

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AASHTO LRFD EN MUROS DE GRAN
ALTURA DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE PARA MINERÍA**

Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

RENZO MAURICIO SARDÓN TUPAYACHI

Asesor: Ing. Nelson Berrospid Aguilar

Lima, noviembre de 2013

RESUMEN

El presente trabajo presenta de forma detallada la metodología de diseño de muros de tierra estabilizada mecánicamente establecido por la norma de diseño AASHTO LRFD 2010, aplicando esta metodología para el diseño de grandes altura para obras en minería. Para su aplicación se realiza el diseño a detalle de 4 muros con esta tecnología, correspondientes a las plataformas colindantes a 2 chancadoras primarias correspondientes a la expansión de un proyecto minero al sur del país.

Uno de los principales usos de los Muros TEM en minería, es la generación de la plataforma para el acceso de camiones mineros a los Chancadores Primarios 1 & 2. El Chancador Primario es una de las estructuras más importante dentro del proceso minero a tajo abierto. Es el punto inicial donde convierten las rocas de gran tamaño, que contienen el mineral, en partículas de menor tamaño, facilitando así la extracción de mineral en el proceso químico. Los muros TEM son las estructuras de contención que generan plataformas de más de 30m de altura, donde circulan camiones mineros de más de 600 Ton y además están sometidos a vibración constante.

El sistema GeoTrel, de la empresa Tierra Armada, es el utilizado para el diseño de las estructuras. El sistema consiste en un paramento frontal de malla de acero electrosoldada relleno con piedra, el refuerzo utilizado son cintas poliméricas de alta resistencia, realizando la conexión con conectores metálicos.

El proyecto a desarrollar pretende demostrar el uso eficiente de la tecnología suelo reforzado aplicado a los muros TEM para el diseño de muros de contención de grandes alturas, haciendo uso de la metodología AASHTO LRFD, desarrollando el diseño de muros para dos chancadoras primarias en un proyecto minero al sur del país, los muros TEM presentan alturas mayores a 30m y se ubican en una zona de alta sismicidad.

ÍNDICE

RESUMEN

AGRADECIMIENTOS

IV

ÍNDICE

V

LISTA DE FIGURAS

VIII

CAPÍTULO 1.0 INFORMACION DEL PROYECTO

2

1.1 UBICACIÓN

2

1.2 ACCESIBILIDAD

2

1.3 CONDICIONES AMBIENTALES

3

1.4 TIEMPO DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA

3

1.5 GEOLOGIA DE LA ZONA

4

1.6 NIVEL FREÁTICO

4

1.7 SISMICIDAD

4

1.8 USO DE LA ESTRUCTURA

5

1.9 ETAPAS DEL PROYECTO

7

1.10 VEHICULOS DE DISEÑO

8

1.10.1 Camiones de transporte

8

1.10.2 Maquinaria durante la construcción

9

1.11 CONSIDERACIONES ADICIONALES

10

CAPÍTULO 2.0 MUROS DE SUELO REFORZADO

12

2.1 INTRODUCCIÓN AL SUELO REFORZADO

12

2.1.1 Definición

12

2.1.2 Principios del Suelo Reforzado

13

2.2 APLICACIÓN DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO

14

2.3 COMPONENTES PRINCIPALES

16

2.3.1 Refuerzos

16

2.3.1.1 Geometría del Refuerzo

17

2.3.1.2 Material del refuerzo

18

2.3.1.3 Extensibilidad del refuerzo

19

2.3.2 Paramento Frontal

20

2.3.2.1 Paneles de concreto prefabricado:

20

2.3.2.2 Malla de Acero Electrosoldado

21

2.3.2.3 Gaviones

22

2.3.2.4	Bloques Modulares de Concreto	22
2.3.2.5	Paramento Frontal de Geosintéticos	23
2.3.3	Relleno Estructural	23
2.3.4	Suelo Retenido	24
2.3.5	Sistema de Drenaje	25
2.4	PROPIEDADES DEL RELLENO ESTRUCTURAL Y SUELO RETENIDO	25
2.4.1	Propiedades del Relleno Estructural	25
2.4.1.1	Parámetros de diseño	26
2.4.2	Propiedades del Suelo Retenido	27
2.4.2.1	Parámetros de diseño	28
CAPÍTULO 3.0	METODOLOGIA DE DISEÑO	29
3.1	DESCRIPCIÓN	29
3.2	CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA	30
3.3	FACTORES DE RESISTENCIA	34
3.4	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	35
3.4.1	Paso 1: Establecer los requerimientos del proyecto	35
3.4.1.1	Geometría del muro:	35
3.4.1.2	Condiciones de Carga:	35
3.4.1.3	Criterios de desempeño:	35
3.4.2	Paso 2: Establecer los parámetros y características del proyecto	36
3.4.3	Paso 3: Pre-dimensionamiento	36
3.4.4	Paso 4: Cálculo de las Cargas	37
3.4.5	Paso 5: Definir las combinaciones de carga, factores de carga y factores de resistencia.	38
3.4.6	Paso 6: Análisis de Estabilidad Externa	39
3.4.6.1	Falla por deslizamiento:	39
3.4.6.2	Falla por vuelco o excentricidad:	41
3.4.6.3	Falla por capacidad portante	42
3.4.7	Paso 7: Análisis de Estabilidad Interna	46
3.4.7.1	Diseño por Resistencia	50
3.4.7.2	Diseño por Arrancamiento.	53
3.4.8	Paso 8: Verificación de la estabilidad global	54
3.4.9	Paso 9: Diseño del sistema de drenaje	54
CAPÍTULO 4.0	DATOS DEL PROYECTO	55
4.1	GEOMETRÍA DE LOS MUROS	55
4.2	CARGAS	58
4.2.1	Solicitaciones durante la construcción	58

4.2.2	Solicitaciones durante la vida útil de la estructura	60
4.2.2.1	Carga muerta	60
4.2.2.1	Carga viva	61
4.2.2.2	Carga Sísmica	63
4.3	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	64
4.4	SISTEMA GEOTREL	65
4.4.1	Paramento Frontal	65
4.4.2	Tipo de Refuerzo	67
4.4.2.1	Características Cintas tipo GeoStrap	67
4.4.2.2	Propiedades de diseño cintas GeoStrap	69
4.5	ESTADOS LÍMITE, FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA	70
4.5.1	Estados Límite	71
4.5.1.1	Resistencia II:	71
4.5.1.2	Evento Extremo I:	71
4.5.2	Factores de Carga y Resistencia	71
4.5.2.1	Resistencia II	71
4.5.2.2	Evento Extremo I	72
CAPÍTULO 5.0	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS MUROS	73
5.1	PROGRAMA DE DIMENSIONAMIENTO MSEW	73
5.1.1	Características del Programa	73
5.1.2	Modelamiento de las secciones	73
5.1.3	Modelamiento de los refuerzos	76
5.2	SECCIONES ANALIZAR	78
5.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	79
5.3.1	Ancho de Base	79
5.3.2	Configuración de cintas	79
5.3.3	Configuración de los paneles	82
5.4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA	83
5.4.1	Análisis Estático	85
5.4.2	Análisis Pseudo Estático	85
5.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA	86
5.5.1	Análisis Estático	87
5.5.2	Análisis Pseudo Estático	89
5.6	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL	90
5.6.1	Equilibrio límite	90
5.6.1	Análisis Estático	92
5.6.2	Análisis Pseudo Estático	93

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1-1 Muro de Suelo Reforzado en chancadoras Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 1-2 Camión de Transporte Tipo Caterpillar 797F Fuente: Caterpillar Inc.
- Figura 1-3 Camión de transporte de material en descarga Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 1-4 Grúa Móvil Tipo Grove GMK 7450 Fuente: Manitowoc
- Figura 1-5 Configuración Berma de Seguridad Fuente: Propia
- Figura 2-1 Representación comportamiento suelo reforzado Fuente: Maccaferri de Perú
- Figura 2-2 Componentes de un Muro de Suelo Reforzado Fuente: FHWA, 2009
- Figura 2-3 Cintas poliméricas instaladas Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 2-4 Flejes Metálicos Instalados Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 2-5 Mallas de Acero Instaladas Fuente: Egoavil, 2013
- Figura 2-6 Geomallas Uniaxiales tendidas. Fuente : Maccaferri de Perú
- Figura 2-7 Muro de Suelo Reforzado con paneles de concreto prefabricado Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 2-8 Muro de Suelo Reforzado con paneles de malla de acero electrosoldada Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 2-9 Muro de Suelo Reforzado con fachada de gaviones Fuente: Maccaferri de Perú
- Figura 2-10 Muro de Suelo Reforzado con fachada de gaviones Fuente: Maccaferri de Perú
- Figura 2-11 Instalación de Relleno Estructural Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 2-12 Sistema de Drenaje instalado posterior al muro Fuente: Maccaferri de Perú
- Figura 2-13 Esquema suelo retenido considerado
- Figura 3-1 Factores de Carga análisis de deslizamiento y volteo Fuente : FHWA, 2009.
- Figura 3-2 Factores de Carga análisis presiones en la fundación Fuente : FHWA, 2009.
- Figura 3-3 Cálculo de empujes debido al suelo retenido y sobrecargas Fuente: AASHTO, 2010
- Figura 3-4 Falla por Deslizamiento Fuente : FHWA, 2009
- Figura 3-5 Falla por Vuelco Fuente: FHWA, 2009.
- Figura 3-6 Falla por capacidad portante Fuente: FHWA, 2009.
- Figura 3-7 Superficie de Falla Refuerzo Inextensible Fuente: AASHTO, 2010.
- Figura 3-8 Superficie de falla – Refuerzo Extensible Fuente: AASHTO, 2010.
- Figura 3-9 Razón K_r/K_a Fuente, AASHTO, 2010.

- Figura 3-10 Sobrecarga en análisis estabilidad interna Fuente: AASHTO, 2010.
- Figura 3-11 Representación área tributaria Fuente: FHWA, 2009.
- Figura 4-1 Ubicación chancadora primaria entre muros de suelo reforzado Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 4-2 Esquema Muro 1 y Muro 2 – Chancadora Primaria 1 Fuente : Propia
- Figura 4-3 Esquema Muro 3 y Muro 4 – Chancadora Primaria 2 Fuente: Propia
- Figura 4-4 Esquema de distribución de cargas durante la construcción Fuente: Propia
- Figura 4-5 Esquema berma de seguridad Fuente: Propia
- Figura 4-6 Esquema de cargas debido a la berma de seguridad, carga muerta Fuente: Propia
- Figura 4-7 Camión Caterpillar 797F Fuente: Caterpillar Inc., 2012
- Figura 4-8 Esquema de cargas Caso A – Camión en Tránsito Fuente: Propia
- Figura 4-9 Esquema de cargas Caso B – Camión en Descarga Fuente: Propia
- Figura 4-10 Instalación de Paneles GeoTrel Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 4-11 Unión vertical y horizontal de paneles GeoTrel. Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 4-12 Vista canales de poliéster en refuerzo GeoStrap Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 4-13 Detalles de cinta con el conector. Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 4-14 Factor de resistencia al arrancamiento. Fuente: Tierra Armada Internacional
- Figura 5-1 Interfaz datos referentes a geometría. Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-2 Interfaz Modelamiento de cargas transmitidas en áreas Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-3 Interfaz parámetros geotécnicos Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-4 Interfaz configuración de refuerzos Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-5 Interfaz modelamiento de refuerzos Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-6 Modelo para análisis por equilibrio límite - Sección A Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-7 Resultado Estabilidad Global – Condición Estática – Método Bishop Fuente: Elaboración Propia
- Figura 5-8 Resultado Estabilidad Global – Condición Pseudo Estático – Método Bishop Fuente: Elaboración Propia

LISTA DE TABLAS

Tabla 1-1 Aceleración máxima del terreno.....	5
Tabla 1-2 Niveles y altura de las etapas constructivas.....	7
Tabla 2-1 Sistemas de Muros de Suelo Reforzado en Perú.....	13
Tabla 2-2 Características recomendadas para el relleno estructural Fuente: FWWA, 2009.....	26
Tabla 3-1 Tipos de Carga y denominación. Fuente: AASHTO 2010.....	31
Tabla 3-2 Combinaciones de Carga Fuente: AASHTO 2010.....	32
Tabla 3-3 Factores de cargas para cargas permanentes Fuente: AASHTO, 2010.....	32

Tabla 3-4 Factores de Resistencia Fuente: AASHTO, 2010.....	34
Tabla 3-5 Profundidad de empotramiento Fuente: AASHTO, 2010	36
Tabla 3-6 Coeficientes de capacidad de carga Fuente: FHWA, 2009.	45
Tabla 3-7 Espesor mínimo de galvanizado Fuente: FHWA.....	53
Tabla 4-1 Niveles y Alturas de las etapas constructivas Fuente: Propia.....	58
Tabla 4-2 Resumen parámetros geotécnicos Fuente: Propia	64
Tabla 4-3 Dimensiones paneles GeoTrel Fuente: Propia.....	66
Tabla 4-4 Factores de reducción y Resistencia a largo plazo GeoStrap Fuente: Propia	69
Tabla 5-1 Esfuerzo de Fluencia Cintas GeoStrap Fuente: Propia.....	77
Tabla 5-2 Separación de refuerzos con respecto a cantidad de conectores Fuente: Propia	78
Tabla 5-3 Alturas de secciones a analizar Fuente: Propia	78
Tabla 5-4 Longitud de refuerzos estimada Fuente: Propia.....	79
Tabla 5-5 Resistencia de las cintas según número de conectores Fuente: Propia	80
Tabla 5-6 Precios y cantidad de los Refuerzos y Conectores Fuente: Propia	80
Tabla 5-7 Costo de Reforzamiento y Ratio Resistencia / Costo Fuente: Propia.....	81
Tabla 5-8 Resumen análisis estabilidad externa Sección A Fuente: Propia.....	83
Tabla 5-9 Longitudes de refuerzo en la base Fuente: Propia.....	84
Tabla 5-10 Empujes generados por sección Fuente: Propia.....	84
Tabla 5-11 Resumen estabilidad externa en condición estática Fuente: Propia	85
Tabla 5-12 Resumen estabilidad externa en condición pseudo estática Fuente: Propia	86
Tabla 5-13 Resumen Estabilidad Interna Sección A – Condición Estática Fuente: Propia	87
Tabla 5-14 Resumen Estabilidad Interna Sección A – Condición Pseudo Estática Fuente: Propia.....	89
Tabla 5-15 Resultados Estabilidad Global – Condición Estática Fuente: Propia.....	92
Tabla 5-16 Resultados Estabilidad Global – Condición Pseudo Estático Fuente: Propia	93

INTRODUCCIÓN

La tecnología e investigación dentro de la ingeniería civil son herramientas importantes para el desarrollo de nuevas soluciones a problemas cada vez más complejos, que se presentan a lo largo del diseño y ejecución de obras de infraestructura.

Una tecnología que hasta la fecha resulta innovadora, efectiva y económicamente viable es el denominado Suelo Reforzado. Esta técnica fue utilizada a lo largo de la historia siendo patentada en 1960 por el ingeniero francés Henri Vidal, dando inicio a una etapa de investigación y desarrollo de nuevas tecnologías en este rubro.

A la fecha se han realizado diversos ensayos experimentales y numéricos que traen consigo un mejor conocimiento acerca del comportamiento de esta técnica, desarrollándose metodologías de cálculo y normas de diseño para este tipo de estructuras.

La técnica de suelo reforzado consiste en la adición de elementos, debidamente distribuidos, dentro del suelo compactado, formando un macizo capaz de resistir esfuerzos de compresión y tracción generadas por diversas sollicitaciones.

El presente trabajo pretende demostrar el uso eficiente de la tecnología suelo reforzado para el diseño de muros de contención de grandes alturas, cumpliendo los parámetros de estabilidad externa e interna establecidos según la norma AASHTO LRFD 2010.

Para el fin establecido se desarrollará el diseño de los muros colindantes a dos chancadoras primarias dentro de un mismo proyecto minero. Los muros deben salvar desniveles de hasta 33.90m, por lo que es necesario un análisis a detalle de la estructura.

CAPÍTULO 1.0 INFORMACION DEL PROYECTO

El proyecto a desarrollar se ubica en una importante mina de cobre al sur de Perú. La mina produce el 2% del cobre mundial y es la tercera mina de cobre en el Perú. En la actualidad tiene una capacidad de procesamiento de 120,000 toneladas por día de material. La explotación de mineral es a tajo abierto.

El proyecto de los muros de contención se encuentra dentro del grupo de proyectos desarrollados para la expansión de la mina. Con dicha expansión se busca triplicar la capacidad de procesamiento de material, llegando a la capacidad de 360,000 toneladas por día de material convirtiéndola en una de las instalaciones con concentradoras y operaciones de moliendas más grandes del mundo.

Para alcanzar dicha capacidad de procesamiento, es necesaria la construcción de edificios de chancado que forman parte importante del proceso, disminuyendo el tamaño del material que será sometido a procesos químicos. Los muros de contención a diseñar se ubican próximos al edificio de chancado primario, debiendo salvar desniveles de gran altura y a la vez soportar cargas referentes a camiones mineros y maquinaria durante la construcción del mismo.

1.1 UBICACIÓN

La mina está ubicada en el Departamento de Arequipa a una distancia aproximada de 30 Km. al sur de la ciudad de Arequipa.

Elevación del Proyecto: 2770 msnm.

Latitud: 16° 30' sur

Longitud: 71° 36' oeste

1.2 ACCESIBILIDAD

El acceso al proyecto viene dado por un ferrocarril cercano y carreteras pavimentadas provenientes de:

Arequipa	30 Km.
Puerto Matarani	100 Km.
Lima	1100 Km.
Ferrocarril del Sur	12 Km.

1.3 CONDICIONES AMBIENTALES

El proyecto se encuentra a una altitud de 2770 m.s.n.m. Es una zona con un clima templado, se registran los siguientes datos de temperatura:

Temperatura máxima promedio anual	24.7 °C
Temperatura mínima promedio anual	3.7 °C
Variación promedio diaria	16.6 °C

Se cuenta con los siguientes datos de lluvias en la zona del estudio:

Precipitación promedio anual	40.7 mm
Precipitación de 10 años, en 24 horas	44.9 mm
Precipitación de 100 años en 24 horas	81.5 mm.

Como en la mayoría de lugares pertenecientes a la sierra del Perú los meses húmedos son Enero, Febrero y Marzo, se presentan precipitaciones frecuentes y de mayor intensidad.

Se cuenta además con el registro de Evaporación promedio diaria de 6.1 mm.

1.4 TIEMPO DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA

Según requerimientos de la compañía minera considerará un tiempo de servicio de la estructura de 32 años.

1.5 GEOLOGIA DE LA ZONA

El proyecto se ubica en la zona sur del Batolito de la Costa, la morfología está compuesta por valles y montañas de gran pendiente.

La estratigrafía de la zona del proyecto minero está compuesta por formaciones denominadas Charcani, Socosani y Yura.

Las zonas referidas a las chancadoras primarias se ubican sobre la formación Charcani, se realizaron perforaciones diamantinas, ensayos de laboratorios a muestras extraídas y se instalaron piezómetros con la finalidad de realizar la caracterización geotécnica de la zona del área de estudio.

Los resultados de los ensayos y perforaciones realizadas se presentan en los siguientes capítulos.

1.6 NIVEL FREÁTICO

Hasta la profundidad explorada, no se reportó presencia de napa freática, por lo que no será considerada en el diseño.

1.7 SISMICIDAD

La actividad sísmica se debe a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa continental a lo largo de la costa peruana, es una zona con constante actividad sísmica en Perú.

El último gran terremoto sucedió en el año 2001 con una magnitud de 8.4. El foco se localizó a 220 km. al este de la ciudad de Arequipa a una profundidad de 33km. Las aceleraciones horizontales máximas registradas en dicho terremoto fueron de 0.30g.

Para obtener los parámetros sísmicos para el diseño del presente proyecto, se utilizó un estudio de peligro sísmico realizado en el año 2011 para el mismo proyecto minero. La finalidad del estudio en mención, fue la obtención de parámetros sísmicos para desarrollar el diseño de un depósito de relaves.

El estudio de peligro sísmico presenta las aceleraciones máximas del terreno (PGA) para diferentes tiempos de retorno, correspondientes al lugar, según se presenta en la Tabla 1-1.

Tabla 1-1 Aceleración máxima del terreno

Periodo de Retorno (años)	PGA
50	0.19g
100	0.26g
500	0.51g
1000	0.64g
2475	0.85g

El análisis de riesgo sísmico probabilístico realizado muestra que considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición de la estructura, corresponde a un periodo de retorno de 500 años. Para los 32 años de vida útil de los muros de suelo reforzado en el proyecto se considerará un PGA de 0.51g correspondiente a un periodo de 500 años según la Tabla 1-1.

1.8 USO DE LA ESTRUCTURA

Las chancadoras primarias tienen por finalidad triturar el material extraído del tajo abierto, logrando material con un tamaño de partículas menor. La alimentación de material a las chancadoras primarias se da por medio del vertido directo de la tolva de camiones mineros. Luego del chancado primario, el material es transportado por fajas transportadoras a las estructuras de chancado y terciario con la finalidad de reducir aún más el tamaño de las partículas del material.

La finalidad de la reducción del tamaño de partículas de material es lograr facilitar la aplicación de químicos para la extracción del mineral.

La estructura de chancado primario consiste en una caja de hormigón armado, construido luego de realizar el corte en roca. Las dimensiones de la estructura de chancado son de aproximadamente 10m x 15m x 30m de altura. Adicionando en la base una losa de cimentación, se necesita salvar un desnivel de hasta 33.90 m, entre la plataforma inferior y la plataforma superior, donde se verterá el material a la estructura de chancado.

Además de resistir las solicitaciones del terreno contenido, los muros de suelo reforzado deben resistir los vehículos que transiten para el vertido de materiales, los cuales incluyen camiones mineros, grúas de montaje para las estructuras del edificio de chancado, etc.

En la Figura 1-1 se muestra un ejemplo del uso de este tipo de estructuras, la estructura corresponde a una chancadora primaria, perteneciente a un proyecto minero en Arequipa.



Figura 1-1 Muro de Suelo Reforzado en chancadoras
Fuente: Tierra Armada Internacional

1.9 ETAPAS DEL PROYECTO

La construcción de los muros de suelo reforzado se llevará a cabo en 4 etapas. La necesidad de esta secuencia constructiva se basa en el montaje paralelo de los edificios de chancado.

Se deberá considerar en el diseño la operación de una grúa de izaje que participará en el montaje de los edificios de chancado, este caso de carga deberá ser considerado sobre la plataforma que se genere al finalizar las etapas 2, 3 y 4 de la secuencia constructiva.

Sobre la plataforma final, al finalizar la etapa 4, se deberá considerar la operación de un camión de transporte de material cargado en su máxima capacidad. La operación se refiere a tránsito y descarga de material.

La cota de cimentación del muro más alto será 2678.951 msnm. En la **Tabla 1-2** se presentan las alturas de las etapas dispuestas así como las cotas de inicio y fin de cada etapa.

Tabla 1-2 Niveles y altura de las etapas constructivas.

Etapa	Altura (m)	Cota Inicio (msnm)	Cota Final (msnm)
Primera Etapa	12.229	2678.951	2691.18
Segunda Etapa	9.530	2691.18	2700.71
Tercera Etapa	6.765	2700.71	2707.475
Cuarta Etapa	5.525	2707.475	2713.000

La cota de la plataforma final de la plataforma corresponde a la cota final de la etapa 4, es decir 2713.00 msnm.

1.10 VEHICULOS DE DISEÑO

Los muros de suelo reforzado deberán ser dimensionados teniendo en consideración las cargas generadas por camiones de transporte de material y maquinaria para la instalación del edificio de chancado:

1.10.1 Camiones de transporte

Sobre la plataforma final, última etapa de construcción, se debe considerar las solicitaciones generadas debido a camiones de transporte de material del tipo Caterpillar 797F. Para dicho vehículo se deberá analizar dos escenarios:

- Tránsito libre sobre la plataforma cerca al paramento frontal del muro, tomando en cuenta el vehículo en máxima capacidad de carga.
- Descarga del material en el edificio de chancado. Se deberá analizar la nueva distribución de pesos en las llantas del vehículo.

Para ambos casos el diseño se deberá realizar considerando las cargas generadas por las llantas como cargas puntuales.

La capacidad de carga del camión de transporte del tipo Caterpillar 797F es 623.7 tn. , este valor incluye el peso propio del camión.



Figura 1-2 Camión de Transporte Tipo Caterpillar 797F
Fuente: Caterpillar Inc.



Figura 1-3 Camión de transporte de material en descarga

Fuente: Tierra Armada Internacional

1.10.2 Maquinaria durante la construcción

Se ha considerado el uso de una grúa móvil del tipo Grove GMK 7450, la cual tiene una capacidad de carga de hasta 450 tn.

La grúa móvil podrá desplazarse en sentido paralelo y perpendicular al paramento frontal del muro, además de operar cerca al paramento frontal.

La grúa móvil será necesaria a partir de la finalización de la etapa 2 de construcción, por lo que al finalizar la etapa 1 se considerará una sobrecarga mínima para su verificación.

La grúa móvil tiene 8 placas estabilizadoras, las cuales soportan el total de la carga al terreno cuando esta se encuentra en operación, siendo el escenario más crítico debido a maquinaria utilizada durante la construcción.



Figura 1-4 Grúa Móvil Tipo Grove GMK 7450

Fuente: Manitowoc

1.11 CONSIDERACIONES ADICIONALES

Debido a la altura de los equipos a transitar sobre la plataforma contenida por el muro de suelo reforzado, los operadores tienen una visibilidad limitada.

Para evitar accidentes al trabajar cerca al paramento frontal se proyecta la construcción de una berma de seguridad, compuesta por un relleno triangular de 2.40 m. de altura y base de 4.80 m. además de cajas de gaviones de un metro de altura, según la configuración presentada en la Figura 1-5.

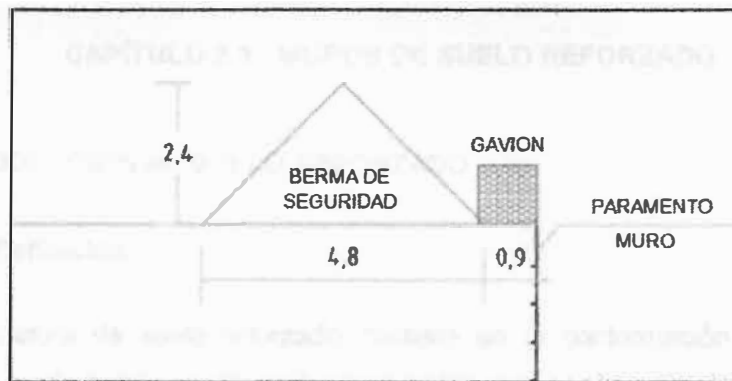
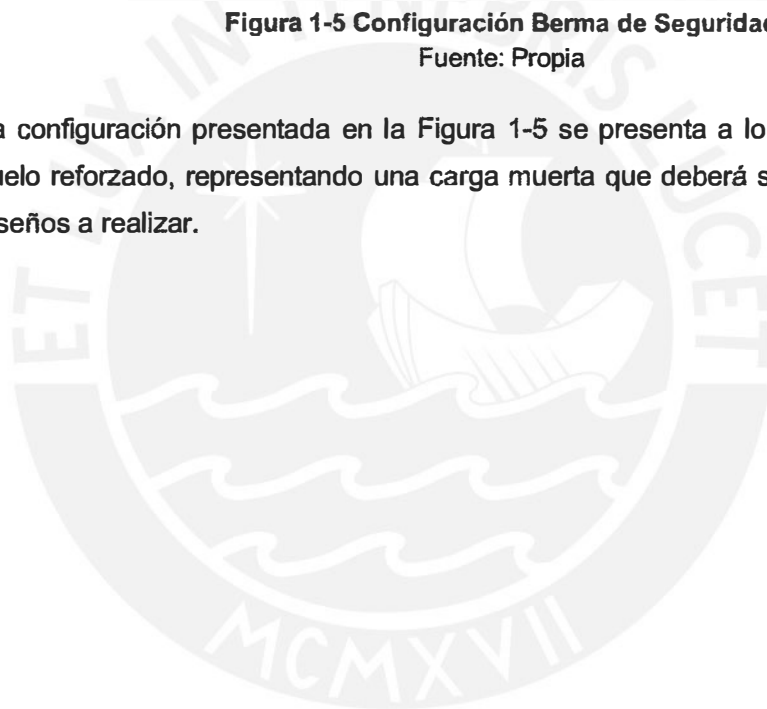


Figura 1-5 Configuración Berma de Seguridad

Fuente: Propia

La configuración presentada en la Figura 1-5 se presenta a lo largo de los muros de suelo reforzado, representando una carga muerta que deberá ser considerados en los diseños a realizar.



CAPÍTULO 2.0 MUROS DE SUELO REFORZADO

2.1 INTRODUCCIÓN AL SUELO REFORZADO

2.1.1 Definición

Una estructura de suelo reforzado consiste en la conformación de un macizo utilizando suelo seleccionado y refuerzos resistentes a la tracción. Los refuerzos son distribuidos dentro del relleno compactado de tal manera que el macizo pueda resistir las sollicitaciones a las cuales será sometido durante su vida útil.

A lo largo de la historia se ha utilizado esta técnica de refuerzo del suelo, siendo un claro ejemplo los bloques de adobe en la construcción de viviendas, que consisten en suelo reforzados con paja y ramas de árboles. Más adelante se hizo uso de palos de madera para la construcción de algunas estructuras tales como diques de tierra.

Con el tiempo se fueron desarrollando e investigando métodos modernos de refuerzo de suelo y alrededor del año 1960 el ingeniero francés Henri Vidal inventó y patentó el Suelo Reforzado (Reinforced Earth). El cual consistía en mejorar las características de resistencia del suelo utilizando tiras de acero como refuerzo.

A partir de este gran aporte a la ingeniería se desarrollaron diferentes sistemas de suelo reforzado cambiando el tipo de refuerzo, mecanismo de transferencia de esfuerzos, paramento frontal o sistemas de conexión, pero el principio se mantiene hasta la actualidad.

Es importante resaltar el uso de geosintéticos dentro de la técnica de refuerzo de suelos. Esta fue desarrollada en los años 70 donde inicialmente se utilizó como refuerzo los geotextiles no tejidos, unos años más tarde las geomallas se convirtieron en el geosintético más utilizado para dicho fin.

En el Perú existen empresas especializadas que brindan servicios de diseño, asesoramiento técnico, supervisión de instalación y provisión de materiales para la construcción de distintos sistemas de suelo reforzado. Cada empresa tiene

diferentes sistemas variando principalmente el tipo de paramento frontal y el tipo de refuerzo utilizado.

Las principales sistemas de cada empresa, así como sus principales características, son presentados en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 Sistemas de Muros de Suelo Reforzado en Perú

Empresa	Sistema	Paramento Frontal	Refuerzo
Tierra Armada	GeoTrel	Malla Metálica Electrosoldada	Cintas Poliméricas / Flejes Metálicos
	TerraPlus	Paneles Prefabricados de Concreto (Rectangulares)	Cintas Poliméricas / Flejes Metálicos
	TerraSquare	Paneles Prefabricados de Concreto (Cuadradas)	Cintas Poliméricas / Flejes Metálicos
	TerraClass	Paneles Prefabricados de Concreto (Cruciformes)	Cintas Poliméricas / Flejes Metálicos
	Gavion Reforzado	Malla Hexagonal Rellena con Piedra	Geomallas Uniaxiales
Maccaferri	Terramesh	Malla Hexagonal Rellena con Piedra	Geomallas Uniaxiales
	MacForce	Paneles Prefabricados de Concreto	Cintas Poliméricas
	MacWall	Bloques prefabricados de concreto	Geomallas Uniaxiales
Tecnología de Materiales TDM	Mesa	Bloques prefabricados de concreto	Geomallas Uniaxiales
	Ares	Paneles Prefabricados de Concreto	Geomallas Uniaxiales

2.1.2 Principios del Suelo Reforzado

Es conocido que los suelos poseen una alta resistencia a la compresión comparada a su resistencia a tracción. El principio de suelo reforzado consiste básicamente en adicionarle al suelo seleccionado refuerzos debidamente orientados que tomen las solicitaciones de tracción y por ende reducir las deformaciones que se generen en el conjunto suelo-refuerzo.

La ubicación de los refuerzos será por lo general horizontal debido a que estos elementos resistirán las fuerzas de tracción que se generen en ese plano. Las

fuerzas de tracción horizontales son producto de la deformación horizontal que se genere debido a las cargas verticales debido al peso del suelo y solicitaciones (paso de vehículos, soporte de pilares de puentes, etc.).

Los refuerzos disminuirán la deformación del conjunto, encargándose de resistir las fuerzas de tracción mediante la interacción con el suelo (fricción).

En la Figura 2-1 se presenta la representación del comportamiento de la tecnología suelo reforzado.

En el caso (a), el suelo sin refuerzo al ser sometido a una carga de compresión vertical tiene a expandirse en sentido horizontal.

En el caso (b), el conjunto formado por suelo y inclusión resistente a la tracción, al ser sometido a una carga vertical intentará expandirse en sentido horizontal, sin embargo la inclusión toma las fuerzas de tracción horizontales disminuyendo considerablemente la deformación del conjunto.

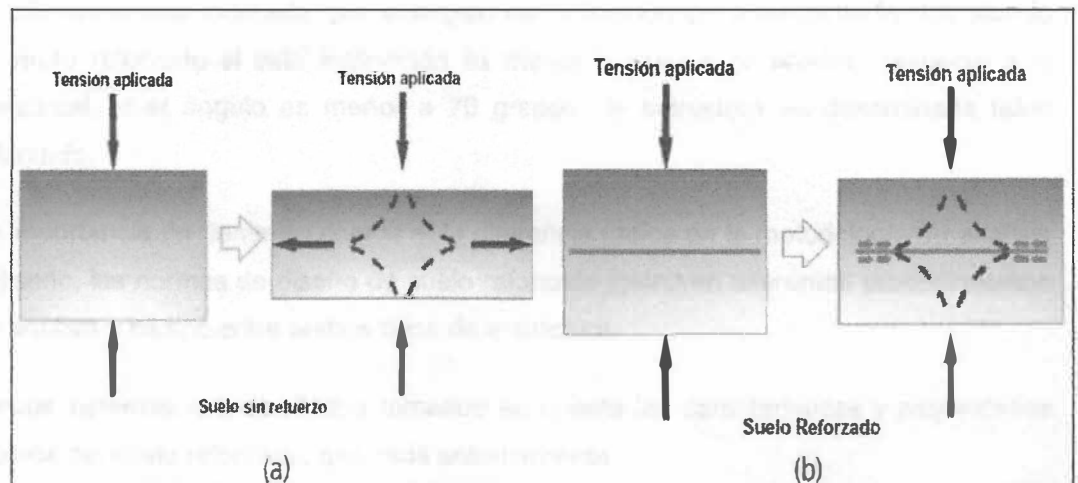


Figura 2-1 Representación comportamiento suelo reforzado

Fuente: Maccaferri de Perú

2.2 APLICACIÓN DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO

Los muros de suelo reforzado son estructuras alternativas a los muros de gravedad y muros de concreto armado tradicionales y se utilizan por la necesidad de retener suelo, generando desniveles para crear plataformas o estabilizar un talud natural. Las

plataformas generadas pueden estar sometidas a solicitaciones tránsito vehicular, cimentaciones, etc.

Los principales rubros en los cuales se requieren de este tipo de estructuras en el Perú son:

- Transporte: Estribos de puentes, accesos para puentes, intercambio viales, soporte de vías en carreteras, entre otros.
- Proyectos Mineros: Muros de Chancadoras, Plataformas para el desarrollo de maniobras, recrecimiento de presas o diques, plataforma para cimentaciones de estructuras.
- Energía e Irrigación: Construcción y Recrecimiento de presas.

Antes de describir los muros de suelo reforzado es necesario conocer la diferencia entre muros de suelo reforzado, llamado en adelante MSEW (Mechanically Stabilized Earth Walls), y taludes de suelo reforzado, RSS (Reinforced Soil Slopes).

La diferencia está marcada por el ángulo de inclinación del paramento frontal, siendo un muro reforzado si esta inclinación es mayor o igual a 70 grados respecto a la horizontal, si el ángulo es menor a 70 grados la estructura es denominada talud reforzado.

La importancia de tener en cuenta esta diferencia radica en la metodología de análisis y diseño, las normas de diseño de suelo reforzado instruyen diferentes procedimientos de análisis y diseño entre ambos tipos de estructura.

Ambos sistemas son diseñados tomando en cuenta las características y propiedades propios del suelo reforzado, descritos anteriormente.

El presente trabajo se centra básicamente en la descripción de las características y metodología de diseño de los MSEW, no entrando en detalle en el desarrollo de taludes de suelo reforzado.

2.3 COMPONENTES PRINCIPALES

En la Figura 2-2 se presenta la sección típica de un muro de suelo reforzado y sus principales componentes, los cuales se describirán uno a uno.

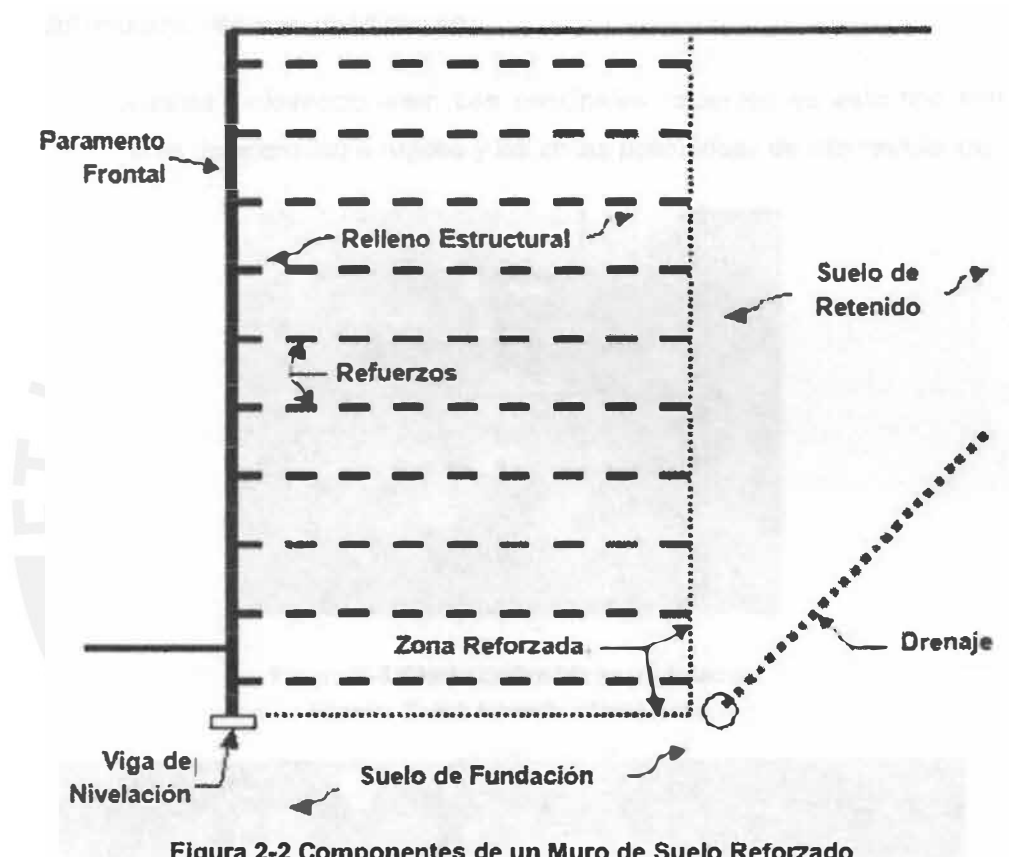


Figura 2-2 Componentes de un Muro de Suelo Reforzado

Fuente: FHWA, 2009

2.3.1 Refuerzos

Son los elementos introducidos ordenadamente en el proceso constructivo entre capas de suelo compactado para mejorar las características del macizo. Los refuerzos a utilizar deben poseer resistencia a la tracción y una interfaz que permita una buena interacción con el suelo de refuerzo.

En el mercado se encuentra una variedad de tipos de refuerzos como flejes de acero, geomallas biaxiales, geomallas uniaxiales, geotextiles tejidos, cintas poliméricas, entre otros. Podemos clasificar a los refuerzos según:

2.3.1.1 Geometría del Refuerzo

La geometría del refuerzo tiene influencia directa en el procedimiento de análisis de un muro de suelo reforzado, se tendrá en consideración al definir la resistencia y distribución de refuerzos dentro de la estructura. Según la geometría del refuerzo, estos se clasifican en:

- Lineales Unidireccionales: Los principales refuerzos de este tipo son las tiras de acero liso o rugoso y las cintas poliméricas de alta resistencia.



Figura 2-3 Cintas poliméricas instaladas
Fuente: Tierra Armada Internacional



Figura 2-4 Flejes Metálicos Instalados
Fuente: Tierra Armada Internacional

- Compuestos Unidireccionales: Consisten en mallas o tiras, cada una de estas estará separada una distancia de como mínimo 15 cm. del siguiente.



Figura 2-5 Mallas de Acero Instaladas

Fuente: Egoavil, 2013

- Planar en dos direcciones: Los principales son geosintéticos (geomallas, geotextiles tejidos) y mallas de acero. La principal característica de este tipo de refuerzo es la continuidad ya que toda el área está cubierta por el refuerzo.



Figura 2-6 Geomallas Uniaxiales tendidas.

Fuente : Maccaferri de Perú

2.3.1.2 Material del refuerzo

Según el material del refuerzo podemos clasificar a los refuerzos según:

- Refuerzos Metálicos: Por lo general de acero galvanizado.

- Refuerzo no metálico: Se utilizan refuerzos sintéticos, que pueden ser fabricados de diferentes polímeros como son el poliéster, polietileno, polipropileno, entre otros.

Se debe hacer distinción entre las propiedades de los refuerzos metálicos y refuerzos sintéticos, ya que durante el diseño se deberán tener consideraciones con respecto al comportamiento y reducción de resistencia de los refuerzos metálicos debido a la corrosión.

2.3.1.3 Extensibilidad del refuerzo

Dentro del procedimiento de diseño es la característica con mayor relevancia, debido a que influye directamente en el modo de falla considerado y la distribución de esfuerzos dentro de la estructura. Podemos clasificar a los refuerzos según:

- Refuerzos Inextensibles: La deformación en el refuerzo al fallar es mucho menor que la capacidad de deformación del suelo (FHWA, 2009).
- Refuerzos Extensibles: La deformación del refuerzo al fallar es comparable o incluso mayor a la capacidad de deformación del suelo (FHWA, 2009).

Se debe mencionar que dentro de los refuerzos inextensibles no sólo se consideran a los refuerzos metálicos, ya que se producen refuerzos sintéticos con características de extensibilidad tal que poseen comportamiento de refuerzos inextensibles. Se deberá analizar el comportamiento de cada refuerzo con la finalidad de clasificarlo según su extensibilidad

Para el presente proyecto se utilizarán cintas poliméricas GeoStrap que son consideradas como refuerzos inextensibles según es sustentado por el documento que se encuentra en el Anexo D, preparado por la empresa ADAMA Engineering, Inc. Para The Reinforced Earth Company (RECo) en Julio del 2009.

2.3.2 Paramento Frontal

El paramento frontal es la única parte del muro de suelo reforzado que se encuentra visible una vez terminada la construcción, por lo que una de sus funciones principales es la estética que muestre, la cual es importante en zonas urbanas.

Además provee protección contra la erosión y el desprendimiento en la zona del relleno. En algunos casos también cumple un papel fundamental en el drenaje de la estructura, siendo el caso de los muros con paramento frontal de gaviones o de malla de alambre.

El tipo de paramento frontal utilizado tendrá relevancia en el grado de asentamiento diferencial que se genere en los muros, siendo los muros de paneles de concreto prefabricado menos flexibles, frente a asentamientos diferenciales que se generen, comparados con los muros con fachada de gaviones.

Los principales tipos de paramento frontal son:

2.3.2.1 Paneles de concreto prefabricado:

Como paramento frontal se utilizan paneles de concreto armado prefabricados, contienen conexiones metálicas o sintéticas y son instalados con una grúa de izaje. Las dimensiones y forma dependen del sistema que se utilice, se tiene formas rectangulares, cuadradas, en forma de cruz, etc.

Deben contar con acero de temperatura además del refuerzo necesario por flexión, contar con un espesor mínimo de 14 cm.



Figura 2-7 Muro de Suelo Reforzado con paneles de concreto prefabricado
Fuente: Tierra Armada Internacional

2.3.2.2 Malla de Acero Electrosoldado

Las mallas de acero electrosoldado también son utilizadas como paramento frontal de muros de suelo reforzado. Entre la malla electrosoldada y relleno estructural se tiene un relleno de piedras de 4" a 6". Un ejemplo de este tipo de paramento frontal son los muros GeoTrel de la empresa Tierra Armada. El presente proyecto será desarrollado con este sistema.



Figura 2-8 Muro de Suelo Reforzado con paneles de malla de acero electrosoldada
Fuente: Tierra Armada Internacional

2.3.2.3 Gaviones

Los gaviones consisten en cajas fabricadas de malla de alambre los cuales son llenados con piedras de 6" a 8" de diámetro.



Figura 2-9 Muro de Suelo Reforzado con fachada de gaviones
Fuente: Maccaferri de Perú

2.3.2.4 Bloques Modulares de Concreto

Son bloques pequeños que pueden ser transportados manualmente y que son conectados por pines para lograr diferentes geometrías del muro. El anclaje con el refuerzo es por gravedad.



Figura 2-10 Muro de Suelo Reforzado con fachada de gaviones
Fuente: Maccaferri de Perú

2.3.2.5 Paramento Frontal de Geosintéticos

Es posible lograr un paramento frontal con geosintéticos envolviendo el suelo de relleno en dicha zona, agrupados por una o dos capas de compactación.

Se debe tener en cuenta algunos problemas que se presentan en este caso como son la degradación del geosintéticos bajo la luz ultravioleta, peligro de fuego, vandalismo, etc. Además se debe considerar que utilizando este tipo de paramento frontal, la deformación que se produzca en el paramento frontal será mayor durante la construcción y vida útil de la estructura.

Es recomendable la adición de sistemas de control de erosión y revegetación que complemente de manera óptima este tipo de solución, una opción es la aplicación de shotcrete.

2.3.3 Relleno Estructural

Se denomina relleno estructural al material con el cual se conforma el muro de suelo reforzado. Los refuerzos antes descritos estarán en interacción directa con este material, por lo que es importante describir las propiedades que se requieren para un correcto funcionamiento de la estructura.

La calidad del relleno estructural influirá directamente en el diseño configuración y resistencia de los refuerzos. El principio de suelo reforzado se basa en la transferencia de esfuerzos entre el relleno estructural y los refuerzos colocados, para que exista un buen funcionamiento del sistema es necesario asegurar una buena interacción entre ambos elementos.

Otros factores a tomar en cuenta en la elección del relleno estructural consiste en asegurar un buen drenaje, ya que tiene incidencia directa en la durabilidad de los refuerzos. Como en todo proyecto de construcción se busca la facilidad constructiva, por lo que el suelo de relleno debe ser fácil de compactar.

Por los motivos expuestos anteriormente se recomienda el uso de suelos brinden resistencia por fricción, que es el caso de los suelos granulares de preferencia bien gradados.

Suelos de características resistentes más pobres necesitarán una mayor densidad y resistencia de los refuerzos dentro del diseño.



Figura 2-11 Instalación de Relleno Estructural

Fuente: Tierra Armada Internacional

2.3.4 Suelo Retenido

Generalmente es el material encontrado in situ, de las propiedades de resistencia de este material dependerá las sollicitaciones de empujes que tendrá que soportar el muro de suelo reforzado. Se encuentra en contacto con la zona reforzada, compuesta por el relleno estructural y los refuerzos.

En los casos de conformación de plataformas o terraplenes el material retenido también puede ser material de relleno, aunque de menor calidad que el utilizado en la zona de refuerzo.

2.3.5 Sistema de Drenaje

Es esencial la construcción de un sistema de drenaje debidamente ubicado y dimensionado de tal manera que conduzca el agua proveniente de infiltraciones, precipitaciones, etc. evitando que se genere presión de poros dentro del relleno estructural. Se debe tener especial cuidado con el dimensionamiento en caso se disponga como relleno estructural material con un porcentaje de finos mayor al 15%.

El sistema de drenaje debe tener elementos de colección y desfogue debidamente dimensionados.

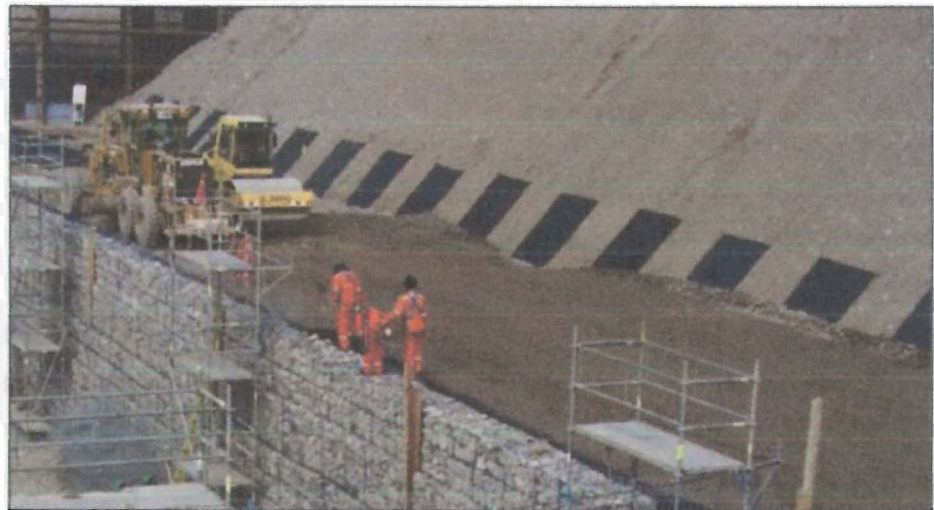


Figura 2-12 Sistema de Drenaje instalado posterior al muro

Fuente: Maccaferri de Perú

2.4 PROPIEDADES DEL RELLENO ESTRUCTURAL Y SUELO RETENIDO

2.4.1 Propiedades del Relleno Estructural

La elección del tipo de material a utilizar como suelo de refuerzo dependerá de la disponibilidad de canteras cercanas y debe considerar el comportamiento de la estructura a largo plazo. Como se indicó anteriormente se recomienda el uso de suelos granulares con bajo contenido de finos, libre de contenido orgánico y otros materiales perjudiciales.

La AASHTO recomienda las siguientes características, presentadas en la Tabla 2-2, en cuanto a gradación y plasticidad para ser utilizado como relleno estructural en muros de suelo reforzado.

Tabla 2-2 Características recomendadas para el relleno estructural

Fuente: FWWA, 2009

	Abertura de malla	Porcentaje que pasa
Granulometría	4 pulgadas (102 mm)	100
	Nº. 40 (0.425 mm)	0-60
	Nº. 200 (0.075 mm)	0-15
Índice de Plasticidad	Menor o igual a 6	

Según recomendaciones de la oficina de administración de carreteras en Estados Unidos (FHWA), se debe tener en consideración que no solo debe asegurarse la calidad del material, además deberá asegurarse un buen proceso constructivo y supervisión de la construcción. Las especificaciones deberán indicar el espesor de compactación según el material disponible en canteras cercanas. No deberán usarse capas de compactación con espesores mayores a 30 cm. Se deberá también especificar el grado de compactación y el contenido de humedad óptimo para la compactación, obtenido de los ensayos Proctor aplicados al material de cantera con el que se cuente.

Es posible el uso de material de relleno que no cumpla con los límites establecidos en la Tabla 2-2, pero deberán realizarse ensayos para evaluar los efectos que tendrán en la calidad de los refuerzos, deformaciones, drenaje, interacción con los refuerzos y métodos constructivos. Además el monitoreo y control durante la construcción deberá ser aún más exhaustivo.

2.4.1.1 Parámetros de diseño

Para los análisis de la estabilidad de muros y taludes son utilizados los parámetros de resistencia al corte pico. La norma de diseño para estructuras viales indica que para suelos que cumplan con los requerimientos de la Tabla 2-2, se podrá considerar sin ensayos de laboratorio, un ángulo de fricción efectivo

(ϕ') máximo de 34° , el valor dependerá del tipo de suelo y la experiencia del ingeniero encargado del diseño.

Si se desea utilizar un ángulo de fricción mayor a 34° se deberán realizar ensayos de laboratorio para certificar el uso de este valor, tales como ensayos triaxiales o ensayos de corte directo. La AASHTO también limita este valor si el ángulo de fricción medido en ensayos es mayor a 40° , el valor de diseño no deberá ser mayor de 40° .

La guía de diseño de la FHWA indica que el otro parámetro de resistencia, la cohesión, deberá ser 0 en todos los casos.

2.4.2 Propiedades del Suelo Retenido

El suelo retenido debe ser considerado hasta una distancia horizontal equivalente al 50% de la altura total del MSEW, según la Figura 2-13, ya que este material será el que ejercerá solicitaciones en la estructura.



Figura 2-13 Esquema suelo retenido considerado

En caso el suelo retenido sea relleno durante la construcción, en el caso de un plataforma, la norma recomienda cumplir los siguientes requisitos:

- El contenido de finos debe ser menor a 50%.
- El límite líquido debe ser menor de 40.
- El índice de plasticidad debe ser menor de 20.

Se considera además crear una zona de transición entre la zona reforzada y la zona retenida extendiendo el suelo refuerzo o con la utilización de refuerzos de una mayor longitud en las capas superiores.

El suelo retenido debe ser permeable, en caso presentarse suelos cohesivos se deberá prestar especial atención al diseño del drenaje con la finalidad de reducir la acción de la fuerza hidrostática.

2.4.2.1 Parámetros de diseño

Las principales propiedades de del suelo retenido deben ser obtenido de ensayos in situ o en laboratorio. Los parámetros a considerar en el diseño deben ser el peso específico, ángulo de fricción y cohesión.

La importancia de la realización de ensayos de laboratorio o in situ para una posterior correlación para la obtención de los parámetros de resistencia, radica en que estos tendrán influencia directa en el cálculo de los coeficientes de empuje con los que será verificada la estabilidad externa del MSEW.

CAPÍTULO 3.0 METODOLOGIA DE DISEÑO

3.1 DESCRIPCIÓN

Para el diseño de estructuras en concreto armado, acero, muros de suelo reforzado se recomienda el uso de la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design), el cual consiste en la aplicación de factores a las cargas aplicadas y la resistencia. El objetivo de esta metodología es asegurar que las solicitaciones generadas por cargas amplificadas no superen la resistencia (castigada por factores de carga) de los elementos de la estructura diseñada, frente a los modos de falla que se puedan generar de la vida útil de la estructura.

Hay que mencionar algunas diferencias con la metodología de análisis tradicional, diseño por esfuerzos admisibles (Allowable Stress Design), entre las cuales se encuentra la forma de comparar las solicitaciones a las que se encuentra sometida la estructura y la resistencia de esta ante dichas solicitaciones.

Con la metodología LRFD se considera además la incertidumbre en el diseño, la cual no era considerada en la metodología ASD.

Los factores aplicados a las cargas y resistencias utilizados en la metodología LRFD, fueron calibrados tomando como referencia resultados de la metodología ASD, por lo que los diseños obtenidos con ambas metodologías no deben variar significativamente.

Respecto a la metodología de análisis, la FHWA recomienda para muros de suelo reforzado el uso del Método simplificado para los MSEW, ya que puede ser aplicado a refuerzos metálicos y geosintéticos.

El procedimiento de diseño con la metodología LRFD es similar al utilizado en la metodología ASD. Los análisis de estabilidad externa e interna son evaluados para los estados límite de resistencia, mientras que los movimientos o deformaciones del muro y la evaluación de la estabilidad global son evaluados bajo estados límite de servicio.

En el análisis de estabilidad externa se considera la zona reforzada del MSEW como un sólido rígido. Se debe considerar los siguientes mecanismos de falla:

- Evaluación de falla por vuelco o restringir la excentricidad.
- Evaluación de falla por deslizamiento.
- Evaluación de falla por capacidad portante.
- Asentamientos excesivos de la estructura (dependiendo del sistema utilizado).

En el análisis de estabilidad interna se debe tener en consideración: la interacción entre el suelo y el refuerzo, la resistencia a tracción de los refuerzos, la durabilidad de los refuerzos ante posibles sustancias dentro del relleno estructural que alteren las características de resistencia de los mismos. Se debe considerar los siguientes mecanismos de falla:

- Evaluación de falla por resistencia a tracción de los refuerzos
- Evaluación por arrancamiento de los refuerzos.

Como se mencionó anteriormente, entre los principales cambios entre las metodologías ASD y LRFD es el modo de comparación entre solicitaciones y resistencias, es decir la manera de identificar las posibles fallas dentro del diseño. Dentro de la metodología LRFD se elimina el uso de los Factores de Seguridad, usados en ASD, haciendo uso del parámetro CDR (Capacity to Demand Ratio) que representa la relación entre la capacidad de resistencia y la demanda solicitada.

En el dimensionamiento de la estructura se busca obtener valores de CDR mayores a 1.0 para todos los tipos de falla. El diseño óptimo se logrará cuando el CDR sea 1.0.

3.2 CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

Dentro del diseño de estructuras es importante considerar las cargas a las que se encontrará sometida.

El análisis de muros de contención en general debe contemplar y satisfacer los siguientes requerimientos:

- Empuje lateral debido al suelo retenido, carga muerta y carga viva que se tenga sobre ella.
- Peso propio de la estructura.
- Eventos sísmicos

Para MSEW se diferencian en 2 grupos: Cargas permanentes y Cargas Transitorias o no permanentes. Dentro de ambos grupos encontramos las siguientes cargas descritas en la Tabla 3-1.

Tipo	Nombre	Descripción
Cargas Permanentes	EH	Empuje horizontal del suelo.
	ES	Sobrecarga por estructuras permanentes.
	EV	Presión vertical debido a taludes o rellenos.
Cargas Transitorias	CT	Colisión de Vehículos.
	EQ	Carga Sísmica.
	LL	Carga Vehicular.
	LS	Carga viva.

Tabla 3-1 Tipos de Carga y denominación.

Fuente: AASHTO 2010

Las combinaciones de carga requeridas dependerán del tipo de estructura, siendo necesarias menos combinaciones para estructuras temporales ya que tendrán menor probabilidad de estar sometida a estados Límite. Las combinaciones de carga a considerar son las presentadas en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2 Combinaciones de Carga

Fuente: AASHTO 2010

Combinación de carga por Estado Límite	EH ES EV	LS	EQ
Resistencia I	γ_p	1.75	-
Resistencia II	γ_p	1.35	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00

En la Tabla 3-3 se presentan los valores de los factores de cargas a ser aplicados a cargas permanentes:

Tabla 3-3 Factores de cargas para cargas permanentes

Fuente: AASHTO, 2010

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
EH: Presión de Suelo Horizontal	1.50	0.90
EV: Presión de Suelo Vertical	1.35	1.00
ES: Sobrecarga por rellenos	1.50	0.75

Observamos que se especifican dos valores para cada tipo de carga, un valor máximo y un valor mínimo, es importante entender el uso correcto de estos factores en el proceso de diseño de un MSEW.

Se utilizan los mínimos factores de carga en los casos en que la carga permanente favorece a la estabilidad y se utilizan los máximos factores de carga para los casos en que la carga permanente desfavorece la estabilidad.

Un ejemplo del uso de los factores de carga máximo y mínimo se da en el análisis de estabilidad externa en el que analizaremos los efectos que tiene el peso del relleno estructural del muro de tierra estabilizada mecánicamente.

Para la falla por deslizamiento y por volteo, el peso propio de la zona reforzada favorece a la estabilidad, por lo que los factores de carga a utilizar son los mínimos.

Por el contrario, al analizar la falla del muro por capacidad portante, el peso propio del muro desfavorece la estabilidad, por lo tanto se utilizará el factor de carga máximo para el peso propio.

En ambos casos se utilizará el factor de carga máximo en el caso de la carga inestabilizadora que es el empuje del terreno. Lo expuesto se observa en las Figura 3-1 y Figura 3-2.

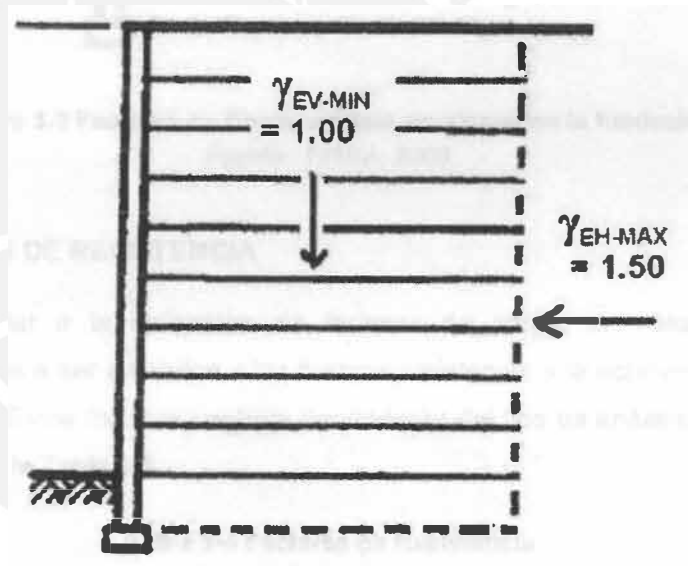


Figura 3-1 Factores de Carga análisis de deslizamiento y volteo
Fuente : FHWA, 2009.

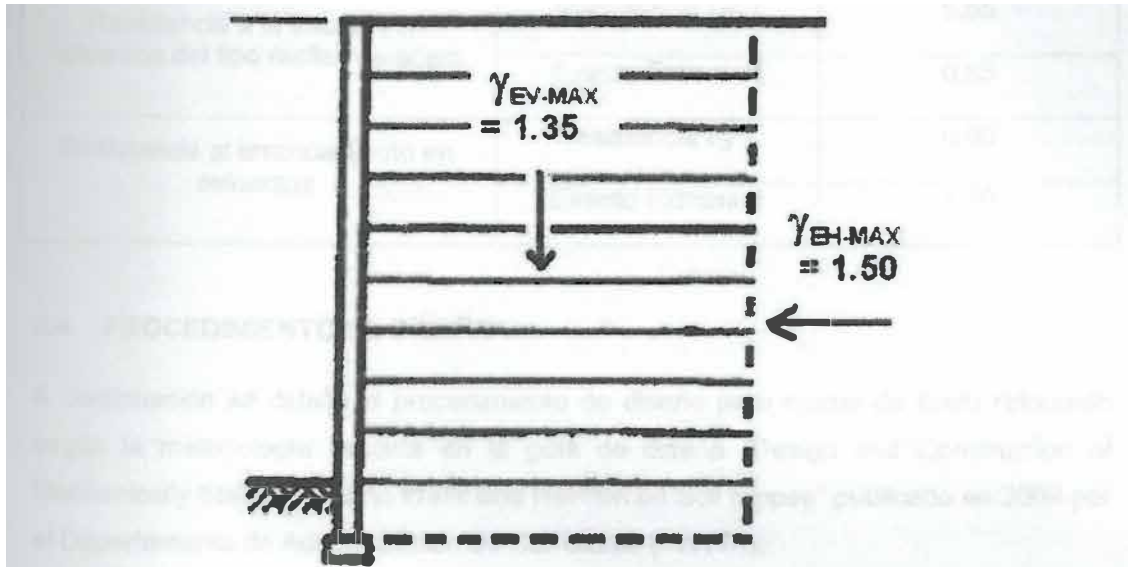


Figura 3-2 Factores de Carga análisis presiones en la fundación
Fuente : FHWA, 2009.

3.3 FACTORES DE RESISTENCIA

De manera similar a la aplicación de factores de carga, la metodología LRFD contempla factores a ser aplicados a las fuerzas resistentes a la ocurrencia de estados límites descritos. Estos factores también dependerán del tipo de análisis que se realice y se muestran en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4 Factores de Resistencia
Fuente: AASHTO, 2010.

Factores de Resistencia para Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente		
Capacidad Portante		0.65
Deslizamiento		1.00
Resistencia a la tracción en refuerzos geosintéticos	Resistencia I y II	0.90
	Evento Extremo I	1.20
Resistencia a la tracción en refuerzos del tipo flejes metálicos	Resistencia I y II	0.75
	Evento Extremo I	1.0

Resistencia a la tracción en refuerzos del tipo mallas de acero	Resistencia I y II	0.65
	Evento Extremo I	0.85
Resistencia al arrancamiento en refuerzos	Resistencia I y II	0.90
	Evento Extremo I	1.20

3.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

A continuación se detalla el procedimiento de diseño para muros de suelo reforzado según la metodología descrita en la guía de diseño “Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes” publicado en 2009 por el Departamento de Administración de Carreteras (FWWA).

El procedimiento se divide en una relación de pasos a seguir para el dimensionamiento de la estructura.

3.4.1 Paso 1: Establecer los requerimientos del proyecto

Se deberán definir 3 parámetros fundamentales:

3.4.1.1 Geometría del muro:

Depende del tipo de sistema a ser seleccionado y de la topografía. Incluye la definición de la altura de muro, inclinación del paramento frontal, el talud sobre el muro y el talud al pie del muro.

3.4.1.2 Condiciones de Carga:

Dependerá del fin para el cual está siendo diseñada la estructura, incluye: Sobrecargas de suelo, carga muerta, carga viva, sismicidad, etc.

3.4.1.3 Criterios de desempeño:

Depende de las características y el desempeño que se quiera alcanzar para la estructura, incluye la metodología de diseño, asentamientos diferenciales permitidos, periodo de diseño, etc.

3.4.2 Paso 2: Establecer los parámetros y características del proyecto

Refiere a las propiedades de los tipos de suelo que tendrán influencia en el diseño del muro (suelo de fundación, suelo retenido y relleno estructural), para los cuales se debe definir el peso específico y propiedades resistentes (ángulo de fricción y cohesión), basados en ensayos de laboratorio o in situ. A su vez hace referencia a la determinación del nivel freático en la zona del proyecto.

Como se indicó anteriormente para el suelo retenido y relleno estructural, considerando un suelo granular, no se debe considerar la cohesión y en ausencia de ensayos de laboratorio el máximo valor del ángulo de fricción será 34 grados. En caso tener un suelo de alta plasticidad como suelo retenido, la FHWA recomienda ensayar en condiciones drenadas y no drenadas el material y evaluar detenidamente su comportamiento. Según lo indicado en norma AASHTO 2010 para el diseño de muros de tierra estabilizada mecánicamente, no deberá utilizarse en diseño un ángulo de fricción superior a 40 grado, incluso si se cuenta con ensayos que determinen un valor superior.

3.4.3 Paso 3: Pre-dimensionamiento

En este nivel se definirá la altura de empotramiento del muro, dependerá de la geometría definida y del fin para el cual está siendo diseñado. La altura de empotramiento mínima recomendada por la AASHTO es de 0.60 metros.

Tabla 3-5 Profundidad de empotramiento

Fuente: AASHTO, 2010

Slope in Front of Structures		Minimum Embedment Depth
Horizontal	for walls	$H/20.0$
	for abutments	$H/10.0$
$3.0H:1.0V$	walls	$H/10.0$
$2.0H:1.0V$	walls	$H/7.0$
$1.5H:1.0V$	walls	$H/5.0$

Se definirá una longitud del refuerzo (base del muro) tentativa, la cual dependerá de la geometría del mismo, las condiciones de análisis y será función de la altura total

de suelo a contener. Según recomendaciones de la oficina de administración de carreteras del departamento de transportes de Estados Unidos (U. S. Department of Transportation – Federal Highway Administration), se deberá tomar como longitud mínima de refuerzo igual al 70 por ciento de la altura total de la estructura. Sin embargo esta longitud de refuerzo será considerada en la etapa de pre-dimensionamiento y será optimizada al momento del diseño a detalle de la estructura.

Para muros de hasta 3.50 m. de altura, el valor mínimo de longitud de refuerzo es de 2.50 metros, distancia requerida para que pueda trabajar y maniobrar un equipo de compactación ligero.

Se ha observado que al disminuir la longitud de los refuerzos se incrementa la deformación horizontal.

Los valores de altura de empotramiento y longitud de refuerzo presentados son utilizados para un primer cálculo, y deben ser verificados, ya que estos podrán variar con la finalidad de optimizar las dimensiones del muro cumpliendo los requerimientos de estabilidad establecidos.

3.4.4 Paso 4: Cálculo de las Cargas

Para el cálculo de las cargas aplicadas en el MSEW se debe tener en cuenta la geometría del muro. A continuación describiremos el caso de un muro con una plataforma horizontal y sobrecarga.

Las cargas aplicadas principalmente son la del empuje debido al suelo retenido y el empuje generado por sobrecargas. Se debe clasificar debidamente el tipo de carga que se tiene según los tipos de cargas mencionados anteriormente.

La determinación de las principales fuerzas se muestra en la Figura 3-3.

Los empujes se ven afectados por el coeficiente de empuje activo (K_a), para la geometría especificada se calcula por la Ecuación 3.1,

$$K_{ab} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_b}{2}\right)$$

Ecuación 3.1

Dónde: ϕ'_b = Ángulo de fricción del suelo retenido.

La sobrecarga considerada se modela como el efecto que produce una altura de suelo equivalente sobre el muro. Para el paso de vehículos paralelo al muro se considera una altura de suelo equivalente de 0.60 metros, considerando un peso específico de 2 ton/m^3 , se tiene una sobrecarga de 1.20 Ton/m^2 . Sin embargo el diseñador deberá evaluar si está sobrecarga considerada será suficiente para representar las cargas reales, estas podrían ser mayores en el caso de soportar vehículos muy pesados como es el caso del diseño de chancadoras en minería.

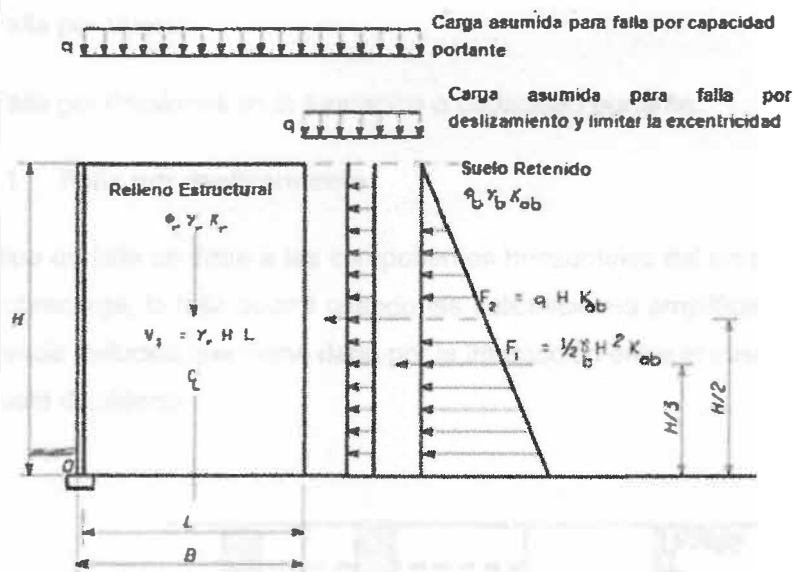


Figura 3-3 Cálculo de empujes debido al suelo retenido y sobrecargas
Fuente: AASHTO, 2010

3.4.5 Paso 5: Definir las combinaciones de carga, factores de carga y factores de resistencia.

Basándonos en la Tabla 3-2, obtenemos las combinaciones a utilizar, para lo cual debemos haber definido y agrupado las cargas que actuarán en el muro.

Los factores de carga a usarse son los establecidos en la Tabla 3-2 y Tabla 3-3 mencionadas anteriormente. Se debe tener en consideración que las cargas no permanentes no deben participar en el proceso de diseño si estas favorecen a la estabilidad, por lo que habrá que analizar cada caso.

Los factores de resistencia son los establecidos en la Tabla 3-3 y Tabla 3-4.

3.4.6 Paso 6: Análisis de Estabilidad Externa

Para el análisis de la estabilidad externa se considera a la masa de suelo reforzado como un sólido rígido, se consideran los mecanismos de falla potencial a evaluar en la estabilidad externa son:

- Falla por Deslizamiento
- Falla por Vuelco
- Falla por Presiones en la fundación o capacidad portante.

3.4.6.1 Falla por deslizamiento:

Este tipo de falla se debe a las componentes horizontales del empuje del terreno y la sobrecarga, la falla ocurre cuando las solicitaciones amplificadas superan la resistencia reducida que viene dada por la interacción entre el suelo de fundación y el suelo de relleno.

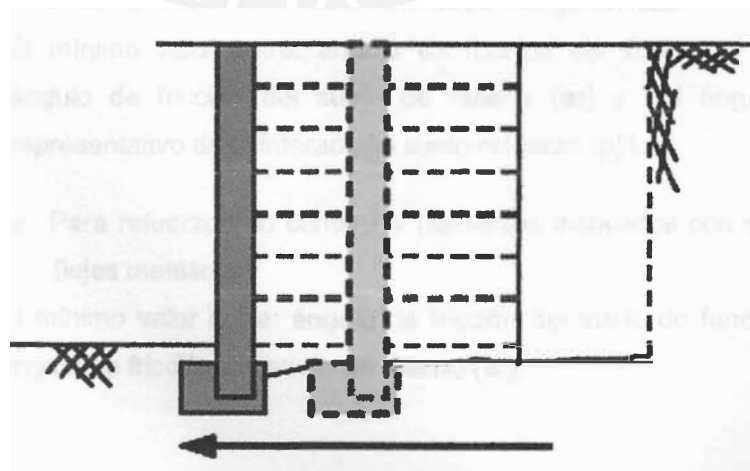


Figura 3-4 Falla por Deslizamiento

Fuente : FHWA, 2009

La resistencia a deslizamiento dependerá del peso del muro, de la resistencia del suelo de fundación y el suelo de relleno, además del tipo de refuerzo a usar.

Para el análisis por deslizamiento se deberán calcular las componentes horizontales de las solicitaciones de manera similar al procedimiento presentado en la Figura 3-3.

La Fuerza desestabilizante viene dada por la suma de las fuerzas F1 y F2, la cual denominaremos Pd. Se debe aplicar el factor carga correspondiente al análisis, para lo cual recurrimos a la Tabla 3-2 y Tabla 3-3.

Para el cálculo de la resistencia se utilizará la Ecuación 3.2.

$$R_t = V \times \tan \delta$$

Ecuación 3.2

Donde: R_t : Resistencia frente a deslizamiento.

V : Resultante de la fuerza vertical.

δ : Coeficiente de fricción entre el muro y el suelo de fundación

Debemos prestarle particular interés al evaluar el parámetro δ , el que tomará los siguientes valores:

- o Para refuerzos continuos (refuerzos tipo geomallas):

El mínimo valor entre: ángulo de fricción del suelo de fundación (ϕ_f), ángulo de fricción del suelo de relleno (ϕ_r) y el ángulo de fricción representativo de la interacción suelo-refuerzo (ρ)¹.

- o Para refuerzos no continuos (refuerzos instalados con separación p.e. flejes metálicos):

El mínimo valor entre: ángulo de fricción del suelo de fundación (ϕ_f) y el ángulo de fricción del suelo de relleno (ϕ_r).

¹ El valor para ρ es obtenido mediante ensayos de laboratorio estandarizados por los fabricantes de los refuerzos, en caso no tener el valor considerar el valor de $2/3 \phi_r$.

Una vez calculada la resistencia frente a deslizamiento, se debe aplicar el factor de resistencia correspondiente, obtenido de la Tabla 3-4.

Comparar la resistencia reducida con la fuerza desestabilizante amplificada y calcular el CDR como la razón entre ambas. En caso obtener un CDR menor a 1 se podrá alargar la base del muro o aumentar la altura de empotramiento, logrando un mayor peso de la estructura.

3.4.6.2 Falla por vuelco o excentricidad:

El análisis de este tipo de falla consiste en verificar la ubicación de la fuerza resultante, encontrando el momento desestabilizador que podría producir el vuelco de la estructura.

Limitando la excentricidad de la fuerza resultante respecto al centro de la base del muro, buscamos que se genere un trapecio de presiones en la fundación, la cual es la distribución de presiones óptima en el diseño de cimentaciones.

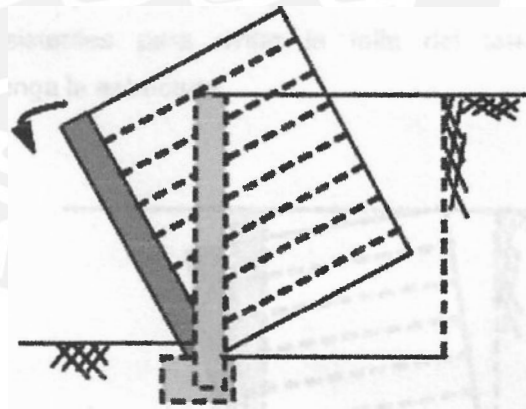


Figura 3-5 Falla por Vuelco

Fuente: FHWA, 2009.

Para la ubicación de la fuerza resultante utilizamos la excentricidad, realizando la suma de momento en la mitad de la base del muro (L), la excentricidad máxima se considera para análisis estático:

- o Cimentado en suelo: $e_{max} = L/4$

- o Cimentado en roca: $e_{max} = 3L/8$

Para el análisis pseudo estático se limita la excentricidad a:

- o Cimentado en suelo o roca: $e_{max} = 2L/5$

Se puede realizar el equilibrio de fuerzas basándonos en la Figura 3-3.

Para el cálculo de la excentricidad se debe tomar en cuenta las cargas amplificadas, utilizando el máximo factor en caso la carga desestabilice la estructura y el mínimo factor en caso la carga brinde estabilidad a la estructura.

3.4.6.3 Falla por capacidad portante

La capacidad portante de un suelo se calcula considerando los parámetros de resistencia al corte bajo las condiciones analizadas. Estas deben ser lo suficientemente resistentes para evitar la falla del terreno debido a las sollicitaciones que tenga la estructura.

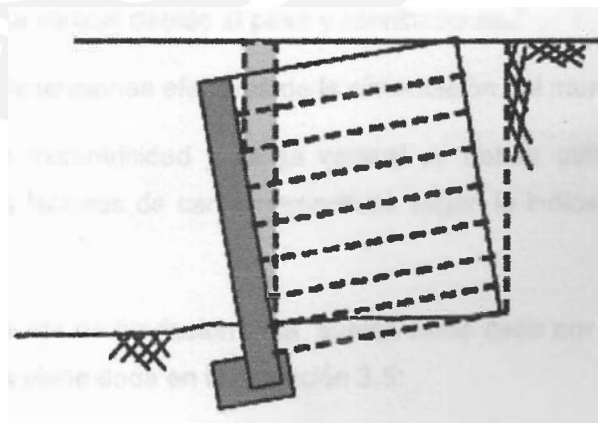


Figura 3-6 Falla por capacidad portante
Fuente: FHWA, 2009.

Es importante la ubicación del nivel freático debido a que la presencia de agua en el suelo de cimentación reducirá de manera apreciable la resistencia del mismo.

Para una configuración de cargas que produzcan excentricidades se deberá tener en cuenta el parámetro “base efectiva”, que consiste en la consideración de una disminución del área que resiste las solicitaciones por efecto del momento que se producirá. Ello se observa en la Ecuación 3.3.

$$B' = B - 2 \times e$$

Ecuación 3.3

Donde: B': Ancho de base efectiva del muro.
 B: Ancho de base total del muro.
 e: Excentricidad producida por la configuración de cargas.

Para cada combinación de cargas se tendrá una base efectiva diferente lo que llevará a tener una capacidad de soporte diferente, por lo que se debe hacer en análisis para cada caso.

Para el cálculo de la presión aplicada al terreno se considera la Ecuación 3.4:

$$qap = \frac{V}{B' \times L'}$$

Ecuación 3.4

Siendo: qap: Presión aplicada al suelo de fundación.
 V: Carga vertical debido al peso y solicitaciones.²
 B', L': Dimensiones efectivas de la cimentación del muro.

Para el cálculo de excentricidad y carga vertical se deben utilizar las cargas multiplicada por los factores de carga respectivos según lo indicado en la Tabla 3-2 y Tabla 3-3

La resistencia del suelo de fundación para suelos viene dada por la ecuación de capacidad de carga viene dada en la Ecuación 3.5:

$$q_d = CN_c S_c i_c + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma i_\gamma + \gamma_1 D_f N_q S_q d_q i_q$$

Ecuación 3.5

Donde: q_d : Resistencia al corte nominal.

C: Cohesión del suelo de fundación.

γ : Peso específico del suelo de fundación.

B' : Ancho efectivo de la cimentación.

D_f : Profundidad de cimentación.

N_c, N_q, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga (Tabla 3-6)

S_c, S_γ, S_q : Coeficientes por forma de la cimentación.

i_c, i_γ, i_q : Factores de inclinación de carga.

Los factores de capacidad de carga dependen únicamente del ángulo de fricción del terreno. Estos factores son calculado según:

$$N_q = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

Ecuación 3.6

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Ecuación 3.7

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Ecuación 3.8

La Tabla 3-6 resume los factores de capacidad de carga para diferentes valores de ángulo de fricción del suelo de fundación.

La norma AASHTO y la guía de diseño de la FHWA presenta los factores de forma calculados según la teoría de Vesic (1973):

$$s_q = 1 + \frac{B \cdot N_q}{L \cdot N_c}$$

Ecuación 3.9

² Para el análisis de la falla por capacidad portante se debe considerar la sobrecarga incluso sobre el suelo de relleno, a diferencia de los análisis de falla por deslizamiento y vuelco.

$$s_c = s_q$$

Ecuación 3.10

$$\gamma = -0,4 \frac{z}{L}$$

Ecuación 3.11

Tabla 3-6 Coeficientes de capacidad de carga
Fuente: FHWA, 2009.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	25.9
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	37.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Note:
 N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reisner, 1924), and N_γ (Vesic, 1975).
 N_q is embedment term, which is typically not used in MSE wall design.

Luego de calcular la resistencia al corte, se deberá aplicar el factor de resistencia establecido en la Tabla 3-4, se deberá verificar que la resistencia reducida sea mayor a la presión ejercida por las cargas amplificadas. Calcular el CDR como la razón entre ambas.

En caso obtener un CDR menor a 1, se podrá aumentar la dimensión de la base del muro o aumentar la profundidad de empotramiento, para tener una mayor capacidad portante.

3.4.7 Paso 7: Análisis de Estabilidad Interna

El análisis frente a la falla por estabilidad interna se debe realizar en cada capa de refuerzo que se disponga en el diseño. Los mecanismos de falla potencial a evaluar son:

- Falla por resistencia (ruptura del refuerzo o deformación excesiva)
- Falla por arrancamiento o pullout.

Para ambos tipos de falla es importante el tipo de refuerzo a utilizar con respecto a su extensibilidad, extensible o inextensible, ya que de esto dependen muchas consideraciones al momento del análisis y diseño.

La carga en cada capa de refuerzo debe ser en la zona de máximo esfuerzo, que será calculada en función de la extensibilidad del refuerzo. La carga desarrollada en los refuerzos debe ser menor que la resistencia a tracción del refuerzo a largo plazo y no debe generar el arrancamiento del mismo.

Para la ubicación del máximo esfuerzo a desarrollarse en el refuerzo, este se asume ubicado en el límite de la zona activa y la zona resistente, es decir en la superficie potencial de falla.

Para el diseño con **refuerzos inextensibles**, la superficie de falla es una configuración bilineal presentada en la Figura 3-7.

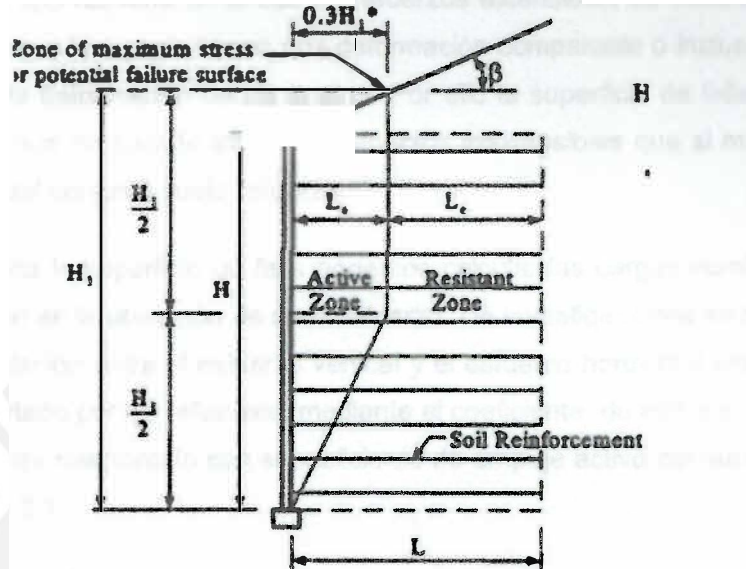


Figura 3-7 Superficie de Falla Refuerzo Inextensible
Fuente: AASHTO, 2010.

Para el diseño con **refuerzos extensibles**, la superficie de falla es una configuración lineal, representada por el tipo de falla relacionado a la teoría de Rankine, presentado en la Figura 3-8.

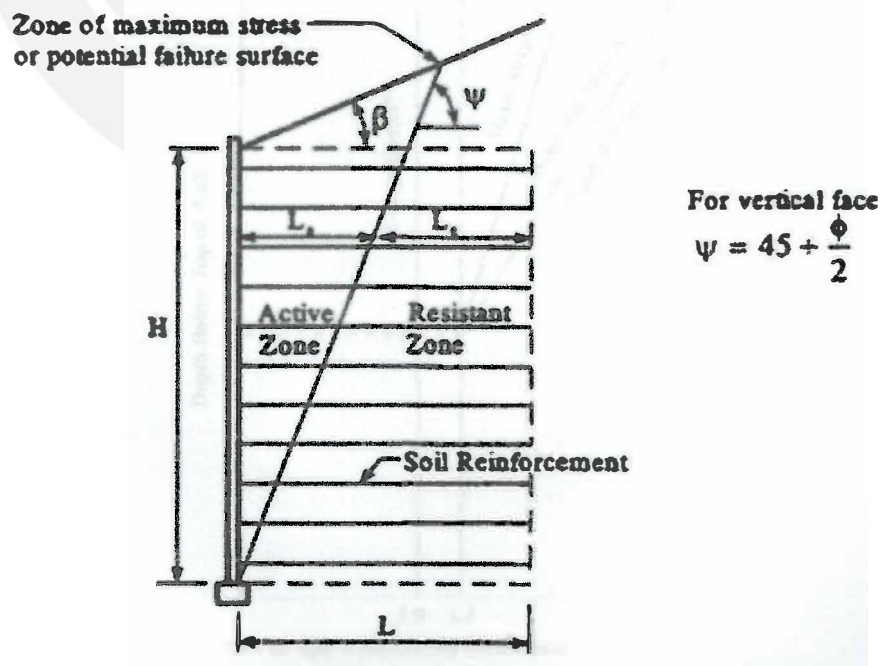
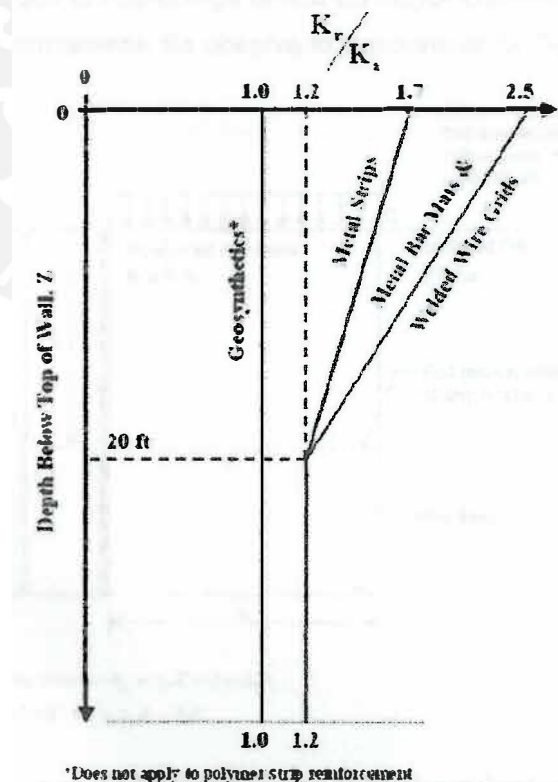


Figura 3-8 Superficie de falla – Refuerzo Extensible
Fuente: AASHTO, 2010.

El tipo de falla tipo Rankine en el uso de refuerzos extensibles se debe a que este tipo de refuerzos a la ruptura tienen una deformación comparable o incluso mayor a la capacidad de deformación de los suelos. Por ello la superficie de falla no se ve modificada, lo que no sucede al utilizar refuerzos inextensibles que si modifican la forma de falla del conjunto suelo-refuerzo.

Una vez definida la superficie de falla podemos calcular las cargas nominales que se desarrollarán en la ubicación de cada refuerzo. De investigaciones se ha logrado encontrar la relación entre el esfuerzo vertical y el esfuerzo horizontal producido, el que será soportado por los refuerzos, mediante el coeficiente de esfuerzo lateral K_r , que se encuentra relacionado con el coeficiente de empuje activo del suelo definido en la Ecuación 3.1.

La relación entre K_r y K_a depende de la extensibilidad y tipo de refuerzo, para lo cual se ha elaborado la Figura 3-9, donde se distingue la variación de la relación K_r/K_a en mención para diferentes profundidades y diferentes tipos de refuerzo.



*Does not apply to polymer strip reinforcement

Figura 3-9 Razón K_r/K_a
Fuente, AASHTO, 2010.

La elaboración de la Figura 3-9 se logró debido a investigación en la cual se instrumentó y midió los esfuerzos y deformaciones que se generaban en muros para obtener la relación con el coeficiente de empuje activo.

Se tendrá el esfuerzo horizontal σ_H , dado por la Ecuación 3.12.

$$\sigma_H = K_a [\sigma_v] + \Delta\sigma_H$$

Ecuación 3.12

Siendo: σ_v : El esfuerzo vertical a la altura del refuerzo analizado.

Para la obtención del esfuerzo vertical, se debe aplicar las combinaciones y factores de carga de acuerdo a la Tabla 3-2 y Tabla 3-3.

A su vez, se debe tener en cuenta que para el análisis por falla por resistencia la sobrecarga sobre el muro, mas no en el caso del análisis contra falla por arrancamiento ya que la sobrecarga brinda un mayor confinamiento y la sobrecarga no es una carga permanente. Se observa lo expuesto en la Figura 3-10.

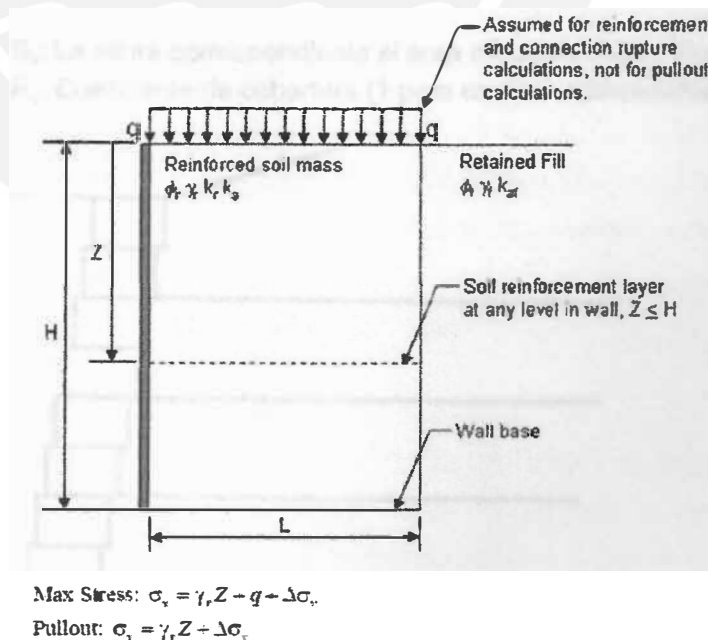


Figura 3-10 Sobrecarga en análisis estabilidad interna

Fuente: AASHTO, 2010.

A

continuación se debe plantear una configuración tentativa de la ubicación de los refuerzos basándonos en el tipo de paramento frontal, ya que por ejemplo al utilizar paneles prefabricados de concreto se tendrán espaciamientos constantes.

Según lo recomendado por la guía de diseño de muros de tierra estabilizada mecánicamente de la oficina de administración de carreteras del departamento de transportes de Estados Unidos, no se debe tener espaciamientos mayores a 0.80 m. para lograr un buen confinamiento.

3.4.7.1 Diseño por Resistencia

Para el cálculo de la máxima tensión a desarrollarse en el refuerzo se tendrá en cuenta el área tributaria de cada refuerzo, la cual tiene relación directa con la separación entre refuerzos, y el esfuerzo horizontal calculado en base a las cargas emplicadas. Mediante la Ecuación 3.13.

$$P_{\text{MAX-UWR}} = \frac{\sigma_H S_v}{R_c}$$

Ecuación 3.13

Siendo: S_v : La altura correspondiente al área tributaria según Figura 3-11.
 R_c : Coeficiente de cobertura (1 para un área completamente cubierta).

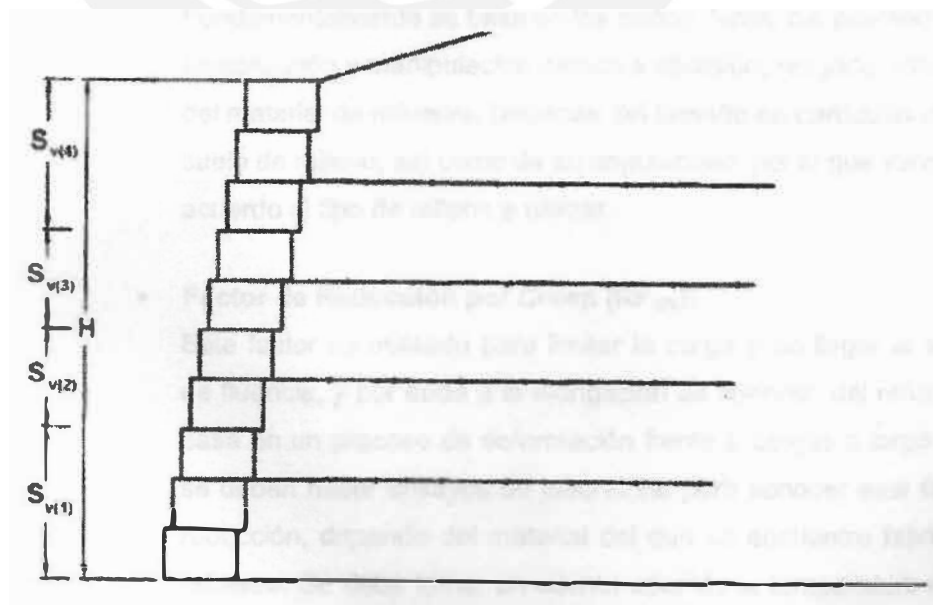


Figura 3-11 Representación área tributaria

Fuente: FHWA, 2009.

A continuación se debe calcular las propiedades de resistencia del refuerzo a largo plazo, por lo cual se deben considerar según el tipo de refuerzo algunas consideraciones de disminución de resistencia en las características iniciales de los refuerzos.

a) Para refuerzos sintéticos:

El cálculo de la resistencia del refuerzo a largo plazo viene dado por la utilización de factores de reducción aplicados a la capacidad inicial de resistencia. Dado por la Ecuación 3.14.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{nit}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D}$$

Ecuación 3.14

Dónde:

T_{al} : Resistencia del refuerzo a largo plazo.

T_{ult} : Resistencia ultima inicial.

RF_{ID} : Factor de Reducción por daños en instalación.

RF_{CR} : Factor de Reducción por creep.

RF_D : Factor de Reducción por durabilidad.

- **Factor de Reducción por daños en instalación (RF_{ID}):**

Fundamentalmente se basa en los daños dentro del proceso de construcción y manipulación debido a abrasión, rasgado, rotura, etc. del material de refuerzo. Depende del tamaño de partículas del suelo de relleno, así como de su angularidad, por lo que varía de acuerdo al tipo de relleno a utilizar.

- **Factor de Reducción por Creep (RF_{CR}):**

Este factor es utilizado para limitar la carga y no llegar al esfuerzo de fluencia, y por ende a la elongación de fluencia, del refuerzo. Se basa en un proceso de deformación frente a cargas a largo plazo y se deben hacer ensayos de laboratorio para conocer este factor de reducción, depende del material del que se encuentre fabricado el refuerzo. Se debe tomar en cuenta además la temperatura media a la cual estará sometida la estructura, temperaturas mayores,

generando reducciones mayores en la resistencia del refuerzo. El tiempo de vida de la estructura también debe ser considerado.

- **Factor de Reducción por durabilidad (RF_{1D}):** Se basa principalmente en la facilidad del refuerzo a ser atacado por agentes agresivos dentro del medio ambiente. Un problema frecuente es la hidrólisis dependiendo del grado de alcalinidad del medio, por lo cual es importante tener información acerca del pH del relleno estructural, ya que estará directamente en contacto con los refuerzos. El tiempo de vida de la estructura también debe ser considerado.

b) Para refuerzos de Acero

La pérdida de resistencia en refuerzos de acero se da debido a la reducción del espesor del elemento, siendo destinado una porción del espesor inicial para sacrificio debido a la pérdida de sus propiedades resistentes debido a la corrosión que sufra a lo largo de la vida útil de la estructura.

$$E_c = E_n - E_R$$

Ecuación 3.15

En la Ecuación 3.15 se observa que E_c , espesor a largo plazo, viene dado por la diferencia entre E_n , espesor inicial, y E_R espesor de sacrificio.

Con el espesor a largo plazo se calcula el área transversal de acero A_c . Y podemos calcular la resistencia a tracción a largo plazo de la Ecuación 3.16.

$$T_{al} = \frac{F_y A_c}{b}$$

Ecuación 3.16

Donde:

Tal: Resistencia a tracción a largo plazo.

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

Ac: Área transversal a largo plazo.

b: Ancho del flete o tira de acero.

Se indica además que los refuerzos estén galvanizados. El espesor del galvanizado depende del espesor del refuerzo, según los requerimientos mínimos que se muestran en la Tabla 3-7.

Tabla 3-7 Espesor mínimo de galvanizado

Fuente: FHWA

Category	Steel Thickness	Minimum Galvanization Thickness
Strip	< ¼ in. (6.4 mm)	3.4 mils (85 µm)
	> ¼ in. (6.4 mm)	3.9 mils (100 µm)
Wire*	All diameters	3.4 mils (85 µm)

* For bar mats fabricated from uncoated steel wire.

Una vez obtenido la resistencia del refuerzo a largo plazo se debe aplicar el factor de resistencia según lo establecido en la Tabla 3-4.

Calcular el CDR comparando la resistencia reducida con las solicitaciones calculadas utilizando las cargas amplificadas, para cada nivel de refuerzo.

3.4.7.2 Diseño por Arrancamiento.

El diseño por arrancamiento se basa en asegurar una longitud de empotramiento, que parta de la superficie de falla hacia la zona resistente, mayor a la longitud de empotramiento necesaria para no se arranque el refuerzo.

Se basa en la Ecuación 3.17.

$$L_e \geq \frac{T_{MAX}}{\phi F * \alpha \sigma_v CR_c}$$

Ecuación 3.17

Dónde: Le: Longitud de empotramiento

Ø: Factor de resistencia, ver Tabla 3-4.

Tmax: Máxima tensión en el refuerzo.

F*: Factor de resistencia al arrancamiento

A: Factor de escala.

σ_v : Esfuerzo vertical nominal (sin amplificar) al nivel del refuerzo

C=2

Rc: Coeficiente de cobertura.

La longitud de empotramiento debe ser tal que cumpla la Ecuación 3.17 y se tenga una longitud de empotramiento mínima de 1 metro.

Basándonos en el tipo de refuerzo que se tenga, conocemos la superficie de falla por lo que geoméricamente es posible calcular la longitud de empotramiento que se tiene a cada nivel.

3.4.8 Paso 8: Verificación de la estabilidad global

Para el análisis global se recomienda el uso de programas de análisis de estabilidad de taludes como ReSSA o Slide.

Dichos software trabajan bajo la metodología de equilibrio límite, que consiste en evaluar la estabilidad para diferentes superficies de falla.

Es importante verificar la falla global para el tipo de falla circular y en cuña bajo las diferentes consideraciones basadas en la Tabla 3-2 y Tabla 3-3. Además de la aplicación de los factores de resistencia.

3.4.9 Paso 9: Diseño del sistema de drenaje

El sistema de drenaje es fundamental en el diseño de todo muro de contención para aliviar las presiones generadas por el empuje hidrostático.

Se deberá considerar los siguientes sistemas de drenaje:

- Drenaje subsuperficial
- Escurrimiento superficial

CAPÍTULO 4.0 DATOS DEL PROYECTO

El proyecto a desarrollar consiste en el diseño de los muros colindantes a los edificios de chancado de dos chancadoras primarias. Para el diseño de los muros se utilizará la tecnología de suelo reforzado. Los muros deben ser estables en condiciones estáticas y pseudo estáticas durante el periodo de vida útil requerido y cumpliendo los valores mínimos de estabilidad requeridos, estabilidad interna y externa.

En el presente capítulo se describirán las condiciones tomadas en cuenta para el diseño de las estructuras.

4.1 GEOMETRÍA DE LOS MUROS

Las estructuras de contención serán proyectadas de tal manera que se adecuen al terreno natural, disminuyendo la cantidad de corte en la medida que sea posible.

Cada chancadora primaria se encuentra ubicada entre dos muros, que servirán de plataforma para el tránsito de los camiones que descargan el material en las chancadoras, por lo tanto por cada chancadora se deberán diseñar dos muros de suelo reforzado, dando un total de cuatro muros. Esto se puede apreciar en la Figura 4-1.



Figura 4-1 Ubicación chancadora primaria entre muros de suelo reforzado
Fuente: Tierra Armada Internacional

Se tienen dos chancadoras, las cuales serán denominadas “Chancadora Primaria 1” y “Chancadora Primaria 2”.

Los muros de contención correspondientes a la Chancadora Primaria 1 son formados por dos muros de contención, que serán denominados “Muro 1” y “Muro 2” (ver Figura 4-2).

El muro 1 corresponde al muro ubicado en la zona izquierda del edificio de chancado, según vista frontal, tiene una longitud de 22m. y un desnivel de hasta 33.90 m. en la zona próxima al edificio de chancado. El muro va disminuyendo su desnivel adecuándose a la superficie de corte con una pendiente H:V igual a 1:2, llegando a una altura de muro de aproximadamente 1.70m.

El muro 2 corresponde al muro ubicado en la zona derecha del edificio de chancado, tiene una longitud de 49 m. y un desnivel de hasta 33.90 también en la zona próxima al edificio de chancado. El muro va disminuyendo su desnivel, considerando dos banquetas intermedias, la pendiente de la superficie de corte corresponde a H:V igual a 1:2, llegando a una altura de muro de 7.50m.

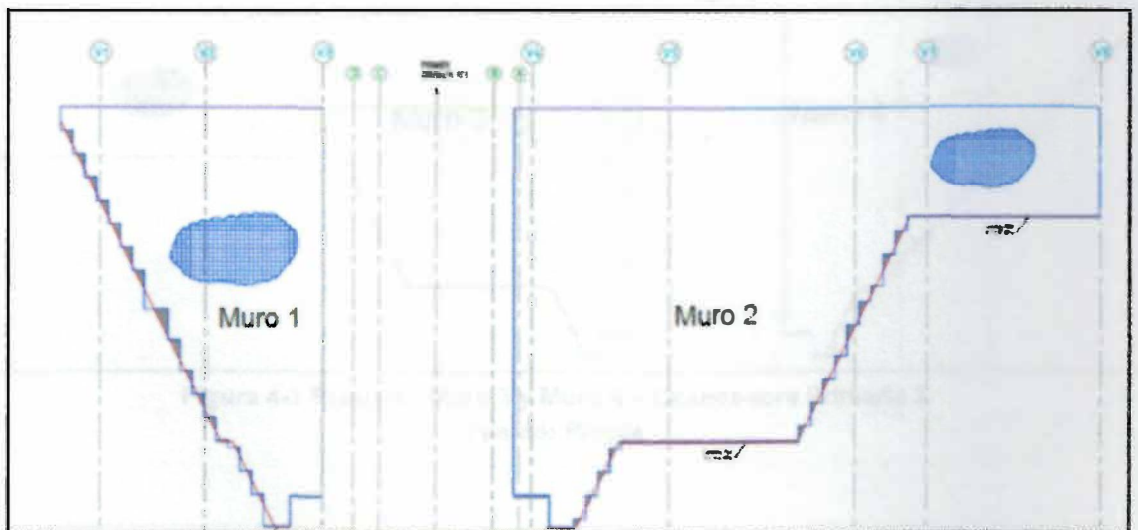


Figura 4-2 Esquema Muro 1 y Muro 2 – Chancadora Primaria 1
Fuente : Propia

Los muros de contención correspondientes a la Chancadora Primaria 2 son formados por dos muros de contención, que serán denominados “Muro 3” y “Muro 4”, según se presenta en la Figura 4-3.

El muro 3 corresponde al muro ubicado en la zona izquierda del edificio de chancado, según vista frontal, tiene una longitud de 66 m. y un desnivel de hasta 33.90 m. en la zona próxima al edificio de chancado. El muro va disminuyendo su desnivel, considerando dos banquetas, adecuándose a la superficie de corte con una pendiente H:V igual a 1:2, llegando a una altura de muro de aproximadamente 14 m.

El muro 4 corresponde al muro ubicado en la zona derecha del edificio de chancado, tiene una longitud de 36 m. y un desnivel de hasta 33.90 también en la zona próxima al edificio de chancado. El muro va disminuyendo su desnivel, considerando una banqueta intermedia, se tiene dos pendientes en este muro, en los niveles inferiores a la banqueta se consideró una pendiente de la superficie de corte correspondiente a H:V igual a 1:2, en los niveles superiores a la banqueta se consideró una pendiente de la superficie de corte correspondiente a H:V igual a 1:1.

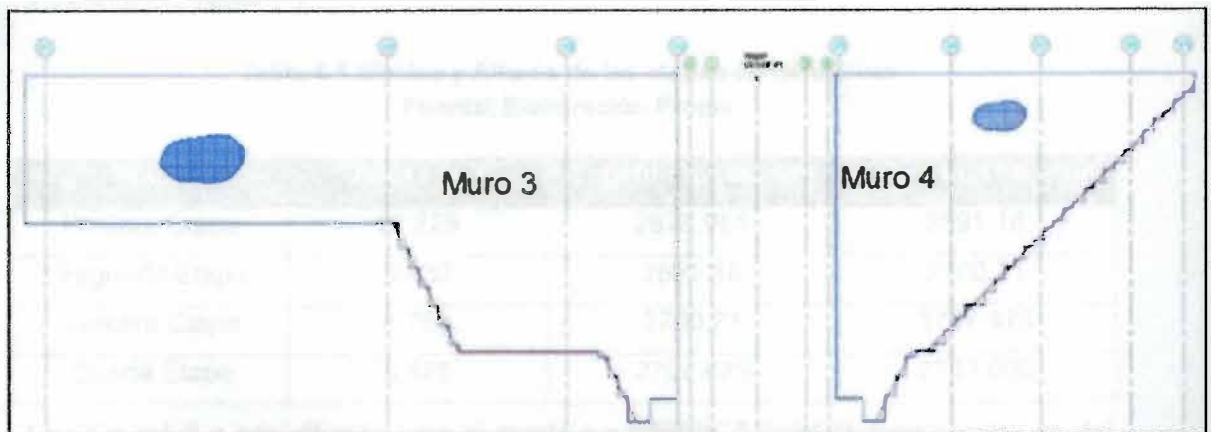


Figura 4-3 Esquema Muro 3 y Muro 4 – Chancadora Primaria 2

Fuente: Propia

4.2 CARGAS

Las cargas consideradas en el diseño corresponden a las situaciones críticas que se desarrollen sobre los muros durante la construcción y vida útil de la estructura. Se debe considerar además las solicitaciones adicionales en el muro frente a un evento sísmico.

4.2.1 Solicitaciones durante la construcción

La construcción de los muros está programada para ser llevada a cabo en 4 etapas. Entre estas etapas se hará uso de maquinaria para el montaje del edificio de chancado, ubicado próximo a los muros.

Se deberá considerar en el diseño la operación de una grúa de izaje que participará en el montaje de los edificios de chancado. Este caso de carga deberá ser considerado sobre la plataforma que se genere al finalizar las etapas 2, 3 y 4 de la secuencia constructiva. La cota de cimentación del muro más alto será 2678.951 msnm

La ubicación de los niveles de las etapas durante la construcción de los muros se indican en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1 Niveles y Alturas de las etapas constructivas
Fuente: Elaboración Propia

Etapa	Altura (m)	Cota Inicio (msnm)	Cota Final (msnm)
Primera Etapa	12.229	2678.951	2691.18
Segunda Etapa	9.530	2691.18	2700.71
Tercera Etapa	6.765	2700.71	2707.475
Cuarta Etapa	5.525	2707.475	2713.000

La grúa móvil a ser utilizada para el montaje y tránsito durante la construcción es del tipo Grove GMK 7450, la cual tiene una capacidad de carga de hasta 450 tn. La grúa móvil podrá desplazarse en sentido paralelo y perpendicular al paramento frontal del muro.

La grúa móvil será necesaria a partir de la finalización de la etapa 2 de construcción, por lo que al finalizar la etapa 1 se considerará una sobrecarga mínima para su

verificación. A partir de la etapa 2 de construcción, se deberá verificar que se cumplan los requerimientos de estabilidad en caso estático en el caso de operación de la grúa.

La grúa móvil tiene 8 placas estabilizadoras, 4 en la zona delantera y 4 en la zona trasera, las cuales soportan el total de la carga al terreno cuando esta se encuentra en operación, siendo el escenario más crítico debido a maquinaria utilizada durante la construcción. La sección de cada placa estabilizadora es $0.75m \times 0.75m$.

Según diferentes consideraciones dependiendo de la posición del brazo de carga, se tiene como escenario crítico la siguiente distribución:

- Las placas estabilizadoras de la parte delantera toman el 75% de la carga total (450 Tn.), equivalente a 337.5 Tn.
- Las placas estabilizadoras de la parte trasera toman el 25% de la carga total (450 Tn.), equivalente a 112.5 Tn.

De acuerdo a la libre operación de la grúa, en cuanto a su ubicación, se realizará la verificación considerando la distribución de cargas para las placas estabilizadoras de la parte delantera. Por recomendaciones del proveedor de este tipo de grúa se recomienda su operación a una distancia no menor de 5 metros del paramento frontal, medida desde el extremo más cercano de las placas estabilizadoras.

En el diseño se considerará la ubicación más cercana de las placas estabilizadoras a 6 metros del paramento frontal. Las cargas a modelar para la verificación se muestran en la Figura 4-4.

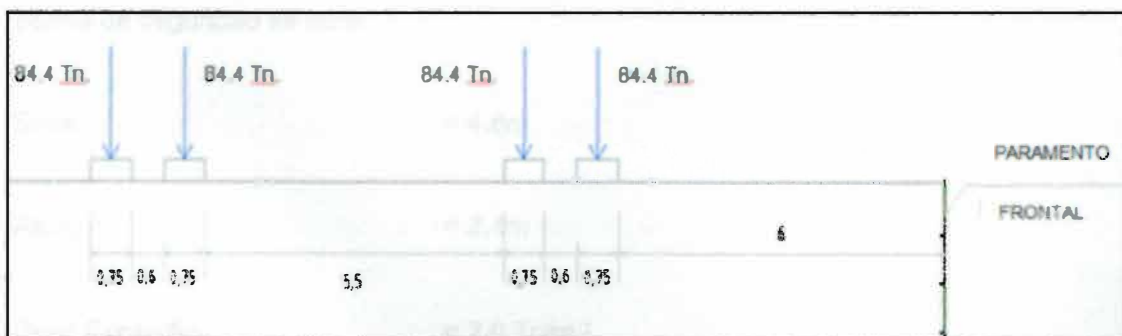


Figura 4-4 Esquema de distribución de cargas durante la construcción
Fuente: Propia

4.2.2 Solicitaciones durante la vida útil de la estructura

4.2.2.1 Carga muerta

Debido a la altura de los equipos a transitar sobre la plataforma contenida por el muro de suelo reforzado, los operadores tienen una visibilidad limitada.

Para evitar accidentes al trabajar cerca al paramento frontal se proyecta la construcción de una berma de seguridad, compuesta por un relleno triangular de 2.40 m. de altura y base de 4.80 m. además de cajas de gaviones de un metro de altura, según la configuración presentada en la Figura 1-5.

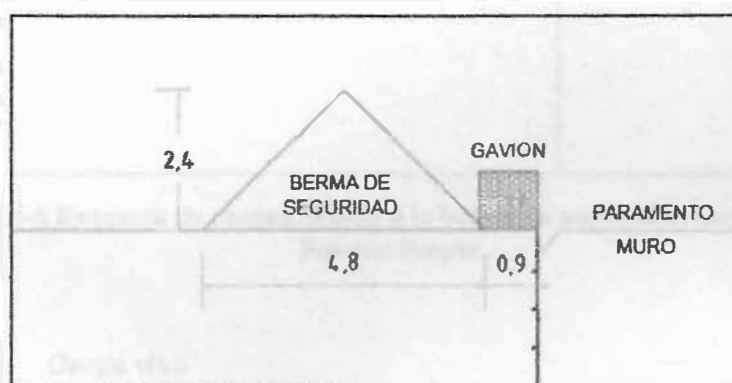


Figura 4-5 Esquema berma de seguridad

Fuente: Propia

La configuración presentada en la Figura 4-5 se presenta a lo largo de los muros de suelo reforzado, representando una carga muerta que deberá ser considerado en los diseños a realizar. Considerando un peso específico de 2.0 Tn/m³ del material de la berma de seguridad se tiene:

Base = 4.8m

Altura = 2.4m

Peso Específico (γ) = 2.0 Tn/m³

Área de Material por ml = $4.8 \times 2.4 / 2 = 5.76 \text{m}^2$

$$\text{Carga Muerta (DL)} = 5.76 \times 2 / 4.8 = 24 \text{ Tn/m}^2/\text{m}$$

La distribución de la carga muerta se presenta en la Figura 4-6.

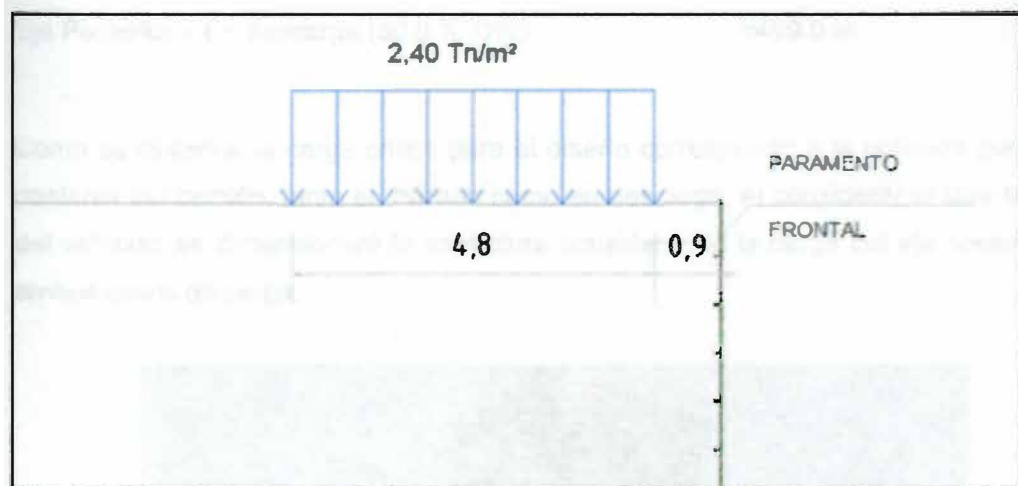


Figura 4-6 Esquema de cargas debido a la berma de seguridad, carga muerta
Fuente: Propia

4.2.2.1 Carga viva

El vehículo de diseño es el camión de transporte de material Caterpillar 797F, el cual operará sobre la plataforma del nivel superior de los muros, sobre la etapa 4. Los camiones mineros transitan de manera aleatoria, siendo el caso más crítico a considerar el tránsito cercano a la berma de seguridad.

Se deberán considerar dos casos de carga, en tránsito (caso A) y en descarga (caso B).

La carga generada por el camión de transporte será considerada como 4 cargas puntuales distribuidas en el área de las llantas, a continuación se presenta la distribución de cargas según los casos (Casos A y B) de carga analizados.

$$\text{Peso Máximo del Camión en Operación (PM)} = 623.7 \text{ tn}$$

$$\text{Eje Delantero -- En tránsito (33.3 \% PM)} = 207.7 \text{ tn}$$

Eje Posterior – En tránsito (66.7 % PM)	= 416 tn
Eje Delantero – En descarga (20.0 % OW)	= 124.7 tn
Eje Posterior – En descarga (80.0 % OW)	=499.0 tn

Como se observa, la carga crítica para el diseño corresponde a la aplicada por el eje posterior del camión, tanto en tránsito como en descarga. Al considerar el libre tránsito del vehículo se dimensionará la estructura considerando la carga del eje posterior en ambos casos de carga.



Figura 4-7 Camión Caterpillar 797F
Fuente: Caterpillar Inc., 2012

- ✓ Caso A: En las zonas de tránsito, la carga correspondiente al eje posterior del camión es 416 tn, la cual se repartirá en 2 cargas puntuales. Las cargas se distribuirán en un área correspondiente al espesor de las llantas, 3.3 metros por una profundidad de 1 metro. La distribución de carga se presenta en la Figura 4-8.

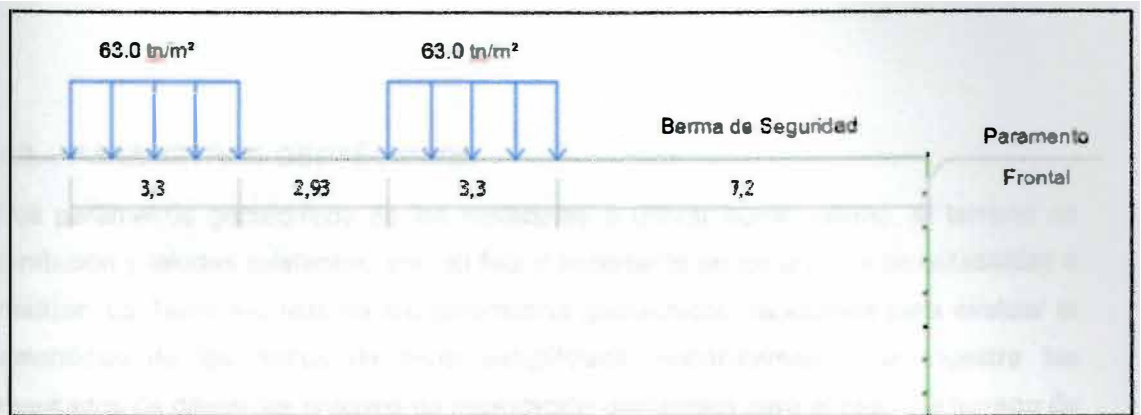


Figura 4-8 Esquema de cargas Caso A – Camión en Tránsito

Fuente: Propia

- ✓ Caso B: En las zonas próximas a la zona de descarga, la carga correspondiente al eje posterior del camión es 499 tn, la cual se repartirá en 2 cargas puntuales. Las cargas se distribuirán en un área correspondiente al espesor de las llantas, 3.3 metros por una profundidad de 1 metro. La distribución de carga se presenta en la Figura 4-9.

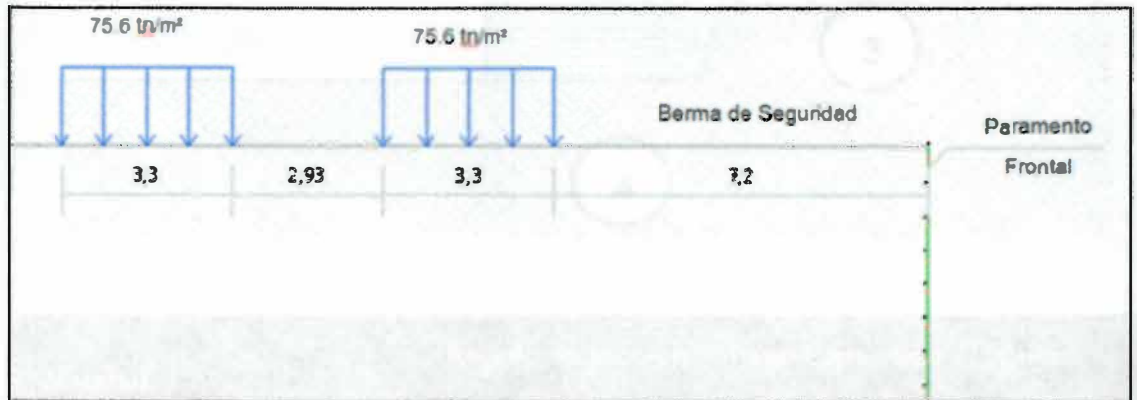


Figura 4-9 Esquema de cargas Caso B – Camión en Descarga

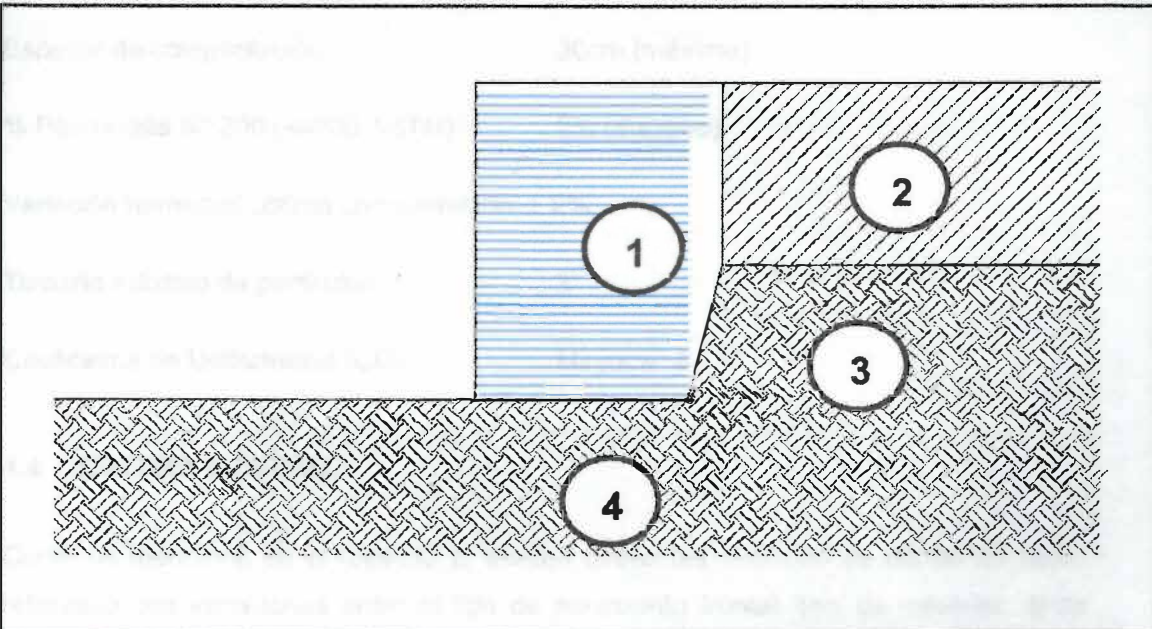
Fuente: Propia

4.2.2.2 Carga Sísmica

Considerando el tiempo de vida útil de la estructura se considera una aceleración máxima del suelo (PGA) igual a 0.51g. Para análisis de estabilidad por métodos pseudo estáticos para muros este tipo de estructuras se recomienda el uso de un coeficiente sísmico horizontal equivalente al 50% del PGA, según la comunicación con el PhD Dov Leshchinsky que puede visualizarse en el Anexo E, lo cual resulta en un coeficiente horizontal $K_h=0.26$ para el dimensionamiento de la estructura.

4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los parámetros geotécnicos de los materiales a utilizar como relleno, el terreno de fundación y taludes existentes, son un factor importante en los análisis de estabilidad a realizar. La Tabla 4-2 resume los parámetros geotécnicos necesarios para evaluar la estabilidad de los muros de tierra estabilizada mecánicamente, se muestra los resultados de diferentes ensayos de exploración geotécnica para el caso del terreno de fundación y taludes existentes, además de las características de los materiales disponibles en canteras y serán utilizados con relleno.



Material	Descripción	Ángulo de fricción ϕ' (°)	Peso Específico (γ) (Tn/m ³)	Cohesión c' (Tn/m ²)
1	Relleno Estructural	36.0	2.1	0
2	Suelo Retenido	36.0	2.1	0
3	Talud Rocoso	40.0	2.4	14
4	Fundación	52.0	2.45	15

Tabla 4-2 Resumen parámetros geotécnicos
Fuente: Elaboración Propia

El relleno estructural debe cumplir con ciertas características que aseguren una buena interacción con el refuerzo a utilizar, garantizando una buena transmisión de esfuerzos entre ambos elementos. Se recomienda utilizar un relleno estructural con las siguientes características:

pH	: Entre 2 y 9
Material orgánico	: $\leq 1\%$
Densidad seca requerida	: 95% MDS Proctor Modificado
Espesor de compactación	: 30cm (máximo)
% Pasa malla N° 200 (<#200 ASTM)	: 5% (máximo)
Variación humedad óptima compactación:	$\pm 2\%$
Tamaño máximo de partículas	: 3"
Coefficiente de Uniformidad (CU)	: Mayor a 4

4.4 SISTEMA GEOTREL

Como se mencionó en el capítulo 2, existen diferentes sistemas de muros de suelo reforzado con variaciones entre el tipo de paramento frontal, tipo de refuerzo, entre otros. El sistema a ser utilizado en el presente trabajo, es el sistema Geotrel que consiste en paneles de acero electrosoldado y piedras como paramento frontal y como refuerzo cintas sintéticas de alta resistencia.

4.4.1 Paramento Frontal

En el paramento frontal se utilizan paneles de acero electrosoldado de diferentes dimensiones. Se cuenta con 4 tipos de paneles Geotrel los cuales se diferencian entre sí por las dimensiones, las dimensiones de los tipos de paneles se resumen en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3 Dimensiones paneles GeoTrel

Fuente: Elaboración Propia

Tipo de Panel	Altura Efectiva (m.)	Ancho Efectivo (m.)
Panel A	0.65	3.0
Panel B	0.65	2.0
Panel C	0.35	3.0
Panel D	0.35	2.0

Los paneles consisten en la unión de varillas de acero de \varnothing 8mm colocadas en posición vertical y varillas de acero \varnothing 10mm colocadas en posición longitudinal, además se deberán colocar varillas de \varnothing 14mm a través de las cuales se colocarán los conectores que transmitirán las fuerzas generadas por las cintas de refuerzo.

Los paneles son unidos de manera horizontal por varillas de traslape de 50 cm de longitud y \varnothing 10mm. La unión entre los paneles de manera vertical viene dada por los conectores, como se observa en la Figura 4-11.



Figura 4-10 Instalación de Paneles GeoTrel

Fuente: Tierra Armada Internacional

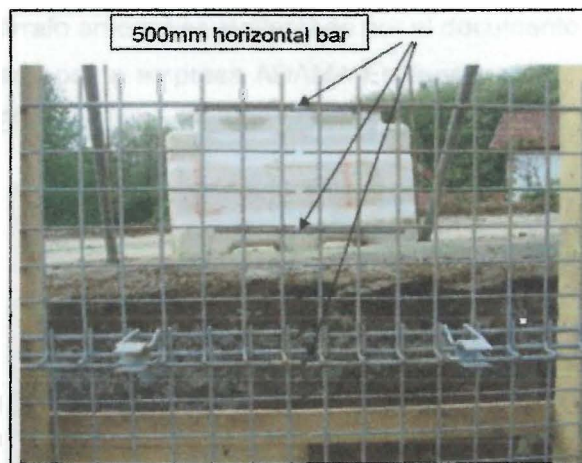


Figura 4-11 Unión vertical y horizontal de paneles GeoTrel.
Fuente: Tierra Armada Internacional

Entre el material de relleno estructural y los paneles se dispone de piedras de 6" a 8", protegidas por geotextil no tejido, evitando la migración del material de relleno estructural en el relleno de piedra.

Adicionalmente se deberá colocar geomallas biaxiales a continuación del geotextil con la finalidad de evitar deformaciones en el paramento frontal durante el proceso constructivo y vida útil de la estructura. En el anexo F se presenta la recomendación de el PhD Dov Leshchisky acerca de esta configuración.

4.4.2 Tipo de Refuerzo

4.4.2.1 Características Cintas tipo GeoStrap

Las cintas GeoStrap serán utilizadas en el diseño de los muros de suelo reforzado. Las cintas GeoStrap son formadas por canales de fibras de poliéster protegidas por una matriz de polietileno, generando cintas con sección con ancho de 50mm. y espesor de aproximadamente 4mm.

Se tiene cintas de diferentes resistencias, para el presente trabajo se utilizarán cintas con una resistencia última Tult a la tracción de 50kN, 65 kN y 100kN. Según una investigación realizada (ver Anexo D), este tipo de refuerzos tiene un comportamiento inextensible, por lo que su deformación a fallar es menor que la deformación del suelo con el que interactúa.

Lo indicado en el párrafo anterior es sustentado por el documento que se encuentra en el Anexo D, preparado por la empresa ADAMA Engineering, Inc. Para The Reinforced Earth Company (RECo) en Julio del 2009.

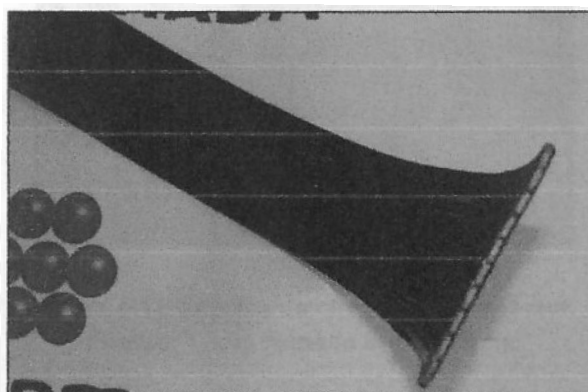


Figura 4-12 Vista canales de poliéster en refuerzo GeoStrap
Fuente: Tierra Armada Internacional

En el proceso de instalación de los refuerzos, estos se disponen en forma de zigzag, la densidad con la cual se colocará los refuerzos viene por la ubicación de los conectores, la cantidad de conectores por nivel de refuerzo será calculada en la etapa de diseño.

En los paneles de 3 metros de ancho efectivo se podrá considerar como mínimo 3 conectores y como máximo 5 conectores por panel.

Los conectores a usar corresponden a 2 elementos metálicos encargados de transmitir las fuerzas de las cintas al paramento frontal, en la Figura 4-13 se observa la conexión con la cinta de refuerzo.



Figura 4-13 Detalles de cinta con el conector.

Fuente: Tierra Armada Internacional

4.4.2.2 Propiedades de diseño cintas GeoStrap

Como se indicó en el Capítulo 3 para el cálculo de la resistencia de los refuerzos a largo plazo se deben considerar factores de reducción por daños de instalación, creep del material y durabilidad. Según el proveedor de este tipo de refuerzo para el tiempo de vida útil de la estructura y las condiciones ambientales de la zona del proyecto se resumen los factores de reducción así como la resistencia a largo plazo de los refuerzos en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4 Factores de reducción y Resistencia a largo plazo GeoStrap

Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	T_{UR} (kN)	FR_{ID}	FR_{CR}	FR_D	FR	T_{al} (kN)
GeoStrap 5 50kN	50	1.1	1.47	1.1	1.78	28.09
GeoStrap 5 65kN	65	1.1	1.47	1.1	1.78	36.52
GeoStrap 5 100kN	100	1.1	1.47	1.1	1.78	56.18

También es necesario especificar el factor de resistencia al arrancamiento F^* , para el tipo de refuerzo GeoStrap se considera:

$F^*=1.30$

Parte superior del muro

$F^*=0.9 \tan \phi$

Profundidad mayor a 6 metros

Para profundidad entre 0m. y 6m. se realizará una interpolación lineal según se muestra en la Figura 4-14.

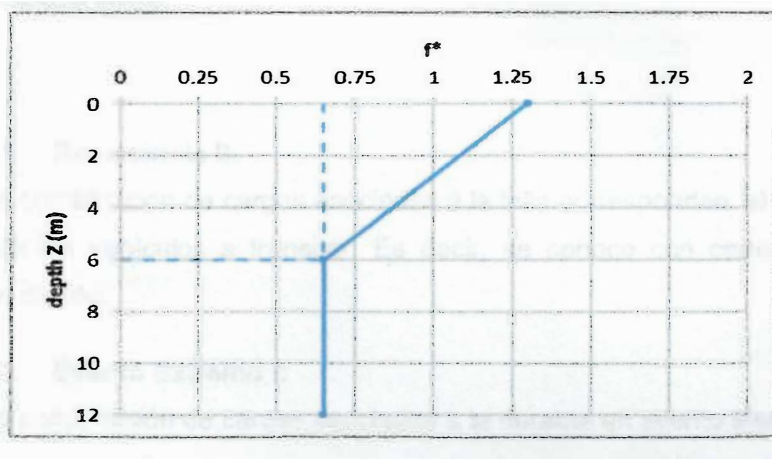


Figura 4-14 Factor de resistencia al arrancamiento.
Fuente: Tierra Armada Internacional

4.5 ESTADOS LÍMITE, FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

De acuerdo a lo indicado en la norma AASHTO LRFD 2010, el diseño de muros de tierra estabilizada mecánicamente debe considerar el cumplimiento de la siguiente ecuación para cada estado límite analizado.

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n$$

Donde:

γ_i : Factor de carga asociado al estado límite analizado

ϕ : Factor de resistencia asociado al estado límite analizado

Q_i : Carga considerada

R_n : Resistencia nominal

η_i : Modificador de carga.

4.5.1 Estados Límite

El análisis de estabilidad interna y externa de los muros serán analizados para los siguientes estados límite:

4.5.1.1 Resistencia II:

Considera la combinación de cargas asociadas a la falla corresponden al conocimiento específico de los vehículos a transitar. Es decir, se conoce con certeza el tipo de vehículos de diseño.

4.5.1.2 Evento Extremo I:

Considera la combinación de cargas asociadas a la durante un evento sísmico.

4.5.2 Factores de Carga y Resistencia

Los factores de carga y resistencia a ser considerados para cada estado límite se presentan a continuación:

4.5.2.1 Resistencia II

- Factores de carga para verificar falla por arrancamiento (Pullout):

Presión vertical para carga muerta de rellenos	EV=1,00
Empujes horizontales	EH=1,50
Carga viva sobre el muro	LS= 0,00
Carga viva posterior al muro	LS= 1,35

- Factores de carga para verificar falla por Resistencia

Presión vertical para carga muerta de rellenos	EV=1,35
Empujes horizontales	EH=1,50
Carga viva sobre el muro	LS=1,35
Carga viva posterior al muro	LS=1,35

- Factores de Resistencia

Resistencia a la tracción	$\phi=0,90$
---------------------------	-------------

Arrancamiento $\varphi=0,90$

4.5.2.2 Evento Extremo I

- Factores de carga para verificar falla por arrancamiento (Pullout):
 - Presión vertical para carga muerta de rellenos EV=1,00
 - Empujes horizontales EH=1,50
 - Carga Sísmica EQ=1,00
 - Carga viva sobre el muro LS =0,00
 - Carga viva posterior al muro LS =1,00
- Factores de carga para verificar falla por Resistencia
 - Presión vertical para carga muerta de rellenos EV=1,35
 - Empujes horizontales EH=1,50
 - Carga Sísmica EQ=1,00
 - Carga viva sobre el muro LS=1,00
 - Carga viva posterior al muro LS=1,00
- Factores de Resistencia
 - Resistencia a la tracción $\varphi=1,20$
 - Arrancamiento $\varphi=1,20$

CAPÍTULO 5.0 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS MUROS

5.1 PROGRAMA DE DIMENSIONAMIENTO MSEW

El diseño de los muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente fue realizado haciendo uso del software de aplicación MSEW v 3.0 (Mechanically Stabilized Earth Walls), desarrollado por la empresa Adama Engineering Inc.

5.1.1 Características del Programa

El programa MSEW v 3.0 fue desarrollado para el análisis de muros de tierra estabilizada mecánicamente bajo diferentes consideraciones de carga, características geotécnicas y siguiendo los lineamientos de diferentes normas y guías de diseño entre ellas la norma AASHTO LRFD 2010 para este tipo de estructuras.

Presenta una plataforma interactiva y de fácil acceso, permite al usuario elegir entre los modos de análisis y diseño.

- ✓ Modo Análisis: El programa evalúa el CDR de acuerdo a la configuración de refuerzos dada por el usuario para diferentes tipos de escenarios.
- ✓ Modo Diseño: El programa realiza el dimensionamiento y la configuración de los refuerzos para escenarios dados por el usuario.

Se recomienda el uso del modo análisis con la finalidad de evaluar el diseño dado por el usuario verificando cumplir con las condiciones de estabilidad establecidas en la norma AASHTO LRFD 2010.

El programa permite el modelamiento de muros con geometría simple y compleja, el uso de diferentes tipos de refuerzo, extensibles e inextensibles, además de una variedad el material de paramento frontal de la estructura a diseñar.

5.1.2 Modelamiento de las secciones

Para el modelamiento de las secciones, se deberá ingresar información referente a la geometría, configuración de cargas, parámetros geotécnicos y configuración de los refuerzos.

Los datos solicitados referentes a la geometría y configuración de cargas de las secciones incluyen:

- ✓ Altura efectiva.
- ✓ Profundidad de empotramiento.
- ✓ Inclinación del paramento frontal, inclinación del terreno al nivel de la cresta del muro
- ✓ Intensidad y configuración de cargas, éstas podrán ser distribuidas, puntuales, cargas lineales o modelando cimentaciones de estructuras.

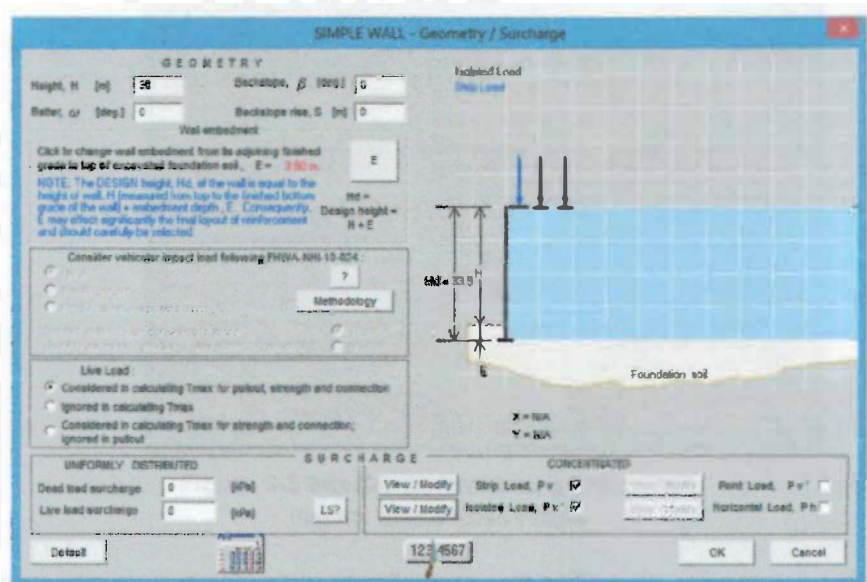


Figura 5-1 Interfaz datos referentes a geometría.

Fuente: Elaboración Propia

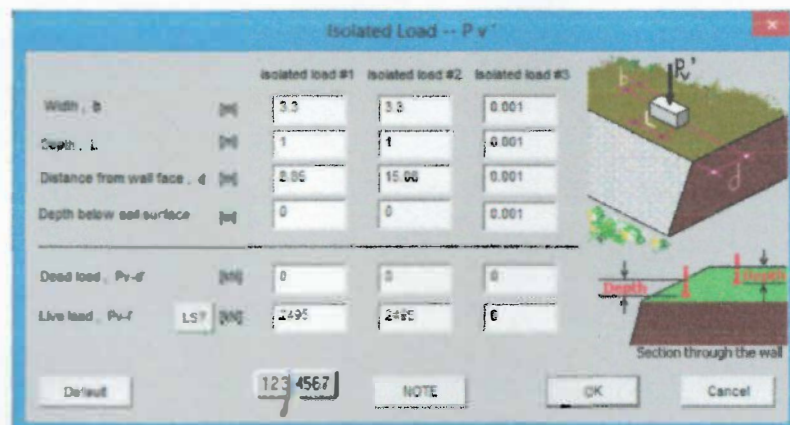


Figura 5-2 Interfaz Modelamiento de cargas transmitidas en áreas

Fuente: Elaboración Propia

Los datos requeridos referentes a los parámetros geotécnicos incluyen el peso específico, ángulo de fricción efectivo y cohesión efectiva para:

- ✓ Relleno Estructural
- ✓ Suelo Retenido
- ✓ Suelo de cimentación

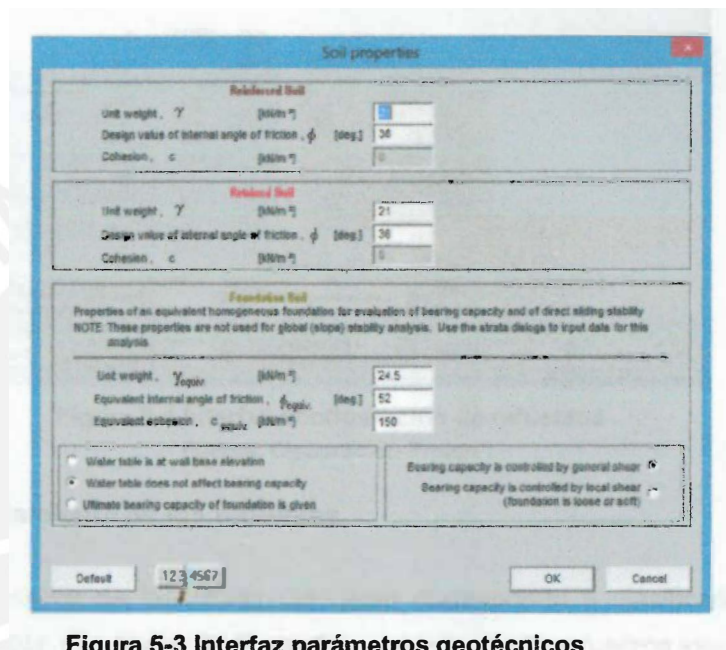


Figura 5-3 Interfaz parámetros geotécnicos

Fuente: Elaboración Propia

La configuración de los refuerzos viene dada por el tipo de refuerzo, su disposición (controlada por el área de cobertura o separación entre refuerzos) y su posición vertical respecto a la base del muro.

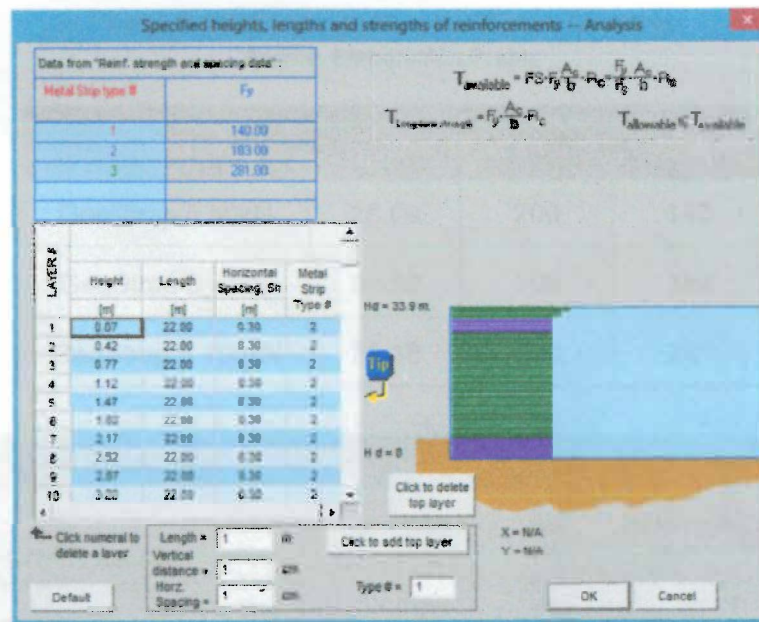


Figura 5-4 Interfaz configuración de refuerzos
Fuente: Elaboración Propia

5.1.3 Modelamiento de los refuerzos

Por el comportamiento de las cintas GeoStrap corresponde a clasificarlo como un refuerzo inextensible, ver Anexo D. Para el modelamiento de refuerzos inextensibles el software MSEW v3.0 considera refuerzos del tipo flejes metálicos y mallas metálicas, para lo cual se requiere los siguientes datos:

- ✓ Esfuerzo de Fluencia Fy
- ✓ Ancho de la base b
- ✓ Sección transversal efectiva Ac

Para el modelamiento de las cintas GeoStrap como un refuerzo inextensible se considerará calcular en Esfuerzo de Fluencia a partir de la resistencia a largo plazo para cada refuerzo. En la Tabla 5-1 se calcula el Esfuerzo de Fluencia para los refuerzos considerando un ancho de cinta de 50mm y espesor 4mm.

Tabla 5-1 Esfuerzo de Fluencia Cintas GeoStrap

Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	T _{al} (kN)	Ac (mm ²)	Fy (Mpa)
GeoStrap 5 50kN	28.09	200	140
GeoStrap 5 65kN	36.52	200	183
GeoStrap 5 100kN	56.18	200	281

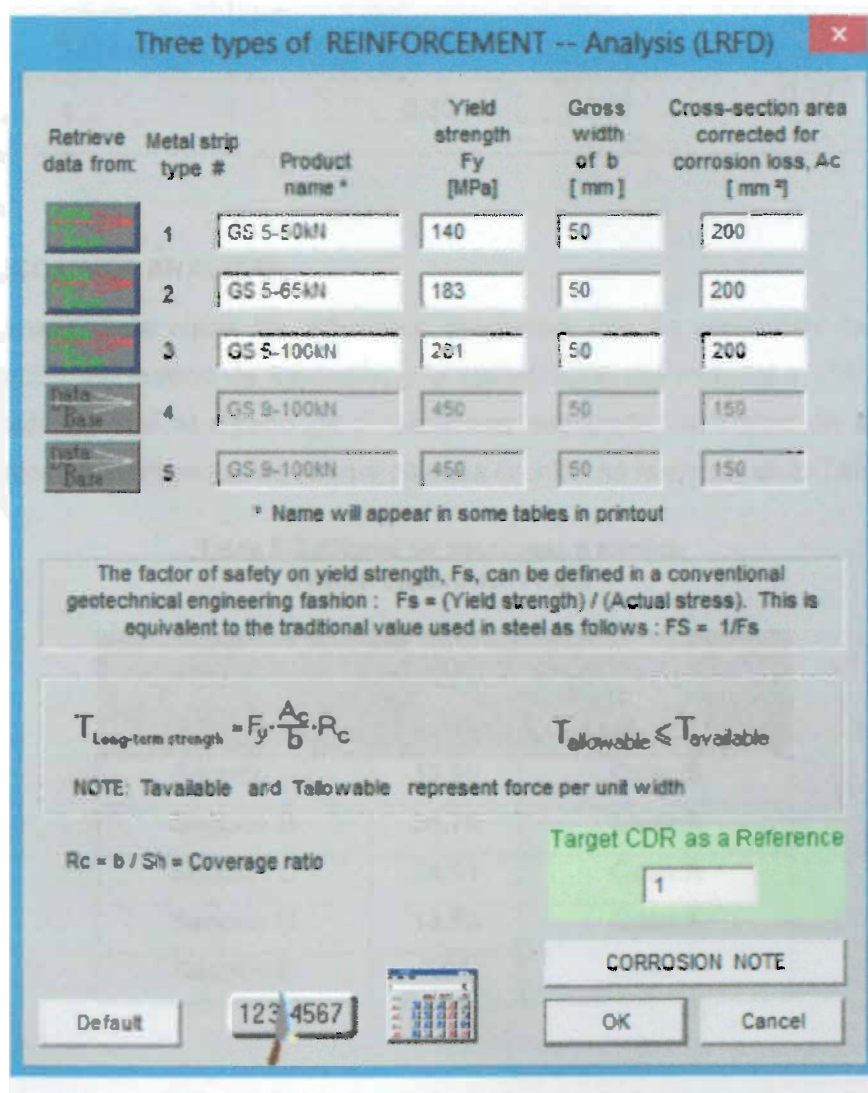


Figura 5-5 Interfaz modelamiento de refuerzos

Fuente: Elaboración Propia

La separación entre refuerzos se deberá a la disposición de los conectores en los paneles, considerando un panel GeoTrel de 3 metros de ancho, se resume la separación entre refuerzos para el modelamiento en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2 Separación de refuerzos con respecto a cantidad de conectores
Fuente: Elaboración Propia

# conectores por panel	Separación entre refuerzos Sh (m.)	Coefficiente de cobertura Rc
3	0.50	0.10
4	0.38	0.13
4	0.30	0.17

5.2 SECCIONES ANALIZAR

Con la finalidad de cubrir los diferentes desniveles que se presentan debido a la configuración del terreno de fundación y la optimización del material a utilizar, se ha considerado realizar el diseño de 5 secciones cubriendo el rango de desniveles presentados en el proyecto, las alturas de cada sección se resumen en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3 Alturas de secciones a analizar
Fuente: Elaboración Propia

Sección	Altura (m.)	Caso de Carga Viva ³
Sección A	33.90	Caso B
Sección B	26.76	Caso A
Sección C	19.91	Caso A
Sección D	13.76	Caso A
Sección E	7.91	Caso A

³ Ver acápite 4.2.2.1 Carga Viva

5.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

5.3.1 Ancho de Base

Según recomendaciones de la norma AASHTO LRFD, con fines de pre dimensionamiento el ancho de la base de los muros será equivalente al 70% de la altura total del muro.

Tabla 5-4 Longitud de refuerzos estimada
Fuente: Elaboración Propia

Sección	Altura (m.)	Long. De Refuerzo Estimada (m.)
Sección A	33.90	23.50
Sección B	26.76	18.50
Sección C	19.91	14.00
Sección D	13.76	9.50
Sección E	7.91	5.50

El ancho de la base final se calculará en los análisis a realizar en el software MSEW v3.0, el ancho de base estimada podría variar según la configuración de cargas de cada sección.

5.3.2 Configuración de cintas

A continuación se procederá a calcular la resistencia por metro lineal de las cintas GeoStrap para las diferentes resistencias, considerando las opciones para la cantidad de conectores por panel. En la Tabla 5-5 se presenta la resistencia de las cintas para cada configuración de los conectores.

Tabla 5-5 Resistencia de las cintas según número de conectores
Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	T _{af} (kN)	T _{af} (kN/m)	Tal (tn/m)		
			3 conectores	4 conectores	5 conectores
GeoStrap 5 50kN	28.09	562	5.62	7.31	9.55
GeoStrap 5 65kN	36.52	730	7.30	9.49	12.41
GeoStrap 5 100kN	56.18	1124	11.24	14.61	19.11

Para optimizar el diseño se realizará un análisis de la resistencia y el costo que implica cada configuración considerando la cantidad de cinta y conectores **para un panel GeoTrel de 3m. de ancho**. El análisis se realizará para la longitud de refuerzos de estimado para la sección A, según se muestra en la Tabla 5-4.

El precio de las cintas GeoStrap y los conectores de las diferentes resistencias se presenta en la Tabla 5-6.

Tabla 5-6 Precios y cantidad de los Refuerzos y Conectores
Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	Und.	Precio US\$	Cantidad de Cinta (ml)		
			3 Conectores	4 Conectores	5 Conectores
GeoStrap 5 50kN	ml	1.14	141	188	235
GeoStrap 5 65kN	ml	1.44	141	188	235
GeoStrap 5 100kN	ml	1.98	141	188	235
Conectores por punto	und.	13.00	-	-	-

Para evaluar el modo de reforzamiento más económico con los refuerzos disponibles se utilizará un parámetro que represente la relación entre la resistencia a largo plazo

suministrada y el costo del reforzamiento. Cuanto mayor sea el ratio, será más económico el modo de reforzamiento.

Tabla 5-7 Costo de Reforzamiento y Ratio Resistencia / Costo

Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	Costo de Reforzamiento (US\$)			Ratio Resistencia/Costo (tn/US\$)		
	3	4	5	3	4	5
	Conectores	Conectores	Conectores	Conectores	Conectores	Conectores
GeoStrap 5 50kN	199.74	266.32	332.9	2.81	2.74	2.87
GeoStrap 5 65kN	242.04	322.72	403.4	3.02	2.94	3.08
GeoStrap 5 100kN	318.18	424.24	530.3	3.53	3.44	3.6

Según se observa en la Tabla 5-7, los mayores valores para el ratio resistencia/costo muestra que es conveniente realizar el reforzamiento con cintas GeoStrap 5 de 100 kN de resistencia última. En los niveles que se requiera una menor resistencia se podrá considerar las cintas de 65 kN.

De la Tabla 5-5 y Tabla 5-6 se observa que los precios del reforzamiento de la cinta de 100 kN de resistencia última con 3 conectores y el reforzamiento de la cinta de 65 kN de resistencia última con 4 conectores son similares. Sin embargo la resistencia a largo plazo por metro lineal es 18% mayor en el caso del primer tipo de reforzamiento. Por ello se recomienda el uso de cinta de 100 kN de resistencia última hasta que la sollicitación permita el uso del tipo de reforzamiento con cinta de 65 kN de resistencia última y 3 conectores por panel.

De igual manera, se observa las resistencias a largo plazo del reforzamiento de la cinta de 65 kN de resistencia última con 3 conectores y el reforzamiento de la cinta de 50 kN con 4 conectores es similar. Sin embargo, el precio utilizando el reforzamiento con el uso de cinta de 65 kN es 10% menor. Por lo que se recomienda el uso de la cinta de 65 kN de resistencia última hasta que la sollicitación permita el uso de cinta de 50 kN de resistencia última y 3 conectores por panel.

5.3.3 Configuración de los paneles

Se cuenta con paneles de 0.35 m. y 0.65 m. de altura. Los primeros se utilizarán para la zona inferior de los muros de mayor altura, calculando la altura donde se podrá colocar una densidad menor de refuerzos.

Para calcular la altura en la cual se utilizarán paneles de 0.35 m. se hará uso de la Ecuación 5.1 en la cual solo se considera la sollicitación debida al relleno estructural sobre el nivel del refuerzo para la condición estática.

$$Z = \frac{\phi \times T}{\gamma_{EV-max} \times Kr \times Sh \times \gamma_r}$$

Ecuación 5.1

Donde:

Z: Profundidad de Análisis

ϕ : Factor de resistencia =0.90

T: Resistencia de la cinta a largo plazo (ton/m)

γ_{EV-max} : Factor de amplificación de carga vertical debido a rellenos = 1.35

Kr: Coeficiente de Esfuerzo Lateral= 1.2 x 0.26=0.31 (para profundidades mayores a 6m.)

Sh: Separación vertical de refuerzos

γ_r : Peso específico del relleno estructural = 2.10 ton/m³

Para calcular cantidad de paneles de 0.35m de altura se calculará la altura de relleno que puede resistir una configuración de 5 conectores en un panel de 3 metros de ancho, utilizando refuerzo GeoStrap de 100 kN de resistencia última con una separación vertical entre refuerzos de 0.65m El cálculo se realiza en condición estática y sin sobrecarga.

Utilizando la Ecuación 5.1 en las condiciones mencionadas, el refuerzo GeoStrap de 100 kN resiste una altura de relleno equivalente a 30.10 m. Para la sección A, desnivel

de 33.90 m, para el inicio de los cálculos se considerará 11 paneles de 0.35 m de altura en la base de la sección. Esta configuración podrá variar en la etapa de diseño haciendo cálculos con mayor detalle.

5.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

La estabilidad externa de los muros de contención estabilizada mecánicamente se debe ser analizada por 3 modos de falla:

- ✓ Falla por Deslizamiento
- ✓ Falla por Vuelco o excentricidad
- ✓ Falla por presiones en la fundación

A continuación se presenta el análisis realizado para la sección A, donde se resumen los valores de CDR para los diferentes modos de falla en condición estática y pseudo estática, considerando diferentes longitudes de refuerzo.

Tabla 5-8 Resumen análisis estabilidad externa Sección A

Fuente: Elaboración Propia

Longitud de Refuerzo	Análisis Estático			Análisis Pseudo Estático		
	CDR Deslizamiento	Vuelco (e/B) Máx. 0.25	CDR Presiones en la fundación	CDR Deslizamiento	Vuelco (e/B) Máx. 0.40	CDR Presiones en la fundación
23.5	2.604	0.137	160.64	1.382	0.323	87.96
23.0	2.549	0.143	156.17	1.353	0.337	82.56
22.0	2.439	0.156	147.25	1.294	0.369	71.88
21.0	2.329	0.171	138.47	1.236	0.404	61.38

Según se muestra en la Tabla 5-8, la estabilidad externa de la sección A es gobernada por el análisis en condición pseudo estática para el modo de falla por vuelco. Para la sección A se adoptará una longitud de refuerzos de 22.0 m. cumpliendo con los parámetros de estabilidad requeridos.

En la Tabla 5-9 se muestran las longitudes de refuerzos en la base correspondientes a cada sección analizada, en el Anexo A se presentan los análisis realizados en el software MSEW v3.0.

Tabla 5-9 Longitudes de refuerzo en la base

Fuente: Elaboración Propia

Sección	Altura H (m.)	Long. De Refuerzo en la Base B (m.)	Relación B/H
Sección A	33.90	22.0	0.65
Sección B	26.76	17.0	0.64
Sección C	19.91	16.0	0.80
Sección D	13.76	10.5	0.76
Sección E	7.91	5.5	0.70

Se observa que la relación B/H para las diferentes secciones va alrededor de 0.70, el cual fue tomado como valor de longitud de refuerzo en la etapa de pre dimensionamiento.

La estabilidad externa de los muros de tierra estabilizada mecánicamente está directamente relacionada a las características de los suelos de relleno estructural, retenido y de fundación, así como la intensidad y ubicación de las solicitaciones del muro, que generan empujes y cargas verticales que deben ser analizados. En la Tabla 5-10 se resumen los empujes generados en condiciones estática y pseudo estática para cada sección.

Tabla 5-10 Empujes generados por sección

Fuente: Elaboración Propia

Sección	Altura H (m)	Estático (tn/ml)	Pseudo Estático (tn/ml)	
			Pir	½ Pae
Sección A	33.90	469.91	314.22	101.51
Sección B	26.76	292.81	195.80	63.25
Sección C	19.91	162.09	108.39	35.01
Sección D	13.76	77.42	51.77	16.72
Sección E	7.91	25.28	17.11	5.53

5.4.1 Análisis Estático

A continuación se presentarán los valores de CDR (Capacity to Demand Ratio) para los diferentes modos de falla, analizando la estabilidad externa de la estructura, en condición estática.

Tabla 5-11 Resumen estabilidad externa en condición estática

Fuente: Elaboración Propia

Sección	Altura H (m)	Ancho de Base (m.)	Condición Estática			
			CDR Deslizamiento	CDR Vuelco	Excentricidad ($e/B \leq 0.25$)	Presiones en la fundación (kg/cm^2)
Sección A	33.90	22.0	2.439	3.250	0.156	10.95
Sección B	26.76	17.0	2.399	3.120	0.163	8.39
Sección C	19.91	16.0	2.128	2.240	0.242	6.80
Sección D	13.76	10.5	2.759	4.260	0.123	6.00
Sección E	7.91	5.5	2.172	2.930	0.165	2.39

5.4.2 Análisis Pseudo Estático

A continuación se presentarán los valores de CDR (Capacity to Demand Ratio) para los diferentes modos de falla, analizando la estabilidad externa de la estructura, en condición pseudo estática.

Tabla 5-12 Resumen estabilidad externa en condición pseudo estática
Fuente: Elaboración Propia

Sección	Altura H (m)	Ancho de Base (m.)	Condición Pseudo Estática			
			CDR Deslizamiento	CDR Vuelco	Excentricidad ($e/B \leq 0.40$)	Presiones en la fundación (kg/cm ²)
Sección A	33.90	22.0	1.294	1.360	0.369	17.52
Sección B	26.76	17.0	1.273	1.310	0.383	12.32
Sección C	19.91	16.0	1.360	1.470	0.348	8.34
Sección D	13.76	10.5	1.526	1.870	0.270	5.03
Sección E	7.91	5.5	1.351	1.540	0.322	4.16

5.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

La estabilidad interna de los muros de contención estabilizada mecánicamente debe ser analizada por 2 modos de falla:

- ✓ Falla resistencia del refuerzo
- ✓ Falla por arrancamiento del refuerzo

En el análisis del modo de falla por resistencia del refuerzo, se verifica las solicitaciones producidas para la ubicación de cada uno de los refuerzos, asignado una configuración (número de conectores por panel) y la resistencia de cinta GeoStrap necesaria. Los puntos críticos son: cambio de paneles de 0.35 m. a paneles de 0.65 m de altura efectiva y los refuerzos próximos a la cota de finalización de la etapa 2, 3 y plataforma final. Se irá disminuyendo la densidad y resistencia de los refuerzos conforme los mismos estén próximos a la plataforma final.

En el análisis por arrancamiento de los refuerzos, las zonas críticas se ubican en los refuerzos próximos a la cota de finalización de la etapa 2, 3 y plataforma final, debido a la cercanía en las cargas aplicadas y al tener menor altura de relleno confinando los refuerzos.

A continuación se presentan los análisis realizados para las cargas a largo plazo, considerando una configuración estable también frente a las cargas aplicadas durante

la construcción. Las verificaciones para las cargas aplicadas durante las etapas de construcción se presentan en el anexo B.

5.5.1 Análisis Estático

A continuación se presenta el análisis realizado para la sección A. En la Tabla 5-13 se resumen las solicitaciones presentadas en cada nivel de refuerzo, así como los valores de CDR para los dos modos de falla por resistencia y arrancamiento de los refuerzos en condición estática.

Tabla 5-13 Resumen Estabilidad Interna Sección A – Condición Estática
Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	Nivel de Refuerzo (m.)	Información del Refuerzo			Solicitación (ton/m)	CDR Resistencia	CDR Arrancamiento
		Tipo de Refuerzo	Conectores por panel	Resistencia a largo plazo (ton/m)			
1	0.07	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	7.42	1.48	41.30
2	0.42	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	10.50	1.05	28.58
3	0.77	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	10.40	1.06	28.31
4	1.12	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	10.29	1.07	28.03
5	1.47	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	10.19	1.08	27.74
6	1.82	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	10.08	1.09	27.45
7	2.17	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.97	1.10	27.16
8	2.52	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.87	1.11	26.88
9	2.87	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.76	1.13	26.61
10	3.22	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.66	1.14	26.32
11	3.57	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.55	1.15	26.03
12	3.92	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.44	1.16	25.75
13	4.27	GS 5 65kN	5 Conect.	10.98	9.34	1.18	25.46
14	4.62	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	9.23	1.83	25.18
15	4.97	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	13.00	1.30	17.47
16	5.62	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	16.58	1.02	13.12
17	6.27	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	16.22	1.04	12.83
18	6.92	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	15.85	1.06	12.54
19	7.57	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	15.49	1.09	12.25
20	8.22	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	15.13	1.11	11.97
21	8.87	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	14.77	1.14	11.68
22	9.52	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	14.41	1.17	11.39
23	10.17	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	14.05	1.20	11.09
24	10.82	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	13.69	1.23	10.80

25	11.47	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	13.31	1.00	8.30
26	12.12	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	12.97	1.03	8.07
27	12.77	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	12.62	1.06	7.83
28	13.42	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	12.26	1.09	7.60
29	14.07	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	11.91	1.12	7.36
30	14.72	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	11.56	1.15	7.12
31	15.37	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	11.21	1.19	6.89
32	16.02	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	10.86	1.23	6.64
33	16.67	GS 5 100 kN	4 Conect.	13.31	10.91	1.22	6.17
34	17.37	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	10.12	1.00	4.76
35	17.97	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	9.45	1.07	4.93
36	18.62	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	9.49	1.07	4.71
37	19.27	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	9.16	1.11	4.67
38	19.92	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	8.83	1.15	4.63
39	20.57	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	8.51	1.19	4.58
40	21.22	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	8.20	2.06	7.53
41	21.87	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	7.89	1.28	4.45
42	22.52	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	7.59	1.33	4.37
43	23.17	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	7.31	1.38	4.28
44	23.82	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	7.04	1.44	4.17
45	24.47	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	6.78	1.49	4.04
46	25.12	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	6.55	1.55	3.90
47	25.77	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	6.34	1.60	3.73
48	26.42	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	6.16	1.64	3.53
49	27.07	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	5.57	1.82	3.56
50	27.72	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	3.94	4.28	7.59
51	28.10	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	2.46	6.86	11.80
52	28.37	GS 5 65kN	3 Conect.	6.59	3.52	1.87	4.92
53	29.02	GS 5 65kN	3 Conect.	6.59	5.05	1.30	3.33
54	29.67	GS 5 65kN	3 Conect.	6.59	5.17	1.28	3.08
55	30.32	GS 5 65kN	3 Conect.	6.59	5.47	1.21	2.67
56	30.97	GS 5 65kN	3 Conect.	6.59	6.07	1.09	2.12
57	31.62	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	7.13	1.42	1.50
58	32.27	GS 5 100 kN	3 Conect.	10.12	9.02	1.12	1.06
59	32.92	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	9.62	1.75	1.06
60	33.30	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	8.68	1.94	0.85
61	33.61	GS 5 100 kN	5 Conect.	16.86	16.76	1.01	0.22

5.5.2 Análisis Pseudo Estático

A continuación se presenta el análisis realizado para la sección A. En la Tabla 5-14 se resumen las solicitaciones presentadas en cada nivel de refuerzo, así como los valores de CDR para los dos modos de falla por resistencia y arrancamiento de los refuerzos en condición pseudo estática.

Tabla 5-14 Resumen Estabilidad Interna Sección A – Condición Pseudo Estática
Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo	Nivel de Refuerzo (m.)	Información del Refuerzo			Solicitación		CDR Resistencia	CDR Arrancamiento
		Tipo de Refuerzo	Conectores por panel	Resistencia a largo plazo (ton/m)	Estática (ton/m)	Sísmica (ton/m)		
1	0.07	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	7.40	3.35	1.36	41.37
2	0.42	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	10.49	3.32	1.06	28.63
3	0.77	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	10.38	3.29	1.07	28.36
4	1.12	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	10.27	3.26	1.08	28.08
5	1.47	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	10.17	3.22	1.09	27.79
6	1.82	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	10.06	3.19	1.11	27.50
7	2.17	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.95	3.16	1.12	27.22
8	2.52	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.85	3.13	1.13	26.93
9	2.87	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.74	3.10	1.14	26.66
10	3.22	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.63	3.06	1.15	26.38
11	3.57	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.53	3.03	1.17	26.09
12	3.92	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.42	3.00	1.18	25.81
13	4.27	GS 5 65kN	5 Conect.	14.64	9.31	2.97	1.19	25.52
14	4.62	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	9.21	2.94	1.85	25.24
15	4.97	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	12.97	2.90	1.42	17.51
16	5.62	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	16.54	2.84	1.16	13.15
17	6.27	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	16.17	2.78	1.19	12.87
18	6.92	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	15.81	2.73	1.21	12.58
19	7.57	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	15.44	2.67	1.24	12.29
20	8.22	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	15.08	2.61	1.27	12.01
21	8.87	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	14.71	2.55	1.30	11.72
22	9.52	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	14.35	2.49	1.34	11.43
23	10.17	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	13.99	2.43	1.37	11.14
24	10.82	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	13.63	2.37	1.41	10.85
25	11.47	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	13.27	2.31	1.14	8.34
26	12.12	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	12.91	2.25	1.17	8.11
27	12.77	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	12.55	2.19	1.20	7.88
28	13.42	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	12.19	2.13	1.24	7.64
29	14.07	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	11.83	2.07	1.28	7.41

30	14.72	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	11.48	2.01	1.32	7.17
31	15.37	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	11.12	1.95	1.36	6.94
32	16.02	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	10.77	1.89	1.40	6.70
33	16.67	GS 5 100 kN	4 Conect.	17.75	10.42	1.83	1.45	6.46
34	17.37	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	10.07	1.81	1.14	4.82
35	17.97	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	9.72	1.81	1.17	4.80
36	18.62	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	9.37	1.81	1.21	4.77
37	19.27	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	9.03	1.81	1.25	4.74
38	19.92	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	8.69	1.81	1.29	4.70
39	20.57	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	8.36	1.81	1.33	4.66
40	21.22	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	8.03	1.81	2.29	7.68
41	21.87	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	7.71	1.81	1.42	4.55
42	22.52	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	7.40	1.81	1.47	4.48
43	23.17	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	7.09	1.81	1.52	4.41
44	23.82	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	6.80	1.81	1.57	4.31
45	24.47	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	6.51	1.81	1.62	4.21
46	25.12	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	6.25	1.81	1.68	4.08
47	25.77	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	6.00	1.81	1.73	3.94
48	26.42	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	5.77	1.81	1.78	3.76
49	27.07	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	5.24	1.81	1.91	3.79
50	27.72	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	3.74	1.81	4.06	8.00
51	28.10	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	2.31	1.81	5.46	12.54
52	28.37	GS 5 65kN	3 Conect.	8.78	3.29	1.81	1.73	5.27
53	29.02	GS 5 65kN	3 Conect.	8.78	4.65	1.81	1.36	3.62
54	29.67	GS 5 65kN	3 Conect.	8.78	4.66	1.81	1.36	3.42
55	30.32	GS 5 65kN	3 Conect.	8.78	4.81	1.81	1.33	3.04
56	30.97	GS 5 65kN	3 Conect.	8.78	5.18	1.81	1.26	2.48
57	31.62	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	5.88	1.81	1.76	1.82
58	32.27	GS 5 100 kN	3 Conect.	13.49	7.19	2.11	1.45	1.33
59	32.92	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	7.45	2.11	2.35	1.37
60	33.30	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	6.51	2.42	2.52	1.14
61	33.61	GS 5 100 kN	5 Conect.	22.48	12.74	2.42	1.48	0.30

5.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

5.6.1 Equilibrio límite

Para analizar la estabilidad global de los muros se utilizará la metodología de equilibrio límite, que consiste en evaluar el Factor de Seguridad para diferentes superficies de falla, para dicho fin se utilizó el software Slide elaborado por la firma RocScience.

Slide permite el modelamiento del terreno y la estratigrafía de los diferentes tipos de suelos que se presentan en el análisis a realizar. Permite la utilización de diferentes métodos de análisis como son: Bishop, Janbu, Spencer, Morgensten- Price, entre otros. Además permite el modelamiento de diferentes tipos de falla: Circulares, por bloque, etc.

La estabilidad frente al tipo de falla asociado al análisis se refleja en el parámetro denominado Factor de Seguridad (FS). Se define factor de seguridad como el valor que cuantifica la relación entre las condiciones que presenta el talud o muro, frente a las condiciones que representarían la falla del mismo.

El Factor de Seguridad de la sección de análisis es representado por el menor valor que resulte de las superficies de falla analizadas. Se considerarán superficies de falla circulares, los círculos que representan la falla tienen por centro varios puntos dentro a una malla definida dentro de los pasos de modelamiento.

En la Figura 5-6 se presenta el modelo realizado en el software Slide para el análisis de estabilidad global para la sección A.

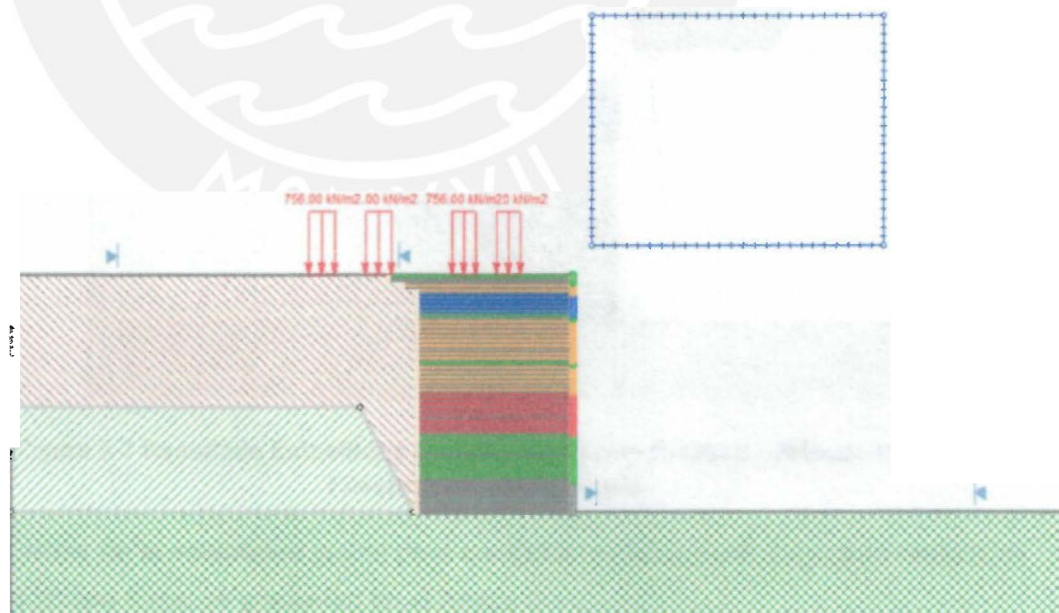


Figura 5-6 Modelo para análisis por equilibrio límite - Sección A

Fuente: Elaboración Propia

5.6.1 Análisis Estático

En la Tabla 5-15 se detallan los resultados obtenidos por el método de equilibrio límite para condición estática en la sección A.

Se realizó el cálculo en el programa Slide, en el cual se utilizaron los métodos de Bishop, Spencer y Morgensten- Price.

Tabla 5-15 Resultados Estabilidad Global – Condición Estática
Fuente: Elaboración Propia

Sección	Bishop	Spencer	Morgensten-Price	Promedio
Sección A	1.677	1.756	1.627	1.687

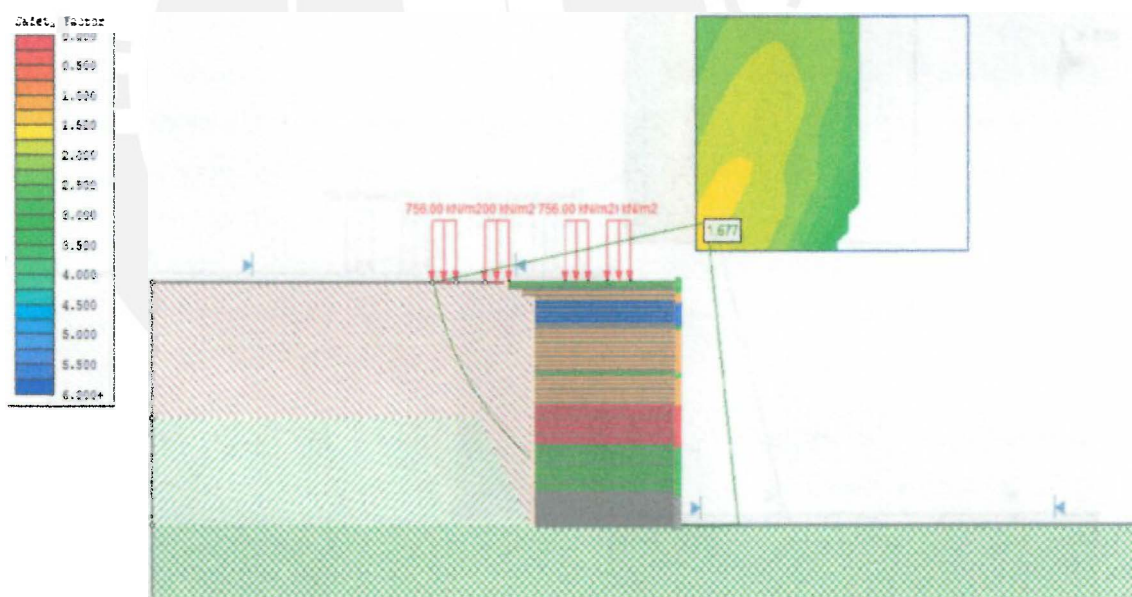


Figura 5-7 Resultado Estabilidad Global – Condición Estática – Método Bishop
Fuente: Elaboración Propia

Los análisis de la estabilidad global para condición estática de la estructura realizados en el software Slide, se presentan en el Anexo C.

5.6.2 Análisis Pseudo Estático

En la Tabla 5-16 se detallan los resultados obtenidos por el método de equilibrio límite para condición pseudo estática en la sección A. Se realizó el cálculo en el programa Slide, en el cual se utilizaron los métodos de Bishop, Spencer y Morgensten- Price. Se consideró un coeficiente horizontal igual a 0.26, de acuerdo a las condiciones sísmicas del proyecto.

Tabla 5-16 Resultados Estabilidad Global – Condición Pseudo Estático
Fuente: Elaboración Propia

Sección	Bishop	Spencer	Morgensten-Price	Promedio
Sección A	1.453	1.688	1.611	1.584

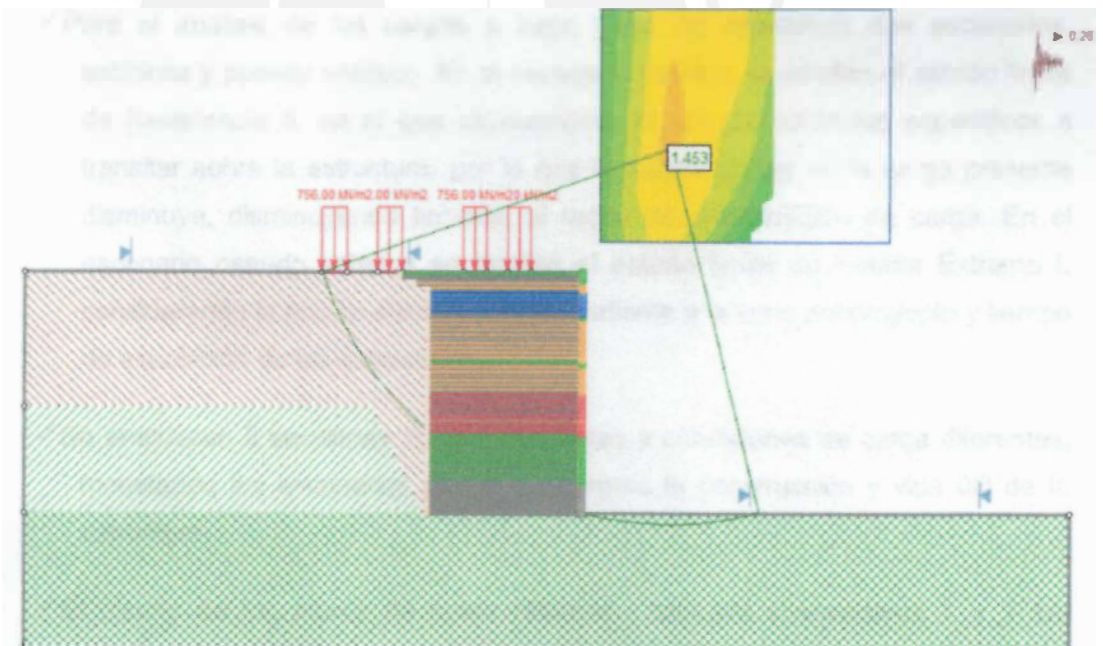


Figura 5-8 Resultado Estabilidad Global – Condición Pseudo Estático – Método Bishop
Fuente: Elaboración Propia

Los análisis de la estabilidad global para condición pseudo estática de la estructura realizados en el software Slide, se presentan en el Anexo C.

CAPÍTULO 6.0 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En el presente capítulo se presentan las principales conclusiones y comentarios obtenidos del presente trabajo:

- ✓ Para el diseño de las estructuras del presente trabajo se utilizó la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design), el cual consiste en la aplicación de factores a las cargas aplicadas y la resistencia nominal de cada elemento. Dicha metodología considera el parámetro CDR (Capacity to Demand Ratio), en lugar de Factor de Seguridad, para evaluar la condición del modo de falla analizado. Esta metodología considera la incertidumbre dentro de su procedimiento de análisis, el cual no era considerado en la metodología ASD (Allowable Stress Design).
- ✓ Para el análisis de las cargas a largo plazo se analizaron dos escenarios, estáticos y pseudo estático. En el escenario estático se analizó el estado límite de Resistencia II, en el que se considera el tipo de vehículos específicos a transitar sobre la estructura, por lo que la incertidumbre en la carga presente disminuye, disminuyendo también el factor de amplificación de carga. En el escenario pseudo estático se analizó el estado límite de Evento Extremo I, considerando la acción sísmica correspondiente a la zona del proyecto y tiempo de exposición de las estructuras.
- ✓ Se analizaron 5 secciones típicas, de alturas y condiciones de carga diferentes, modelando los escenarios presentes durante la construcción y vida útil de la estructura.
- ✓ El diseño de los muros de suelo reforzado para las chancadoras 1 y 2 fue satisfactorio para cargas aplicadas durante la construcción, cumpliendo los requerimientos para asegurar la estabilidad interna y externa en la estructura en condición estática.
- ✓ El diseño de los muros de suelo reforzado para las chancadoras 1 y 2 fue satisfactorio para cargas aplicadas durante la vida útil de la estructura, cumpliendo los requerimientos para asegurar la estabilidad interna y externa en la estructura en condición estática y pseudo estática.

- ✓ La norma de diseño AASHTO LRFD esta destinada a proyectos en el área de transporte, el desarrollo del presente trabajo demostró el correcto uso de esa norma de diseño en la aplicación de muros en minería, considerando de manera específica la magnitud de las cargas y configuración de la geometría de las mismas.
- ✓ Se realizó el análisis de la sección más alta en el escenario de operación de la grúa Grove del tipo GMK 7450, con una capacidad de carga de 450 ton, sobre las plataformas en las etapas de construcción 2, 3 y 4. La carga transmitida por la grúa al terreno deberá ser distribuida en un área mayor, para esto se ha considerado placas de concreto prefabricado o acero de 1,50 ml. por 1,50 ml.
- ✓ La metodología de cálculo descrita en la norma de diseño en AASHTO LRFD 2010 es aplicable para el modelamiento y diseño de muros de grandes alturas y sometidas al efecto de cargas considerables.
- ✓ Según la AASHTO LRFD, para el pre dimensionamiento de este tipo de muro, se considera una relación entre base y altura de 0.7. Después de los diseños realizados de 5 secciones y tomando en cuenta diferentes condiciones de carga llegamos a la conclusión de que para muros de gran altura la relación base/altura es válida, debido a que de las secciones analizadas se encontró como promedio de esta relación 0.71.
- ✓ La longitud de refuerzos en la base de la estructura, calculada mediante estabilidad externa de la estructura, es gobernada por los análisis pseudo estáticos en zonas de alta sismicidad, como es el caso del proyecto desarrollado en el presente trabajo.
- ✓ Se debe tener en consideración un correcto análisis pseudo estático, según recomendación del especialista PhD. Dov Leshchinsky, al ser una estructura flexible es correcto realizar el análisis pseudo estático de manera similar al análisis de estabilidad de taludes, es decir considerando el 50% del PGA, según indican Hynes-Griffin M., Franklin, A. (1984).

- ✓ La estabilidad externa es gobernada por el tipo de falla por vuelco, precisamente por la limitación en la ubicación de la resultante respecto al centro de la base de la sección.
- ✓ La estabilidad interna es gobernada por resistencia en los refuerzos ubicados en la zona inferior y en los refuerzos próximos a la zona final de cada etapa de construcción
- ✓ De acuerdo a los resultados obtenidos, la longitud de los refuerzos, ubicados en la zona superior de muros de suelo reforzado, deberán tener una mayor longitud que los refuerzos de zonas inferiores; esto para evitar la falla por arrancamiento de los refuerzos. En la zona superior se tiene una menor longitud de refuerzo dentro de la zona activa, además de tener menor suelo por encima, reduciendo su confinamiento.
- ✓ La longitud de los refuerzos ubicados en la zona superior de cada sección, por lo general deberán tener una longitud mayor a las de las zonas inferiores, evitando el arrancamiento de los refuerzos, debido a que tiene una menor longitud de refuerzo dentro de la zona activa del muro, además de tener menos suelo por encima, reduciendo su confinamiento.
- ✓ Se observa valores de CDR menores a 1 para el tipo de falla por arrancamiento para algunos refuerzos ubicados en la zona superior de cada sección. Según la metodología de cálculo seguida, para lograr valores de CDR mayores a 1 en estos refuerzos, se requiere longitudes de refuerzo mucho mayores a los ubicados en la base del muro, esto debido a que para el cálculo se considera como solicitud para el arrancamiento la resistencia máxima del refuerzo a largo plazo, siendo la sollicitación real mucho menor. Por lo tanto se recomienda considerar para el análisis de arrancamiento la sollicitación real en el refuerzo, la cual es calculada en la etapa de diseño de los refuerzos por resistencia.
- ✓ Para este tipo de estructuras, de gran altura y sometidas a cargas importantes, es importante contar con una investigación geotécnica, de la zona y canteras a utilizar, para obtener los parámetros de resistencia, pudiendo realizar un correcto modelo para el análisis y diseño.

- ✓ En muros de grandes alturas y sometidos a cargas de magnitudes elevadas, como es el caso de los muros para chancadoras primarios en minería, las cargas aplicadas en la plataforma superior se disipa junto con la profundidad, por lo que las cargas en la parte inferior del muro son menores a las aplicadas por la metodología de diseño AASHTO LRFD.
- ✓ Una clara ventaja del uso de muros de suelo reforzado en este proyecto es la inmediata utilidad que esta brinda, ya que una vez compactado el relleno, este puede resistir solicitaciones tales como la carga de la grúa para montaje, que será utilizada sobre las etapas de construcción 2, 3 y 4. En caso se construya un muro de concreto armado convencional, se debería esperar a que el concreto alcance una resistencia específica, para empezar a resistir solicitaciones.
- ✓ Se recomienda no utilizar una sobrecarga mínima equivalente a 0.60m de relleno para muros de suelo reforzado en el rubro minero, ya que por lo general, estas estructuras estarán sometidas a cargas mayores. Recordar que la norma de diseño AASHTO está dado para estructuras destinadas a carreteras. Por lo tanto el análisis deberá ser específico y considerando sobrecargas mayores a la mínima indicada en dicha norma de diseño.
- ✓ Se revisó las empresas que proveen materiales para la construcción de muros de suelo reforzado, así como los sistemas que ofrecen, observando una amplia variedad de sistemas, entre los cuales se podrá elegir el que más se ajuste a las condiciones del proyecto en disponibilidad de materiales, accesibilidad a la zona, entre otros.
- ✓ Para clasificar los refuerzos como extensibles o inextensibles, se debe evaluar el comportamiento del refuerzo a utilizar, ya que no solo se deberá tomar en cuenta el material del cual está fabricado.
- ✓ De acuerdo al análisis realizado de las diferentes posibles combinaciones de refuerzos, se ha obtenido que resulta más económico utilizar cintas de refuerzo de mayor resistencia.

- ✓ Según el análisis de estabilidad global, el FS promedio mediante el método de equilibrio límite en condición estático para la sección A es 1,687. Con ello el análisis cumple con los requerimientos establecidos por estabilidad, siendo el mínimo factor de seguridad 1.5 para el caso estático.
- ✓ Según el análisis de estabilidad global, el FS promedio mediante el método de equilibrio límite en condición pseudo estático para la sección A es 1,584. Con ello el análisis cumple con los requerimientos establecidos por estabilidad, siendo el mínimo factor de seguridad 1.13 para el caso pseudo estático.
- ✓ Las conclusiones y comentarios podrían ser útiles en caso se prepare una guía de diseño para muros de suelo reforzado de grandes alturas y sometidos a cargas de gran magnitud. En caso se prepare dicha guía, se recomienda realizar mediciones de deformaciones y tensión en los refuerzos, para los casos de los refuerzos en la zona inferior, en condiciones de estructura con sobrecarga en la plataforma y sin sobrecarga, monitoreando el comportamiento de los refuerzos y la influencia real de la sobrecarga en cada condición.
- ✓ Se recomienda para trabajos futuros el análisis de deformaciones y tensión en modelos numéricos para la estructura diseñada o proyectos similares, calculando las deformaciones en la zona inferior del muro. Se podría además analizar la contribución de las geomallas biaxiales colocadas para controlar la deformación. Para ellos se deberán hacer dos modelos, uno considerando las geomallas proyectadas, y el otro sin considerar las geomallas. Además se deberá evaluar la importancia del espaciamiento vertical entre refuerzos.

CAPÍTULO 7.0 BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials (2010). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Fifth edition.

U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (2009). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I.

Maccaferri, Manual Técnico de Refuerzo de Suelos, Sao Paulo, 2009.

Egoavil, H. (2012). Refuerzo de Cimentaciones Superficiales con Geosintéticos. Tesis de Master, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Madrid, España.

Asanza, E. (2009). Determinación de las Características de Fricción en el contacto suelo-geotextil a diferentes succiones, mediante equipos de laboratorio singulares. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España. R

Koerner R.(2005). Design with geosynthetics. New Jersey: Prentice Hall, 5th edition.

Hynes, M., Franklin, A. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. Department of the Army Waterways Experiment Station, Corps of Engineers.

Caterpillar (2012). 797F Mining Truck . Technical Specifications.

Manitowoc (2009). Grove GMK7450 – Product Guide.

Shukla, S., Yin, J. (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering. London: Taylor & Francis Group.

ADAMA Engineering, Inc. Review of Supporting Technical Documentation on GEOMega MSE Wall System, prepared for MinnDOT by The Reinforced Earth Company (RECo), (2009).

Reinforced Earth (2011). Design Manual For Reinforced Earth walls.

Segrestin, P., Jailloux, J-M. Temperature in soils and its effect on the ageing of Synthetic Materials. France.

Terre Armee Internationale, GeoTrel components, France (2010).

Terre Armee – SoilTech Department, PET GeoStrap Reinforcing strips. Design strength calculation. France (2011).

Terre Armee Internationale, GeoTrel Temporary Wall – Test wall Study. Texas (2008).

Nail-Ali, L. Durability synthetic reinforcements. TAI Technical Seminar, Valencia (2012).

Nail-Ali, L. Durability of metallic reinforcements. TAI Technical Seminar, Valencia (2012).

Terre Armees Internationales, GeoStrap reinforcements Design Pull-Put Capacity, France (2011).

