
| T7 | 7,00 | 1,65 | 2,55 | 0,70 | 4,90 | 5.572.246,26 | 46,05% | 1.550.177,93 | 12,81% | 2.443.832,78 | 20,19% |
| T6 | 6,00 | 1,40 | 2,20 | 0,60 | 4,20 | 4.567.207,36 | 47,18% | 1.189.423,42 | 12,29% | 1.895.373,12 | 19,58% |
| T5 | 5,00 | 1,20 | 1,80 | 0,50 | 3,50 | 3.105.539,68 | 46,52% | 859.933,20 | 12,88% | 1.312.161,06 | 19,65% |
| T4 | 4,00 | 0,95 | 1,45 | 0,40 | 2,80 | 2.226.794,10 | 47,10% | 599.049,09 | 12,67% | 911.809,23 | 19,28% |
| T3 | 3,00 | 0,70 | 1,10 | 0,30 | 2,10 | 1.501.192,71 | 48,33% | 385.136,15 | 12,40% | 569.221,25 | 18,32% |

| Tipo | GASTOS INDIRECTOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | Costo Promedio sin IVA por m ancho (Bs.) | Costo Promedio con IVA por m de ancho (Bs.) | Costo Promedio sin IVA por m2 (Bs.) | Costo Promedio con IVA por m2 (Bs.) |
|------|-------------------------|--------------------------|--|---|-------------------------------------|-------------------------------------|
| T12 | 7.115.276,16 | 20,95% | 33.965.363,73 | 38.720.514,65 | 2.830.446,98 | 3.226.709,55 |
| T11 | 6.029.467,35 | 20,95% | 28.782.165,20 | 32.811.668,33 | 2.616.560,47 | 2.982.878,94 |
| T10 | 4.960.748,35 | 20,95% | 23.680.547,09 | 26.995.823,68 | 2.368.054,71 | 2.699.582,37 |
| T9 | 4.100.811,80 | 20,95% | 19.575.568,45 | 22.316.148,03 | 2.175.063,16 | 2.479.572,00 |
| T8 | 3.268.296,24 | 20,95% | 15.601.485,20 | 17.785.693,13 | 1.950.185,65 | 2.223.211,64 |
| T7 | 2.535.058,77 | 20,95% | 12.101.315,71 | 13.795.499,91 | 1.728.759,39 | 1.970.785,70 |
| T6 | 2.027.781,39 | 20,95% | 9.679.785,30 | 11.034.955,24 | 1.613.297,55 | 1.839.159,21 |
| T5 | 1.398.573,05 | 20,95% | 6.676.206,97 | 7.610.875,95 | 1.335.241,39 | 1.522.175,19 |
| T4 | 990.477,80 | 20,95% | 4.728.130,22 | 5.390.068,45 | 1.182.032,56 | 1.347.517,11 |
| T3 | 650.720,60 | 20,95% | 3.106.270,69 | 3.541.148,59 | 1.035.423,56 | 1.180.382,86 |

Resumen de costos de muros en voladizo L.

Tabla III-42. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo en L.

| Tipo | H (m) | a (m) | b (m) | h (m) | B (m) | COSTO TOTAL DE MATERIALES (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE EQUIPOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| L12 | 12,00 | 0,00 | 7,80 | 1,20 | 9,00 | 16.266.140,96 | 46,22% | 4.241.834,03 | 12,05% | 7.311.839,00 | 20,78% |
| L11 | 11,00 | 0,00 | 7,15 | 1,10 | 8,25 | 13.710.452,87 | 46,60% | 3.516.536,10 | 11,95% | 6.032.325,34 | 20,50% |
| L10 | 10,00 | 0,00 | 6,50 | 1,00 | 7,50 | 11.977.957,04 | 46,16% | 3.075.642,23 | 11,85% | 5.460.723,92 | 21,04% |
| L9 | 9,00 | 0,00 | 5,85 | 0,90 | 6,75 | 9.338.874,40 | 46,20% | 2.487.668,34 | 12,31% | 4.154.514,25 | 20,55% |
| L8 | 8,00 | 0,00 | 5,20 | 0,80 | 6,00 | 7.781.180,45 | 46,19% | 2.035.200,35 | 12,08% | 3.501.615,30 | 20,78% |
| L7 | 7,00 | 0,00 | 4,55 | 0,70 | 5,25 | 5.940.384,76 | 46,29% | 1.580.717,08 | 12,32% | 2.624.281,15 | 20,45% |
| L6 | 6,00 | 0,00 | 3,90 | 0,60 | 4,50 | 4.482.852,70 | 46,43% | 1.198.489,02 | 12,41% | 1.950.796,86 | 20,21% |
| L5 | 5,00 | 0,00 | 3,25 | 0,50 | 3,75 | 3.295.851,13 | 46,72% | 875.654,64 | 12,41% | 1.404.971,53 | 19,92% |
| L4 | 4,00 | 0,00 | 2,60 | 0,40 | 3,00 | 2.405.500,44 | 47,20% | 615.515,86 | 12,08% | 1.007.988,23 | 19,78% |
| L3 | 3,00 | 0,00 | 1,95 | 0,30 | 2,25 | 1.548.465,86 | 48,48% | 388.289,22 | 12,16% | 588.167,46 | 18,41% |

| Tipo | GASTOS INDIRECTOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | Costo Promedio sin IVA por m ancho | Costo Promedio con IVA por m de ancho | Costo Promedio sin IVA por m2 | Costo Promedio con IVA por m2 |
|------|-------------------------|--------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| L12 | 7.372.254,00 | 20,95% | 35.192.067,99 | 40.118.957,51 | 2.932.672,33 | 3.343.246,46 |
| L11 | 6.163.720,86 | 20,95% | 29.423.035,17 | 33.542.260,09 | 2.674.821,38 | 3.049.296,37 |
| L10 | 5.436.298,50 | 20,95% | 25.950.621,69 | 29.583.708,73 | 2.595.062,17 | 2.958.370,87 |
| L9 | 4.234.982,06 | 20,95% | 20.216.039,05 | 23.046.284,52 | 2.246.226,56 | 2.560.698,28 |
| L8 | 3.529.270,68 | 20,95% | 16.847.266,78 | 19.205.884,13 | 2.105.908,35 | 2.400.735,52 |
| L7 | 2.688.527,46 | 20,95% | 12.833.910,45 | 14.630.657,91 | 1.833.415,78 | 2.090.093,99 |
| L6 | 2.022.517,23 | 20,95% | 9.654.655,81 | 11.006.307,62 | 1.609.109,30 | 1.834.384,60 |
| L5 | 1.477.766,68 | 20,95% | 7.054.243,98 | 8.041.838,14 | 1.410.848,80 | 1.608.367,63 |
| L4 | 1.067.686,27 | 20,95% | 5.096.690,80 | 5.810.227,51 | 1.274.172,70 | 1.452.556,88 |
| L3 | 669.104,33 | 20,95% | 3.194.026,87 | 3.641.190,63 | 1.064.675,62 | 1.213.730,21 |

Resumen de costos de muros en voladizo L Invertida.

Tabla III-43. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo en L invertida.

| Tipo | H (m) | a (m) | b (m) | h (m) | B (m) | COSTO TOTAL DE MATERIALES (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE EQUIPOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| L.I.12 | 12,00 | 9,60 | 0,00 | 1,20 | 10,80 | 17.487.723,74 | 47,01% | 4.287.837,60 | 11,53% | 7.633.182,37 | 20,52% |
| L.I.11 | 11,00 | 8,80 | 0,00 | 1,10 | 9,90 | 15.150.488,41 | 47,31% | 3.596.911,01 | 11,23% | 6.567.409,37 | 20,51% |
| L.I.10 | 10,00 | 8,00 | 0,00 | 1,00 | 9,00 | 12.259.256,55 | 46,99% | 3.039.832,15 | 11,65% | 5.324.984,75 | 20,41% |
| L.I.9 | 9,00 | 7,20 | 0,00 | 0,90 | 8,10 | 10.322.604,79 | 46,92% | 2.547.638,55 | 11,58% | 4.523.185,93 | 20,56% |
| L.I.8 | 8,00 | 6,40 | 0,00 | 0,80 | 7,20 | 8.325.006,86 | 46,92% | 2.056.595,61 | 11,59% | 3.643.246,12 | 20,54% |
| L.I.7 | 7,00 | 5,60 | 0,00 | 0,70 | 6,30 | 6.344.409,07 | 47,02% | 1.595.903,20 | 11,83% | 2.725.643,76 | 20,20% |
| L.I.6 | 6,00 | 4,80 | 0,00 | 0,60 | 5,40 | 4.866.859,30 | 47,12% | 1.219.058,13 | 11,80% | 2.079.307,62 | 20,13% |
| L.I.5 | 5,00 | 4,00 | 0,00 | 0,50 | 4,50 | 3.565.056,76 | 47,35% | 890.388,51 | 11,83% | 1.496.611,23 | 19,88% |
| L.I.4 | 4,00 | 3,20 | 0,00 | 0,40 | 3,60 | 2.512.515,66 | 47,81% | 617.555,45 | 11,75% | 1.024.001,03 | 19,49% |
| L.I.3 | 3,00 | 2,40 | 0,00 | 0,30 | 2,70 | 1.451.381,91 | 47,36% | 387.190,72 | 12,63% | 583.932,92 | 19,05% |

| Tipo | GASTOS INDIRECTOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | Costo Promedio sin IVA por m ancho | Costo Promedio con IVA por m de ancho | Costo Promedio sin IVA por m2 | Costo Promedio con IVA por m2 |
|--------|-------------------------|--------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| L.I.12 | 7.793.320,56 | 20,95% | 37.202.064,27 | 42.410.353,27 | 3.100.172,02 | 3.534.196,11 |
| L.I.11 | 6.708.427,40 | 20,95% | 32.023.236,19 | 36.506.489,26 | 2.911.203,29 | 3.318.771,75 |
| L.I.10 | 5.465.381,56 | 20,95% | 26.089.455,01 | 29.741.978,71 | 2.608.945,50 | 2.974.197,87 |
| L.I.9 | 4.609.261,21 | 20,95% | 22.002.690,48 | 25.083.067,15 | 2.444.743,39 | 2.787.007,46 |
| L.I.8 | 3.716.586,70 | 20,95% | 17.741.435,29 | 20.225.236,23 | 2.217.679,41 | 2.528.154,53 |
| L.I.7 | 2.826.479,39 | 20,95% | 13.492.435,42 | 15.381.376,38 | 1.927.490,77 | 2.197.339,48 |
| L.I.6 | 2.163.785,29 | 20,95% | 10.329.010,34 | 11.775.071,79 | 1.721.501,72 | 1.962.511,96 |
| L.I.5 | 1.577.295,30 | 20,95% | 7.529.351,80 | 8.583.461,05 | 1.505.870,36 | 1.716.692,21 |
| L.I.4 | 1.100.829,19 | 20,95% | 5.254.901,33 | 5.990.587,52 | 1.313.725,33 | 1.497.646,88 |
| L.I.3 | 641.963,85 | 20,95% | 3.064.469,40 | 3.493.495,12 | 1.021.489,80 | 1.164.498,37 |

Resumen de costos de muros con Contrafuerte.

Tabla III-44. Costos de construcción asociados a los muros en voladizo con contrafuerte.

| Tipo | H (m) | a (m) | b (m) | h (m) | B (m) | COSTO TOTAL DE MATERIALES (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE EQUIPOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| CF12 | 12,00 | 9,60 | 0,00 | 1,20 | 10,80 | 17.352.751,19 | 45,57% | 4.323.590,25 | 11,35% | 8.425.293,40 | 22,13% |
| CF11 | 11,00 | 8,80 | 0,00 | 1,10 | 9,90 | 14.890.212,45 | 45,78% | 3.628.342,70 | 11,15% | 7.194.681,74 | 22,12% |
| CF10 | 10,00 | 8,00 | 0,00 | 1,00 | 9,00 | 13.347.454,97 | 45,30% | 3.212.976,01 | 10,90% | 6.732.079,24 | 22,85% |
| CF9 | 9,00 | 7,20 | 0,00 | 0,90 | 8,10 | 10.128.284,62 | 45,30% | 2.565.490,18 | 11,47% | 4.979.944,28 | 22,27% |
| CF8 | 8,00 | 6,40 | 0,00 | 0,80 | 7,20 | 8.171.890,52 | 45,28% | 2.073.673,64 | 11,49% | 4.019.922,06 | 22,28% |

| Tipo | GASTOS INDIRECTOS (BS.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | Costo Promedio sin IVA por m ancho | Costo Promedio con IVA por m de ancho | Costo Promedio sin IVA por m2 | Costo Promedio con IVA por m2 |
|------|-------------------------|--------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| CF12 | 7.976.937,33 | 20,95% | 38.078.572,17 | 43.409.572,27 | 3.173.214,35 | 3.617.464,36 |
| CF11 | 6.814.011,59 | 20,95% | 32.527.248,48 | 37.081.063,27 | 2.957.022,59 | 3.371.005,75 |
| CF10 | 6.172.519,40 | 20,95% | 29.465.029,62 | 33.590.133,77 | 2.946.502,96 | 3.359.013,38 |
| CF9 | 4.683.538,29 | 20,95% | 22.357.257,37 | 25.487.273,40 | 2.484.139,71 | 2.831.919,27 |
| CF8 | 3.780.355,94 | 20,95% | 18.045.842,16 | 20.572.260,06 | 2.255.730,27 | 2.571.532,51 |

Resumen de costos de muros de Tierra Reforzada con malla plástica.

Tabla III-45. Costos de construcción asociados a los muros de tierra reforzada con mallas plásticas.

| TIPO | ALTURA (m) | BASE (m) | TOTAL GEOTEXTIL (m2) | COSTO TOTAL MATERIALES (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL EQUIPOS (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL MANO DE OBRA (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|-------|------------|----------|----------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|
| TRG12 | 12 | 7,1 | 360 | 4.954.502,40 | 33,66% | 3.609.660,41 | 24,52% | 3.071.484,03 | 20,87% |
| TRG11 | 11 | 6,5 | 314,5 | 4.229.579,74 | 33,63% | 3.092.953,98 | 24,59% | 2.620.363,59 | 20,83% |
| TRG10 | 10 | 5,9 | 200 | 3.183.984,40 | 31,77% | 2.596.372,45 | 25,91% | 2.141.848,28 | 21,37% |
| TRG9 | 9 | 5,3 | 172,5 | 2.645.596,28 | 31,78% | 2.164.544,28 | 26,00% | 1.770.321,50 | 21,27% |
| TRG8 | 8 | 4,7 | 112 | 1.977.748,16 | 30,40% | 1.763.202,04 | 27,10% | 1.402.366,98 | 21,55% |
| TRG7 | 7 | 4,1 | 91 | 1.564.909,73 | 30,33% | 1.412.979,25 | 27,39% | 1.100.515,24 | 21,33% |
| TRG6 | 6 | 3,5 | 66 | 1.176.399,18 | 29,95% | 1.101.495,78 | 28,04% | 827.247,96 | 21,06% |
| TRG5 | 5 | 3 | 50 | 889.656,70 | 30,08% | 845.638,42 | 28,59% | 602.920,88 | 20,38% |
| TRG4 | 4 | 2,4 | 36 | 650.255,88 | 30,85% | 614.934,48 | 29,18% | 401.001,52 | 19,03% |
| TRG3 | 3 | 1,8 | 24 | 467.304,72 | 32,84% | 424.792,87 | 29,85% | 232.759,04 | 16,36% |

| TIPO | GASTO INDIRECTO (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO PROMEDIO S/IVA POR m. DE ANCHO (Bs.) | COSTO PROMEDIO C/IVA POR m. DE ANCHO (Bs.) | COSTO PROMEDIO S/IVA POR m2. (Bs.) | COSTO PROMEDIO C/IVA POR m2. (Bs.) |
|-------|-----------------------|--------------------------|--|--|------------------------------------|------------------------------------|
| TRG12 | 3.083.443,53 | 20,95% | 14.719.090,37 | 16.779.763,02 | 1.226.590,86 | 1.398.313,59 |
| TRG11 | 2.634.865,02 | 20,95% | 12.577.762,33 | 14.338.649,06 | 1.143.432,94 | 1.303.513,55 |
| TRG10 | 2.099.381,84 | 20,95% | 10.021.586,97 | 11.424.609,15 | 1.002.158,70 | 1.142.460,91 |
| TRG9 | 1.743.820,05 | 20,95% | 8.324.282,11 | 9.489.681,61 | 924.920,23 | 1.054.409,07 |
| TRG8 | 1.362.976,84 | 20,95% | 6.506.294,02 | 7.417.175,18 | 813.286,75 | 927.146,90 |
| TRG7 | 1.080.775,05 | 20,95% | 5.159.179,27 | 5.881.464,37 | 737.025,61 | 840.209,20 |
| TRG6 | 822.860,93 | 20,95% | 3.928.003,85 | 4.477.924,39 | 654.667,31 | 746.320,73 |
| TRG5 | 619.625,43 | 20,95% | 2.957.841,43 | 3.371.939,23 | 591.568,29 | 674.387,85 |
| TRG4 | 441.539,21 | 20,95% | 2.107.731,09 | 2.402.813,44 | 526.932,77 | 600.703,36 |
| TRG3 | 298.085,54 | 20,95% | 1.422.942,17 | 1.622.154,07 | 474.314,06 | 540.718,02 |

Resumen de costos de muros de Gaviones.

Tabla III-46. Costos de construcción asociados a los muros de gaviones.

| TIPO | ALTURA (m) | BASE (m) | Nº GAVIONES DE 1X1X1m3 (Uds.) | COSTO TOTAL MATERIALES (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL EQUIPOS (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO TOTAL MANO DE OBRA (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO |
|------|------------|----------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|
| G.7 | 7 | 7 | 29,5 | 3.385.212,27 | 33,56% | 2.420.216,96 | 23,99% | 2.169.162,03 | 21,50% |
| G.6 | 6 | 4,5 | 20 | 2.305.340,40 | 34,43% | 1.596.620,70 | 23,84% | 1.391.649,81 | 20,78% |
| G.5 | 5 | 3,5 | 12 | 1.503.369,12 | 33,68% | 1.115.015,61 | 24,98% | 910.267,69 | 20,39% |
| G.4 | 4 | 2,5 | 8,5 | 1.060.269,21 | 34,59% | 770.078,08 | 25,13% | 592.559,34 | 19,33% |
| G.3 | 3 | 2 | 5 | 705.516,90 | 35,28% | 527.068,55 | 26,36% | 348.163,57 | 17,41% |

| TIPO | GASTO INDIRECTO (Bs.) | % DENTRO DEL PRESUPUESTO | COSTO PROMEDIO S/IVA POR m. DE ANCHO (Bs.) | COSTO PROMEDIO C/IVA POR m. S/IVA POR m2. (Bs.) | COSTO PROMEDIO C/IVA POR m2. (Bs.) |
|------|-----------------------|--------------------------|--|---|------------------------------------|
| G.7 | 2.113.272,75 | 20,95% | 10.087.864,01 | 11.500.164,97 | 1.441.123,43 |
| G.6 | 1.402.810,77 | 20,95% | 6.696.421,68 | 7.633.920,72 | 1.116.070,28 |
| G.5 | 935.094,62 | 20,95% | 4.463.747,04 | 5.088.671,63 | 892.749,41 |
| G.4 | 642.071,19 | 20,95% | 3.064.977,82 | 3.494.074,71 | 766.244,46 |
| G.3 | 418.898,50 | 20,95% | 1.999.647,52 | 2.279.598,17 | 666.549,17 |
| | | | | | 1.642.880,71 |
| | | | | | 1.272.320,12 |
| | | | | | 1.017.734,33 |
| | | | | | 873.518,68 |
| | | | | | 759.866,06 |

IV ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el análisis de los resultados obtenidos, fue necesario considerar una serie de criterios condicionantes a la hora de la selección de un muro que se ajuste a los requerimientos del proyecto en estudio.

Tales criterios responden a factores determinantes en el diseño de cada modalidad estudiada en este trabajo, teniendo en cuenta, que uno de los factores más importantes en este estudio es el costo implicado a la construcción de cada muro.

En cuanto a la localización del muro y al espacio disponible, tenemos que los muros de concreto en voladizo dependiendo de su configuración, tienen cierta ventaja respecto de las otras modalidades, puesto que no necesitan disponer de grandes distancias respecto de los taludes que se deseen estabilizar; por otro lado, los muros de tierra reforzada y los de gaviones, están condicionadas a necesitar de un gran espacio en el cuerpo de la estructura para garantizar su estabilidad, lo cual restringe su uso cuando el espacio constituye una limitante del proyecto.

En referencia a la posición relativa respecto a otras estructuras las modalidades que presentan una limitante considerable con respecto a las demás, son los muros de tierra reforzada, tanto con armadura metálica galvanizada (Tierra Armada), como con mallas plásticas (geotextiles), en las cuales es necesario retirar la estructura una determinada distancia de cualquier obra existente, pues deben extender el refuerzo con el cual proporcionan estabilidad una cierta distancia para desarrollar su capacidad resistente.

Con relación a la altura, se observó que los muros en voladizo son funcionales a partir de 3 metros de altura, puesto que a partir de este punto es que se presentan tensiones considerables para justificar este tipo de muro, por otro lado, son recomendables hasta 8 metros de altura, debido que a partir de este punto, se generan tensiones de corte muy elevadas sobre la unión de la zapata con el fuste, por lo cual se hace necesario el uso de contrafuertes para poder disminuir dichas fuerzas.

En cuanto a los muros de gaviones, su uso se restringe a alturas no mayores de 6 m, esto debido a que a partir de este punto las dimensiones la base incrementan considerablemente, puesto que su magnitud debe ser igual o mayor de la altura del mismo y esto incrementa los costos asociados a su construcción. En lo referente a los muros de tierra reforzada, tanto con armadura metálica, como con mallas plásticas, la altura no es una limitante para el proyecto, puesto que fácilmente pueden extenderse hasta altura de mas de 12 m, sin que se produzcan fuerzas que atenten contra la estabilidad de los mismos. Por otra parte se determinó que no es justificable la colocación de contrafuertes en muros de alturas menores a 8 m, debido a que los costos inducidos por el acero de refuerzo y el concreto necesario para su construcción, encarecen considerablemente el presupuesto, en comparación con los demás muros en voladizo que funcionalmente no ven comprometida su estabilidad a estos niveles de altura.

Otro punto de comparación estudiado es la cantidad de movimiento de tierra necesaria para la construcción del muro, la cual depende fundamentalmente de dos variables, el volumen de la excavación y el volumen del relleno. En los casos estudiados, ninguno presentó una diferencia significativa sobre la otra; exceptuando el caso de los muros de tierra reforzada con armadura metálica, en los cuales por características constructivas que recomienda la empresa FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A. la longitud mínima de la base de los muros es de 5 metros, lo cual incrementa el volumen de excavación y relleno para alturas menores de 7 metros.

En lo referente a las características del suelo de relleno, en la mayoría de los casos se realiza la compactación de rellenos con el material procedente de la excavación y material de préstamo regular, pero para los muros de tierra reforzada, es necesario el uso de un material de relleno con características especiales en cuanto a granulometría, composición química y conductividad eléctrica, para garantizar la vida útil de la estructura. Por tal razón, el material proveniente de las excavaciones debe someterse a pruebas de laboratorio, para determinar si la granulometría es la indicada, y si los contenidos de cloruros y sulfatos y el valor del ph están dentro de los niveles aceptables.

De no ser así debe estudiarse la posibilidad de mejoramiento de dicho material; si no es posible mejorarlo, la compactación del relleno se hará con material de préstamo, lo cual induciría a un aumento en la cantidad de movimiento de tierra, puesto que no solo se debe contar con un sitio de préstamo de donde obtener el material adecuado, si no que también de uno de bote donde desechar el material proveniente de la excavación.

El factor de la calidad y disponibilidad de los materiales necesarios para la construcción de muros en Venezuela, no es tan determinante, puesto que en el país se cuenta con materia prima para la construcción de primera calidad, los cuales están disponibles en cualquier venta de materiales de construcción. Lo más relevante en este aspecto, recae en los muros de tierra reforzada y en algunos casos en los muros de gaviones, debido a que son procedimientos patentados, por tal razón, la disponibilidad de los materiales necesarios para la construcción de estos tipos de muros no resulta tan inmediata, y su disponibilidad esta condicionada a pedidos formales ante las empresas especializadas en la construcción de estos muros.

Referente al tiempo de ejecución, los muros de tierra reforzada presentan grandes ventajas, sobre las otras modalidades, puesto que su secuencia de ejecución contribuye a agilizar el proceso de construcción y presentan una reducción del tiempo de ejecución de aproximadamente 25% en comparación a los muros en voladizo, los cuales presentan un período de construcción mayor, puesto que al tratarse de una obra de concreto armado, ameritan actividades inherentes al armado, apuntalado, encofrado, vaciado, desencofrado y curado del concreto, aunado al período de fraguado, en el cual la estructura comienza a desarrollar su resistencia hasta alcanzar el punto para el cual fue diseñada. En cuanto a los muros de gaviones el procedimiento constructivo es un poco más complejo, puesto que su proceso de construcción incluye actividades como las de colocar manualmente las rocas dentro de las cestas y de alguna forma realizar el tejido con alambre entre cestas, lo cual genera retraso en la ejecución total del trabajo, aunque este no llega a ser tan prolongado como los muros de concreto armado.

En cuanto a la apariencia, hoy en día muy tomada en cuenta por el cliente, el cual suele solicitar un proyecto que armonice con el ambiente y el paisaje característico de la zona, en tal sentido tenemos que los muros de tierra reforzada en sus dos variantes (geotextil y con armadura metálica), constituyen los de mayor adaptabilidad, puesto que el paramento externo puede ser de escamas de concreto con motivos decorativos, con mallas metálicas o plásticas que permitan la siembra de algún tipo de planta ornamental propia de la región, en cambio para cuidar la apariencia de los muros de gaviones o en voladizo, se debe cuidar mucho el acabado final de la obra, en el caso de los gaviones, se debe cuidar la perpendicularidad y uniformidad de las cestas, el acabado del tejido del acero de las cestas, las dimensiones y tipos de roca usados y demás aspectos que brinden una impresión de confianza a simple vista. En cuanto a los muros de voladizo, para garantizar una buena apariencia, es necesario contar con formaletas y encofrados en buenas condiciones, y cuidados minuciosos a la hora del vibrado para evitar en lo posible oquedades indeseadas, en el acabado de las juntas de construcción y de dilatación realizadas en la estructura y en la verticalidad y horizontalidad de los elementos que lo conforman.

Sobre la vida útil de estas estructuras, es de hacer notar que los muros de tierra reforzada con armadura metálica presentan una gran durabilidad, puesto que las empresas especializadas en este tipo de construcción garantizan una vida útil de 70 años con las precauciones indicadas, a diferencia de los muros en voladizo que en general son estructuras diseñadas para funcionar un periodo de 50 años antes de alcanzar su estado último de servicio. En cuanto a los muros de gaviones, su vida útil se ve más recortada por ser estructuras permeables, son propensos a sufrir ataques de agentes corrosivos, los cuales actúan sobre el acero, afectando sus propiedades, y limitando su resistencia, ocasionando la ruptura de las mallas, y por consiguiente el colapso de la estructura.

Para garantizar la vida útil de los muros reforzados con mallas plásticas, se debe tener cuidado en la fase constructiva de éstos, para garantizar que la malla plástica no quede expuesta a la luz solar, ya que en los casos más desfavorables esta puede perder su capacidad resistente en tiempos menores a un año, además de cuidar las condiciones químicas del suelo anteriormente nombradas que pueden degradar el geotextil.

Por último y, constituyendo el factor de mayor relevancia en este estudio, tenemos el costo asociado a la construcción de cada una de estas estructuras para el cual se realizó un estudio basado en los presupuestos realizados. Ver apéndice A-5. **(Gráficos IV-1 y IV-2).**

Se realizó un estudio comparativo donde se presenta la variación de los costos en función de la altura del muro para un ancho de 1 metro para los casos tipos. A la fecha del 13/05/2006.

Se puede observar en el **(Gráfico IV-1)** que para el caso de los muros en voladizo los costos hasta la altura de 8 metros se mantienen aproximadamente iguales, con diferencias cercanas al millón de bolívares; a partir de este punto se producen variaciones considerables en los costos a consecuencia del incremento en la cantidad de acero para controlar las tensiones sobre la estructura en cada caso. Esta variación de costo es cercana a los 3 millones de Bolívares, siendo los muro con contrafuerte la opción más costosa debido a la cantidad de materiales que acarrea su construcción. Para el caso de los muros en L de concreto armado se observó una variación en la linealidad de la curva debido a que es necesario satisfacer las máximas áreas de acero requeridas, sobrepasando en algunos casos aquellas de menores magnitudes para facilitar la construcción de estos muros, lo que implica un incremento en los costos.

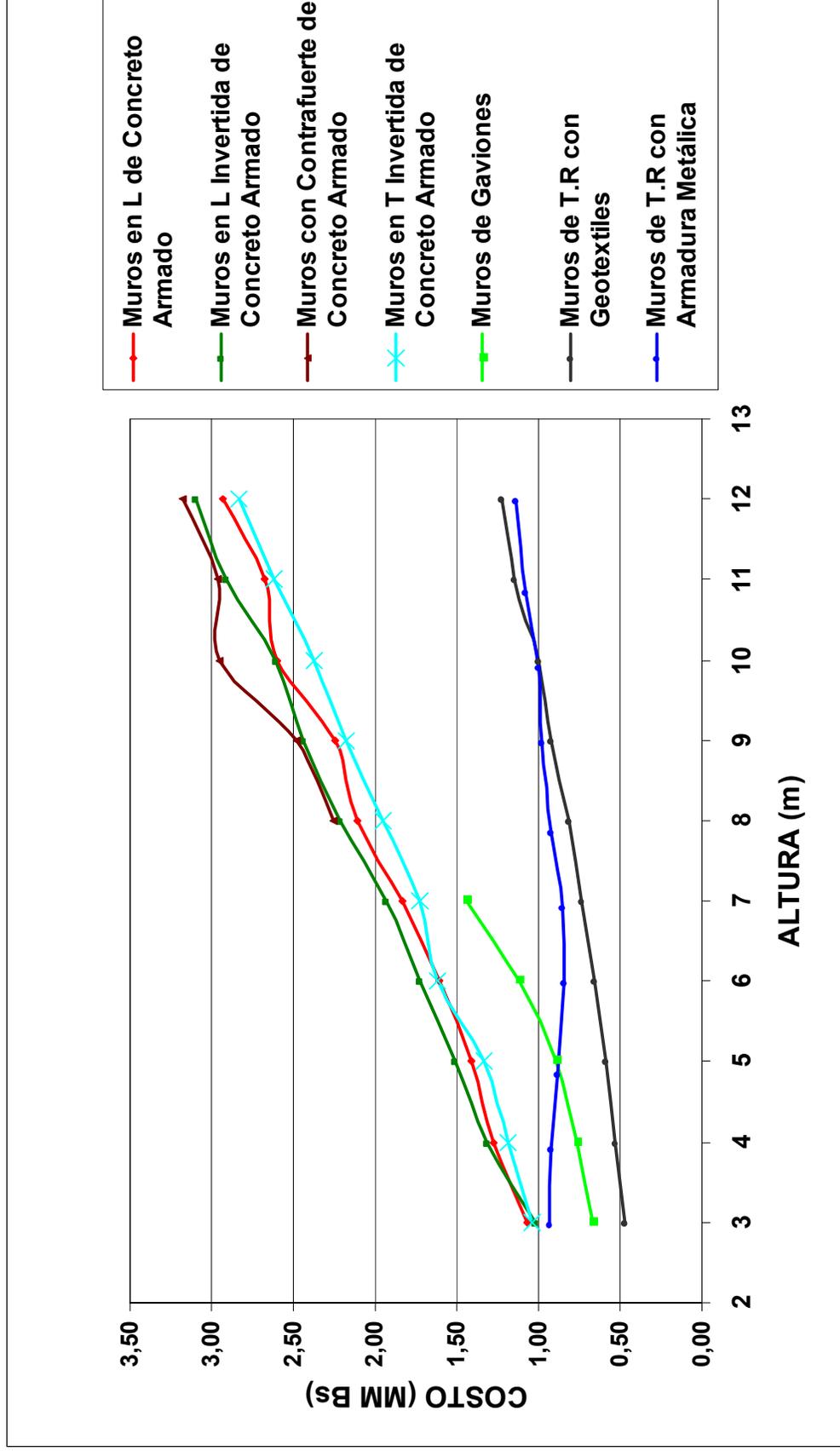
Para los muros de tierra reforzada, las curvas de costos tienen una tendencia aproximadamente lineal, con una pendiente constante. Se nota una deferencia de costos en los muros reforzados con malla plástica y los reforzados con armadura metálica de 3 a 7 metros que varia entre 1 a 1,5 millones de Bolívares, la cual es producida por la longitud de la base de los reforzados con pletinas. A partir de 7 metros de altura la variación de precio va disminuyendo hasta la altura de 10 metros donde los costos se igualan. En este punto, el costo de los muros reforzados con geotextil se incrementa debido a la diferencia de precios que existen entre las partidas de compactación para ambos casos de tierra reforzada.

Los muros de gaviones estudiados presentan costos que aumentan en mayor proporción a medida que aumenta la altura. Inicialmente para una altura de 3 metros presentó un costo alrededor de los 2 millones de bolívares y para una altura de 7 metros cercano a los 10 millones de bolívares, produciendo que la pendiente de la curva de costo contra altura se haga más pronunciada.

Para un análisis detallado de los costos, se realizó un estudio del costo por metro cuadrado de construcción de los casos estudiados, del cual podemos observar (**Gráfico IV-2**) que para los muros de tierra reforzada con geotextiles presentan una línea con pendiente uniforme y los reforzados con pletinas presentan una línea variable que va disminuyendo hasta una altura de 7 metros. Se puede observar también que los muros de tierra armada son más costosos por metro cuadrado cuando la altura es muy pequeña, (ver pendiente inversa hasta los 7 metros aproximadamente del gráfico siguiente), debido a la influencia de costo del movimiento de tierra constante que tiene en los casos estudiados hasta este nivel, luego de esta altura presenta una variación intermitente que se aproxima a una línea recta con pendiente constante.

Con respecto a los muros de gaviones podemos decir que el costo por metro cuadrado presenta la misma tendencia que el análisis por metro de longitud, el cual va incrementando la pendiente sus costos a medida que su altura se va aumentando.

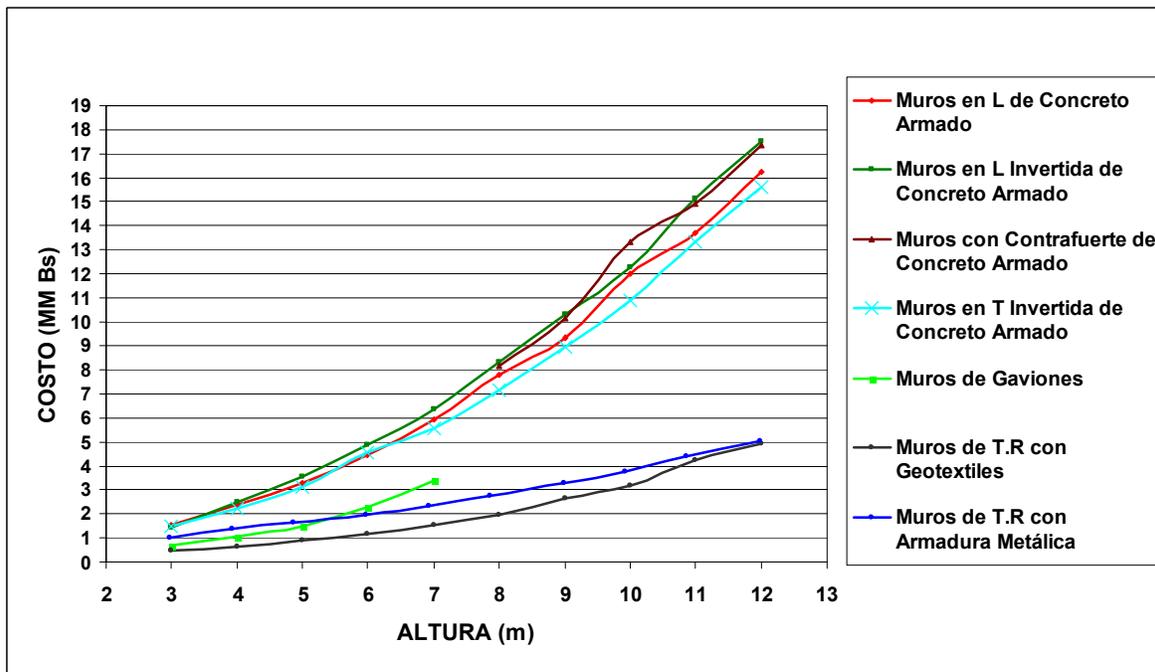
Gráfico IV-2. Curva Altura-Costos por metro cuadrado de construcción.



En el estudio de los costos de los muros se consideró relevante el análisis de como influye los materiales, equipos y mano de obra sobre el costo total de los muros.

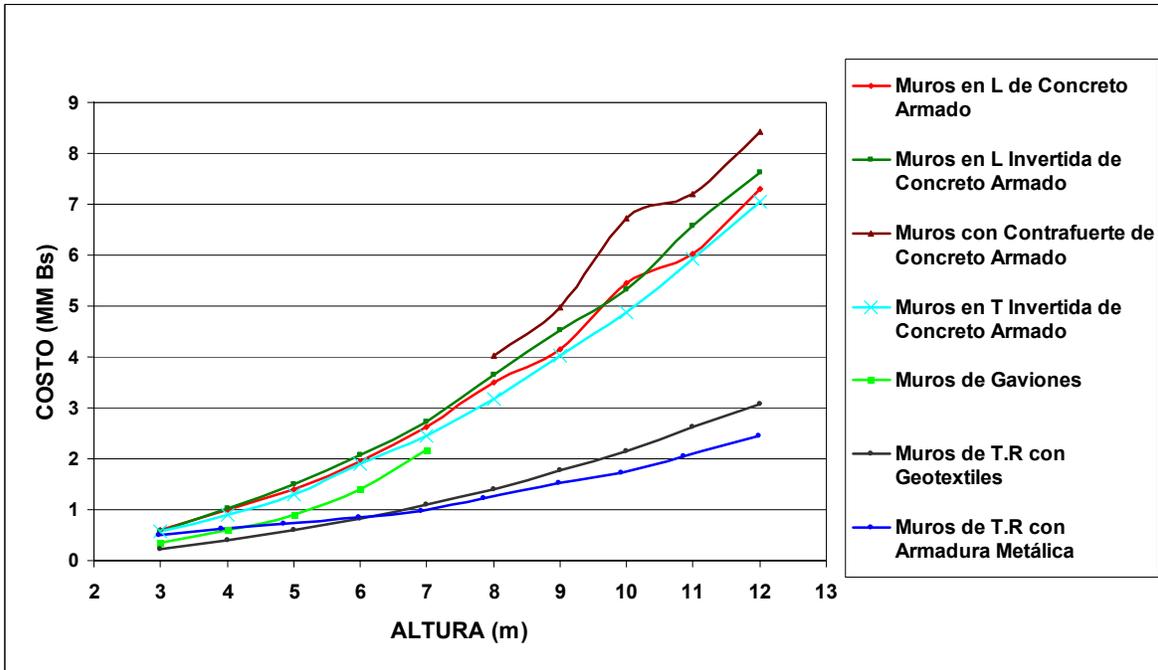
Al analizar los porcentajes de los costos de los materiales, se pudo observar que en los muros en voladizo y con contrafuerte se encuentran alrededor del 45% al 49% del monto total, para el caso de gaviones la influencia del costo sobre el monto total de los materiales se encontró en el orden del 34%, para tierra reforzada con mallas plásticas estuvo entre 29% y 34% y para los reforzados con armadura metálica el valor varió entre 35% y 39% del monto total. Esto nos indica que los muros en voladizo y con contrafuerte son los que tienen mayor gasto en materiales. (Ver Gráfico IV-3)

Gráfico IV-3. Curva Altura-Costos, en función de materiales de construcción.



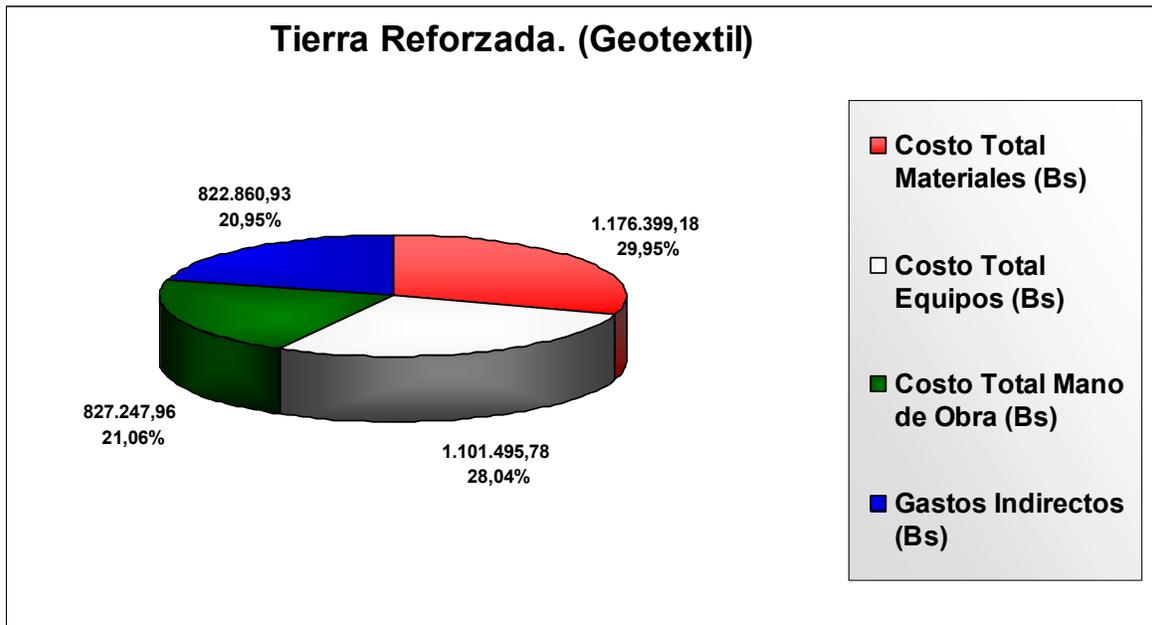
Se observó que para los muros en voladizo, con contra fuerte, gaviones y tierra reforzada con geotextil la influencia del costo de la mano de obra sobre el presupuesto total es aproximadamente un 20%. Para los muros de tierra reforzada armadura metálica el porcentaje fue del 17%. (Gráfico IV-5)

Gráfico IV-5. Curva Altura-Costos, en función de mano de obra utilizada en la construcción.



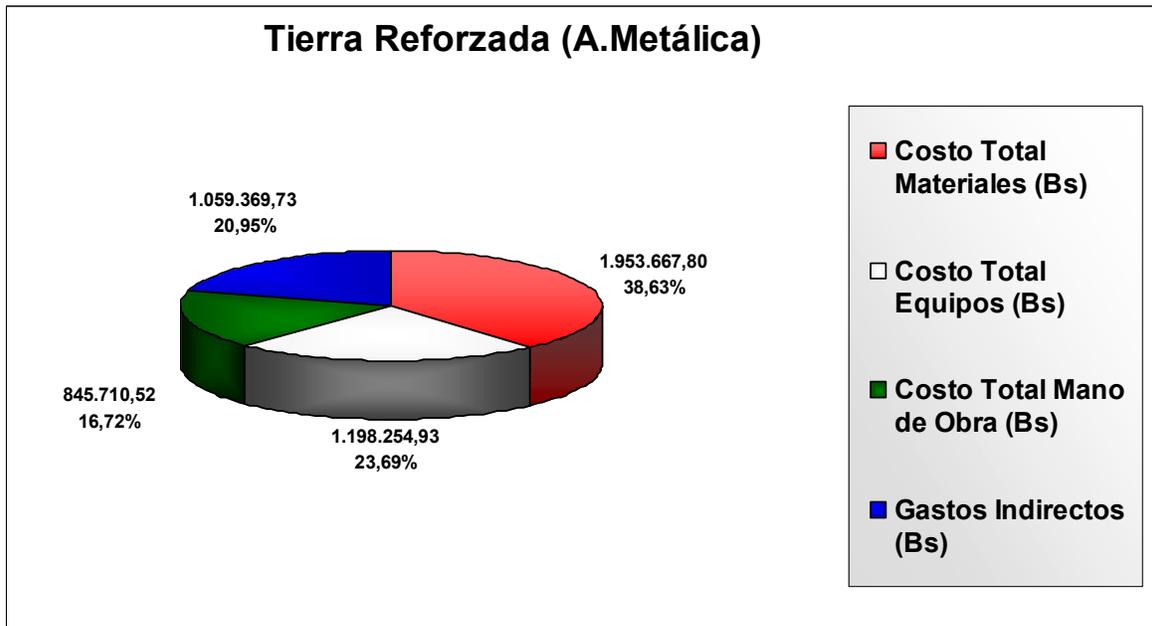
Al analizar la incidencia de los costos para los muros reforzados con geotextil de una altura de 6 metros, se observó que existe un balance dentro de todas las partes que conforman el costo total del muro, lo que indica que este tipo de estructura no tiene un factor dominante en cuanto a su variación de precio. (Gráfico IV-6)

Gráfico IV-6. Coeficientes de Incidencia por obra para muros de tierra reforzada con Geotextil.



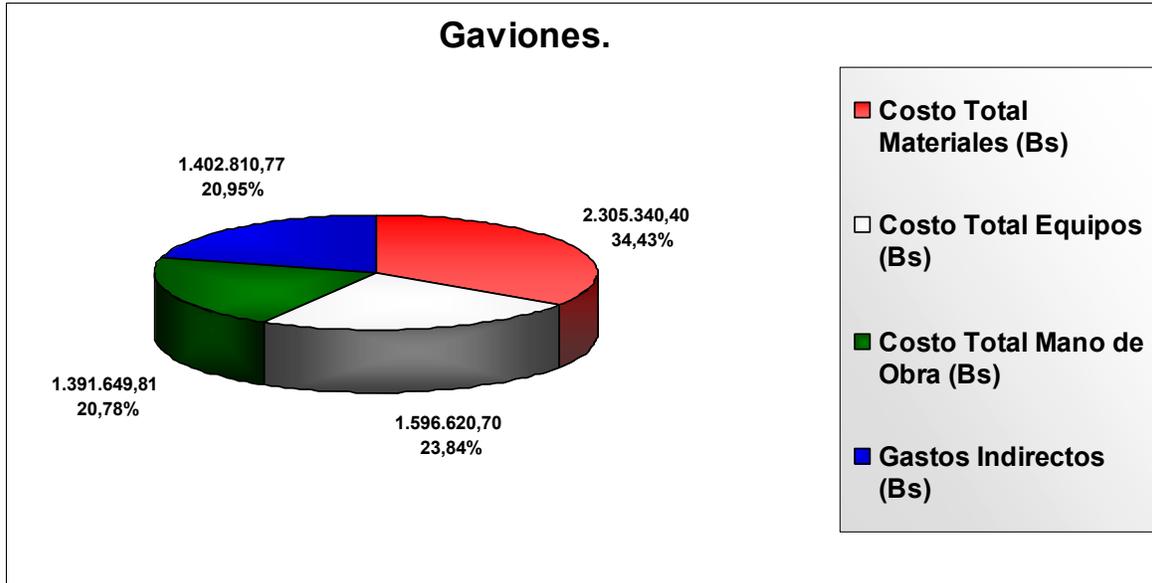
Para los muros de tierra reforzada con armadura metálica se observa que el mayor peso en cuanto a costo es el de los materiales, pero a su vez representa un porcentaje bajo con respecto a la mano de obra. (Gráfico IV-7)

Gráfico IV-7. Coeficientes de Incidencia por obra para muros de tierra reforzada con Armadura Metálica.



Los muros de gaviones presentaron un mayor porcentaje en el costo de los materiales, y manteniendo una uniformidad con respecto a equipos, mano de obra y los gastos indirectos. (Ver Gráfico IV-8)

Gráfico IV-8. Coeficientes de Incidencia por obra para muros de Gaviones.



Para las variantes de los muros en voladizo de concreto armado y los muros con contrafuerte se observó que el porcentaje del los materiales representa la mayor parte en la influencia del costo. (Ver Gráficos IV-9, IV-10, IV-11 y IV-12)

Gráfico IV-9. Coeficientes de Incidencia por obra para muros en voladizo de concreto armado en T invertida

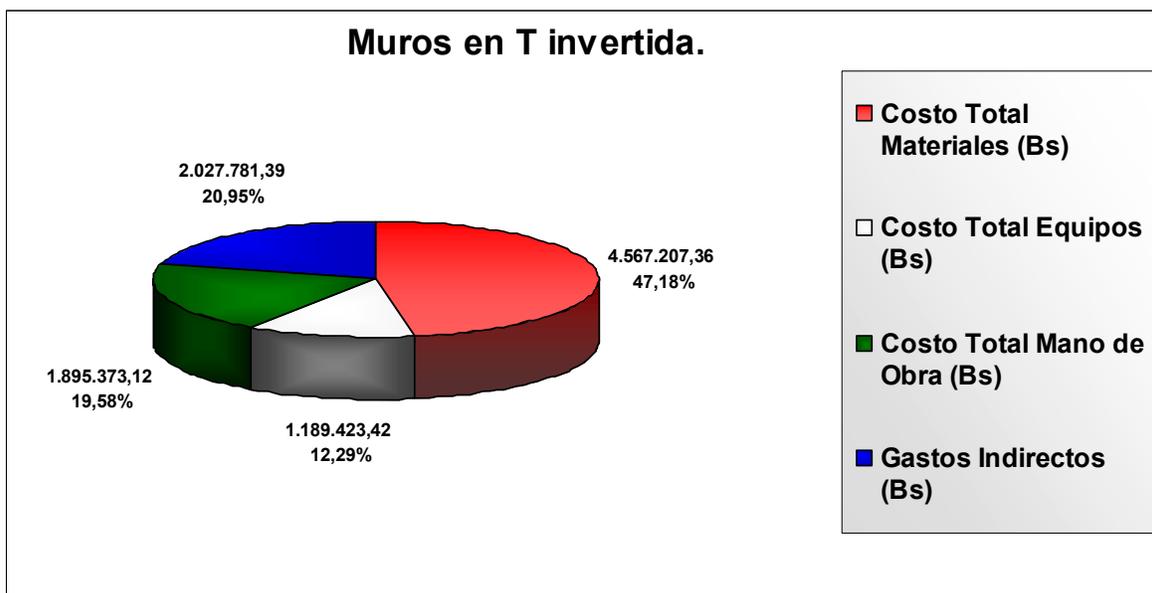


Gráfico IV-10. Coeficientes de Incidencia por obra para muros en voladizo de concreto armado en L.

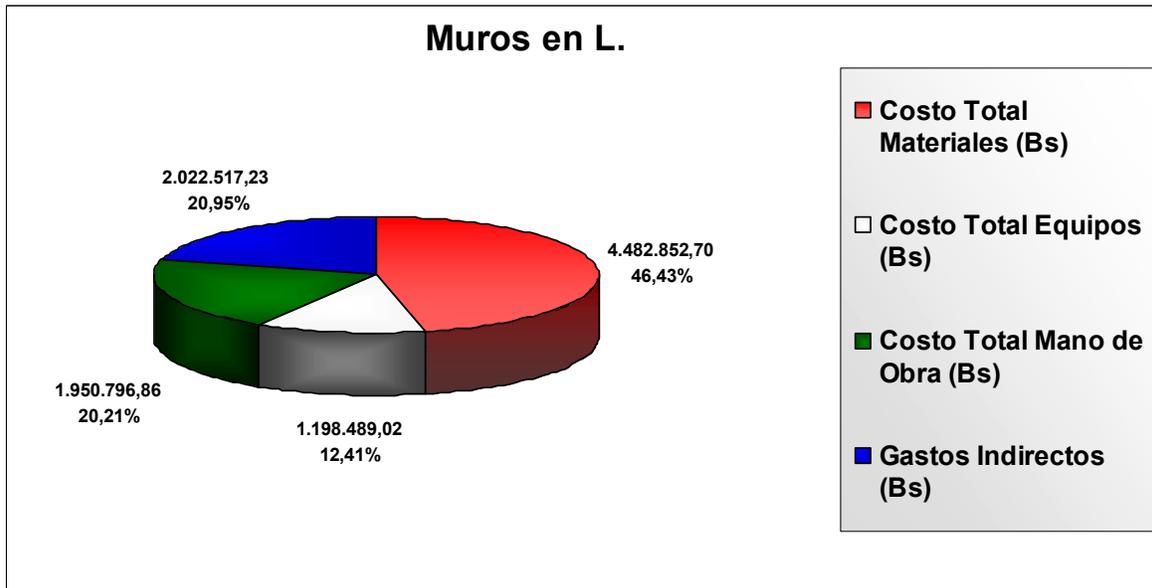


Gráfico IV-11. Coeficientes de Incidencia por obra para muros en voladizo de concreto armado en L invertida.

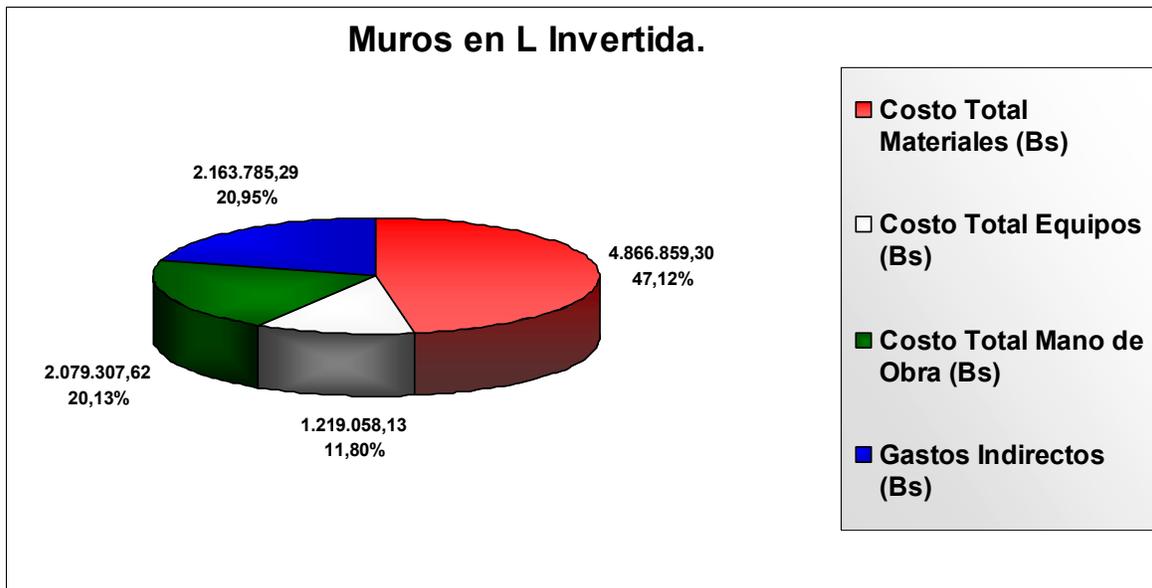
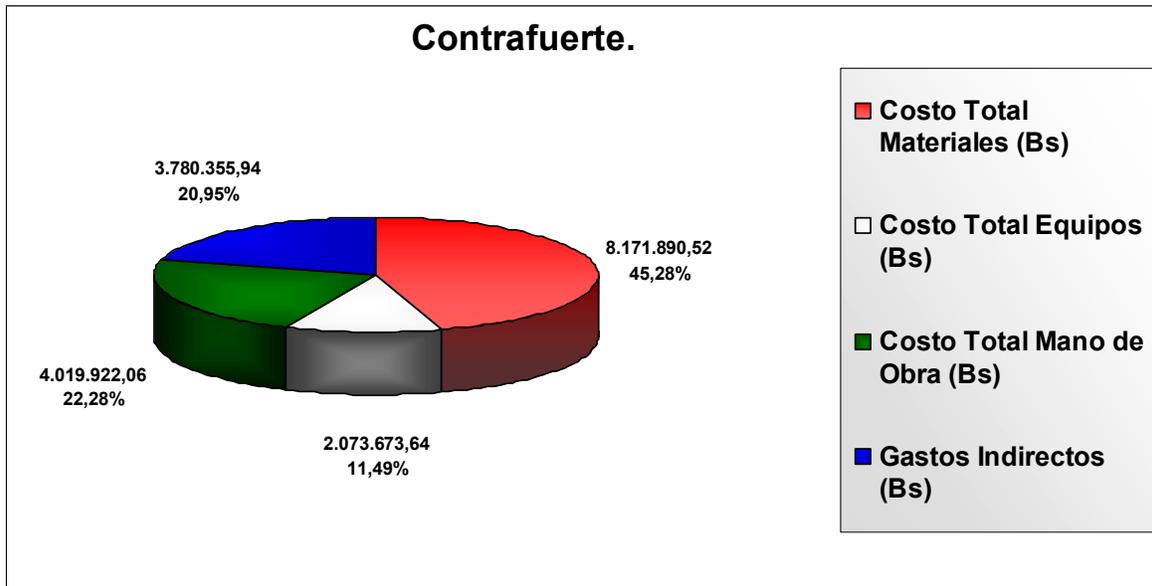


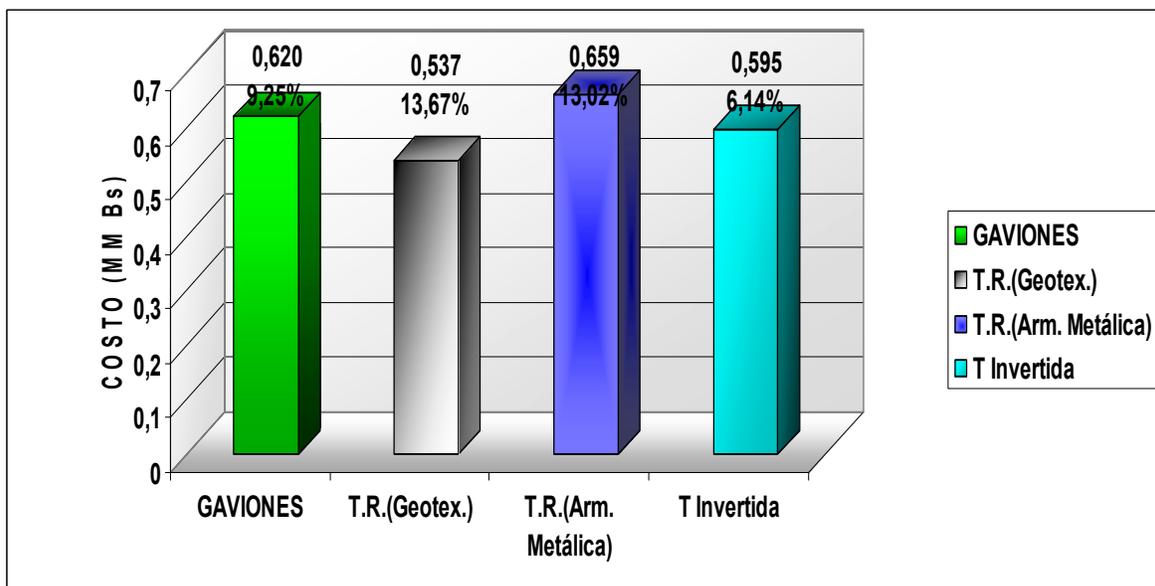
Gráfico IV-12. Coeficientes de Incidencia por obra para muros en voladizo de concreto armado con contrafuerte.



Al hacer un estudio detallado de las partidas que influyen en el movimiento de tierra de la obra podemos ver que para el caso de muros de 6m de altura los costos presentan una variación máxima de 100.000 Bolívares.

En el gráfico que se presenta a continuación se puede observar la influencia en porcentaje sobre el presupuesto total de las partidas relacionadas con el movimiento de tierra.

Gráfico IV-13. Incidencia del movimiento de tierra en los costos totales de construcción para muros de 6 m.



En el (Gráfico IV-13) se puede apreciar que los muros de tierra reforzada en sus dos variantes son las que presentan mayor influencia con respecto al movimiento de tierra, siendo este un 13% aproximadamente del costo total de la obra en el caso estudiado. En el caso de los muros de concreto podemos observar que el movimiento de tierra solo influye en un 6% del monto total y para los muros de gaviones la influencia es de aproximadamente 9,5%.

Todo lo expuesto anteriormente se basó en los análisis del cálculo de los muros tipo seleccionados para este Trabajo Especial de Grado, y se resume en la siguiente tabla comparativa que permite la selección del muro para la situación más adecuada

Tabla IV-1. Matriz de Selección de Estructuras de Contención de Empujes de Tierra para los casos estudiados.

| TIPO DE MURO | CRITERIO DE ESCOGENCIA | COSTO | | | TIEMPO DE EJECUCIÓN | | | VIDA ÚTIL | | | APARIENCIA | | | DISPONIBILIDAD DE MATERIALES | | | ESPACIO DISPONIBLE | | |
|--|------------------------|---------|---------|----------|---------------------|---------|----------|-----------|---------|----------|------------|---------|----------|------------------------------|---------|----------|--------------------|---------|----------|
| | | 3 A 6 m | 6 A 9 m | 9 A 12 m | 3 A 6 m | 6 A 9 m | 9 A 12 m | 3 A 6 m | 6 A 9 m | 9 A 12 m | 3 A 6 m | 6 A 9 m | 9 A 12 m | 3 A 6 m | 6 A 9 m | 9 A 12 m | 3 A 6 m | 6 A 9 m | 9 A 12 m |
| EN VOLADIZO CON Y SIN CONTRAFUERTE | | 3 | 2 | 1 | 5 | 3 | 2 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| GAVIONES | | 4 | 3* | NA | 5 | 3* | NA | 3 | 3* | NA | 3 | 3* | NA | 4 | 4* | NA | 4 | 3* | NA |
| TIERRA REFORZADA CON GEOTEXILES | | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| TIERRA REFORZADA CON ARMADURA METÁLICA | | 4 | 4 | 4 | 5 | 4 | 4 | 5 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 3 |

* LOS MUROS DE GAVIONES FUERON CALCULADOS PARA UNA ALTURA MÁXIMA DE 7 METROS DE ALTURA

| | |
|----|------------------------|
| 5 | ALTAMENTE RECOMENDABLE |
| 4 | RECOMENDABLE |
| 3 | REGULAR |
| 2 | POCO RECOMENDABLE |
| 1 | NO RECOMENDABLE |
| NA | NO APLICA |

V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1 CONCLUSIONES

Luego de haber diseñado los muros tipos en estudio, mediante los métodos convencionales de cálculo, y luego de haber realizado el análisis de los diversos factores involucrados en la realización de un proyecto de muro de contención de empuje de tierra, se compararon las variables seleccionadas, observando que los costos de construcción constituyen el factor más importante a la hora de seleccionar un tipo de estructura para una situación determinada.

- ✓ Para los casos estudiados se determinó que la opción más rentable en cuanto a costo son los muros de tierra reforzada.
- ✓ Producto del análisis de los coeficientes de incidencia por obra se observó que los muros de tierra reforzada con malla plástica son los que menor costo asociado a materiales poseen, por otra parte, los muros en voladizo de concreto armado son los que mayor costo en materiales presentan.
- ✓ Con respecto al tiempo de ejecución para muros entre 3 y 6 metros de altura es aproximadamente el mismo, para muros de 6 a 12 metros de altura la opción más adecuada son los muros de tierra reforzada, ya que presentan una reducción del tiempo de ejecución de obra alrededor de un 25% menor a las otras estructuras de contención estudiadas.
- ✓ Los muros de tierra reforzada con armaduras metálicas galvanizadas y los muros en voladizo de concreto armado son las opciones que mejor se adapta en cuanto a la vida útil de la estructura, presentando periodos de vida útil de 70 y 50 años respectivamente.
- ✓ En cuanto a la apariencia, los muros de tierra reforzada son los más indicados por las diversas opciones que presentan para la construcción de su paramento a menos que se dispongan de encofrados metálicos con formas y concretos coloreados para el caso de los muros en voladizo de concreto armado.

- ✓ Si de disponibilidad de materiales se trata, la elección más adecuada es la de los muros en voladizo de concreto armado ya que no dependen de una patente.
- ✓ Se determinó que los muros en voladizo de concreto armado son los que presentan menor porcentaje de costo asociado al movimiento de tierra en relación al costo total de la obra.
- ✓ Con respecto al espacio disponible para ubicar la estructura se puede afirmar que los muros en voladizo de concreto armado son los que mejor aplican a esta situación.
- ✓ Se obtuvo una matriz para ayudar en la selección de la estructura de contención según los factores estudiados y criterios de escogencia.

V.2 RECOMENDACIONES

De acuerdo a la naturaleza de la investigación se plantean las siguientes recomendaciones con el fin de seguir ampliando la línea de investigación en la que este Trabajo Especial de Grado se orienta:

- ✓ Ampliar la investigación considerando sobrecargas sobre los muros estudiados.
- ✓ Extender el estudio a otros sistemas de contención de empuje de tierra.
- ✓ Continuar con investigaciones en este campo que permitan establecer una metodología y normativas para la construcción de estructuras como tierra reforzada y gaviones.
- ✓ Divulgar en los cursos de pregrado mayor información en relación a la temática de costos de la construcción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ (2003). *Manual de diseño geotextiles*. Sexta Edición. PAVCO S.A.
- ✓ DE ALMEIDA, Pérsio. (2005). *Manual técnico de obras de contención*. MACAFERRI, Brasil.
- ✓ DE LA CRUZ, Eudis y Wilmer Castillo. (2005). *Análisis de costos para la construcción de fundaciones típicas con zapata y pilotes*. Trabajo Especial De Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- ✓ EPELBOIM, Salomón y ARNAL, Enrique. (1985). *Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones*. Caracas: Ministerio de Desarrollo Urbano.
- ✓ FRATELLI, María Graciela (1993). *Suelos, fundaciones y muros.*, Caracas: Bonalde Editores.
- ✓ Gruber, Francisco. (2003). *Introducción al análisis de precios unitarios como herramienta para contratos civiles*. Edición no publicada. UCV. Caracas.
- ✓ LÁREZ, José. (2005). *Programa para el análisis, diseño y dibujo automatizado de muros y cabezales de pilotes de concreto armado en ambiente CAD*. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- ✓ MARIN, Joaquín. (2000). *NORMA COVENIN 2004-1998. Terminología de las normas venezolanas COVENIN-MINDUR de edificaciones*. Caracas.
- ✓ NORMA COVENIN. 1753-1987. *Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño*. Caracas.
- ✓ NORMA COVENIN 1753-2005. *Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño (REVISION)*. Edición no publicada, Caracas.
- ✓ *Normas para el montaje de obras en tierra armada*. FREYSSINET – TIERRA ARMADA DE VENEZUELA. C.A.
- ✓ OSERS, Rodolfo (1987). *Flujogramas para el cálculo de concreto armado*.

- ✓ SUÁREZ DIAZ, Jaime. Metodología de Análisis. Consultado el día 24 de junio del 2005 de la World Wide Web:<http://albatros.uis.edu.co/~pagina/profesores/planta/jSuárez/publicaciones/librotaludes/documento/capitulo14/CAP14.pdf>.
- ✓ TORRES, O. (2003). *Geomallas flexibles y geotextiles de alto módulo*. Revista BIT.
- ✓ VELÁSQUEZ, José Manuel (1984). *Apuntes de fundaciones y muros*. Edición no publicada, Caracas.

APÉNDICE

A-1 MUROS CON CONTRAFUERTE

Como complemento a lo expuesto en la sección II, a continuación se presentan las tablas de la Teoría de Placas y Laminas de Stephen Timoshenko:

Deflexiones, Momentos Flectores y Reacciones en una Placa con tres bordes empotrados y uno libre, bajo carga distribuida.

| B/L | Punto 1 | | Punto 2 | | | Punto 3 | | Punto 4 | | Punto 5 | |
|--------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|
| | α_1 | β_1 | α_2 | β_2 | β'_2 | β_3 | γ_3 | β_4 | γ_4 | β_5 | γ_5 |
| 0,6000 | 0,0027 | 0,0336 | 0,0013 | 0,0168 | 0,0074 | -0,0745 | 0,7500 | -0,0365 | 0,2970 | -0,0554 | 0,4160 |
| 0,7000 | 0,0029 | 0,0371 | 0,0016 | 0,0212 | 0,0097 | -0,0782 | 0,7170 | -0,0439 | 0,3460 | -0,0545 | 0,4130 |
| 0,8000 | 0,0031 | 0,0401 | 0,0019 | 0,0252 | 0,0116 | -0,0812 | 0,6850 | -0,0505 | 0,3850 | -0,0535 | 0,4100 |
| 0,9000 | 0,0032 | 0,0425 | 0,0021 | 0,0287 | 0,0129 | -0,0836 | 0,6560 | -0,0563 | 0,4140 | -0,0523 | 0,4060 |
| 1,0000 | 0,0033 | 0,0444 | 0,0023 | 0,0317 | 0,0138 | -0,0853 | 0,6280 | -0,0614 | 0,4350 | -0,0510 | 0,4010 |
| 1,2500 | 0,0035 | 0,0467 | 0,0027 | 0,0374 | 0,0142 | -0,0867 | 0,5700 | -0,0708 | 0,4750 | -0,0470 | 0,3880 |
| 1,5000 | 0,0034 | 0,0454 | 0,0029 | 0,0402 | 0,0118 | -0,0842 | 0,5270 | -0,0755 | 0,4910 | -0,0418 | 0,3730 |

Deflexiones, Momentos Flectores y Reacciones en una Placa con tres bordes empotrados y uno libre, bajo carga triangular.

| B/L | Punto 1 | | Punto 2 | | | Punto 3 | | Punto 4 | | Punto 5 | |
|--------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|
| | α_1 | β_1 | α_2 | β_2 | β'_2 | β_3 | γ_3 | β_4 | γ_4 | β_5 | γ_5 |
| 0,6000 | 0,0007 | 0,0089 | 0,0004 | 0,0060 | 0,0062 | -0,0179 | 0,0930 | -0,0131 | 0,1360 | -0,0242 | 0,2480 |
| 0,7000 | 0,0007 | 0,0093 | 0,0006 | 0,0080 | 0,0074 | -0,1720 | 0,0810 | -0,0170 | 0,1580 | -0,0264 | 0,2620 |
| 0,8000 | 0,0007 | 0,0096 | 0,0007 | 0,0100 | 0,0083 | -0,0164 | 0,0690 | -0,0206 | 0,1770 | -0,0278 | 0,2750 |
| 0,9000 | 0,0007 | 0,0096 | 0,0009 | 0,0118 | 0,0090 | -0,0156 | 0,0570 | -0,0239 | 0,1940 | -0,0290 | 0,2860 |
| 1,0000 | 0,0007 | 0,0095 | 0,0010 | 0,0135 | 0,0094 | -0,0146 | 0,0450 | -0,0269 | 0,2090 | -0,0299 | 0,2950 |
| 1,2500 | 0,0006 | 0,0085 | 0,0012 | 0,0169 | 0,0092 | -0,0119 | 0,0180 | -0,0327 | 0,2340 | -0,0306 | 0,3090 |
| 1,5000 | 0,0004 | 0,0065 | 0,0014 | 0,0191 | 0,0075 | -0,0087 | 0,0060 | -0,0364 | 0,2450 | -0,0291 | 0,3110 |

Donde:

✓ Momentos flectores:

$$M_x = \beta \times q \times L^2$$

$$M_y = \beta' \times q \times L^3$$

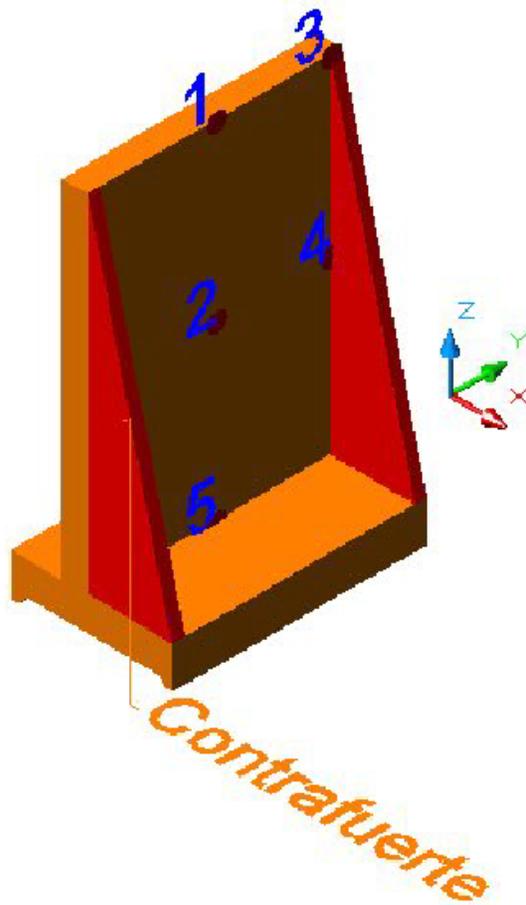
✓ Reacciones:

$$V = \gamma \times q \times L$$

✓ Deflexiones:

$$\delta = \alpha \times \frac{q \times L^2}{D} \quad D = E \times I$$

Los puntos críticos en las placas, planteados en las tablas anteriores son:



Una vez determinados, las tensiones cortantes y los momentos flectores, tanto en los contrafuertes como en el muro propiamente, se procede al calculo del área de acero necesaria para resistir flexión, mediante el método convencional empleado para el diseño de muros de concreto armado, solidario con la NORMA COVENIN 1753-1987 y planteado anteriormente, para luego realizar el detallado del acero, que en este caso, se colocan barras a todo lo largo del vástago, tanto para el paramento externo, como el interno, en direcciones vertical y horizontal, realizando una especie de malla, y para el caso particular del armado del Contrafuerte, las barras se alinean longitudinalmente sobre la cara más externa del mismo, sin embargo, estas barras deben anclarse en el paramento externo del vástago, por lo que se puede observar, que en medida en que se asciende hacia la superficie, las barras, dependiendo de su configuración, se desvían desde su colocación original, hacia el paramento externo del vástago del muro.

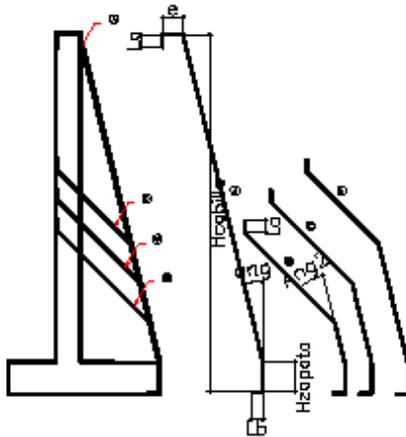


Figura. Armado del Contrafuerte

A-2 TEORIA DE COULOMB
 Coeficientes de Empuje Activo

coeficientes de coulomb para el empuje activo

| α | 80 | | | | | | | 85 | | | | | | | 90 | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| 0 | 0,757 | 0,652 | 0,559 | 0,478 | 0,407 | 0,343 | 0,287 | 0,728 | 0,618 | 0,523 | 0,440 | 0,368 | 0,306 | 0,251 | 0,704 | 0,589 | 0,490 | 0,406 | 0,333 | 0,271 | 0,217 |
| 5 | 0,720 | 0,622 | 0,536 | 0,460 | 0,393 | 0,333 | 0,280 | 0,689 | 0,587 | 0,499 | 0,421 | 0,354 | 0,295 | 0,243 | 0,662 | 0,556 | 0,465 | 0,387 | 0,319 | 0,260 | 0,210 |
| 10 | 0,699 | 0,603 | 0,520 | 0,448 | 0,384 | 0,326 | 0,275 | 0,664 | 0,566 | 0,482 | 0,408 | 0,344 | 0,288 | 0,238 | 0,635 | 0,533 | 0,447 | 0,373 | 0,308 | 0,253 | 0,204 |
| 15 | | 0,592 | 0,511 | 0,441 | 0,378 | 0,323 | 0,273 | 0,553 | 0,471 | 0,400 | 0,338 | 0,283 | 0,235 | | 0,518 | 0,434 | 0,363 | 0,301 | 0,248 | 0,201 | |
| 20 | | | 0,508 | 0,438 | 0,377 | 0,322 | 0,273 | | 0,465 | 0,396 | 0,335 | 0,281 | 0,234 | | | 0,427 | 0,357 | 0,297 | 0,245 | 0,199 | |
| 25 | | | | 0,440 | 0,379 | 0,325 | 0,276 | | | 0,395 | 0,335 | 0,282 | 0,235 | | | | 0,355 | 0,296 | 0,244 | 0,199 | |
| 30 | | | | | 0,385 | 0,330 | 0,281 | | | | 0,338 | 0,285 | 0,239 | | | | | 0,297 | 0,246 | 0,201 | |
| 20 | | | 1,015 | 0,684 | 0,548 | 0,444 | 0,360 | | 0,944 | 0,625 | 0,491 | 0,391 | 0,311 | | | 0,883 | 0,572 | 0,441 | 0,344 | 0,267 | |
| 5 | | | 1,035 | 0,676 | 0,538 | 0,436 | 0,354 | | | 0,955 | 0,613 | 0,480 | 0,382 | 0,303 | | | 0,886 | 0,558 | 0,428 | 0,333 | 0,259 |
| 10 | | | 1,064 | 0,674 | 0,534 | 0,432 | 0,351 | | | 0,973 | 0,607 | 0,473 | 0,376 | 0,299 | | | 0,897 | 0,549 | 0,420 | 0,326 | 0,254 |
| 15 | | | 1,103 | 0,679 | 0,535 | 0,432 | 0,350 | | | 1,000 | 0,608 | 0,471 | 0,374 | 0,297 | | | 0,914 | 0,546 | 0,415 | 0,323 | 0,251 |
| 20 | | | 1,155 | 0,690 | 0,540 | 0,435 | 0,354 | | | 1,037 | 0,613 | 0,473 | 0,375 | 0,298 | | | 0,940 | 0,547 | 0,414 | 0,322 | 0,250 |
| 25 | | | | 0,708 | 0,551 | 0,443 | 0,360 | | | | 0,625 | 0,479 | 0,379 | 0,302 | | | | 0,553 | 0,417 | 0,323 | 0,252 |
| 30 | | | | | 0,568 | 0,456 | 0,370 | | | | | 0,490 | 0,387 | 0,308 | | | | | 0,424 | 0,328 | 0,256 |
| 30 | | | | | 0,925 | 0,566 | 0,433 | | | | 0,831 | 0,497 | 0,372 | | | | | 0,750 | 0,436 | 0,318 | |
| 5 | | | | | 0,943 | 0,563 | 0,428 | | | | 0,840 | 0,491 | 0,365 | | | | | 0,753 | 0,428 | 0,311 | |
| 10 | | | | | 0,969 | 0,564 | 0,427 | | | | 0,857 | 0,489 | 0,362 | | | | | 0,762 | 0,423 | 0,306 | |
| 15 | | | | | 1,005 | 0,570 | 0,430 | | | | 0,881 | 0,491 | 0,363 | | | | | 0,776 | 0,422 | 0,305 | |
| 20 | | | | | 1,051 | 0,582 | 0,437 | | | | 0,913 | 0,497 | 0,366 | | | | | 0,798 | 0,425 | 0,305 | |
| 25 | | | | | 1,111 | 0,600 | 0,448 | | | | 0,956 | 0,508 | 0,372 | | | | | 0,828 | 0,431 | 0,309 | |
| 30 | | | | | 1,189 | 0,624 | 0,463 | | | | 1,010 | 0,525 | 0,383 | | | | | 0,866 | 0,442 | 0,315 | |

Coefficientes de Empuje Pasivo

coeficientes de coulomb para el empuje pasivo

| α | 80 | | | | | | | | | | 85 | | | | | | | | | | 90 |
|----|-------|-------|--------|--------|---------|---------|---------|-------|-------|--------|--------|---------|---------|---------|-------|-------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| 0 | 1,363 | 1,582 | 1,843 | 2,156 | 2,535 | 3,002 | 3,587 | 1,384 | 1,630 | 1,927 | 2,288 | 2,736 | 3,298 | 4,019 | 1,420 | 1,698 | 2,040 | 2,464 | 3,000 | 3,690 | 4,599 |
| 5 | 1,480 | 1,737 | 2,045 | 2,418 | 2,879 | 3,456 | 4,193 | 1,516 | 1,806 | 2,160 | 2,597 | 3,148 | 3,855 | 4,784 | 1,569 | 1,901 | 2,313 | 2,833 | 3,505 | 4,391 | 5,593 |
| 10 | 1,600 | 1,905 | 2,273 | 2,725 | 3,292 | 4,017 | 4,966 | 1,654 | 2,002 | 2,429 | 2,966 | 3,655 | 4,562 | 5,788 | 1,730 | 2,131 | 2,635 | 3,285 | 4,143 | 5,309 | 6,946 |
| 15 | 2,096 | 2,540 | 3,094 | 3,802 | 4,730 | 5,981 | | 2,228 | 2,750 | 3,419 | 4,298 | 5,488 | 7,155 | | 2,403 | 3,029 | 3,855 | 4,977 | 6,555 | 8,872 | |
| 20 | | 2,861 | 3,549 | 4,450 | 5,666 | 7,363 | | | 3,145 | 3,992 | 5,138 | 6,746 | 9,101 | | | 3,525 | 4,597 | 6,105 | 8,324 | 11,771 | |
| 25 | | | 4,127 | 5,299 | 6,937 | 9,329 | | | 4,740 | 6,278 | 8,533 | 12,028 | | | | | 5,599 | 7,704 | 10,980 | 16,473 | |
| 30 | | | | 6,450 | 8,742 | 12,286 | | | | 7,892 | 11,214 | 16,770 | | | | | | 10,095 | 15,273 | 24,933 | |
| 20 | 1,883 | 2,321 | 2,861 | 3,549 | 4,450 | 5,666 | 7,363 | 1,928 | 2,422 | 3,049 | 3,871 | 4,982 | 6,541 | 8,824 | 1,420 | 1,698 | 2,040 | 2,464 | 3,000 | 3,690 | 4,599 |
| 5 | 2,254 | 2,782 | 3,458 | 4,348 | 5,551 | 7,238 | 9,703 | 2,339 | 2,949 | 3,752 | 4,844 | 6,380 | 8,635 | 12,133 | 1,569 | 1,901 | 2,313 | 2,833 | 3,505 | 4,391 | 5,593 |
| 10 | 2,676 | 3,336 | 4,207 | 5,391 | 7,053 | 9,490 | 13,261 | 2,821 | 3,600 | 4,664 | 6,165 | 8,377 | 11,815 | 17,567 | 1,730 | 2,131 | 2,635 | 3,285 | 4,143 | 5,309 | 6,946 |
| 15 | | 4,030 | 5,184 | 6,810 | 9,200 | 12,907 | 19,097 | | 4,444 | 5,900 | 8,050 | 11,402 | 17,024 | 27,488 | | 2,403 | 3,029 | 3,855 | 4,977 | 6,555 | 8,872 |
| 20 | | | 6,510 | 8,835 | 12,451 | 18,501 | 29,736 | | | 7,656 | 10,897 | 16,347 | 26,513 | 48,763 | | | 3,525 | 4,597 | 6,105 | 8,324 | 11,771 |
| 25 | | | | 11,895 | 17,761 | 28,677 | 52,513 | | | | 15,541 | 25,333 | 46,815 | 109,123 | | | | 5,599 | 7,704 | 10,980 | 16,473 |
| 30 | | | | | 27,395 | 50,411 | 117,015 | | | | | 44,505 | 104,266 | 432,749 | | | | | 10,095 | 15,273 | 24,933 |
| 30 | 2,170 | 2,789 | 3,587 | 4,658 | 6,154 | 8,342 | 11,723 | 2,245 | 2,955 | 3,904 | 5,232 | 7,180 | 10,202 | 15,257 | 2,360 | 3,196 | 4,361 | 6,074 | 8,743 | 13,226 | 21,592 |
| 5 | 2,732 | 3,516 | 4,575 | 6,060 | 8,236 | 11,610 | 17,240 | 2,878 | 3,807 | 5,113 | 7,035 | 10,027 | 15,044 | 24,380 | 3,095 | 4,230 | 5,906 | 8,526 | 12,940 | 21,197 | 39,321 |
| 10 | 3,415 | 4,454 | 5,916 | 8,065 | 11,406 | 16,994 | 27,370 | 3,678 | 4,952 | 6,834 | 9,773 | 14,713 | 23,929 | 44,104 | 4,064 | 5,690 | 8,241 | 12,552 | 20,638 | 38,427 | 90,176 |
| 15 | | 5,722 | 7,829 | 11,111 | 16,615 | 26,859 | 49,230 | | 6,578 | 9,441 | 14,267 | 23,292 | 43,097 | 100,552 | | 7,890 | 12,066 | 19,918 | 37,238 | 87,739 | 366,099 |
| 20 | | | 10,727 | 16,106 | 26,140 | 48,101 | 111,655 | | | 13,708 | 22,475 | 41,758 | 97,830 | 406,039 | | | 19,043 | 35,761 | 84,632 | 354,655 | 999,999 |
| 25 | | | | 25,218 | 46,603 | 108,628 | 448,701 | | | 40,098 | 94,361 | 393,342 | 999,999 | | | | | 80,876 | 340,508 | 999,999 | 373,004 |
| 30 | | | | | 104,771 | 434,665 | 999,999 | | | | | 377,647 | 999,999 | 409,693 | | | | | 999,999 | 358,121 | 93,646 |

A-3 TEORIA DE RANKINE

Coeficientes De Empuje Activo

coeficientes de rankine para el empuje activo

| | | ϕ | | | | | | | |
|---------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| β | 26 | 28 | 30 | 32 | 34 | 36 | 38 | 40 | 42 |
| 0 | 0,390 | 0,361 | 0,333 | 0,307 | 0,283 | 0,260 | 0,238 | 0,217 | 0,198 |
| 5 | 0,396 | 0,366 | 0,337 | 0,311 | 0,286 | 0,262 | 0,240 | 0,219 | 0,200 |
| 10 | 0,413 | 0,380 | 0,350 | 0,321 | 0,294 | 0,270 | 0,246 | 0,225 | 0,204 |
| 15 | 0,448 | 0,409 | 0,373 | 0,341 | 0,311 | 0,283 | 0,258 | 0,235 | 0,213 |
| 20 | 0,515 | 0,460 | 0,414 | 0,374 | 0,338 | 0,306 | 0,277 | 0,250 | 0,226 |
| 25 | 0,700 | 0,573 | 0,494 | 0,434 | 0,385 | 0,343 | 0,307 | 0,275 | 0,246 |
| 30 | | | 0,866 | 0,574 | 0,478 | 0,411 | 0,358 | 0,315 | 0,278 |
| 35 | | | | | | 0,597 | 0,468 | 0,391 | 0,334 |
| 40 | | | | | | | | 0,766 | 0,467 |

Coeficientes De Empuje Pasivo

coeficientes de rankine para el empuje pasivo

| | | ϕ | | | | | | | |
|---------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| β | 26 | 28 | 30 | 32 | 34 | 36 | 38 | 40 | 42 |
| 0 | 2,561 | 2,770 | 3,000 | 3,255 | 3,537 | 3,852 | 4,204 | 4,599 | 5,045 |
| 5 | 2,507 | 2,715 | 2,943 | 3,196 | 3,476 | 3,788 | 4,136 | 4,527 | 4,968 |
| 10 | 2,346 | 2,551 | 2,775 | 3,022 | 3,295 | 3,598 | 3,936 | 4,316 | 4,744 |
| 15 | 2,083 | 2,284 | 2,502 | 2,740 | 3,002 | 3,293 | 3,615 | 3,977 | 4,383 |
| 20 | 1,714 | 1,918 | 2,132 | 2,362 | 2,612 | 2,886 | 3,189 | 3,526 | 3,904 |
| 25 | 1,174 | 1,434 | 1,664 | 1,894 | 2,135 | 2,394 | 2,676 | 2,987 | 3,333 |
| 30 | | | 0,866 | 1,306 | 1,570 | 1,827 | 2,094 | 2,380 | 2,694 |
| 35 | | | | | | 1,124 | 1,435 | 1,718 | 2,009 |
| 40 | | | | | | | | 0,766 | 1,257 |

A-4 SALIDAS DE CÁLCULO DEL PROGRAMA VALDEZ V2.7®

```
*****  
*                                     *  
*   Reinforced Earth : Program Valdez   *  
*                                     *  
*                               v2.7      *  
*                                     *  
*****
```

Job number : tesis

=====

Structure : MURO 6 METROS

=====

Designed by : DCA

=====

```
*****  
*   1 .  GENERAL DATA   *  
*****
```

1 . 1 STRUCTURE CLASS :

Service life : 70 years

Site : No water

1 . 2 R.E. STRIPS :

protection : Galvanized

type 1: HA 50X4

grade : 520.0 MPa Allowable tensile strength :
width b : 50.0 mm
thickness eo : 4.0 mm full section Tr : 52.00 kN
sacrif. thick. es : 1.0 mm connection Tro : 38.48 kN

1 . 3 FACING: ESCAMA ESTANDAR

* 2 . SECTION 02 *

2 . 1 SECTION DATA :

2 . 1 . 1 GEOMETRY :

R.E MASS

Facing height Hf : 5.980 m R.E.backfill height H1 : 6.000 m
Coping height Hc : 0.020 m Free board Ht : 0.000 m
Slope height H2 : 0.00 m
Slope angle beta : 0.00 deg. Terrace angle omega : 0.00 deg.
Setback F : 0.00 m Angle at toe Beta_s : 0.000

Strip Length : 5.00 m

SURCHARGES

Load q : 0.00 kPa Position Lq : 0.00 m

Type : Road traffic

2 . 1 . 2 SOIL PROPERTIES :

R.E. BACKFILL

Density gamma1 maxi : 19.00 kN/m3 Friction phi1 : 30.00 deg.

gamma1 mini : 19.00 kN/m3

GENERAL BACKFILL

Density gamma2 : 19.00 kN/m3 Friction phi2 : 30.00 deg.

FOUNDATION

Cohesion C3 : 0.00 kPa Friction phi3 : 30.00 deg.

2 . 1 . 3 EARTH PRESSURE :

Inclination of earth pressure at back of R.E. mass delta = 10.00 deg.

Earth pressure coefficients:

k2x = 0.000 k2y = 0.308 (Static)

2.2 EXTERNAL STABILITY

2.2.1 EXTERNAL STABILITY :

| case | Rv kN/m | Rh kN/m | M kNm/m | qref kPa | 2.x m |
|------|------------|------------|------------|-------------|----------|
| 1 | 610.69 | 140.25 | 1352.52 | 137.87 | 4.43 |
| 2 | 815.78 | 140.25 | 1879.59 | 177.03 | 4.61 |
| 3 | 604.28 | 103.89 | 1392.29 | 131.13 | 4.61 |

Minimum embedment depth = 0.40 m

2.2.2 SLIDING ON THE BASE - OVERTURNING :

| case | SLIDING ON THE BASE | | OVERTURNING | | |
|------|-----------------------------------|---------------------------------|-------------|---------------|-------------------|
| | Overdesign factor slip in R.E. | minimal value slip in found. | phi(ø) | Cohesion(kPa) | Overdesign factor |
| 1 | 2.09 | 2.09 | 15.41 | - | 3.88 |
| | | | - | 45.02 | |
| 2 | 2.80 | 2.80 | 11.66 | - | 5.13 |
| | | | - | 45.02 | |

2.3 INTERNAL STABILITY

Calculation width : 3.00 m

2.3.1 STRIP RUPTURE - TENSILE LOAD AT FACING : Overdesign factors

| ----- | | | | | | | | | | | | |
|-------|-------|--------|------|------|------|------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|
| strip | | | | | | | | | | | | |
| layer | z | deltah | k | type | Num. | case | sigmah | Tmax | To | Tr/Tm | Tro/To | |
| | m | m | | | | | kPa | kN | kN | | | |
| ----- | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0.385 | 0.760 | .489 | 1 | 4 | 1 | 3.58 | 2.04 | 1.74 | 25.47 | 22.17 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 4.83 | 2.76 | 2.34 | 18.87 | 16.43 | |
| 2 | 1.135 | 0.750 | .468 | 1 | 4 | 1 | 10.17 | 5.72 | 4.86 | 9.09 | 7.91 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 13.71 | 7.71 | 6.55 | 6.74 | 5.87 | |
| 3 | 1.885 | 0.750 | .448 | 1 | 4 | 1 | 16.34 | 9.19 | 7.81 | 5.66 | 4.92 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 21.96 | 12.35 | 10.50 | 4.21 | 3.67 | |
| 4 | 2.635 | 0.750 | .427 | 1 | 4 | 1 | 22.19 | 12.48 | 10.61 | 4.17 | 3.63 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 29.66 | 16.69 | 14.18 | 3.12 | 2.71 | |
| 5 | 3.385 | 0.750 | .406 | 1 | 4 | 1 | 27.78 | 15.63 | 13.28 | 3.33 | 2.90 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 36.91 | 20.76 | 17.65 | 2.50 | 2.18 | |
| 6 | 4.135 | 0.750 | .385 | 1 | 4 | 1 | 33.21 | 18.68 | 16.51 | 2.78 | 2.33 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 43.77 | 24.62 | 21.75 | 2.11 | 1.77 | |
| 7 | 4.885 | 0.750 | .364 | 1 | 4 | 1 | 38.55 | 21.68 | 20.17 | 2.40 | 1.91 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 50.30 | 28.29 | 26.32 | 1.84 | 1.46 | |
| 8 | 5.635 | 0.740 | .343 | 1 | 5 | 1 | 43.87 | 19.48 | 19.04 | 2.67 | 2.02 | UR4□□□ |
| | | | | | | | 56.55 | 25.11 | 24.53 | 2.07 | 1.57 | |

2. 3. 2 ADHERENCE : Overdesign factor

| layer | z m | f* | L | La | Za | type | Num. | case | Tmax kN | Tf kN | Tf/Tm |
|-------|--------|-------|------|------|-------|------|-------|-------|------------|----------|-------|
| 1 | 0.385 | 1.441 | 5.00 | 3.26 | 0.385 | 1 | 4 | 1 | 2.04 | 2.55 | 1.25 |
| | | | | | | 2 | 2.76 | 3.44 | 1.25 | | |
| 2 | 1.135 | 1.325 | 5.00 | 3.39 | 1.135 | 1 | 4 | 1 | 5.72 | 7.18 | 1.25 |
| | | | | | | 2 | 7.71 | 9.69 | 1.26 | | |
| 3 | 1.885 | 1.210 | 5.00 | 3.51 | 1.885 | 1 | 4 | 1 | 9.19 | 11.28 | 1.23 |
| | | | | | | 2 | 12.35 | 15.23 | 1.23 | | |
| 4 | 2.635 | 1.095 | 5.00 | 3.64 | 2.635 | 1 | 4 | 1 | 12.48 | 14.78 | 1.18 |
| | | | | | | 2 | 16.69 | 19.95 | 1.20 | | |
| 5 | 3.385 | 0.979 | 5.00 | 3.76 | 3.385 | 1 | 4 | 1 | 15.63 | 17.56 | 1.12 |
| | | | | | | 2 | 20.76 | 23.71 | 1.14 | | |
| 6 | 4.135 | 0.864 | 5.00 | 4.07 | 4.135 | 1 | 4 | 1 | 18.68 | 20.46 | 1.09 |
| | | | | | | 2 | 24.62 | 27.61 | 1.12 | | |
| 7 | 4.885 | 0.749 | 5.00 | 4.44 | 4.885 | 1 | 4 | 1 | 21.68 | 22.87 | 1.05 |
| | | | | | | 2 | 28.29 | 30.88 | 1.09 | | |
| 8 | 5.635 | 0.633 | 5.00 | 4.82 | 5.635 | 1 | 5 | 1 | 19.48 | 24.20 | 1.24 |
| | | | | | | 2 | 25.11 | 32.67 | 1.30 | | |

Strips type 1 : HA 50X4

Strips type 1 : 165.0 meters for 3.0 m width of wall

Reinforcing strips weight for one square meter of facing: 17.47 kg

 * COMPLEMENTARY DATA *

1 STANDARDISATION FILE : TAI_A01_04

2 CALCULATION METHOD : Limit state

3 FACTORS :

| | Load factors | | | | R.E | |
|-------|--------------|------|------|------|---------|--|
| load | LFw | LFp | LFq1 | LFq2 | density | |
| cases | | | | | | |
| 1 | 1.00 | 1.35 | 0.00 | 1.50 | 1 | |
| 2 | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 2 | |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 2 | |

R.E density : 1 = min - 2 = max

| Safety factors | FSg | FSgc | FSr | FSc | FSt | FSf |
|----------------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| Static | 1.20 | 1.65 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.35 |
| Method factors | | | | | | |
| Static | 1.000 | | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

4 STRIPS :

Strip type 1

Width tolerance : 0.00 mm Thickness tolerance : 0.00 mm

Weight : 1.90 kg/lm

Hole diameter : 12.70 mm

-> tolerance : 0.30 mm

5 FACING :

Vertical strip spacing : 0.750 mm

bottom height : 0.365 mm

Facing flexibility : 2

Flexibility : 1 = rigid (ex: full height facing)

 2 = discrete (ex :std panels)

 3 = flexible (ex :steel facing)

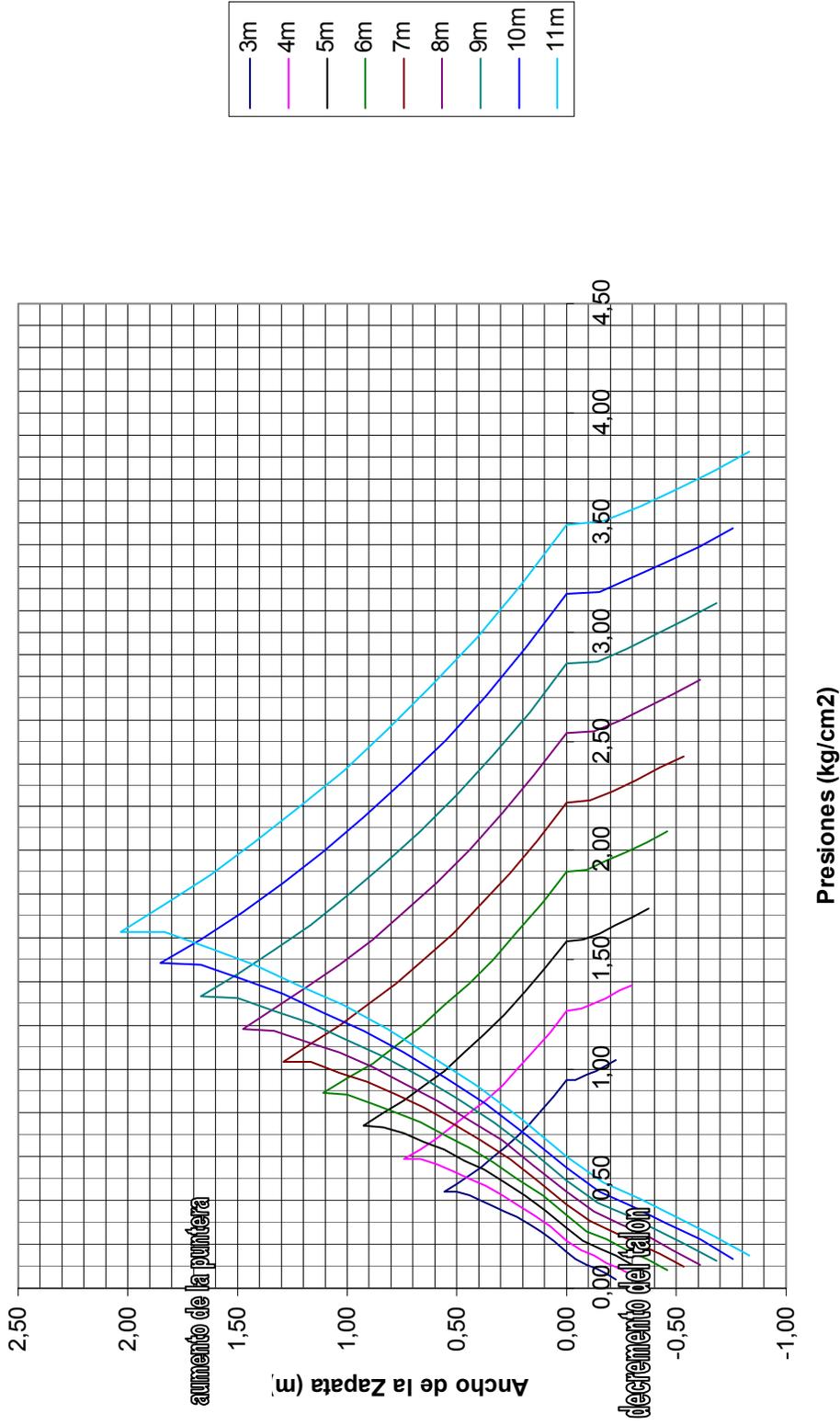
A-6 GRAFICOS PARA PREDIMENSIONADO DE MUROS EN VOLADIZO

Las graficas que siguen a continuación resumen el comportamiento general de las presiones bajo las zapatas de los muros en voladizo en forma de T invertida, asumiendo para el calculo valores promedio de $\phi=30^\circ$ para el ángulo de fracción interna y $\gamma=1800$ kg/m³ para el peso unitario del suelo. Se considero que el espesor de la zapata es del 10% de la altura del muro y el mismo valor para le espesor del fuste. Para el concreto se supuso un peso unitario de 2400 kg/m³.

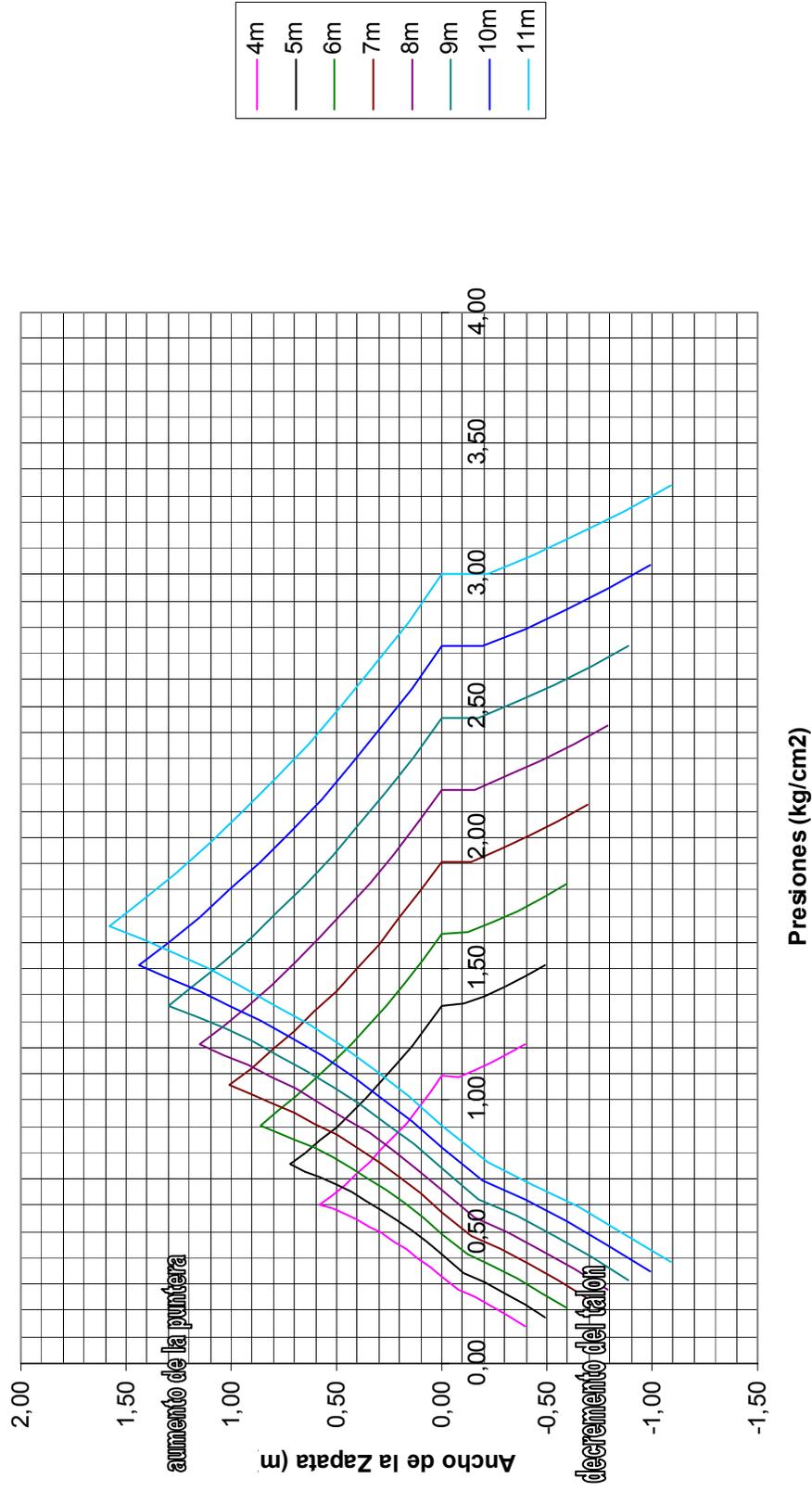
Una vez planteado el conjunto de fuerzas, se obtuvo la representación grafica, presentándose en ellas, una línea base de presiones máximas y mínimas para diversas alturas, la cual corresponde al ancho básico de cada estructura. Dicho ancho básico se obstine de fijar un valor de factor de seguridad al deslizamiento de 1,5, para lo cual no fue tomado en cuenta el efecto favorable del empuje pasivo en la puntera del muro.

Los puntos ubicados por encima de la base representan la influencia de aumentar la dimensión de la puntera, incrementándose de esta manera el factor de seguridad al deslizamiento, y viceversa con los puntos por debajo de estas líneas, los cuales representan la influencia de disminuir el talón en las presiones bajo los muros.

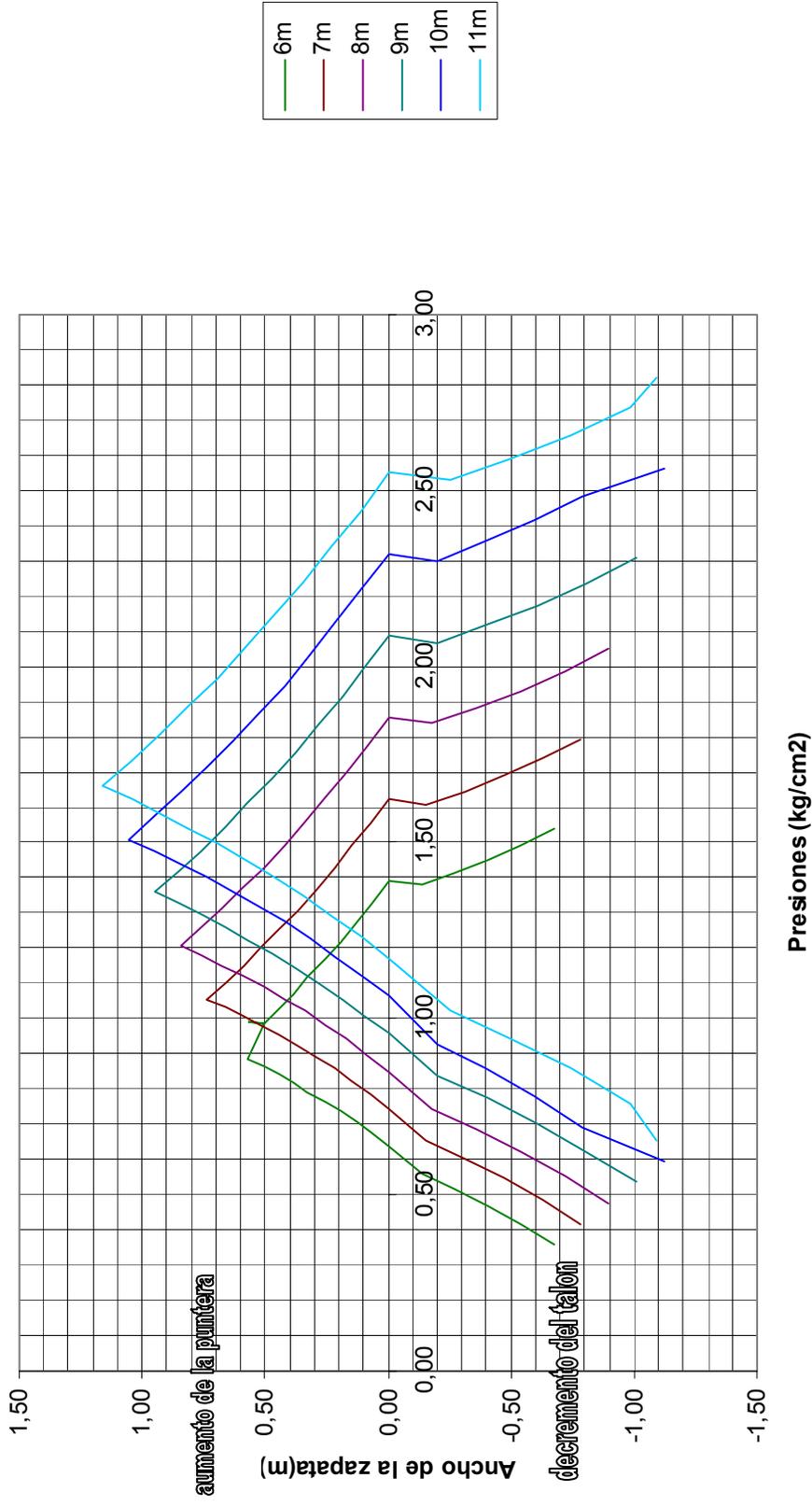
Dimensiones para un factor de puntera de 0,05



Dimensiones para un factor de puntera de 0,10



Dimensiones para un factor de puntera de 0,15



A-5 FORMATOS DE PRESUPUESTOS DE LOS MUROS ESTUDIADOS

CYBECA INGENIEROS, C.A.

Página: 1
IP3-Control de Obras Versión: 9.5

OBRA: CONSTRUCCION DE MURO DE CONCRETO EN T INVERTIDA H=6m
Contratante: **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

P R E S U P U E S T O

| PART N° | DESCRIPCION | UND | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | TOTAL Bs |
|---------|--|-------|----------|-----------------|--------------|
| 1 | C.030100300 DEFORESTACION LIVIANA Y LIMPIEZA (RASTROJOS, VEGETACION BAJA EN GENERAL, CON UNA ALTURA PREDOMINANTE MAXIMA DE 8 M). | m2 | 20,18 | 190,71 | 3.848,53 |
| 2 | C.078000103 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS, PARA LAS OBRAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS DE CUALQUIER PROFUNDIDAD CON EMPLEO DE EQUIPO RETROEXCAVADOR, APILAMIENTO Y/O BOTE, TRANSPORTE HASTA 200 MTS. DE DISTANCIA. INCLUYE REPERFILAMIENTO A MANO. | m3 | 43,20 | 13.679,31 | 590.946,19 |
| 3 | C.078100100 COMPACTACION DE RELLENOS PARA OBRAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS, CON APISONADORES DE PERCUSION. | m3 | 23,02 | 40.488,42 | 932.043,43 |
| 4 | C.S/C COMPACTACION DE RELLENO DE PRESTAMO EN EXCAVACIONES, GRADO DE COMPACTACION 95% DE STD. INCLUYE SUMINISTRO DE MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 KM. | m3 | 29,18 | 55.717,15 | 1.625.826,44 |
| 5 | C.078.S/C CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA. INCLUYE SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE LA PIEDRA HASTA 50 KMS. | m3 | 0,43 | 106.508,61 | 45.798,70 |
| 6 | C.070112500 CONSTRUCCION DE MUROS DE SOSTENIMIENTO DE CONCRETO ARMADO DE RCC 250 KG/CM2. INCLUYE TRANSPORTE DEL CEMENTO Y AGREGADOS HASTA 50 KM. EXCLUYE EL REFUERZO METALICO. | m3 | 5,67 | 623.902,46 | 3.537.526,95 |
| 7 | C.078.S/C ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN MUROS DE CONTENCIÓN Y ESTRIBOS. | m2 | 7,92 | 103.031,86 | 816.012,33 |
| 8 | E.351120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 KGF/CM2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7, PARA INFRAESTRUCTURA | kgf | 425,73 | 4.484,01 | 1.908.977,58 |
| 9 | C.038201111 TRANSPORTE URBANO EN CAMIONES, A DISTANCIAS MAYORES DE 200 M., DE CUALQUIER TIPO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LA PREPARACION DEL SITIO (DEMOLICIONES), MEDIDO EN ESTADO SUELTO, A DISTANCIAS MAYORES DE 20 KM. | m3xkm | 403,06 | 542,86 | 218.805,15 |

MONTO TOTAL HOJA: 0,00
MONTO TOTAL ACUMULADO: 9.679.785,30
14,00% IMPUESTO I.V.A: 1.355.169,94
TOTAL GENERAL PRESUPUESTO: 11.034.955,24

POR LA EMPRESA:

POR EL CONTRATANTE:

CYBECA INGENIEROS, C.A.

OBRA: CONSTRUCCION DE GAVIONES H=6m
 Contratante: **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

P R E S U P U E S T O

| PART Nº | DESCRIPCION | UND | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | TOTAL Bs |
|---------|--|-------|----------|-----------------|--------------|
| 1 | C.030100300 DEFORESTACION LIVIANA Y LIMPIEZA (RASTROJOS, VEGETACION BAJA EN GENERAL, CON UNA ALTURA PREDOMINANTE MAXIMA DE 8 M). | m2 | 21,02 | 190,71 | 4.008,72 |
| 2 | C.078000103 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS, PARA LAS OBRAS DE CONTENCION DE TIERRAS DE CUALQUIER PROFUNDIDAD CON EMPLEO DE EQUIPO RETROEXCAVADOR, APILAMIENTO Y/O BOTE, TRANSPORTE HASTA 200 MTS. DE DISTANCIA. INCLUYE REPERFILAMIENTO A MANO. | m3 | 45,00 | 13.679,31 | 615.568,95 |
| 3 | C.078100100 COMPACTACION DE RELLENOS PARA OBRAS DE CONTENCION DE TIERRAS, CON APISONADORES DE PERCUSION. | m3 | 23,93 | 40.488,42 | 968.887,89 |
| 4 | C.S/C COMPACTACION DE RELLENO DE PRESTAMO EN EXCAVACIONES, GRADO DE COMPACTACION 95% DE STD. INCLUYE SUMINISTRO DE MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 KM. | m3 | 30,02 | 55.717,15 | 1.672.628,84 |
| 5 | C.S/C TRANSPORTE EN CAMIONES DE ROCAS PARA MALECONES, ROMPEOLAS ESPIGONES Y GAVIONES A DISTANCIAS MAYORES DE 20 KM | m3xkm | 1.000,00 | 299,52 | 299.520,00 |
| 6 | C.S/C CONSTRUCCION DE ENGAVIONADO CUADRADO (100x100x100), CON MALLA GALVANIZADA PLASTIFICADA DOBLE TORSION, CALIBRE 2.7 MM (12). INCLUYE EL SUMINISTRO DE LA PIEDRA. EXCLUYE TRANSPORTE DE LOS MATERIALES | m3 | 20,00 | 128.263,07 | 2.565.261,40 |
| 7 | C.038201111 TRANSPORTE URBANO EN CAMIONES, A DISTANCIAS MAYORES DE 200 M., DE CUALQUIER TIPO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LA PREPARACION DEL SITIO (DEMOLICIONES), MEDIDO EN ESTADO SUELTO, A DISTANCIAS MAYORES DE 20 KM. | m3xkm | 1.051,00 | 542,86 | 570.545,86 |

MONTO TOTAL HOJA: 0,00
 MONTO TOTAL ACUMULADO: 6.696.421,66
 14,00% IMPUESTO I.V.A: 937.499,03
 TOTAL GENERAL PRESUPUESTO: 7.633.920,69

POR LA EMPRESA:

POR EL CONTRATANTE:

CYBECA INGENIEROS, C.A.

OBRA: CONSTRUCCION DE TIERRA REFORZADA CON MALLAS PLASTICAS H=6m
 Contratante: **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

P R E S U P U E S T O

| PART N° | DESCRIPCION | UND | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | TOTAL Bs |
|---------|--|-------|----------|-----------------|--------------|
| 1 | C.030100300 DEFORESTACION LIVIANA Y LIMPIEZA (RASTROJOS, VEGETACION BAJA EN GENERAL, CON UNA ALTURA PREDOMINANTE MAXIMA DE 8 M). | m2 | 19,90 | 190,71 | 3.795,13 |
| 2 | C.078000103 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS, PARA LAS OBRAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS DE CUALQUIER PROFUNDIDAD CON EMPLEO DE EQUIPO RETROEXCAVADOR, APILAMIENTO Y/O BOTE, TRANSPORTE HASTA 200 MTS. DE DISTANCIA. INCLUYE REPERFILAMIENTO A MANO. | m3 | 49,70 | 13.679,31 | 679.861,71 |
| 3 | C.078100100 COMPACTACION DE RELLENOS PARA OBRAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS, CON APISONADORES DE PERCUSION. | m3 | 29,80 | 40.488,42 | 1.206.554,92 |
| 4 | C.S/C COMPACTACION DE RELLENO DE PRESTAMO EN EXCAVACIONES, GRADO DE COMPACTACION 95% DE STD. INCLUYE SUMINISTRO DE MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 KM. | m3 | 35,65 | 55.717,15 | 1.986.316,40 |
| 5 | C.S/C SUMINISTRO, TRANSPORTE Y COLOCACION A MAQUINA, DE GEOTEXTIL TRICAL 2100T, PARA LA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES. | m2 | 91,00 | 8.159,40 | 742.505,40 |
| 6 | C.038201111 TRANSPORTE URBANO EN CAMIONES, A DISTANCIAS MAYORES DE 200 M., DE CUALQUIER TIPO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LA PREPARACION DEL SITIO (DEMOLICIONES), MEDIDO EN ESTADO SUELTO, A DISTANCIAS MAYORES DE 20 KM. | m3xkm | 995,00 | 542,86 | 540.145,70 |

MONTO TOTAL HOJA: 0,00
 MONTO TOTAL ACUMULADO: 5.159.179,26
 14,00% IMPUESTO I.V.A: 722.285,10
 TOTAL GENERAL PRESUPUESTO: 5.881.464,36

POR LA EMPRESA:

POR EL CONTRATANTE:

CYBECA INGENIEROS, C.A.

OBRA: CONSTRUCCION DE TIERRA REFORZADA CON ARMADURA METALICA H=6m
 Contratante: **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

PRESUPUESTO

| PART Nº | DESCRIPCION | UND | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | TOTAL Bs |
|---------|--|-------|----------|-----------------|--------------|
| 1 | C.030100300 DEFORESTACION LIVIANA Y LIMPIEZA (RASTROJOS, VEGETACION BAJA EN GENERAL, CON UNA ALTURA PREDOMINANTE MAXIMA DE 8 M). | m2 | 22,42 | 190,71 | 4.275,72 |
| 2 | C.078000103 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS, PARA LAS OBRAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS DE CUALQUIER PROFUNDIDAD CON EMPLEO DE EQUIPO RETROEXCAVADOR, APILAMIENTO Y/O BOTE, TRANSPORTE HASTA 200 MTS. DE DISTANCIA. INCLUYE REPERFILAMIENTO A MANO. | m3 | 47,84 | 13.679,31 | 654.418,19 |
| 3 | C.070420001 SUMINISTRO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO PREFABRICADO (ESCAMAS), INCLUIDOS EL ACERO DE REFUERZO INTERNO Y LAS JUNTAS (EXCLUIDOS LOS ANCLAJES), PARA LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO. | m2 | 6,00 | 252.824,55 | 1.516.947,30 |
| 4 | C.070441003 SUMINISTRO Y COLOCACION DE PLETINAS ESTRIADAS DE ACERO GALVANIZADO, PARA LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO. INCLUYE EL TRANSPORTE HASTA 50 KM | m | 53,33 | 21.860,71 | 1.165.831,66 |
| 5 | C.070431000 SUMINISTRO DE ANCLAJES DE ACERO GALVANIZADO (INCLUIDA LA TORNILLERIA DE ALTA RESISTENCIA), PARA LA FIJACION DE PLETINAS EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO (ESCAMAS), PARA LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO. | pza | 10,66 | 9.271,34 | 98.832,48 |
| 6 | C.070411001 TRANSPORTE DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO PREFABRICADO (ESCAMAS). INCLUYENDO LAS JUNTAS, PARA LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO, A DISTANCIAS COMPRENDIDAS ENTRE 50 KM. Y 200 KM. | tnxkm | 106,66 | 273,06 | 29.124,58 |
| 7 | C.070461200 CONCRETO DE RCC MINIMA 200 KG/CM2 A LOS 28 DIAS, PARA BASE DE LOS ELEMENTOS ESPECIALES DE CONCRETO ARMADO PREFABRICADO (ESCAMAS), EN LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO. INCLUYE TRANSPORTE DEL CEMENTO Y AGREGADOS HASTA 50 KM. | m3 | 0,05 | 791.761,10 | 39.588,06 |
| 8 | C.070420002 COLOCACION DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO PREFABRICADO (ESCAMAS), PARA LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO. | m2 | 6,00 | 56.430,50 | 338.583,00 |
| 9 | C.070450001 EXTENDIDO Y COMPACTACION DE RELLENO CON EQUIPO MECANIZADO, PARA LA CONSTRUCCION DE MUROS DE SUELO ARMADO. | m3 | 56,72 | 10.593,37 | 600.855,95 |
| 10 | C.038201111 TRANSPORTE URBANO EN CAMIONES, A DISTANCIAS MAYORES DE 200 M., DE CUALQUIER TIPO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LA PREPARACION DEL SITIO (DEMOLICIONES), MEDIDO EN ESTADO SUELTO, A DISTANCIAS MAYORES DE 20 KM. | m3xkm | 1.121,00 | 542,86 | 608.546,06 |

MONTO TOTAL HOJA: 0,00
 MONTO TOTAL ACUMULADO: 5.057.003,00
 14,00% IMPUESTO I.V.A: 707.980,42
 TOTAL GENERAL PRESUPUESTO: 5.764.983,42

POR LA EMPRESA:

POR EL CONTRATANTE:

