

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE CIENCIAS Y HUMANIDADES
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



UTILIZACIÓN DE CENIZAS VOLANTES COMO MATERIAL
DE RELLENO ESTRUCTURAL PARA MUROS DE
RETENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON
GEOSINTÉTICOS

por

Pedro José Goyzueta Valladares

Guatemala
2004

UTILIZACIÓN DE CENIZAS VOLANTES COMO MATERIAL
DE RELLENO ESTRUCTURAL PARA MUROS DE
RETENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON
GEOSINTÉTICOS

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE CIENCIAS Y HUMANIDADES
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



UTILIZACIÓN DE CENIZAS VOLANTES COMO MATERIAL
DE RELLENO ESTRUCTURAL PARA MUROS DE
RETENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON
GEOSINTÉTICOS

por

Pedro José Goyzueta Valladares

Trabajo de graduación presentado
para optar al grado académico de
Licenciatura en Ingeniería Civil

Guatemala
2004

Vo.Bo. :

(f) _____
Ing. Fernando Rafael Callejas
ASESOR

Tribunal:

(f) _____
Ing. Fernando Rafael Callejas

(f) _____
Ing. Ricardo Rodas Cordón

(f) _____
Ing. Franklin Matzdorf

Guatemala, 19 de octubre de 2,004

PREFACIO

Este trabajo lo dedico en memoria de mi padre, el Ingeniero Roberto Antonio Goyzueta Weissbach, quien fue un ejemplo de sabiduría, dedicación y fortaleza. Por siempre guardaré sus enseñanzas, y esa imagen perfecta que me hace llevar mi apellido con tanto orgullo.

Quisiera también agradecer a las personas que me apoyaron y colaboraron para la realización de este trabajo, en especial a:

MSc. Ing. Fernando Callejas, por su colaboración como asesor del presente trabajo, y su apoyo incondicional.

Ing. Franklin Matzdorf, por su apoyo, comprensión y guía en la realización de este trabajo.

Ing. Tomás Hirschmann, por su aporte inmenso de conocimientos, su apoyo y comprensión.

ÍNDICE

	Página
PREFACIO.....	iv
LISTA DE TABLAS.....	x
LISTA DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xii
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS.....	3
A. OBJETIVOS GENERALES.....	3
B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
III. DISEÑO TÍPICO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS.....	4
A. TIPOS DE MUROS.....	4
B. MÉTODOS DE DISEÑO.....	7
1. Método de cuña sujeta (Tie-Back Wedge).....	7
2. Método del "Deutches Institut für Bautechnik".....	10
3. Método de círculos de deslizamiento.....	11
4. Método del Departamento de Transporte del Reino Unido.....	12
5. Método de la "National Concrete Masonry Association" NCMA 1997.....	13
6. Método del Departamento de Transporte de Estados Unidos AASHTO 1997.....	14
C. CRITERIO DE DISEÑO.....	15
1. Método de diseño.....	15
2. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad.....	16
3. Sobrecargas.....	16

4. Ancho mínimo de la base del muro.....	17
5. Empotramiento mínimo del muro y altura de diseño.....	17
6. Deformación máxima permitida entre conexiones.....	18
D. SUPOCIONES DE DISEÑO.....	19
E. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA.....	20
1. Fuerzas externas.....	20
2. Deslizamiento de la base.....	23
3. Volteo.....	26
4. Capacidad soporte.....	27
F. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA.....	30
1. Fuerzas internas.....	32
2. Sobretensión de las capas de refuerzo.....	34
2.1 Numero mínimo de capas de refuerzo.....	34
2.2 Elevación efectiva de la capa de refuerzo.....	36
2.3 Espaciamiento vertical de las capas de refuerzo.....	36
2.4 Cálculo de la carga de tensión aplicada.....	36
3. Extracción de las capas de refuerzo.....	37
4. Falla por deslizamiento interno.....	39
G. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LOCAL.....	44
1. Resistencia de conexión a la cara del muro.....	45
2. Resistencia al pandeo.....	47
3. Alturas máximas sin refuerzo.....	49
IV. MATERIALES GEOSINTÉTICOS.....	51
A. TIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE LOS GEOSINTÉTICOS.....	51
1. Geotextiles.....	54
2. Geomallas.....	55
B. RESISTENCIA PERMISIBLE A LA TENSIÓN.....	55

C. INTERACCIÓN ENTRE EL SUELO Y EL REFUERZO.....	57
1. Coeficiente de interacción por extracción.....	57
2. Coeficiente de deslizamiento directo.....	58
D. CRITERIO DE DISEÑO.....	59
V. ANÁLISIS DE LAS CENIZAS VOLANTES.....	61
A. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE CENIZAS.....	61
B. UTILIZACIÓN DE CENIZAS.....	62
C. PROPIEDADES QUÍMICAS.....	64
D. PROPIEDADES CEMENTANTES Y PUZOLÁNICAS.....	65
E. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS.....	66
1. Granulometría y geometría de las partículas.....	67
2. Peso volumétrico.....	68
3. Resistencia al corte.....	68
4. Resistencia a la compresión.....	69
5. Características de consolidación.....	69
6. Permeabilidad.....	69
F. PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA.....	70
1. Granulometría.....	70
2. Gravedad específica.....	70
3. Contenido de agua.....	71
4. Compactación.....	71
5. Resistencia al corte.....	71
6. Resistencia a la compresión.....	71
7. Conductividad hidráulica.....	72
8. Compresibilidad.....	72
9. Características químicas.....	72
VI. FACTORES DE RELEVANCIA EN EL DISEÑO.....	74
A. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	74

1. Análisis de estabilidad externa.....	74
2. Análisis de estabilidad interna.....	75
3. Análisis de estabilidad local.....	78
B. CONDICIONES DE DRENAJE.....	78
C. RESISTENCIA DE LOS MATERIALES GEOSINTÉTICOS.....	82
D. ATAQUE QUÍMICO DE SULFATOS AL CONCRETO.....	83
E. PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN.....	84
F. COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO.....	85
VII. FACTORES DE RELEVANCIA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN....	87
A. UNIFORMIDAD DEL MATERIAL.....	87
B. COMPACTACIÓN.....	87
C. RESTRICCIONES CLIMATOLÓGICAS.....	89
D. CONTROL DE POLVO.....	89
VIII. EJEMPLO DE DISEÑO.....	91
A. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	91
B. VALORES DE DISEÑO.....	91
1. Material de relleno estructural.....	92
2. Material de suelo retenido.....	92
3. Suelo de cimentación.....	92
4. Material de relleno de drenaje.....	92
5. Unidades segmentales de concreto SRW.....	93
6. Refuerzo geosintético.....	93
C. CÁLCULOS PRELIMINARES.....	94
1. Angulos de interfase de fricción.....	94
2. Empotramiento del muro y altura de diseño.....	94

D. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD EXTERNA.....	95
E. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD INTERNA.....	99
F. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD LOCAL.....	104
IX. CONCLUSIONES.....	106
X. BIBLIOGRAFÍA.....	109

LISTA DE TABLAS

Tabla		Página
3-1	Factores de seguridad mínimos recomendados para el diseño de muros de suelo reforzado.....	16
3-2	Profundidades mínimas de empotramiento de muro H _{emb}	18
3-3	Factores de capacidad soporte del suelo.....	29

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
3-1	Modos de falla externa del método de cuña sujetada.....	8
3-2	Modos de falla interna del método de cuña sujetada.....	9
3-3	Método de círculos de deslizamiento de Bishop.....	11
3-4	Mecanismo de falla de cuña de dos partes del HA 68/94.....	13
3-5	Geometría para el análisis de muros de suelo reforzado.....	15
3-6	Distribución de fuerzas para el análisis de estabilidad externa..	20
3-7	Distribución de fuerzas para el análisis de estabilidad interna...	32
3-8	Diagrama para el análisis de estabilidad interna.....	35
3-9	Diagrama para el análisis de deslizamiento interno.....	40
3-10	Geometría de las unidades de block segmentado.....	43
3-11	Modos de falla local.....	44
3-12	Diagrama de fuerzas de corte para el análisis de pandeo.....	48
5-1	Microestructura típica de la ceniza volante tipo F.....	67
6-1	Drenaje caso 1 NCMA, 1997.....	79
6-2	Drenaje caso 2 NCMA, 1997.....	80
6-3	Drenaje caso 3 NCMA, 1997.....	81

RESUMEN

Este trabajo plantea la propuesta de la utilización de material de ceniza volante como material de relleno estructural para muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos como una utilización beneficiosa en la industria de la construcción para este tipo de material en vez de su desecho por las plantas generadoras de electricidad.

Se aporta un marco teórico con el objeto de dar una idea general acerca del diseño de muros de suelo reforzado con geosintéticos por medio de un resumen histórico de algunos métodos de diseño utilizados para este tipo de estructuras. Basado en este marco teórico, se propone una metodología de diseño, la cual adopta los modelos de análisis de la National Concrete Masonry Association, 1997. Esta metodología se expone de manera específica proporcionando los conceptos y pasos detallados acerca de la misma. Los materiales geosintéticos son estudiados por separado, por medio de un marco teórico acerca de sus tipos y características, y su incorporación en la metodología de diseño propuesta determinando valores de diseño de su resistencia permisible a la tensión, así como de su interacción con el suelo.

El material de ceniza volante se analiza primeramente dentro de un marco teórico, definiendo su clasificación, utilización y propiedades químicas, cementantes, puzolánicas, físicas y mecánicas. Se determinan procedimientos de prueba que puedan evaluar las principales características del material de ceniza volante con el objeto de determinar valores de diseño que puedan ser utilizados en el análisis de muros de suelo reforzado con geosintéticos.

Específicamente se identifican dos características que pueden ser generalizadas para el material de ceniza volante y que influyen grandemente en el desempeño estructural de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos. Estas son: su relativo bajo peso volumétrico, y su relativo alto valor de ángulo de fricción interna. Se analizan los efectos debido a estas características en el desempeño estructural según la metodología de diseño.

Se analizan también otros factores que se consideran de relevancia en el diseño de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos utilizando material de ceniza volante, los cuales son: Las condiciones de drenaje, las cuales son muy similares a las condiciones utilizando suelos naturales; la resistencia de los materiales geosintéticos embebidos dentro de material de ceniza volante, la cual puede ser afectada por la composición química del material de ceniza volante; el ataque químico de sulfatos al concreto, que podría afectar las unidades segmentales de concreto del muro; la protección contra la erosión debido a la vulnerabilidad del material de ceniza volante a la erosión tanto del viento como del agua; y el comportamiento a largo plazo de la estructura, basado en las características del material.

Se aportan recomendaciones constructivas por medio de un análisis de factores de relevancia durante la construcción basado en las características relevantes del material, el cual incluye el análisis de la propiedades de compactación del material de ceniza volante.

Se expone un ejemplo de diseño, el cual plantea un problema didáctico resuelto mediante la metodología de diseño propuesta.

Se puede concluir que el material de ceniza volante (especialmente el material de ceniza volante no auto-cementante) puede ser considerado como un material adecuado para la construcción de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos, el cual tendrá un alto desempeño estructural, especialmente en aplicaciones con refuerzos geosintéticos de baja resistencia a la tensión, y donde el suelo de cimentación tenga una baja capacidad soporte.

I. INTRODUCCIÓN

Los combustibles orgánicos han sido utilizados en gran escala alrededor del mundo entero como fuente de energía principalmente para la generación de electricidad. Más del 80% de las 1.2 billones de toneladas de carbón anualmente producidas en Estados Unidos son utilizadas para la generación de electricidad. Esto resulta en una producción de cerca de 110 millones de toneladas de subproductos provenientes de la combustión de combustibles orgánicos, entre los cuales, más del 60% de ellos son materiales de ceniza volante.

Tradicionalmente, la mayoría de estos subproductos son desechados en rellenos y lagunas de almacenaje, por lo cual la identificación de usos beneficiosos para este tipo de materiales (en vez de su desecho) ha sido el objetivo de muchos proyectos de investigación durante los últimos años y ha dado como resultado un crecimiento estable en la utilización beneficiosa de este tipo de materiales.

Una solución a este problema es la propuesta de la utilización de la ceniza volante como material de relleno estructural para muros de suelo reforzado con geosintéticos, la cual puede ser una utilización beneficiosa tanto en la industria de la construcción, pues provee una opción de nuevos materiales para la construcción de estructuras de retención, como para la conservación del medio ambiente, ya que podría ayudar a disminuir la cantidad de materiales desechados por las plantas de generación de electricidad.

Los muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos se diseñan de manera que el material de relleno forma parte de la estructura de retención con la ayuda de capas de refuerzo geosintético. Esto hace que sea necesario un

material que posea características mecánicas comprobables para poder usarlo como relleno estructural en este tipo de estructuras.

El objetivo principal de este estudio es el de analizar el material de ceniza volante para su utilización como relleno estructural, identificando sus características relevantes y estableciendo métodos de prueba que puedan dar como resultado valores de diseño para el análisis de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos.

La metodología de diseño de los muros de retención de material de ceniza volante reforzada con geosintéticos deberá ser congruente con las características del material, de manera que las suposiciones de diseño y los modelos matemáticos utilizados representen lo más cercano a la realidad posible el comportamiento de la estructura. Para este propósito, se determina una metodología de diseño basada en las características del material, y se hace un análisis de los factores de relevancia en el diseño, el cual evalúa el desempeño del material de ceniza volante en la estructura. Se analizan también los factores de relevancia durante la construcción para poder dar recomendaciones constructivas debido a las características específicas del material.

II. OBJETIVOS

A. OBJETIVOS GENERALES

- Proveer una solución para la utilización beneficiosa del material de ceniza volante en la industria de la construcción.
- Proveer conocimiento de las propiedades del material de ceniza volante para estimular su utilización beneficiosa y así ayudar a la conservación del medio ambiente.

B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el material de ceniza volante para su utilización como relleno estructural en muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos, identificando una metodología de diseño congruente con sus características relevantes, y estableciendo métodos de prueba que puedan dar como resultado valores de diseño para el análisis de este tipo de estructuras.
- Evaluar el desempeño del material de ceniza volante en la estructura de muros de retención de suelo reforzado por medio de la identificación y análisis de las características relevantes que influyen en el diseño del mismo.
- Proveer recomendaciones para la construcción de muros de retención de material de ceniza volante reforzado con geosintéticos.

III. DISEÑO TÍPICO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS

A. TIPOS DE MUROS

Los muros convencionales de gravedad, así como los sistemas de paredes en voladizo contruidos de mampostería y concreto resisten la presión lateral de la tierra debido a su gran masa. Estos actúan como unidades rígidas, y han servido beneficiosamente a la industria durante siglos. Sin embargo, una nueva era de sistemas de retención fue introducida en los años 60 por el arquitecto francés Henri Vidal con la Terre Armee®. Este sistema de retención consta de tiras metálicas que se extienden desde paneles en la cara externa del muro hacia la parte posterior embebidos en el suelo de relleno, haciendo la función de anclaje de las unidades externas mediante su retención a través de los esfuerzos de fricción existentes entre las tiras metálicas y el suelo de relleno. El suelo de relleno, por lo tanto, genera la presión lateral, pero también interactúa con las tiras metálicas para resistirla. Este tipo de muros son relativamente flexibles comparados con las estructuras masivas de gravedad, y ofrecen muchas ventajas incluyendo una reducción significativa de costos de construcción. Una serie subsecuente de variaciones del sistema propuesto por H. Vidal fueron apareciendo a través de los años, los que pueden colocarse entre la categoría de muros flexibles de retención.

- Paneles externos con reforzamiento de tiras metálicas.
- Paneles externos con reforzamiento de mallas de alambre metálico.
- Paneles sólidos con anclajes de amarre.
- Muros de gaviones anclados.
- Muros reforzados con geosintéticos.

En todos estos casos, el suelo en la parte posterior de la cara externa del muro es un “suelo mecánicamente estabilizado”, de donde se ha llamado genéricamente *MSE wall* a este sistema de retención (Koerner, 1998:182).

Los muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos fueron introducidos por primera vez en Norte América en el año 1974 con la construcción de un proyecto de taludes reforzados con geotextiles llevado a cabo por el Servicio Forestal de los Estados Unidos. Su utilización se incrementó considerablemente con la introducción de elementos de refuerzo con geomallas en 1982, y con la introducción de unidades de block segmentado en 1985. Hoy en día, estos sistemas de retención son utilizados rutinariamente en proyectos privados de desarrollo de tierras, y en proyectos de carreteras.

Los muros de retención de suelo reforzado pueden utilizar diferentes materiales como elementos de refuerzo del suelo. Sin embargo, el material más utilizado para muros de carreteras es el refuerzo de geomallas. Esta tendencia es debido a las necesidades, tanto de las agencias de transporte, como de las empresas productoras de geosintéticos y los distribuidores de sistemas de muros.

Una de estas necesidades, la referente a acrecentar el valor estético del muro terminado, es obviamente controlada por el revestimiento de la cara externa del sistema de retención. Una de las ventajas de los muros de suelo reforzado es precisamente la gran variedad de revestimientos que pueden ser utilizados en la cara externa del muro y las resultantes opciones estéticas que pueden ser obtenidas. Las siguientes son algunas de ellas:

- Unidades segmentales de concreto: Este es el sistema de revestimiento más comúnmente utilizado para la construcción de muros de suelo reforzado. Estos elementos de revestimiento son llamados también unidades de block segmentado, o unidades SRW. Son populares debido

a su atractivo estético, disponibilidad y bajo costo. Las unidades son fabricadas utilizando un proceso de moldeado en seco con dimensiones que varían entre diferentes sistemas. Las unidades generalmente son colocadas sin adherencia de mortero, conectadas mediante llaves mecánicas o pines entre ellas, y son rellenas de grava durante su erección.

- Revestimiento mediante envoltura de geosintéticos: Este tipo de revestimiento es comúnmente utilizado para estructuras temporales, muros sujetos a significantes asentamientos post-constructivos, muros donde los requerimientos estéticos son muy bajos, y muros donde se aplican acabados especiales después de la construcción. Los geosintéticos en la cara externa del muro pueden dejarse expuestos para muros temporales si son estabilizados contra la degradación de la luz ultravioleta, posible vandalismo y posible combustión por fuego. Se utilizan comúnmente geotextiles para este tipo de acabado, pero también pueden ser utilizadas geomallas en combinación de geotextiles y mantas de control de erosión para retener el material de relleno.
- Paneles segmentales de concreto: Este sistema es similar al revestimiento en los sistemas metálicos de suelo reforzado, y es utilizado también en combinación con geosintéticos. Sin embargo, ha sido utilizado en pocas ocasiones. Se utilizan geomallas de polietileno, las cuales se dejan embebidas entre el concreto al fundir los paneles, para luego adherirlas a las geomallas de refuerzo de la zona de relleno. Se evita la utilización de geomallas de poliéster debido a su exposición al ambiente alcalino al momento de su fundición con el concreto.
- Revestimiento de gaviones: Este sistema utiliza una cara de gaviones en la cara externa del muro reforzado con geosintéticos en su parte posterior. Comúnmente se utiliza un geotextil de filtro entre la parte

posterior del gavión y el suelo de relleno para prevenir que el suelo contamine las piedras del gavión.

B. MÉTODOS DE DISEÑO

Cuando las técnicas de refuerzo de suelos fueron originalmente desarrolladas, se utilizaban únicamente tres o cuatro métodos rutinarios para el diseño de estructuras de este tipo. Debido a la gran aceptación de esta tecnología en desarrollo, muchos países tienen al menos un método aprobado para el diseño de muros y taludes reforzados, y cada uno de estos métodos es levemente diferente al utilizado en otras partes del mundo.

Desde la introducción de las técnicas modernas de reforzamiento de suelos hechas por Vidal en los años 60, y por Jewell en los años 70, se ha cambiado el método de análisis de estas estructuras por métodos más flexibles y refinados. Sin embargo, los métodos originales todavía son utilizados rutinariamente en la actualidad.

1. Método de cuña sujeta (Tie-Back Wedge). Este es uno de los primeros métodos desarrollados para muros de suelo reforzado, y fue el modelo propuesto originalmente por Steward, Williamson y Mohny del servicio forestal de Estados Unidos en 1977. Este método es muy utilizado en la actualidad y es conocido también con el nombre de *Método del Servicio Forestal*. Muchos de los métodos más recientes de diseño de límite de equilibrio son variaciones de este acercamiento tradicional.

La estabilidad externa de la estructura está esencialmente basada en la suposición de que ésta se comporte como un cuerpo rígido. Los mecanismos de falla son presentados en la Figura 3-1. Debido a las grandes deformaciones que se desarrollan en el suelo, se adoptan generalmente los parámetros del estado crítico del suelo (Φ'_{cv} , c'_{cv}) en el diseño.

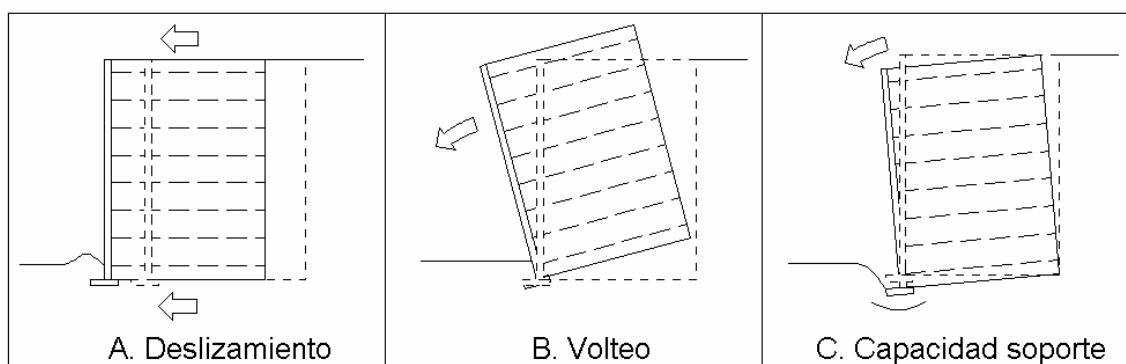


Figura 3-1

Modos de falla externa del método de cuña sujeta.

La falla por volteo está usualmente incluida en los cálculos de estabilidad externa, pero generalmente no presenta ningún problema debido a la ausencia de grandes cargas horizontales en comparación al volumen masivo de este tipo de estructura.

Para analizar la capacidad soporte del suelo de cimentación, se compara la presión ejercida por el bloque de suelo reforzado con la presión permitida del suelo de cimentación. En el pasado era generalmente adoptada una distribución trapezoidal de la presión ejercida, siendo la presión vertical en el pie del muro mayor que la ejercida en la parte posterior de la estructura. Este acercamiento ha sido ampliamente reemplazado por el método de distribución de presiones uniformes de Meyerhof para los cálculos de capacidad soporte del suelo, el cual toma en cuenta la excentricidad de la carga aplicada en la parte posterior del bloque de suelo en el cálculo de la presión aplicada.

En general, el ancho de la base del bloque de suelo reforzado es escogido para satisfacer los requerimientos de la estabilidad externa, con respecto al deslizamiento, volteo y capacidad soporte.

La estabilidad interna del muro de retención de suelo reforzado está esencialmente enfocada a la resistencia a la tensión y la extracción requerida

para las capas de refuerzo de geosintéticos. Los mecanismos de falla por estabilidad interna se muestran en la Figura 3-2. Para los propósitos del análisis, se asume un relleno uniforme que trabaja a fricción, y se toman las presiones horizontales del suelo como estando en la condición activa a través de la estructura. Las presiones desarrolladas durante la fase de construcción se reducirán al eliminar los soportes temporales de la estructura. Se asume que el refuerzo provee esfuerzos de tensión como resultado del peso propio del relleno y las cargas externas para contribuir a soportar la ruptura potencial. Estos componentes de tensión pueden ser evaluados separadamente o en conjunto para dar como resultado el esfuerzo de tensión total de una capa individual de reforzamiento.

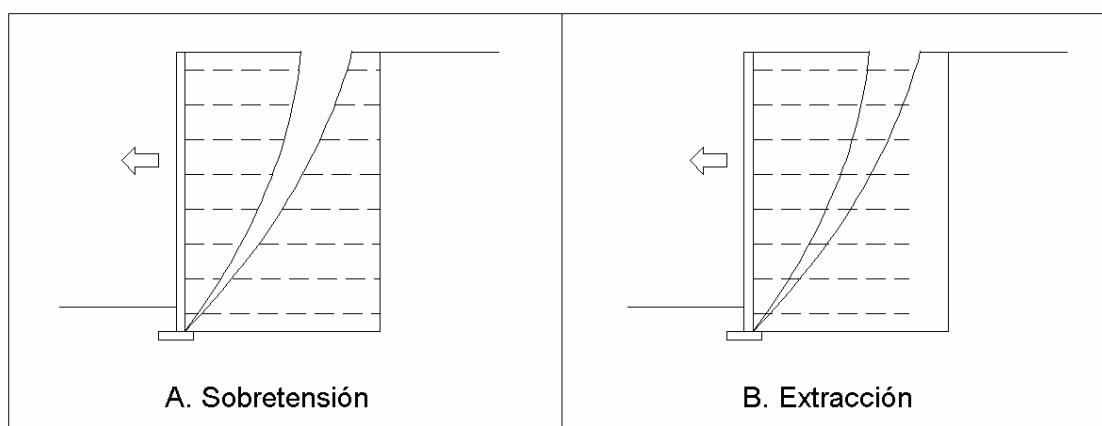


Figura 3-2

Modos de falla interna del método de cuña sujeta.

Para el análisis pueden ser incluidas líneas de carga verticales y horizontales, haciendo que las fuerzas de los estribos de los puentes y parapetos puedan ser tomadas en cuenta.

Para investigar la falla potencial de extracción, es necesario considerar separadamente la posibilidad de planos de falla inclinados pasando a través del muro formando cuñas inestables de suelo circunscritas por la cara frontal del muro, la superficie del terreno y el plano de la falla potencial. Para los propósitos

del análisis, se asume que cada cuña se comporta como un cuerpo rígido y la fricción entre la cara del plano y el relleno es ignorada. Se investiga una serie de planos potenciales de falla emanados a diferentes alturas del interior de la cara del muro, y para cada uno de estos planos potenciales de falla, se hace un chequeo para asegurar que la fuerza total de restauración proveída por todas las capas de reforzamiento que cortan el plano de falla sea mayor, usualmente con un factor de seguridad de 2.0, a las fuerzas de desestabilización.

2. Método del “Deutches Institut für Bautechnik”. Este método de diseño, basado en los estándares DIN alemanes, ha ganado una gran aceptación en Europa, y se ha vuelto también muy popular en otras partes del mundo. Aunque este método de diseño está basado en el acercamiento del método de cuña sujeta, posee un gran número de variaciones importantes.

Para los cálculos de estabilidad externa, las variaciones incluyen un factor de seguridad reducido de 1.5 para el deslizamiento y un método específico para considerar la falla de capacidad soporte, el cual modifica la ecuación original para el cálculo de capacidad soporte de Terzaghi tomando en cuenta la inclinación de la fuerza resultante debido a la presión activa en la parte posterior del bloque de suelo reforzado. Se incluye un chequeo adicional para asegurar que la fuerza resultante actúa en el tercio medio de la base reemplazando así efectivamente el cálculo de volteo del método tradicional de cuña sujeta.

Los cálculos para estabilidad interna se concentran esencialmente en la consideración del anclaje del reforzamiento cambiando el método tradicional de cuña, por un método que toma en cuenta un mecanismo de cuña compuesta por dos partes, donde la base de la cuña superior pasa a través de la parte trasera del bloque de suelo reforzado. Se requiere de un chequeo adicional para las estructuras con caras flexibles, donde para cada capa de refuerzo es necesario asegurarse de que el esfuerzo permitido de diseño (o bien el esfuerzo permitido de anclaje a la cara si no es utilizada una conexión de esfuerzo total) no es

excedido por la presión activa en la cara del muro. Los parámetros del estado crítico del suelo son utilizados para el diseño.

3. Método de círculos de deslizamiento. Recientemente, los análisis rigurosos de estabilidad para terraplenes reforzados han tomado la forma del análisis de círculos de deslizamiento utilizando uno de los métodos de rodajas, como por ejemplo, el método de Bishop, Figura 3-3.

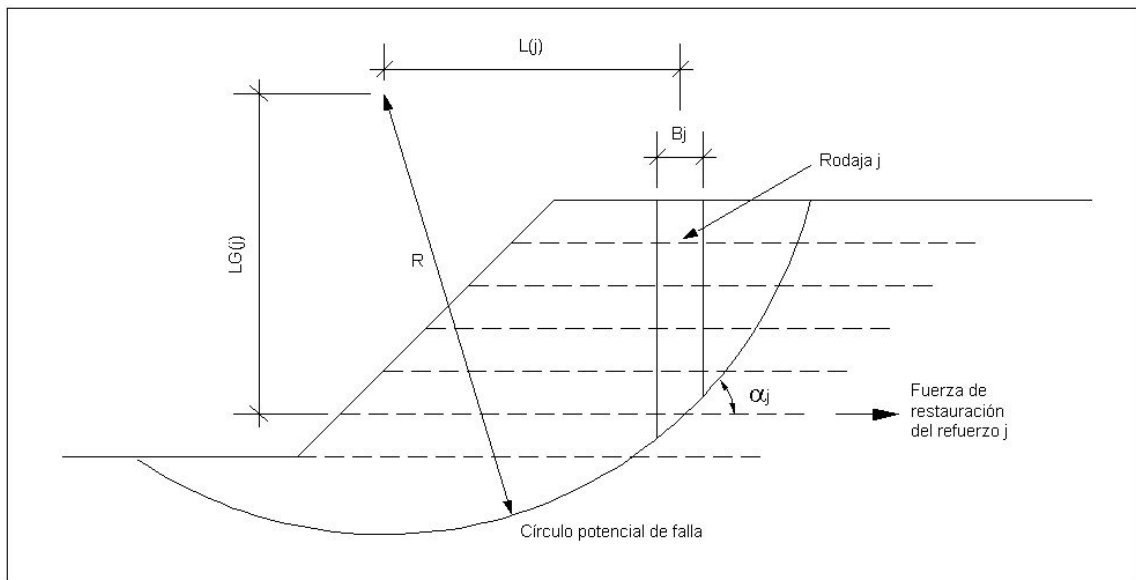


Figura 3-3

Método de círculos de deslizamiento de Bishop.

Para cada círculo, el momento desestabilizador de la masa de suelo se compara con el momento restaurador proveído por el suelo y el reforzamiento, calculando un factor de seguridad contra la falla. Si el factor mínimo de seguridad es mayor que el valor establecido (usualmente alrededor de 1.3 para estructuras permanentes), el diseño no es satisfactorio en términos de estabilidad.

Este tipo de análisis es, generalmente utilizado, en programas de computadora desarrollados por algunos productores individuales o con paquetes de software comerciales para diseño. Se debe tomar en cuenta que el método de incorporación del reforzamiento al diseño frecuentemente cambia entre dichos paquetes de software.

4. Método del Departamento de Transporte del Reino Unido. La nota de aviso del Departamento de Transporte del Reino Unido HA 68/94 da una guía de los requerimientos de diseño para la utilización de las técnicas de suelo reforzado y suelo enclavado en taludes. En dicho documento, se provee una serie de tablas que son utilizadas como herramienta para la creación de un método muy simple de diseño que permite a los ingenieros producir replicas independientes de diseño. Sin embargo, para sacar total ventaja económica del método de diseño referido en HA 68/94, es necesario un programa de computadora.

El método de diseño HA 68/94 comprende la consideración de un mecanismo de falla de cuña de dos partes, Figura 3-4. Los parámetros del estado crítico del suelo son utilizados en el análisis, pero aparte de los factores normales de seguridad aplicados a la resistencia del refuerzo, no existen otros factores de seguridad presentes en el diseño.

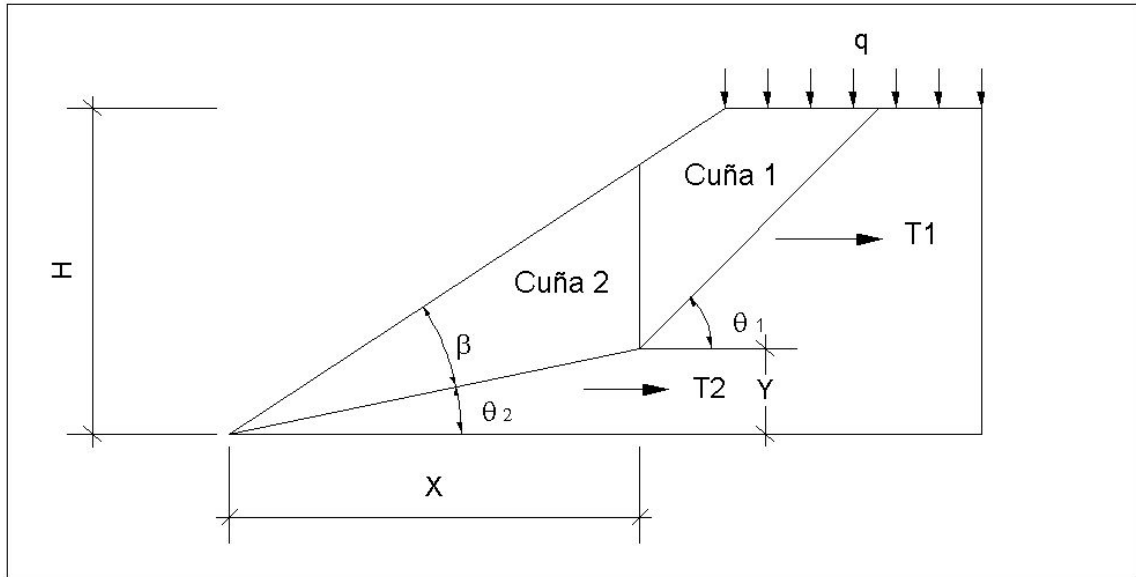


Figura 3-4

Mecanismo de falla de cuña de dos partes del HA 68/94

Si bien este método ha ganado mucha popularidad, un gran número de restricciones implícitas requieren a menudo de un método alternativo de diseño. Estas restricciones incluyen la presencia de una geometría complicada del terraplén, múltiples tipos de material de relleno, la presencia de cargas horizontales, y suelo de cimentación de características medias y bajas.

5. Método de la “National Concrete Masonry Association” NCMA (1997). El manual de diseño del NCMA presentado en 1997 fue desarrollado específicamente para el análisis de muros de retención de suelo reforzado con acabado en la cara externa de unidades segmentales, y es uno de los dos procedimientos más utilizados en Norte América para el diseño de muros de suelo reforzado.

Este manual comprende una metodología de diseño basada en el acercamiento de cuña sujeta, y ha sido modificado a través del tiempo en términos de las ecuaciones para la determinación del esfuerzo permitido de diseño para el refuerzo de geosintéticos.

Se recomienda la determinación del coeficiente del estado activo del suelo K_a por medio de la teoría de Coulomb, lo cual permite la incorporación directa de los efectos beneficiosos tanto de la cara externa con ángulo de inclinación, así como de la interfase de fricción entre la cara externa del muro y el material de relleno.

6. Método del Departamento de Transporte de Estados Unidos AASHTO (1997). El método de diseño AASHTO fue desarrollado para diseño de muros de contención de suelos reforzados para su utilización en carreteras, y es conocido también con el nombre de *Método Gravitacional Coherente Simplificado*.

Las especificaciones estándar para el diseño de puentes de carreteras de la AASHTO presentadas en 1991, 1994 y 1996 seguían procedimientos de diseño según el reporte "Task Force 27 AASHTO 1990 report". En éste se recomendaba la utilización de la teoría de Rankine para el cálculo del coeficiente de empuje activo del suelo K_a .

El nuevo manual de la Federal Highway Administration FHWA (1997) incorpora características de los acercamientos de rigidez, cuña sujeta y gravedad coherente para el análisis de los muros, dando como resultado el método gravitacional coherente simplificado. La determinación del esfuerzo permitido de diseño para el refuerzo de geosintéticos utiliza la misma ecuación que el manual de diseño de la NCMA (1997), y se utiliza una ecuación simplificada de Rankine para la determinación de las fuerzas de empuje de tierras.

C. CRITERIO DE DISEÑO

1. Método de diseño. Se adoptan los modelos de análisis del manual de la National Concrete Masonry Association, 1997. La Figura 3-5 muestra la geometría que será utilizada para el análisis de muros de suelo reforzado.

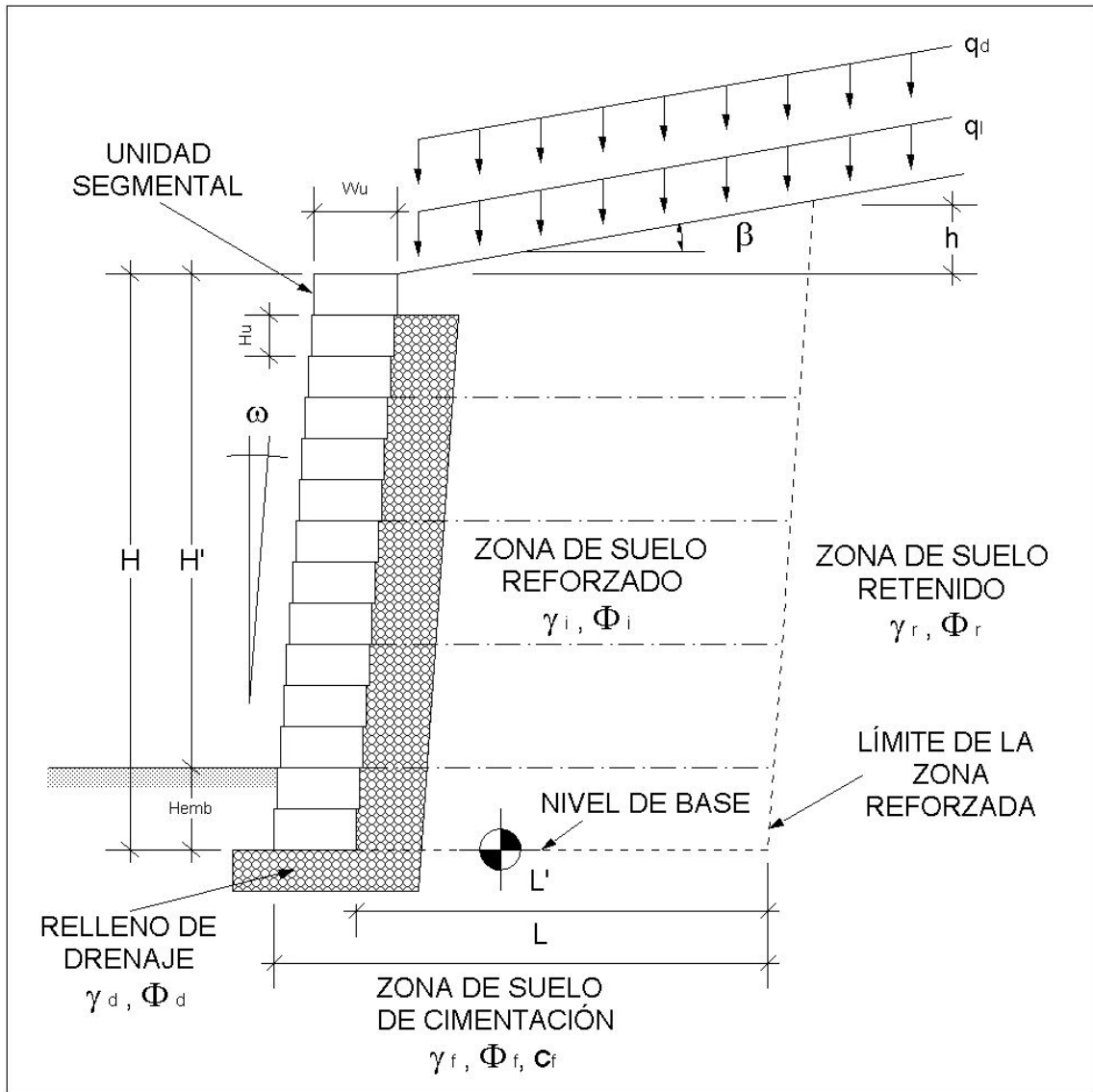


Figura 3-5

Geometría para el análisis de muros de suelo reforzado

2. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad. Los requerimientos de diseño para muros de suelo reforzado con geosintéticos deben incluir factores de seguridad adecuados para las condiciones a corto y largo plazo. A continuación, la Tabla 3-1 presenta los valores mínimos recomendados por la NCMA, 1997.

Tabla 3-1:

Factores de seguridad mínimos recomendados para el diseño de muros de suelo reforzado:		
MODO DE FALLA		Factor de seguridad
1.- Deslizamiento	FS _{sl}	1.5
2.- Volteo	FS _{ot}	1.5
3.- Capacidad soporte	FS _{bc}	2.0
4.- Estabilidad global	FS _{gl}	1.3 – 1.5
5.- Sobretensión del refuerzo	FS _{to}	1.0
6.- Extracción del refuerzo	FS _{po}	1.5
7.- Capacidad de corte interno	FS _{sc}	1.5
8.- Conexión	FS _{cs}	1.5
9.- Incertidumbres	FS _{unc}	1.5

(National Concrete Masonry Association, 1997:90)

3. Sobrecargas. Los valores de cargas, así como las resistencias permitidas de diseño de los materiales utilizados en la estructura deben ser calculados de manera que estos sean representativos de los valores reales de los elementos que constituyan la estructura durante toda la vida útil de la misma.

Muchas veces, se deben tomar en cuenta sobrecargas verticales impuestas en la parte trasera de la cresta del muro adicionalmente a las cargas de empuje de la tierra retenida, las cuales generan un incremento en la presión lateral de la estructura de retención. A continuación se nombran algunas de las cargas que deben ser tomadas en cuenta para el diseño de la estructura:

- Relleno posterior con pendiente: La carga creada por el relleno posterior, cuando éste tiene un ángulo β con respecto a la horizontal. Esta carga se debe tomar en cuenta para los cálculos del coeficiente de presión activo K_a del suelo.
- Cargas puntuales o lineales: Estas cargas pueden resultar de cimentaciones como zapatas aisladas, o zapatas corridas construidas en las proximidades de la cresta del muro de retención.
- Sobrecarga uniforme: Una sobrecarga uniformemente distribuida q es utilizada como modelo de muchas cargas distribuidas sobre la cresta del muro de retención. Las siguientes son sobrecargas vivas muy comunes para diseño de carreteras:

$q_1 = 100 \text{ psf}$ – Tráfico de carros y camiones livianos.

$q_1 = 250 \text{ psf}$ – Tráfico pesado.

4. Ancho mínimo de la base del muro. Los resultados del análisis externo para los mecanismos de falla por deslizamiento y capacidad soporte son utilizados para determinar el ancho mínimo de la base del muro L . Se adopta el criterio de diseño del NCMA 1997, el cual supone que el ancho mínimo de la base del muro L no deberá ser menor a $0.6 H$ a pesar de los resultados de los cálculos de estabilidad (H es la altura vertical de la cara del muro). El propósito de esta limitante empírica es para prevenir la construcción de muros de retención inusualmente delgados.

5. Empotramiento mínimo del muro y altura de diseño. La altura de diseño H es la altura total del muro medida verticalmente desde la base hasta la rasante terminada en la parte de arriba del muro. La altura de diseño H incluye la altura expuesta H' y el empotramiento H_{emb} de la parte de abajo del muro.

Se adopta el criterio para el diseño del empotramiento mínimo del muro recomendado por la NCMA, 1997, el cual se expone en la Tabla 3-2, para muros de suelo reforzado:

Tabla 3-2

Profundidades mínimas de empotramiento de muro, H_{emb}	
Inclinación enfrente del muro:	H_{emb}
Horizontal (muros)	$H' / 20$
Horizontal (estribos de puentes)	$H' / 10$
3H : 1V	$H' / 10$
2H : 1V	$H' / 7$
Requerimiento mínimo:	0.5 pies

(National Concrete Masonry Association, 1997:18)

6. Deformación máxima permitida entre conexiones. Se adopta el criterio de diseño del manual de la NCMA, 1997, el cual recomienda la utilización de un movimiento máximo permitido en la conexión entre las unidades de acabado de la cara del muro (unidades segmentales) y el refuerzo geosintético de 3/4 plg para minimizar la deformación en la cara del muro. Este criterio está basado en la experiencia de la construcción exitosa de cientos de muros considerando esta deformación máxima en su diseño.

D. SUPOSICIONES DE DISEÑO

La teoría de empuje de tierras de Coulomb se usa para el cálculo de las fuerzas y presiones del empuje de tierras. Este acercamiento se adopta porque considera explícitamente la influencia de la inclinación de la cara del muro, de los rellenos inclinados, y de la interfase de corte. Para simplificar los cálculos, solamente la componente horizontal del empuje de tierras se considera en los cálculos de estabilidad. El hecho de ignorar la componente vertical es una suposición conservadora.

Se asume que el suelo actúa únicamente por sus características de fricción. El método de diseño aquí presentado no toma en cuenta las fuerzas debido a la cohesión del suelo. El hecho de ignorar la cohesión del suelo es una suposición conservadora.

Se asume que el nivel freático se encuentra mucho más bajo que la base del muro. Esta suposición permite el cálculo de presiones de tierra y resistencia de suelo basados en el esfuerzo total, y elimina la necesidad de considerar fuerzas adicionales desestabilizadoras debido a la presión hidrostática o a la filtración del nivel freático.

Solamente la porción de cargas muertas de cualquier sobrecarga distribuida es considerada para calcular momentos o fuerzas que ayuden a la estabilidad de la estructura. Las cargas vivas se consideran únicamente como cargas que contribuyen a las fuerzas desestabilizadoras. Este acercamiento se adopta para asegurar un diseño seguro y para evitar el uso de presiones debido a sobrecargas como contribuciones a la estabilidad de la estructura cuando ellas no estarán continuamente presentes durante toda la vida útil del sistema.

Las estructuras de suelo reforzado sujetas a cargas dinámicas y sísmicas tendrán, en general, un buen desempeño debido a su flexibilidad y ductilidad.

E. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

El análisis de estabilidad externa para muros de retención de suelo reforzado considera la zona de suelo reforzado actuando como una sola masa monolítica de gravedad.

1. Fuerzas externas. La distribución de fuerzas para el análisis de estabilidad externa del muro de suelo reforzado y las sobrecargas que actúan en la parte posterior de la zona de suelo reforzado debidas al peso de la tierra retenida son ilustradas en la Figura 3-6.

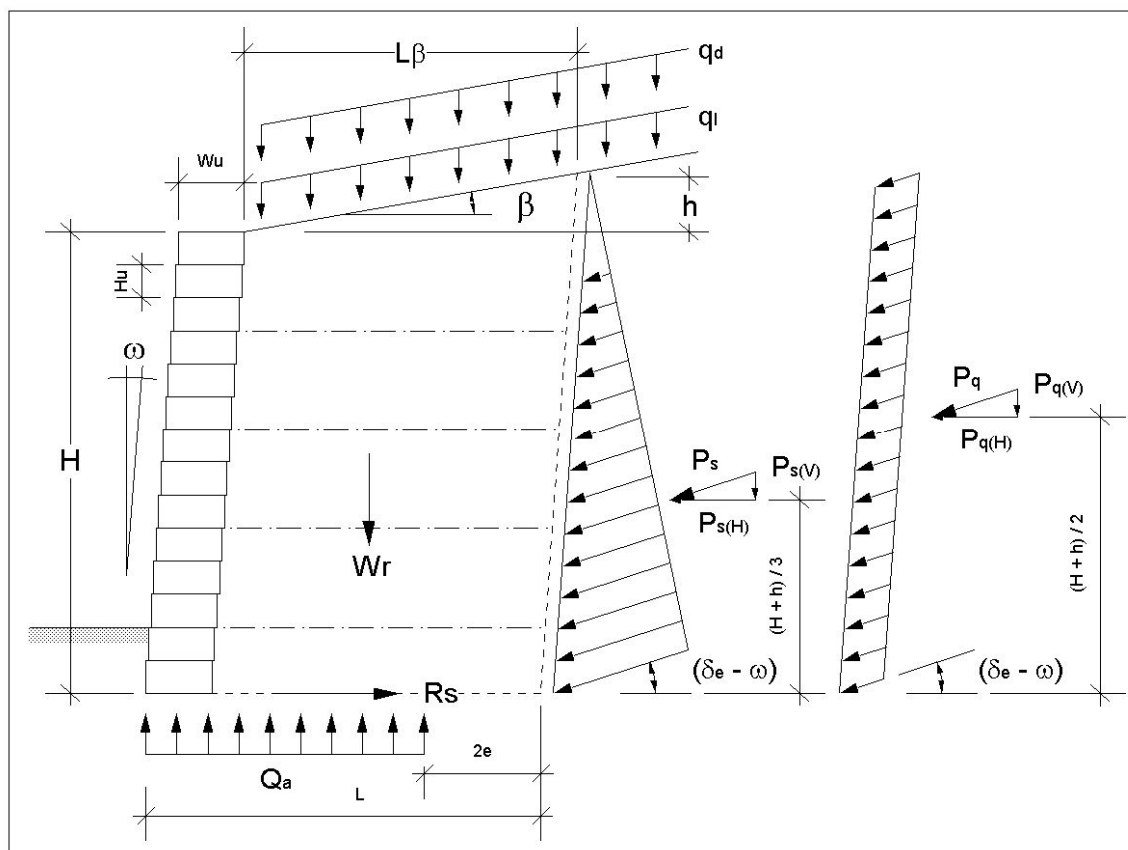


Figura 3-6

Distribución de fuerzas para el análisis de estabilidad externa.

La parte posterior de la zona de suelo reforzado se toma como una superficie inclinada a un ángulo de $90^\circ - \omega$ de la horizontal (paralela a la cara externa del muro) y se localiza a una distancia L de la cara del muro, donde L es el ancho de base de la masa de suelo reforzado. Las presiones generadas por la zona de suelo reforzado se consideran actuando en la parte posterior de la zona reforzada a lo largo de la altura $(H + h)$. Para calcular la altura máxima de la inclinación trasera h arriba de la zona de refuerzo, se deben determinar la intersección L_β de la parte trasera de la zona de refuerzo, y el ángulo β de la inclinación del relleno. Esto puede relacionarse con L' el ancho de la zona reforzada en la cresta del muro, y calcularse de la siguiente manera:

$$L' = L - Wu \quad [\text{Eq. 3-1}]$$

$$L'' = \frac{L' \tan \beta \tan \omega}{1 - \tan \beta \tan \omega} \quad [\text{Eq. 3-2}]$$

$$L_\beta = L' + L'' \quad [\text{Eq. 3-3}]$$

$$h = L_\beta \tan \beta \quad [\text{Eq. 3-4}]$$

El coeficiente de empuje activo K_a se calcula según la teoría de Coulomb:

$$K_a = \frac{\cos^2 (\Phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos (\omega - \delta) (1 + \sqrt{((\sin (\Phi + \delta) \sin (\Phi - \beta)) / (\cos (\omega - \delta) \cos (\omega + \beta)))})^2} \quad [\text{Eq. 3-5}]$$

en donde:

Φ = ángulo de fricción interna del suelo.

ω = ángulo de inclinación de la cara del muro.

δ = ángulo de interfase de fricción.

β = ángulo de inclinación posterior del muro tomado con respecto la horizontal, y positivo en la dirección opuesta a las agujas del reloj.

El movimiento entre masas a través de una superficie genera esfuerzos cortantes debido a la fricción. La incorporación de estas fuerzas de fricción para determinar el coeficiente activo de Coulomb y la orientación de las fuerzas son representadas como un ángulo de fricción, δ . La determinación de este ángulo de fricción puede ser hecho mediante pruebas de laboratorio. Sin embargo, esto es algo muy caro, y una buena alternativa es estimarlo de la siguiente manera para los cálculos de estabilidad externa:

$$\delta_e = \text{el menor de } \Phi_i \text{ o } \Phi_r \quad [\text{Eq. 3-6}]$$

en donde:

Φ_i = ángulo de fricción interna del suelo de la zona reforzada.

Φ_r = ángulo de fricción interna del suelo retenido.

La influencia de la componente vertical $P_{a(v)}$ de la presión activa del suelo $P_{a(T)}$ es conservadoramente ignorada. Para asegurar que esta suposición es correcta y para que el acercamiento analítico aquí presentado sea aplicable, se debe cumplir el siguiente requerimiento:

$$\omega < \delta_e \quad [\text{Eq. 3-7}]$$

La fuerza P_s ejercida debido al peso propio del suelo retenido se calcula de la siguiente manera:

$$P_s = 0.5 K_a \gamma_r (H + h)^2 \quad [\text{Eq. 3-8}]$$

En donde:

γ_r = peso volumétrico del suelo retenido.

La componente horizontal de P_s se calcula de la siguiente manera:

$$P_{s(H)} = P_s \cos (\delta_e - \omega) \quad [\text{Eq. 3-9}]$$

La fuerza P_q debido a sobrecargas uniformemente distribuidas vivas q_l y muertas q_d actuando sobre sobre la superficie del suelo retenido se calcula de la siguiente manera:

$$P_q = (q_l + q_d) K_a (H + h) \quad [\text{Eq. 3-10}]$$

La componente horizontal de P_q que actúa como una fuerza de empuje para el cálculo de estabilidad, se calcula de la siguiente manera:

$$P_{q(H)} = P_q \cos (\delta_e - \omega) \quad [\text{Eq. 3-11}]$$

Se asume que las componentes horizontales de las fuerzas $P_{s(H)}$ y $P_{q(H)}$ actúan a distancias Y_s y Y_q respectivamente desde la superficie de cimentación del muro, y se calculan de la siguiente manera:

$$Y_s = (H + h) / 3 \quad [\text{Eq. 3-12}]$$

$$Y_q = (H + h) / 2 \quad [\text{Eq. 3-13}]$$

La fuerza horizontal total que actúa en la parte posterior de la masa de suelo reforzado debido al empuje activo de tierras es:

$$P_{a(H)} = P_{s(H)} + P_{q(H)} \quad [\text{Eq. 3-14}]$$

2. Deslizamiento de la base. La estabilidad horizontal de la zona de suelo reforzado se mantiene debido a la resistencia al deslizamiento de la base R_s . Se asume que la magnitud de la resistencia al deslizamiento de la base R_s es controlada por la resistencia al corte del suelo más débil en la base del muro. Debido a esto, la menor resistencia R_s definida por las siguientes ecuaciones (3-15 a 3-17) es la utilizada para los cálculos de la estabilidad de deslizamiento de la base.

Si el suelo de relleno es el más débil:

$$R_s = C_{ds} (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \Phi_i \quad [\text{Eq. 3-15}]$$

Si el suelo de drenaje es el más débil:

$$R_s = C_{ds} (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \Phi_d \quad [\text{Eq. 3-16}]$$

Si el suelo de cimentación es el más débil:

$$R_s = C_{ds} [c_f L + (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \Phi_f] \quad [\text{Eq. 3-17}]$$

En donde:

C_{ds} = Coeficiente de Deslizamiento Directo del Refuerzo Geosintético, para el cual deberá ser asignado un valor de 1.0 a menos de que exista una capa de refuerzo o un filtro de Geotextil en la superficie de la base del muro. De otra manera, se deberá consultar con el fabricante del material Geosintético para asignar un valor apropiado, y si éste no es conocido, se podrá utilizar un valor de 0.65 para cálculos preliminares de diseño.

q_d = Sobrecarga muerta uniformemente distribuida.

L_β = Ancho de la base de la zona de suelo reforzado.

$W_{r(i)}$ = Peso que actúa en la base de la masa de suelo reforzado debido al suelo y las unidades de Block Segmentado.

$W_{r(\beta)}$ = Peso que actúa en la base de la masa de suelo reforzado debido al suelo en la parte inclinada de arriba del relleno.

Φ_i, Φ_d, Φ_f = ángulo de fricción interna del suelo de relleno, drenaje y cimentación respectivamente.

c_r = cohesión del suelo de cimentación.

L = Ancho total de la base del muro.

Para simplificar los cálculos, se asume que el peso unitario del material de suelo de relleno es igual que el de las unidades de Block Segmentado ($\gamma_u = \gamma_i$). Cuando hay una diferencia menor de 25% entre γ_u y γ_i , el error debido a esta suposición no tiene un efecto significativo en el diseño dado que la contribución relativa de la columna de unidades de mampostería es muy pequeña en comparación a la de la masa de suelo reforzado. De acuerdo con lo anterior, $W_{r(i)}$ y $W_{r(\beta)}$ pueden ser calculados de la siguiente manera:

$$W_{r(i)} = L \gamma_i H \quad [\text{Eq. 3-18}]$$

$$W_{r(\beta)} = (L' \gamma_i h) / 2 = (L' \gamma_i L_\beta \tan \beta) / 2 \quad [\text{Eq. 3-19}]$$

Se hace notar que solamente la porción de cargas muertas de la sobrecarga distribuida es considerada en las expresiones para el cálculo de la resistencia en la base.

El factor de seguridad contra el deslizamiento de la base FS_{sl} está basado en el menor valor de R_s calculado mediante las ecuaciones 3-15, 3-16 y 3-17.

$$FS_{sl} = R_s / P_{a(H)} \quad [\text{Eq. 3-20}]$$

Si el factor de seguridad contra deslizamiento de la base FS_{sl} es menor que el valor mínimo recomendado de diseño (Ver Tabla 3-1), el ancho de la base L deberá ser incrementado, y se repetirá el análisis.

Para muchas estructuras de este tipo, la longitud de la zona de suelo reforzado, y por ende, la longitud mínima de las capas de refuerzo de

geosintéticos serán controladas por este mecanismo de falla externo por deslizamiento de la base.

3. **Volteo.** La práctica convencional de ingeniería de diseño para muros de suelo reforzado es de asegurar la estabilidad de la zona de suelo reforzado con respecto del volteo cercano al pie del muro.

La flexibilidad de dichas estructuras hace que en la realidad esto sea muy poco probable. Sin embargo, un factor de seguridad adecuado limita la excesiva inclinación y distorsión de la cara del muro.

Los momentos resistentes al volteo son debidos al peso propio de la zona de suelo reforzado y de cualquier sobrecarga muerta q_d actuando sobre la zona de refuerzo.

La suma de los momentos resistentes M_r se calcula de la siguiente manera:

$$M_r = W_{r(i)} X_{r(i)} + W_{r(\beta)} X_{r(\beta)} + q_d L_\beta X_{q(\beta)} \quad [\text{Eq. 3-21}]$$

Los brazos de momento (X) son las distancias desde el pie del muro hasta el centro de gravedad de las fuerzas resistentes actuando en la zona de suelo reforzado, y son calculadas de la siguiente manera:

$$X_{r(i)} = (L + H \tan \omega) / 2 \quad [\text{Eq. 3-22}]$$

$$X_{r(\beta)} = H \tan \omega + W_u + 2 L' / 3 \quad [\text{Eq. 3-23}]$$

$$X_{q(\beta)} = L + [(H + h) \tan \omega] - (L_\beta / 2) \quad [\text{Eq. 3-24}]$$

La suma de los momentos actuantes M_o debido a las fuerzas horizontales de empuje de tierras en la parte trasera de la masa de suelo reforzado se calcula de la siguiente manera:

$$M_o = P_{s(H)} Y_s + P_{q(H)} Y_q \quad [\text{Eq. 3-25}]$$

El factor de seguridad contra volteo FS_{ot} se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{ot} = M_r / M_o \quad [\text{Eq. 3-26}]$$

La magnitud de FS_{ot} es típicamente controlada en cualquier sección de diseño ajustando la longitud de la base L . El valor recomendado típicamente para FS_{ot} es de 2.0 (Ver Tabla 3-1).

4. Capacidad soporte. Los análisis convencionales de capacidad soporte son llevados a cabo con respecto al ancho de la base L de la masa de suelo reforzado. Se asume que la masa de suelo reforzado actúa como una zapata corrida, y tiene que tener un ancho suficiente para prevenir esfuerzos excesivos sobre la superficie del suelo de cimentación que podrían llevar a una falla de corte, o un asentamiento excesivo.

Se adopta la distribución convencional de esfuerzos de Meyerhof como modelo del análisis para asegurar un estimado conservador en el valor aplicado de esfuerzo de soporte. El efecto de excentricidad de la fuerza de soporte resultante (carga de cimentación neta) restringe las presiones de compresión a un área equivalente de soporte B calculada como:

$$B = L - 2e \quad [\text{Eq. 3-27}]$$

Donde e es la excentricidad de la carga de cimentación R_b . La magnitud de e puede ser calculada por la suma de los momentos desde el centro del ancho de base ($L / 2$) siendo positivo el movimiento en contra de las agujas del reloj, de la siguiente manera:

$$e = \frac{P_{s(H)}Y_s + P_{q(H)}Y_q - W_{r(i)}(X_{r(i)} - L/2) - W_{r(\beta)}(X_{r(\beta)} - L/2) - q_d L_\beta (X_{q(\beta)} - L/2)}{W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + q_d L_\beta} \quad [\text{Eq. 3-28}]$$

La presión aplicada de soporte Q_a que actúa sobre el área equivalente de soporte B es:

$$Q_a = [W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + (q_i + q_d) L_\beta] / B \quad [\text{Eq. 3-29}]$$

Para muchos proyectos, el ingeniero geotécnico establece una presión permitida de soporte para los suelos de cimentación, la cual incluye un criterio de asentamiento y de capacidad soporte. La magnitud calculada de Q_a deberá ser menor que la presión permitida de soporte establecida

La capacidad soporte última Q_{ult} del suelo de cimentación puede ser calculada de la siguiente manera:

$$Q_{ult} = c_f N_c + 0.5 \gamma_f B N_\gamma + \gamma_f H_{emb} N_q \quad [\text{Eq. 3-30}]$$

Los coeficientes N_c , N_γ y N_q son tomados de la Tabla 3-3, dependiendo del ángulo de fricción interna del suelo de cimentación Φ_f :

Tabla 3-3

Factores de Capacidad Soporte de suelo:					
Φ (deg)	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$\tan \Phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

(Vesic, A. ,1975)

El término $[\gamma_f H_{emb} N_q]$ en la ecuación 3-30 toma en cuenta los beneficios del empotramiento del muro. La suposición de una masa de sobrecarga permanente sólo puede ser ejercida si no se realizan grandes excavaciones enfrente del muro durante la vida útil de la estructura. Los efectos de estabilización del empotramiento del muro son aplicables a la capacidad soporte debido a que los requerimientos de deformación son significativamente menos estrictos para presiones verticales que para presiones laterales.

El factor de seguridad con respecto a la capacidad soporte FS_{bc} se determina de la siguiente manera:

$$FS_{bc} = Q_{ult} / Q_a \quad [\text{Eq. 3-31}]$$

Si el valor de FS_{bc} es menor que el valor mínimo recomendado de diseño (típicamente de 2.0, ver Tabla 3-1), la estrategia usual se deberá incrementar el ancho de base L , o seguir cualquiera de las recomendaciones normales para el aumento de la capacidad soporte del suelo.

F. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

Los cálculos de estabilidad interna se llevan a cabo para evaluar la integridad de la zona de suelo reforzado como un elemento monolítico compuesto de el refuerzo geosintético, el suelo, y las unidades de block. Las fuerzas de tensión a ser resistidas por las capas horizontales de refuerzo están calculadas utilizando la teoría de empuje lateral de tierras de Coulomb.

La localización de la carga interna máxima de tensión y de la zona de anclaje dentro de la masa de suelo reforzado están referenciados con un plano de falla el cual se supone que se propaga dentro de la masa de suelo reforzado desde la parte más baja al pie del muro hacia arriba a un ángulo α_i de la horizontal. Estas suposiciones son la esencia del método de análisis de cuña

sujetada y son un elemento común de la mayoría de los métodos basados en el límite de equilibrio para el análisis de la estabilidad interna de muros de suelo reforzado. El método de análisis de cuña sujetada se refiere a la estabilidad lateral proveída por las capas horizontales de refuerzo para anclar la porción de falla del suelo en forma de cuña. Todas las capas de refuerzo deberán tener una longitud suficiente más allá del plano interno de falla para desarrollar una capacidad adecuada de anclaje para prevenir el corrimiento excesivo del refuerzo a través del suelo.

El método de cuña sujetada para estabilidad interna se usa para determinar el número, resistencia y espaciamiento vertical de las capas de refuerzo. El ancho de la masa de suelo reforzado L determinado por los cálculos de estabilidad externa normalmente controla la longitud de las capas de refuerzo. Sin embargo, en algunos casos, la longitud de una o varias capas superiores de refuerzo deben ser incrementadas para proveer un anclaje adecuado. El incremento en la longitud de una o más capas de refuerzo en la parte de arriba del muro no afecta los límites de la zona de suelo reforzado para los cálculos de estabilidad externa.

La incorporación de capas de geosintéticos dentro de la zona de suelo reforzado puede crear trayectorias preferentes de deslizamiento. El análisis de deslizamiento interno deberá ser llevado a cabo para todas las capas de refuerzo, o capas de filtro de geotextiles para prevenir este mecanismo de falla.

La localización de las capas de refuerzo es típicamente determinado por un acercamiento de prueba y error reconociendo que las presiones de empuje de tierras incrementan linealmente con la profundidad debajo de la cresta del muro. Consecuentemente, el espaciamiento vertical entre capas de refuerzo puede esperarse que disminuya con la profundidad debajo de la cresta del muro. La distribución de las capas de refuerzo también estarán influenciadas por el método de conexión de la cara del muro.

1. **Fuerzas internas.** Para los cálculos de estabilidad interna, se asume que la presión lateral de la tierra es debido al peso propio de la zona de suelo reforzado y a las sobrecargas impuestas (q_d y q_l) está distribuida linealmente en la profundidad del muro basados en el empuje activo K_a y actuando a un ángulo $(\delta_i - \omega)$ de la horizontal en la parte posterior del acabado de la cara del muro. Ver Figura 3-7.

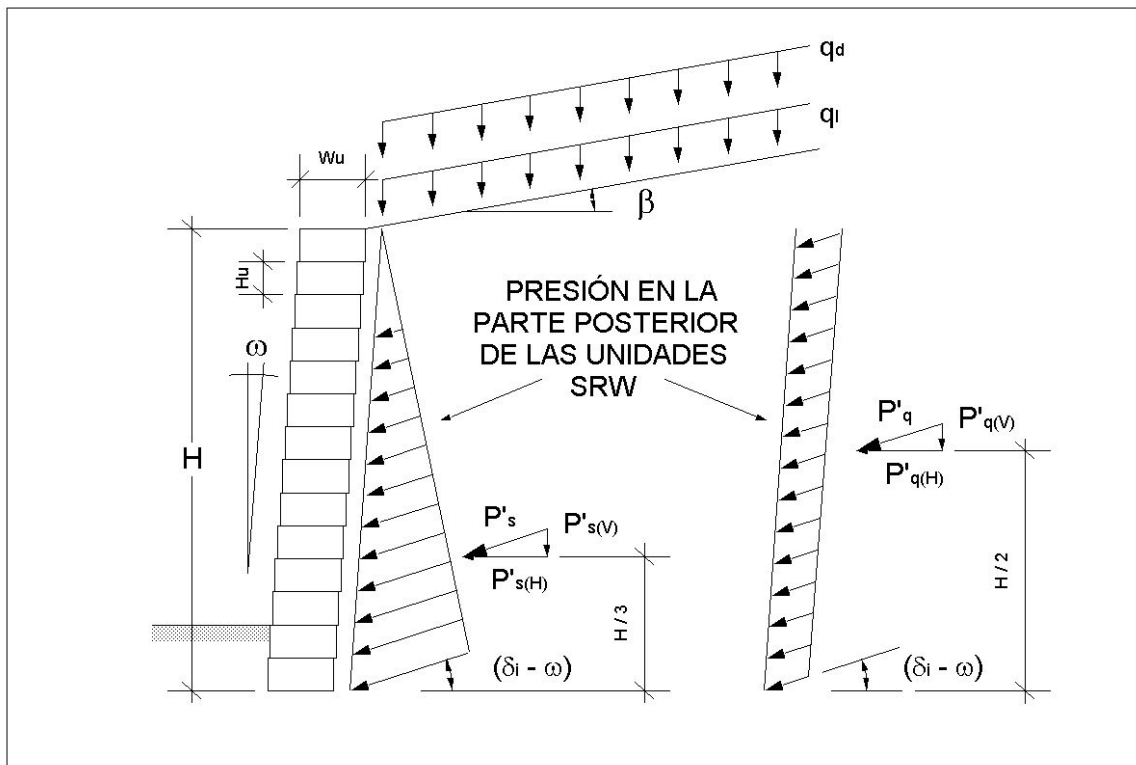


Figura 3-7

Distribución de fuerzas para el análisis de estabilidad interna

El esfuerzo vertical σ_v utilizado para calcular la presión lateral de tierra es el esfuerzo vertical debido al peso propio del suelo, calculado de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \gamma_i z$$

[Eq. 3-32]

en donde:

γ_i = Peso unitario del suelo de relleno.

z = Profundidad desde la superficie superior.

El coeficiente de presión activa K_a para el análisis de estabilidad interna se calcula utilizando la ecuación 3-5 con el ángulo de fricción interna del suelo de la zona reforzada Φ_i , el ángulo de interfase de fricción interno δ_i , y el ángulo de inclinación de la cara del muro ω .

Se asume que el empuje de tierras actúa perpendicularmente a la inclinación de la cara del muro ω alterada por el ángulo de interfase de fricción interno δ_i , el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\delta_i = 2 \Phi_i / 3 \quad [\text{Eq. 3-33}]$$

Para asegurarse que la fricción movilizada a través de la parte posterior de las unidades de acabado en la cara del muro es una distribución de presiones laterales inclinadas hacia abajo, debe cumplirse el siguiente requerimiento:

$$\omega < \delta_i \quad [\text{Eq. 3-34}]$$

Bajo estas condiciones, la influencia del componente vertical de la presión del empuje de tierras es ignorado para simplificar los cálculos.

La orientación de la superficie de falla crítica de Coulomb α_i con respecto a la horizontal puede ser determinada utilizando la siguiente ecuación, con los factores Φ_i y δ_i del suelo de la zona reforzada:

$$\tan(\alpha - \Phi) = \frac{-\tan(\Phi - \beta) + \sqrt{[\tan(\Phi - \beta) (\tan(\Phi - \beta) + \cot(\Phi + \omega)) (1 + \tan(\delta - \omega) \cot(\Phi + \omega))]}{1 + \tan(\delta - \omega) (\tan(\Phi - \beta) + \cot(\Phi + \omega))}$$

$$[\text{Eq. 3-35}]$$

El cálculo de la fuerza horizontal debido al peso propio del suelo $P'_{s(H)}$ y las sobrecargas $P'_{q(H)}$ es similar al calculado para el análisis de estabilidad externa, siendo la principal diferencia que la fuerza lateral es tomada con respecto a la altura del muro H en vez de la altura $H + h$, de la siguiente manera:

$$P'_{s(H)} = 0.5 K_a \gamma_i H^2 \cos (\delta_i - \omega) \quad [\text{Eq. 3-36}]$$

$$P'_{q(H)} = (q_l + q_d) K_a H \cos (\delta_i - \omega) \quad [\text{Eq. 3-37}]$$

La fuerza activa total $P'_{a(H)}$ que actúa en la parte posterior de las unidades de acabado de la cara del muro puede ser calculada como:

$$P'_{a(H)} = P'_{s(H)} + P'_{q(H)} \quad [\text{Eq. 3-38}]$$

2. Sobretensión de las capas de refuerzo. La fuerza aplicada en cualquier capa de refuerzo de Geosintéticos F_g no debe exceder la resistencia permisible a la tensión T_a del refuerzo geosintético definida en el capítulo IV.

$$F_{g(n)} \leq T_{a(n)} \quad [\text{Eq. 3-39}]$$

2.1. Número mínimo de capas de refuerzo. El primer paso para el diseño de la distribución de capas de refuerzo, es determinar el número mínimo de capas de refuerzo N_{\min} requeridas para satisfacer el equilibrio horizontal en la parte posterior de la columna de unidades de acabado de la cara del muro. El valor calculado utilizando las siguientes ecuaciones deberá ser redondeado al número entero superior mas cercano al resultado.

Para diseños utilizando un solo tipo de refuerzo:

$$N_{\min} = P'_{a(H)} / T_a \quad [\text{Eq. 3-40}]$$

Para diseños con múltiples tipos de refuerzo :

$$N_{\min} = N_1 + N_2 + \dots + N_t \quad [\text{Eq. 3-41}]$$

$$P'_{a(H)} = T_{a(1)}(N_1) + T_{a(2)}(N_2) + \dots + T_{a(n)}(N_n) \quad [\text{Eq. 3-42}]$$

Estas ecuaciones pueden ser utilizadas para cualquier combinación de tipos de refuerzo de geosintéticos, pero la estrategia más común es utilizar un solo tipo de refuerzo para facilitar la construcción. La Figura 3-8 muestra la convención para el análisis de estabilidad interna.

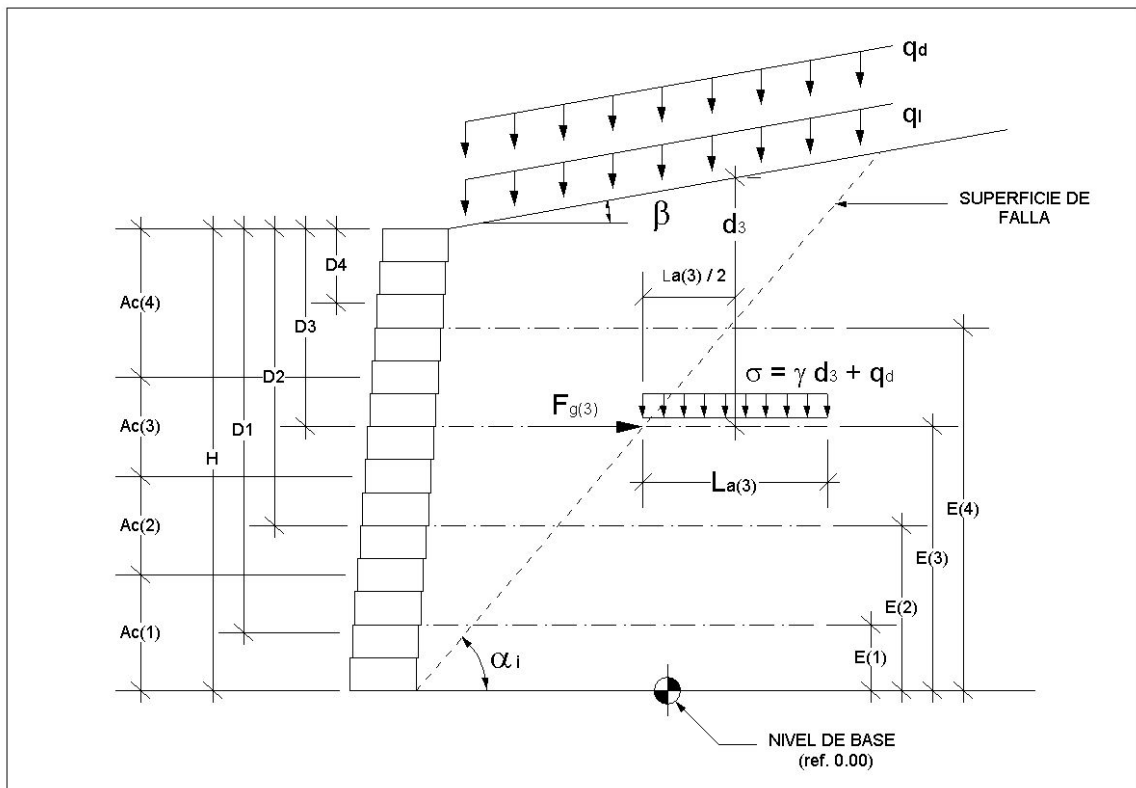


Figura 3-8

Diagrama para el análisis de estabilidad interna.

2.2. Elevación efectiva de la capa de refuerzo. Se conviene la utilización de la denotación $E_{(n)}$ como el valor de las elevaciones de las capas de refuerzo en un plano vertical medido desde la superficie de la base del muro. Ver Figura 3-8.

2.3. Espaciamiento vertical de las capas de refuerzo. La localización vertical (elevación $E_{(n)}$) y el número de capas de refuerzo deben ser seleccionados basados en el número mínimo de capas de refuerzo N_{min} , la altura de las unidades de acabado del la cara del muro H_u y el reconocimiento de que la presión de la tierra se incrementa linealmente con la profundidad. Si un proyecto comprende la alineación para varias alturas de cimentación de muros, se debe hacer un esfuerzo por mantener las elevaciones de las capas de refuerzo a través de las secciones del muro para facilitar su construcción. Si se utilizan uno o mas materiales de refuerzo se recomienda que los materiales mas fuertes sean colocados en las elevaciones mas bajas.

2.4. Cálculo de la carga de tensión aplicada. La carga de tensión desarrollada en cada capa de refuerzo de geosintéticos está basada en el área de contribución $A_{c(n)}$ de la capa y la integración de la presión lateral sobre la altura efectiva del muro definida por el área de contribución. La fuerza total de tensión aplicada en la n capa de refuerzo de geosintéticos $F_{g(n)}$ puede ser calculada utilizando la presión promedio horizontal en el punto medio del área de contribución para dicha capa, de la siguiente manera:

$$F_{g(n)} = [\gamma_i D_n + q_i + q_d] K_a A_{c(n)} \cos (\delta_i - \omega) \quad [\text{Eq. 3-43}]$$

En donde:

$A_{c(n)}$ = Area de contribución para la n capa de refuerzo, la cual está definida como la mitad de las dos elevaciones adyacentes a la capa de refuerzo y puede ser calculada de la siguiente manera:

Para la primera capa (capa de abajo):

$$A_{c(1)} = (E_{(2)} + E_{(1)}) / 2 \quad [\text{Eq. 3-44}]$$

Para cualquier capa intermedia:

$$A_{c(n)} = (E_{(n+1)} - E_{(n-1)}) / 2 \quad [\text{Eq. 3-45}]$$

Para la última capa (capa superior):

$$A_{c(N)} = H - [(E_{(n)} + E_{(n-1)}) / 2] \quad [\text{Eq. 3-46}]$$

D_n = Profundidad debajo de la cresta del muro al punto medio del área de contribución para la n capa de refuerzo, la cual se calcula de la siguiente manera:

Para la primera capa (capa de abajo):

$$D_1 = (H + h) - (A_{c(1)} / 2) \quad [\text{Eq. 3-47}]$$

Para cualquier capa intermedia:

$$D_n = (H + h) - A_{c(1)} - A_{c(2)} - \dots - A_{c(n-1)} - (A_{c(n)} / 2) \quad [\text{Eq. 3-48}]$$

Para la última capa (capa superior):

$$D_N = A_{c(N)} / 2 \quad [\text{Eq. 3-49}]$$

3. Extracción de las capas de refuerzo. La fuerza de tensión aplicada en el refuerzo geosintético $F_{g(n)}$ debe ser transferida al suelo a través del desarrollo de una capacidad de anclaje mas allá del movimiento activo de la cuña de suelo definida por la superficie de falla inclinada a un ángulo α_i de la horizontal, ver Figura 3-8. La extracción de las capas de refuerzo se previene con una capacidad de anclaje suficiente para mantener coherente la masa de suelo reforzado. La proporción de la capacidad de anclaje desarrollada AC_n para la fuerza aplicada en la capa de refuerzo geosintético $F_{g(n)}$ es designada por un factor de seguridad contra la extracción FS_{po} . Esto representa una evaluación

razonable para el potencial de resistencia del material geosintético a resistir la extracción del suelo. Generalmente, las capas más superficiales (capas superiores) son las más críticas debido a la falta de presión del suelo por peso propio. El factor de seguridad contra la falla por extracción del refuerzo geosintético se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{po} = AC_n / F_{g(n)} \quad [\text{Eq. 3-50}]$$

El factor de seguridad FS_{po} debe ser mayor que el mínimo recomendado para el diseño, generalmente de 1.5 (Ver Tabla 3-1). Si el factor de seguridad de la capa no satisface el valor especificado de diseño, usualmente se puede incrementar la longitud de la capa de refuerzo, o colocarse en un nivel mas bajo para acomodar el diseño. No hay ningún requerimiento de que las capas de refuerzo tengan una longitud uniforme, excepto que sean de igual o mayor longitud que el ancho mínimo de base L establecido en los cálculos de estabilidad externa.

La capacidad de anclaje del refuerzo geosintético AC_n se relaciona directamente con la resistencia a corte disponible del suelo a través del coeficiente de interacción por extracción C_i . La magnitud de la capacidad de anclaje está controlada por la longitud de anclaje $L_{a(n)}$, la cual es una porción de la longitud para una capa específica de refuerzo geosintético mas allá de la superficie de falla α_i . La longitud mínima de anclaje para estructuras es de 1 pie. La capacidad de anclaje del refuerzo geosintético AC_n se calcula de la siguiente manera:

$$AC_n = 2 L_{a(n)} C_i (d_n \gamma_i + q_d) \tan \Phi_i \quad [\text{Eq. 3-51}]$$

En donde:

$L_{a(n)}$ = Longitud de anclaje del geosintético, la cual se calcula para cualquier capa de refuerzo n dentro de la zona de refuerzo como:

$$L_{a(n)} = L - W_u - E_{(n)} \tan (90 - \alpha_i) + E_{(n)} \tan \omega \quad [\text{Eq. 3-52}]$$

W_u = ancho de la columna de las unidades de acabado en la cara del muro.

C_i = Coeficiente de interacción por extracción del material geosintético, según se define en el capítulo IV.

d_n = Profundidad media de la carga del suelo sobre la capa n de refuerzo, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$d_n = (H - E_{(n)}) + [(E_{(n)} / \tan \alpha_i) - H \tan \omega + (L_{a(n)} / 2)] \tan \beta \quad [\text{Eq. 3-53}]$$

4. Falla por deslizamiento interno. El potencial de falla por deslizamiento interno propagado por la superficie de una capa de refuerzo debe ser examinado para cada elevación de refuerzo $E_{(n)}$. El potencial de este tipo de falla mecánica se incrementa a medida que la resistencia a corte entre el suelo analizado y el material de refuerzo geosintético decrece.

La Figura 3-9 expone la convención utilizada para el análisis de la falla por deslizamiento interno que debe hacerse para cada una de las capas de refuerzo geosintético en el muro de suelo reforzado.

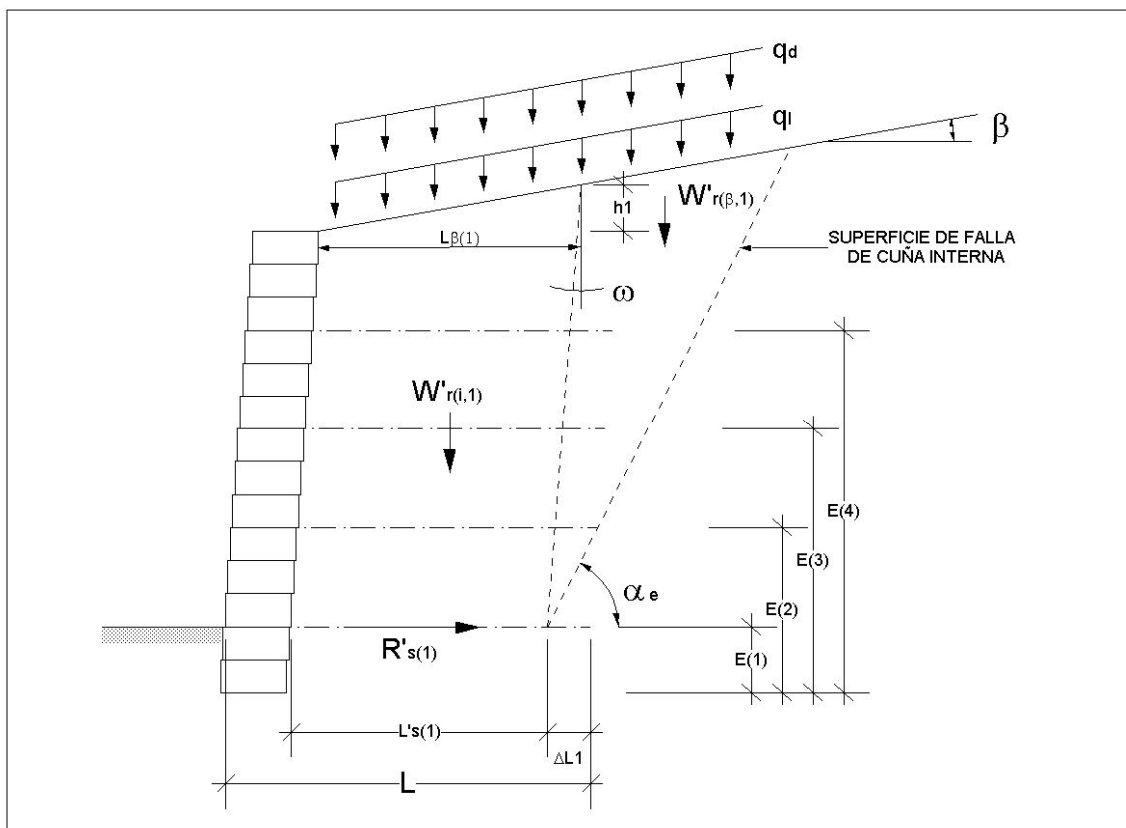


Figura 3-9

Diagrama para el análisis de deslizamiento interno.

La fuerza actuante $P_{a(H,n)}$ para la falla por deslizamiento interno se calcula utilizando las ecuaciones 3-8 a la 3-14, sustituyendo $(H + h)$ por $(H - E_{(n)} + h_{(n)})$.

El factor de seguridad por deslizamiento interno FS_{sl} se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{sl(n)} = (R'_{s(n)} + V_{u(n)}) / P_{a(H,n)} \quad [\text{Eq. 3-54}]$$

El factor de seguridad $FS_{sl(n)}$ en cada nivel de reforzamiento geosintético debe ser mayor al valor mínimo recomendado, generalmente de 1.5 (Ver Tabla 3-1). En el caso de que el factor de seguridad por deslizamiento de una capa de refuerzo $FS_{sl(n)}$ no cumpla con los requerimientos, se deberá incrementar la longitud de refuerzo de la capa analizada y de todas las capas superiores a ella.

Alternativamente, las elevaciones de las capas de refuerzo podrán ser alteradas para reducir la fuerza actuante de deslizamiento $P_{a(H,n)}$ o incrementar la longitud L'_s sobre la cual ocurre el deslizamiento.

La resistencia al deslizamiento sobre el refuerzo geosintético $R'_{s(n)}$ se calcula de la siguiente manera:

$$R'_{s(n)} = C_{ds} (q_d L_{\beta(n)} + W'_{r(i,n)} + W'_{r(\beta,n)}) \tan \Phi_i \quad [\text{Eq. 3-55}]$$

En donde:

C_{ds} = Coeficiente de deslizamiento directo del material geosintético, como se define en el capítulo IV.

$L_{\beta(n)}$ = Longitud del refuerzo geosintético sobre el cual la sobrecarga muerta uniformemente distribuida q_d y la carga de la inclinación β son activas.

$W'_{r(i,n)}$ = Peso del suelo de relleno hasta el nivel de la corona del muro en la superficie de deslizamiento.

$W'_{r(\beta,n)}$ = Peso del suelo de relleno sobre el nivel de la corona del muro en la superficie de deslizamiento.

La longitud del refuerzo geosintético sobre la cual puede ocurrir deslizamiento $L'_{s(n)}$ está controlada por el espaciamiento vertical entre capas de refuerzo, y puede ser calculada de la siguiente manera:

$$L'_{s(n)} = L - W_u - \Delta L \quad [\text{Eq. 3-56}]$$

$$\Delta L = (E_{(n+1)} - E_{(n)}) / \tan \alpha_e \quad [\text{Eq. 3-57}]$$

La reducción de la longitud resistente ΔL está calculada utilizando la orientación de la superficie de falla externa α_e calculada según la ecuación 3-35, utilizando los valores Φ_e y δ_e del suelo retenido.

La longitud de la estructura reforzada sobre la cual la sobrecarga q_d y la carga de la inclinación β son activas $L_{\beta(n)}$ puede ser calculada de la siguiente manera:

$$L''_{s(n)} = [L'_{s(n)} \tan \beta \tan \omega] / [1 - \tan \beta \tan \omega] \quad [\text{Eq. 3-58}]$$

$$L_{\beta(n)} = L'_{s(n)} + L''_{s(n)} \quad [\text{Eq. 3-59}]$$

$$h_{(n)} = L_{\beta(n)} \tan \beta \quad [\text{Eq. 3-60}]$$

El peso del suelo de relleno hasta el nivel de la corona del muro en la superficie de deslizamiento $W'_{r(i,n)}$ puede ser calculado de la siguiente manera:

$$W'_{r(i,n)} = L'_{s(n)} (H - E_{(n)}) \gamma_i \quad [\text{Eq. 3-61}]$$

El peso del suelo de relleno sobre el nivel de la corona del muro en la superficie de deslizamiento $W'_{r(\beta,n)}$ puede ser calculado de la siguiente manera:

$$W'_{r(\beta,n)} = (\gamma_i L_{\beta(n)} L'_{s(n)} \tan \beta) / 2 \quad [\text{Eq. 3-62}]$$

La capacidad de corte en la interfase entre las unidades de acabado de la cara del muro $V_{u(n)}$ la cual puede resistir una porción de la falla de deslizamiento interno se calcula de la siguiente manera:

$$V_{u(n)} = a_u + W_w \tan \lambda_u \quad [\text{Eq. 3-63}]$$

En donde :

a_u = capacidad aparente de corte por adhesión (lb/ft) de las unidades de block segmentado.

λ_u = ángulo de fricción aparente entre las unidades de block segmentado. (deg)

W_w = peso de las unidades de block que actúan en la interfase, el cual puede calcularse de la siguiente manera:

$$W_w = H_h \gamma_u W_u \quad [\text{Eq. 3-64}]$$

En donde:

H_h = Altura de bisagra entre las unidades de block segmentado, la cual puede ser calculada utilizando datos según la geometría de las unidades de block segmentado (Ver Figura 3-10) de la siguiente manera:

$$H_h = 2(W_u - G_u) / \tan \omega \quad [\text{Eq. 3-65}]$$

Si el resultado de la ecuación 3-64 es mayor a la altura ($H - E_{(n)}$), o si el muro es completamente vertical ($\omega = 0$), entonces se utiliza la siguiente ecuación:

$$H_h = H - E_{(n)} \quad [\text{Eq. 3-66}]$$

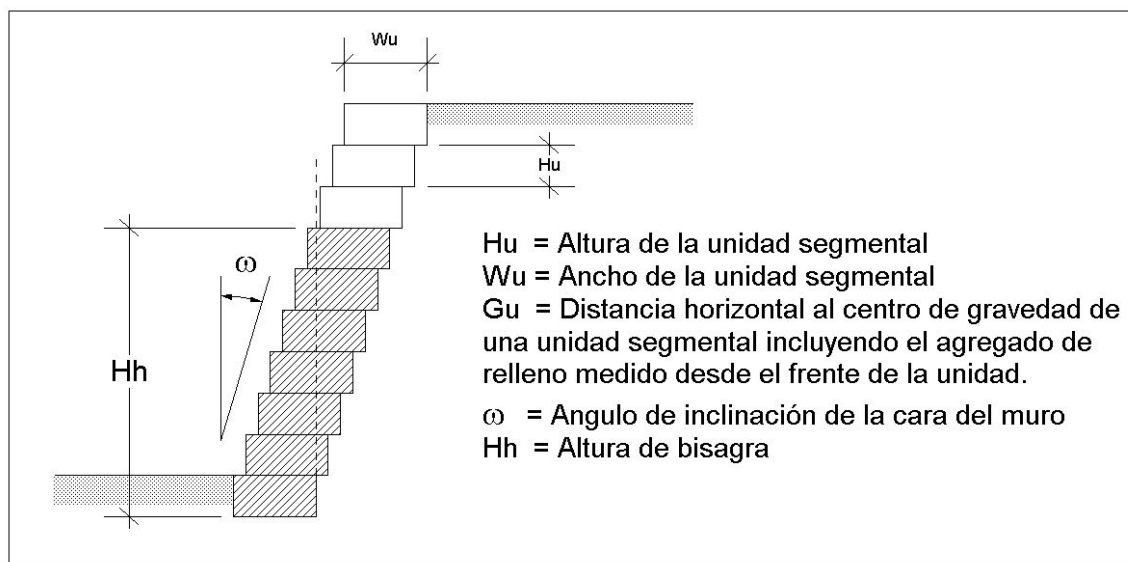


Figura 3-10

Geometría de las unidades de block segmentado

G. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LOCAL

La identificación visual del rendimiento estructural del sistema compuesto de unidades de block segmentado (unidades SRW), suelo y refuerzo geosintético está determinado por la estabilidad local de las unidades SWR y la influencia por los procedimientos de construcción. La estabilidad local es la interacción entre sí y la conexión entre las unidades SRW y el refuerzo geosintético de cómo se relacionan en los tres modos de falla según la Figura 3-11. La estabilidad local está controlada por las propiedades específicas de rendimiento de las unidades SRW.

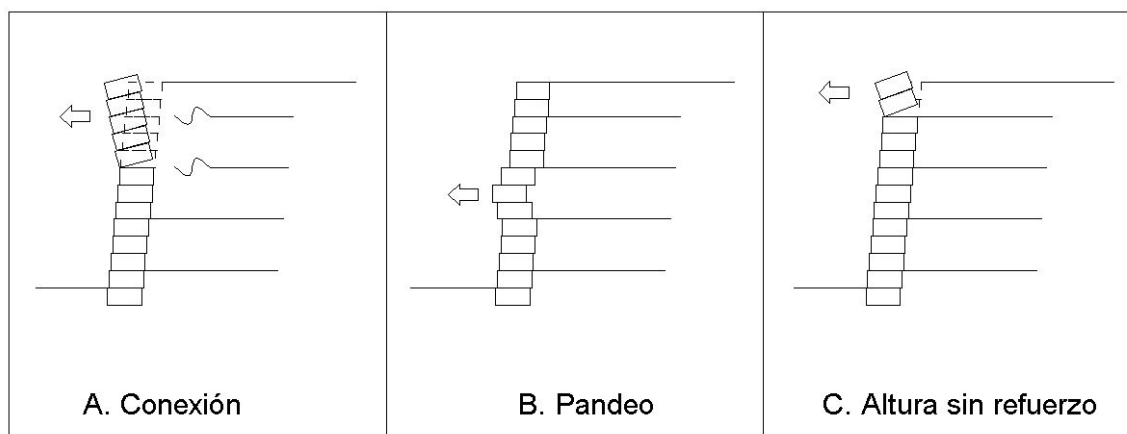


Figura 3-11

Modos de falla local

Debe haber suficiente resistencia de conexión y rigidez entre las unidades SRW y el refuerzo geosintético de manera que el refuerzo geosintético no se rompa o sea extraído de entre las unidades SRW. Adicionalmente, las elevaciones del refuerzo geosintético deben estar verticalmente espaciadas para que las fuerzas laterales aplicadas sean conservadoramente más bajas que la capacidad de resistencia al corte de las unidades SRW. Si la capacidad al corte entre las unidades SRW fuese excedida, podría resultar en un pandeo localizado indeseable.

Las unidades SRW cercanas a la cresta del muro deben ser examinadas para asegurar que son estables como muro libre de retención sobre la elevación mas alta de refuerzo geosintético.

1. Resistencia de conexión a la cara del muro. La unión entre el refuerzo geosintético y las unidades SWR en cada elevación de refuerzo $E_{(n)}$ debe tener suficiente resistencia de conexión para evitar las ruptura o la extracción del refuerzo geosintético debido a las cargas aplicadas de tensión $F_{g(n)}$.

Existen dos criterios que deben ser tomados en cuenta al diseñar la conexión de un muro de suelo reforzado. La resistencia del estado límite de la conexión a falla, y la resistencia del estado de servicio de la conexión a una deformación específica. Al considerar ambos criterios, la conexión tendrá la resistencia a largo plazo requerida, y una deformación aceptable.

La resistencia última de la conexión se evalúa utilizando la resistencia del estado límite de la conexión, de la siguiente manera:

$$T_{cl(n)} = T_{ultconn(n)} / FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad [\text{Eq. 3-67}]$$

En donde :

$T_{cl(n)}$ = Resistencia a largo plazo permitida de la conexión.

$T_{ultconn(n)}$ = Resistencia última de la conexión determinada por el método de prueba SRWU-1 del manual de la NCMA, 1997.

FS_{cs} = Factor de seguridad contra la falla de conexión, típicamente de 1.5 (Ver tabla 3-1).

Se considera también limitar el movimiento de la cara del muro en la vida útil de la estructura al diseñar la conexión. El movimiento máximo recomendado de las conexiones para minimizar la deformación de la cara del muro es de 3/4 plg (Ver sección E.6.). El criterio de servicio está determinado según:

$$T_{cs(n)} = T_{conn @ 3/4 \text{ plg } (n)} \leq T_{a(n)} \quad [\text{Eq. 3-68}]$$

En donde :

$T_{cs(n)}$ = Resistencia a largo plazo de la conexión basado en el criterio de servicio.

$T_{conn @ 3/4 \text{ plg } (n)}$ = Resistencia de la conexión a una deformación de 3/4 plg determinada conforme el método de prueba SRWU-1 del manual de la NCMA, 1997.

La relación de la resistencia de conexión $T_{ultconn(n)}$ para cualquier combinación específica de refuerzo geosintético y altura de unidades SWR puede ser determinada mediante las pruebas de laboratorio definidas en el método de prueba SRWU-1 del manual de la NCMA 1997. Se requiere de pruebas de laboratorio para establecer los parámetros de diseño de la conexión, a_{cs} y λ_{cs} , para relacionar la resistencia de conexión $T_{ultconn(n)}$ con la carga normal aplicada. Los parámetros de estado límite (a_{cs} , λ_{cs} , $T_{ultconn}$), así como los del estado de servicio (a'_{cs} , λ'_{cs} , $T_{conn @ 3/4 \text{ plg}}$) deben ser determinados.

La resistencia de conexión estará influenciada por el peso de las unidades SRW $W_{w(n)}$ actuando en la interfase (H - $E_{(n)}$) y la altura de bisagra H_h . La resistencia de conexión $T_{ultconn(n)}$ del estado límite en cada elevación de refuerzo $E_{(n)}$ se calcula de la siguiente manera:

$$T_{ultconn(n)} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs} \quad [\text{Eq. 3-69}]$$

La resistencia de conexión del estado de servicio establecida a una deformación de 3/4 plg se calcula de la siguiente manera:

$$T_{\text{conn @ } 3/4 \text{ plg (n)}} = a'_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda'_{cs} \quad [\text{Eq. 3-70}]$$

La resistencia permitida de conexión $T_{\text{aconn(n)}}$ debe ser tomada como el menor de los valores de: la resistencia de conexión del estado límite $T_{\text{cl(n)}}$, la resistencia de conexión del estado de servicio $T_{\text{cs(n)}}$, y la resistencia permitida del geosintético T_a .

La conexión debe resistir la fuerza de tensión que es transferida desde la masa de suelo reforzado a la conexión del sistema de suelo reforzado $F_{g(n)}$. La fuerza de tensión que debe ser resistida por la conexión es función del espaciamiento vertical del refuerzo y de la proximidad de la superficie de falla interna hacia la conexión. La fuerza de tensión máxima que debe ser resistida por la conexión es la fuerza aplicada de tensión $F_{g(n)}$.

2. Resistencia al pandeo. El pandeo de un muro de suelo reforzado en el plano vertical ocurre cuando una unidad SRW no mantiene su posición relativa con respecto a las unidades SRW de arriba o por debajo de ella. La posición relativa de una hilada a la otra se mantiene por resistencia al corte, de modo que todas las unidades SRW deben tener suficiente capacidad de corte para resistir la presión horizontal de tierras teórica aplicada entre las capas de refuerzo geosintético. La resistencia al pandeo, por consiguiente, está controlada por la magnitud de la presión aplicada, el espaciamiento vertical de las capas de refuerzo, y la resistencia al corte entre las unidades SRW.

La fuerza de corte aplicada a las unidades SRW varía conforme su localización a través del muro como se indica en la Figura 3-12.

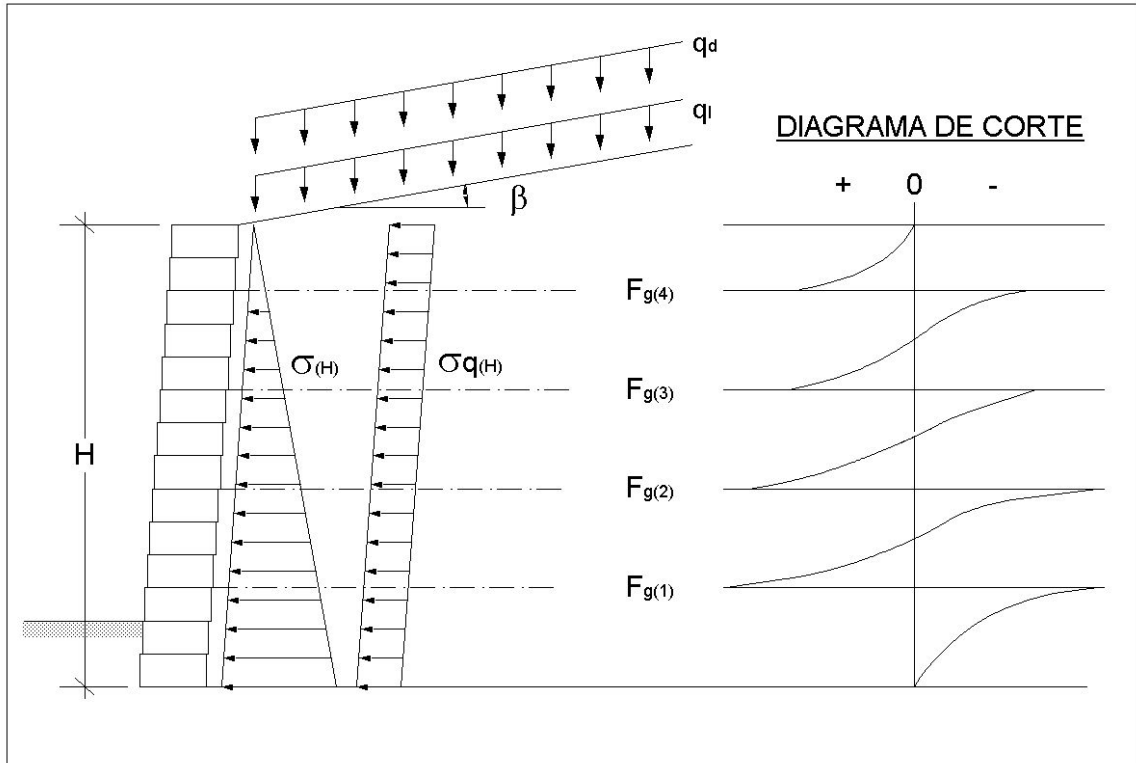


Figura 3-12

Diagrama de fuerzas de corte para el análisis de pandeo.

El diagrama de corte ilustra que las fuerzas teóricas máximas de corte ocurren en las elevaciones del refuerzo geosintético.

La capacidad de corte $V_{u(n)}$ en cada elevación está controlada por el peso de las unidades SRW que actúan en la interfase $W_{w(n)}$, y se calcula utilizando la ecuación 3-63.

La fuerza máxima aplicada de tensión $F_{g(n)}$ en cada capa de refuerzo puede ser tomada como la calculada con la ecuación 3-43.

La fuerza total horizontal $P'_{a(H)}$ se calcula utilizando la ecuación 3-38 para cada altura intermedia de muro $H_{(n)}$ junto con las ecuaciones 3-36 y 3-37 para determinar $P'_{s(H)}$ y $P'_{q(H)}$. La distribución de presiones de la Figura 3-14 está gobernada por las propiedades del suelo de relleno de la zona de refuerzo. El

coeficiente de presión activa K_a se calcula utilizando la ecuación 3-5 con los datos del suelo Φ_i y δ_i .

El factor de seguridad contra el deslizamiento horizontal FS_{sl} o capacidad de corte FS_{sc} deben aplicarse al cálculo de la resistencia al pandeo. Debido a que el componente de resistencia de mayor interés es la capacidad de corte, se calcula el pandeo de la siguiente manera:

$$FS_{sc(n)} = V_{u(n)} / [P'_{a(H,n)} - (F_{g(n+1)} + F_{g(n+2)} + \dots)] \quad [\text{Eq. 3-71}]$$

El factor de seguridad de capacidad de corte $FS_{sc(n)}$ debe ser mayor que el mínimo requerido, usualmente de 1.5 (Ver tabla 3-1) utilizando el criterio de estado límite con los parámetros a_u y λ_u . Adicionalmente para reducir las deformaciones laterales de las unidades SRW, el factor de seguridad $FS_{sc(n)}$ en cada elevación de refuerzo debe ser mayor que el valor mínimo requerido para el criterio de estado de servicio utilizando los parámetros a'_u y λ'_u .

La magnitud de $FS_{sc(n)}$ puede incrementarse alterando el espaciamiento vertical o incrementando el número de capas de refuerzo geosintético. Debido a que la fuerza de corte aplicada depende en gran medida del espaciamiento vertical del refuerzo, se debe analizar cada una de las elevaciones.

3. Alturas máximas sin refuerzo. Las unidades SRW sobre la capa más alta de refuerzo deben ser examinadas para asegurar su estabilidad como un muro libre de retención. El examen de la altura superior sin refuerzo por el modo de falla de deslizamiento y volteo se hace de la misma manera que el análisis de muros segmentales convencionales utilizando el procedimiento de diseño de la sección 4 del manual de la NCMA 1997.

El diseño del muro estará completo cuando el FS_{sl} y el FS_{ot} para la altura máxima sin refuerzo exceda el mínimo requerido. De otra manera, la altura

máxima sin refuerzo deberá ser reducida incorporando una capa adicional de refuerzo cerca de la parte superior del muro o ajustando el espaciamiento vertical de las capas existentes de refuerzo.

IV. MATERIALES GEOSINTÉTICOS

A. TIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE LOS GEOSINTÉTICOS

La implementación de la ingeniería en el desarrollo de nuevos materiales y procesos de manufactura ha dado como resultado una explosión de numerosos y nuevos productos hechos de polímeros (también llamados plásticos), los cuales están teniendo un gran auge en la era moderna. Debido a esto, ha emergido un nuevo capítulo en el campo de la ingeniería civil, el cual se refiere a la utilización de estos nuevos materiales en el campo de los suelos.

ASTM (1992) ha definido *geosintético* como un producto planar manufacturado a base de materiales poliméricos utilizado conjuntamente con materiales como suelo, roca, tierra u otro material geotécnico como parte integral de un proyecto, estructura o sistema de ingeniería civil.

Los polímeros son materiales altamente resistentes a la degradación química y biológica, y los que comúnmente son utilizados para la fabricación de geosintéticos son los siguientes:

- Polipropileno (PP): Su principal característica es la de su resistencia a temperaturas extremas, altos valores de resistencia mecánica.
- Polietileno de alta densidad (PEAD): Tiene un alto valor de resistencia mecánica con un alto módulo de elasticidad, y alta estabilidad ante el intemperismo.

- Poliéster (PET): Tiene un alto valor de resistencia mecánica con un bajo módulo de elasticidad, y una moderada estabilidad ante el intemperismo, especialmente tiene una baja estabilidad ante los ambientes alcalinos.
- Clorhidrato de polivinilo (PVC): Alta flexibilidad, bajo valor de resistencia mecánica. Alta estabilidad ante el intemperismo.

Los geosintéticos comúnmente son fabricados de polímeros con estabilizantes que mejoran sus propiedades de resistencia a los elementos. Uno de los estabilizantes mas comúnmente utilizados es el carbón negro, el cual ayuda a la resistencia del material geosintético contra la fotodegradación de los rayos UV del sol.

La característica principal de los geosintéticos es la de proveer una o varias funciones de forma integral interactuando con el suelo. El uso de cada geosintético depende de la función principal que deba desempeñar, de sus propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas que mas se adapten a los requerimientos del diseño y de la supervivencia de éste en el proceso constructivo. Además de su función principal, los geosintéticos por lo general proveen una o mas funciones secundarias, para hacer un total de contribución a una aplicación en particular. Las funciones primordiales de los geosintéticos son las siguientes:

- Filtro: Se refiere a proveer una barrera semi-permeable, en la cual pueda correr libremente un líquido, pero no pueda pasar otro material que requiera ser retenido. Esta función previene que el suelo migre dentro de un agregado de drenaje o tuberías manteniendo un paso de agua a través del sistema.

- **Drenaje:** Se refiere al transporte de un líquido dentro del geosintético con el objeto de su evacuación. Esta función se usa para permitir que el agua fluya de a través de suelos de poca permeabilidad.
- **Separación:** Se refiere a proveer un medio de separación entre dos materiales de distintas características entre sí. Esta función es comúnmente utilizada para prevenir que el material colocado en rellenos estructurales de suelo se mezcle con el material subyacente, manteniendo la integridad y funcionalidad de ambos materiales intacta durante la vida útil de la estructura.
- **Refuerzo:** Se refiere a proveer un refuerzo adicional al suelo introduciendo una estructura resistente a la tensión en la matriz de un suelo. Dicho refuerzo permite la construcción de rellenos estructurales sobre suelos muy blandos, y también la construcción de pendientes muy empinadas en taludes y muros de retención hechos de suelo con el refuerzo de geosintéticos.
- **Barrera de fluidos:** Se refiere a proveer una barrera que impida la corriente de un gas o un líquido en un área determinada. Esta función tiene una gran aplicación en el re-capeo asfáltico de carreteras, encapsulación de suelos (lagunas artificiales, contenedores secundarios de combustible u otros), y manejo de desechos (rellenos sanitarios, o desechos tóxicos o contaminantes).
- **Protección:** Se refiere a proveer una capa de liberación de estrés para prevenir el daño a una capa inmediata al geosintético. Esta función se aplica generalmente en la protección de geomembrana, actuando como una capa de colchón para prevenir daños y punzonamientos al reducir el punto de estrés sobre piedras existentes en el suelo adyacente durante el proceso constructivo y durante su vida útil. También existen esteras que

pueden ser colocadas sobre el suelo para reducir y prevenir la erosión causada por el impacto de las gotas de lluvia sobre el suelo de un talud, las cuales interactúan con el suelo y promueven la vegetación.

Entre las funciones de los geosintéticos, la que más interesa para el diseño de muros de retención, es la función de refuerzo. Los tipos de geosintéticos utilizados para cumplir con esta función son los geotextiles y las geomallas. Ambos tipos de geosintéticos son utilizados comúnmente como unidades de refuerzo en la construcción de muros de suelo reforzado.

1. **Geotextiles.** Este tipo de geosintéticos consiste de telas fabricadas de fibras sintéticas. Dichas fibras sintéticas pueden ser tejidas con maquinaria textil, formando telas tejidas o pueden estar dispuestas de forma aleatoria, formando telas no tejidas.

Las características físicas entre ambas clases de telas varían, de modo que los geotextiles no tejidos tienen mejores características como separadores y como elementos de filtro, mientras que los geotextiles tejidos tienen mayor resistencia a los esfuerzos de tensión para cumplir con la función de refuerzo.

Los geotextiles tejidos presentan diferentes capacidades de resistencia a la tensión entre un sentido y el otro conforme a su plano debido al proceso de manufactura con máquinas tejedoras. Ambos sentidos perpendiculares entre sí, el sentido de dirección de la máquina (machine direction), y el sentido transversal (transverse direction), poseen características de resistencia diferentes entre sí.

La utilización de geotextiles en la construcción de muros de suelo reforzado data desde sus inicios, con la construcción de muros con revestimiento de envoltura de geotextiles por el Servicio Forestal de Estados Unidos en 1974, con lo cual se desarrolló una guía de diseño basada en esta experiencia.

2. **Geomallas.** Las geomallas son estructuras planares que, a diferencia de los geotextiles, tienen una configuración de malla, es decir, que tienen grandes aperturas entre las unidades resistentes a la tensión. Los elementos resistentes a tensión pueden estar dispuestos de tal forma que resistan tensión en un solo sentido o en ambos sentidos perpendiculares conforme su plano, de donde se designan geomallas uniaxiales o biaxiales respectivamente.

Las geomallas pueden fabricarse por el estiramiento (extrusión) en una o varias direcciones de planchas continuas de polietileno, o por medio de máquinas tejedoras, arreglando la disposición de las fibras sintéticas.

Las geomallas fueron introducidas al mercado debido al gran éxito en la construcción de muros de suelo reforzado con geotextiles durante los primeros años de la década de 1980, y se han convertido en el geosintético más utilizado para este tipo de aplicación.

B. RESISTENCIA PERMISIBLE A LA TENSIÓN

Para que un material geosintético pueda ser utilizado como refuerzo en un sistema de muro de suelo reforzado se debe determinar el esfuerzo máximo de tensión que éste pueda resistir para contrarrestar las fuerzas aplicadas sobre él durante toda la vida útil de la estructura.

La resistencia de diseño a largo plazo LTDS de un material geosintético se define como la resistencia del refuerzo geosintético al final de la vida útil de servicio. Es por esto que para su determinación se deben tomar en cuenta todos los factores que pudieran afectar las propiedades de resistencia a la tensión del geosintético durante toda la vida útil de la estructura, y se calcula de la siguiente manera:

$$LTDS = T_{ult} / (RF_d RF_{id} RF_{cr}) \quad [Eq. 4-1]$$

en donde:

T_{ult} = Resistencia última a la tensión, determinada conforme pruebas de tensión de muestras anchas como la prueba ASTM D 4595.

RF_d = Factor de reducción por durabilidad, el cual depende de la susceptibilidad del material geosintético al ataque por microorganismos, químicos, oxidación termal, hidrólisis y fracturación por estrés. Su valor típico varía entre 1.1 y 2.0.

RF_{id} = Factor de reducción por daño en la instalación, el cual depende de la granulometría del material de relleno y de la masa por unidad de peso del producto geosintético. Su valor típico varía entre 1.05 y 3.0.

RF_{cr} = Factor de reducción por estiramiento a largo plazo del material geosintético, el cual depende de datos obtenidos por pruebas de laboratorio a largo plazo. Su valor típico varía entre 1.5 y 5.0.

La resistencia permisible a la tensión T_a para el refuerzo geosintético se determina de la siguiente manera:

$$T_a = LTDS / FS_{unc} \quad [Eq. 4-2]$$

En donde:

FS_{unc} = Factor de seguridad por incertidumbre, el cual depende de la incertidumbre en la geometría de la estructura, las propiedades del relleno, las propiedades del refuerzo y las cargas externas aplicadas. Su valor típico varía entre 1.0 Y 1.5.

C. INTERACCIÓN ENTRE EL SUELO Y EL REFUERZO

El diseño de muros de suelo reforzado requiere de la estimación de dos coeficientes de interacción entre el suelo y el refuerzo geosintético: El coeficiente de interacción por extracción del material geosintético C_i , el cual es utilizado en los cálculos de la capacidad de anclaje; y el coeficiente de deslizamiento directo C_{ds} , el cual es utilizado en los cálculos de la resistencia al deslizamiento interno.

1. Coeficiente de interacción por extracción. La resistencia a la extracción del refuerzo geosintético está determinada por dos mecanismos básicos de interacción:

- Interfase de fricción entre el geosintético y el suelo.
- Resistencia pasiva del suelo desarrollada a través de los elementos transversales en la estructura de las geomallas.

La resistencia a la extracción de los geotextiles está limitada a la interfase de fricción, mientras que para las geomallas, la resistencia a la extracción es una combinación entre ambos mecanismos dependiendo de las características físicas del material. Para productos de refuerzo de geomallas que dependen de la resistencia pasiva de las costillas transversales, se debe asegurar la integridad a largo plazo del mecanismo de transferencia de carga entre los elementos longitudinales y transversales de la geomalla por medio de métodos de prueba de laboratorio.

El coeficiente de interacción por extracción C_i se usa para relacionar la resistencia a la extracción del refuerzo geosintético (geotextiles y geomallas) al esfuerzo permitido de corte del suelo, y se calcula de la siguiente manera:

$$C_i = R_{po} / (2 L_e \sigma_n \tan \Phi_i) \quad [\text{Eq. 4-3}]$$

En donde:

R_{po} = Resistencia máxima de extracción, la cual se calcula conforme métodos de prueba de laboratorio como el GRI "GG-5: Geogrid pullout".

L_e = Longitud horizontal del geosintético en la zona de anclaje.

σ_n = Esfuerzo normal actuando sobre la longitud de anclaje del geosintético.

Φ_i = Angulo de fricción interna del suelo de relleno.

El coeficiente de interacción por extracción se determina directamente con pruebas a gran escala utilizando los productos candidatos de al menos 24 plg de longitud y suelos del lugar específico compactados a densidades similares a las utilizadas futuramente en la construcción.

2. Coeficiente de deslizamiento directo. Las capas de refuerzo geosintético en un muro de suelo reforzado pueden crear planos preferentes de deslizamiento dentro de la zona de suelo reforzado. El movimiento de una porción de la masa de suelo reforzado a través de una capa estacionaria de refuerzo geosintético se modela como un modo de falla de corte directo en los cálculos de estabilidad interna de muros de suelo reforzado.

El coeficiente de deslizamiento directo C_{ds} debe ser determinado de acuerdo a pruebas de laboratorio como ASTM D 5321 o GRI GS-6, los cuales requieren muestras específicas de suelo y de candidatos de refuerzo. El coeficiente C_{ds} se calcula de la siguiente manera:

$$C_{ds} = R_{ds} (L \sigma_n \tan \Phi) \quad [\text{Eq. 4-4}]$$

En donde:

R_{ds} = Resistencia máxima de corte según el método de prueba.

L = Longitud estacionaria de refuerzo geosintético.

σ_n = Esfuerzo normal actuando sobre la muestra de geosintético.

Φ = Angulo de fricción interna del suelo.

El valor de C_{ds} varía dependiendo del esfuerzo normal, por lo cual las pruebas deberán ser realizadas sobre un rango de presiones similares a las esperadas para la estructura propuesta.

D. CRITERIO DE DISEÑO

Las consideraciones que deben ser tomadas en cuenta para evaluar el desempeño a largo plazo de un geosintético como elemento de refuerzo en muros de suelo reforzado son: la degradación debido a la actividad físico-química del suelo como hidrólisis, oxidación y fracturación por estrés ambiental; daño al momento de su instalación; y los efectos de altas temperaturas en el acabado externo de los muros y las conexiones a las unidades segmentales.

Para determinar los valores de los factores de reducción para el cálculo del LTDS de un geosintético es necesario realizar exhaustivas pruebas de laboratorio, muchas de las cuales todavía no se encuentran como pruebas estándar y se encuentran en fase de desarrollo. Es por esto que muchas de las empresas fabricantes de geosintéticos desarrollan sus propias pruebas de laboratorio, y presentan sus materiales con un valor de LTDS determinado por ellos mismos. El criterio de tomar ese valor para el diseño dependerá de la credibilidad y confiabilidad de la empresa fabricante del producto.

El valor del factor de seguridad por incertidumbre FS_{unc} es tomado a criterio del diseñador, con un rango que varía de 1.0 a 1.5.

Ante la ausencia de pruebas con muestras específicas de suelo, la magnitud de C_i y de C_{ds} pueden ser estimadas de datos provenientes del productor del material geosintético. En ningún caso podrán tomar valores mayores a 1.0.

V. ANÁLISIS DE LAS CENIZAS VOLANTES

A. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE CENIZAS

Los subproductos (cenizas) provenientes de la combustión de combustibles orgánicos (carbón) en los hornos de las calderas de las plantas generadoras de electricidad son llamados subproductos CCB (Coal Combustion By-products). Estos subproductos representan los materiales incombustibles dejados después de la combustión del carbón en los hornos convencionales o de tecnología limpia mas avanzada.

Cuando el carbón pulverizado se quema en un horno de caldera de fondo seco (del tipo convencional), cerca del 80% de toda la ceniza generada desaloja el horno en forma de *ceniza volante*, la cual es un material de partículas finas que se transporta por los gases de escape en las calderas y se recolecta antes de salir por las chimeneas generalmente por medio de precipitadores electrostáticos, o por aparatos de recolección mecánica como ciclones. El resto de las cenizas del carbón generadas en este tipo convencional de hornos incluyen las *cenizas de fondo*, las cuales se precipitan en el fondo de los hornos y tienen características de granulometría mas gruesa, y la *escoria de caldera*, la cual queda impregnada en las paredes de las calderas y el horno.

Los hornos de combustión de cama fluida utilizan tecnología de combustión más limpia y avanzada, operando a una temperatura mucho más baja (alrededor de 800° C) y reduciendo la generación de óxido nitroso. En ellos, se generan cenizas volantes y cenizas de fondo en una proporción de alrededor de 60:40 respectivamente. Estos subproductos se conocen como subproductos FBC (Fluidized Bed Combustion By-products).

Otra variación de subproductos CCB, son los materiales provenientes de la desulfuración de los gases de escape, la cual es una tecnología establecida para remover SOx de los gases producto de la combustión de combustibles orgánicos bituminosos, en donde los gases de escape son forzados a reaccionar con absorbentes químicos como la piedra caliza (CaCO_3), hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), o óxido de calcio (CaO) en superficies de restriego. Los subproductos provenientes de este proceso son materiales ricos en sulfitos o ricos en sulfatos dependiendo de la inhibición del oxígeno en las reacciones químicas del proceso, y se conocen como subproductos FGD (Flue Gas Desulfurization By-products).

B. UTILIZACIÓN DE CENIZAS

Los subproductos provenientes de la combustión de combustibles orgánicos CCB deben ser desechados en rellenos y lagunas de almacenamiento, lo que genera un costo adicional a la producción, o bien pueden ser utilizados en diferentes industrias debido a sus propiedades físicas, mecánicas y químicas.

El uso beneficioso de CCB se ha incrementado establemente en los Estados Unidos durante las últimas tres décadas desde un 12% en 1967 hasta un 34.7% en 1998. Se han creado asociaciones que investigan nuevas formas de utilización de este tipo de producto, y existen varias empresas de mercadeo de CCB en la actualidad. Las siguientes son algunas de las utilidades más comunes que se le han dado a estos materiales:

- Suplemento de material para la fabricación de cementos tipo portland: Esta es la mas grande utilización de las cenizas volantes. La ceniza volante se utiliza como material de complemento en la mezcla de cemento, siendo beneficio debido a sus propiedades puzolánicas.

- Relleno mineral en concreto asfáltico: La ceniza volante se utiliza sustituyendo el relleno mineral en las mezclas de pavimento asfáltico, lo que sirve para llenar los vacíos, aumentar la cohesión de la liga (cemento asfáltico) y mejorar la estabilidad de la mezcla.
- Estabilización de suelos: Las bases estabilizadas son mezclas de agregados y cementantes como el cemento portland. Debido a que la ceniza volante posee propiedades puzolánicas, propiedades cementantes, o ambas, ésta puede ser utilizada exitosamente como parte del agente cementante en aplicaciones de construcción de bases estabilizadas.
- Rellenos fluídos: Los rellenos fluídos son mezclas aguadas que consisten de arena u otro material de agregado fino con un cementante, y son utilizadas como un sustituto de relleno compactado de suelo. Los subproductos CCB han sido utilizados en este tipo de aplicación como agregado fino y como sustituto del agente cementante.
- Material de relleno estructural: Los subproductos CCB han sido utilizados como material de relleno estructural desde hace algún tiempo especialmente en Europa, sustituyendo materiales de relleno de suelos naturales. Esta aplicación se ha vuelto cada vez más aceptada, a medida que se ha comprobado que el material actuará de forma similar a la de un suelo compactado.
- Sustituto de material de yeso: Los subproductos FGD ricos en sulfatos poseen características similares al yeso natural, por lo cual han sido utilizados como sustitutos del mismo generalmente en la industria de paneles de cartón-yeso para la construcción de divisiones interiores para viviendas y edificios.

C. PROPIEDADES QUÍMICAS

Las propiedades de las cenizas volantes son influenciadas en gran medida por la composición química del combustible orgánico utilizado, la materia inorgánica asociada en él, y los absorbentes químicos utilizados en los procesos tecnológicos de su transformación durante la combustión y las operaciones de limpieza de gases de escape.

Químicamente, el carbón es un material orgánico que contiene principalmente carbono, hidrógeno, nitrógeno, oxígeno y azufre. Los principales compuestos inorgánicos asociados al combustible orgánico incluyen minerales arcillosos, silicatos, carbonatos y sulfuros. Estos pueden descomponerse completamente, parcialmente o mantenerse inertes durante el proceso de combustión dependiendo de la tecnología utilizada. Similarmente, los productos descompuestos pueden combinarse químicamente para formar nuevos minerales dependiendo de su reactividad, de la presencia de factores catalíticos, y de la temperatura. El resultado son los subproductos CCB formados principalmente de sílice, aluminio, hierro, calcio, magnesio, óxidos de azufre, y una serie de elementos de vestigio como arsénico, selenio, hierro, mercurio, boro, etc. La mayoría de estos elementos se combinan con oxígeno formando sus óxidos correspondientes. Debido a que la combustión nunca es completa, los subproductos CCB también contienen cantidades variables de carbón no quemado. La medida de la cantidad de carbón no quemado remanente en las cenizas es la pérdida de ignición LOI (Loss Of Ignition), la cual es una de las propiedades químicas más significantes para las cenizas volantes, especialmente como un indicador de su capacidad como reemplazo de cemento en concreto.

Existen básicamente cuatro tipos o clasificaciones de combustible orgánico, cada uno de los cuales varía en términos de su valor de calentamiento, composición química, contenido de ceniza y origen geológico. Estos cuatro tipos

o clasificaciones de combustible orgánico son: antracita, lignita, bituminoso y subbituminoso. Las cenizas volantes comúnmente se clasifican dependiendo del tipo de combustible del cual se derivan.

Los principales componentes de las cenizas volantes provenientes de combustibles orgánicos bituminosos son silicatos, aluminatos, óxido de hierro y calcio, con cantidades variables de carbón. Las cenizas volantes provenientes de combustibles orgánicos subbituminosos, y lignita se caracterizan por tener mayores cantidades de calcio y óxido de magnesio, menores porcentajes de sílice y óxido de hierro, así como también menor contenido de carbón comparados con las cenizas de combustibles bituminosos.

Muy poca antracita es utilizada como combustible orgánico, por lo que no es importante su estudio.

D. PROPIEDADES CEMENTANTES Y PUZOLÁNICAS

Las cenizas volantes pueden ser clasificadas como cenizas tipo F y cenizas tipo C dependiendo de las propiedades puzolánicas y/o cementantes del material basados en los requerimientos ASTM C-618.

Esta clasificación está basada primordialmente por la suma de óxidos de silicio, hierro y aluminio encontrados en las cenizas (50% a 70% para el tipo C, y mayor de 70% para el tipo F). El contenido de cal viva indicado por el óxido de calcio debe ser menor de 30% para el tipo F, y menor de 40% para el tipo C. Los valores típicos de CaO en la ceniza tipo F deben ser menores del 10%, mientras que para las cenizas tipo C, varía entre 15% y 20%. Las normas ASTM C-311 proveen procedimientos de prueba y muestreo para cenizas volantes.

Las cenizas volantes tipo F son materiales puzolánicos solamente, y requieren la adición de materiales activadores como el cemento o cal para iniciar

las reacciones de cementación. Por la otra parte, las cenizas volantes tipo C son materiales auto-cementantes (debido a la presencia de cal viva) y puzolánicos a la vez, en donde no se requiere un material activador para que inicien las reacciones de cementación. El principal componente activo de las cenizas volantes tipo F es el vidrio silíceo o el vidrio alumino-silicato, mientras que para las cenizas volantes tipo C, es el vidrio calcio alumino-silicato. La hidratación de la ceniza volante no solo es gobernada por su composición química, sino que también por la cristalinidad de la ceniza.

Es importante reconocer que no todas las cenizas volantes llegan a tener los requerimientos propuestos por ASTM C-618, el cual está dirigido a la utilización de las cenizas volantes en el concreto, y esto no quiere decir que las mismas no puedan ser utilizadas en otras aplicaciones diferentes a las relacionadas con el concreto.

Los combustibles bituminosos invariablemente producen ceniza tipo F, mientras que la lignita y los subbituminosos pueden producir tipo F o tipo C basados en el contenido de calcio del combustible utilizado.

Las cenizas volantes FBC tienen un alto contenido de CaO, lo que las hacen materiales altamente auto-cementantes, produciendo grandes cantidades de calor durante el proceso de hidratación.

E. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS

Debido a las variaciones del carbón de diferentes fuentes, así como las diferencias en el diseño de las calderas quemadoras de carbón, no toda la ceniza volante tiene las mismas características. Esto quiere decir que cada subproducto debe ser investigado en lo particular para determinar sus propiedades y características relacionadas a la utilización propuesta.

1. Granulometría y geometría de las partículas. La ceniza volante es un material compuesto de partículas relativamente finas. Las partículas varían en tamaño desde los 5 micrones hasta aproximadamente 7 mm, con un tamaño medio de 20-30 μm entrando en el rango de limos con valores de coeficiente de uniformidad generalmente altos. Su área específica varía dependiendo del tamaño medio de partícula y de su coeficiente de uniformidad. Debido a que las cenizas volantes no contienen arcillas, el material no tiene propiedades plásticas. Las cenizas de fondo, por su parte, presentan generalmente granulometrías mas gruesas, en el rango de las arenas (70-80 μm), con coeficientes de uniformidad menores a los de las cenizas volantes.

La mayoría de las partículas en las cenizas volantes son huecas con una geometría esférica, aunque algunas cenizas, en especial las cenizas tipo C, pueden contener partículas sólidas con geometría irregular.

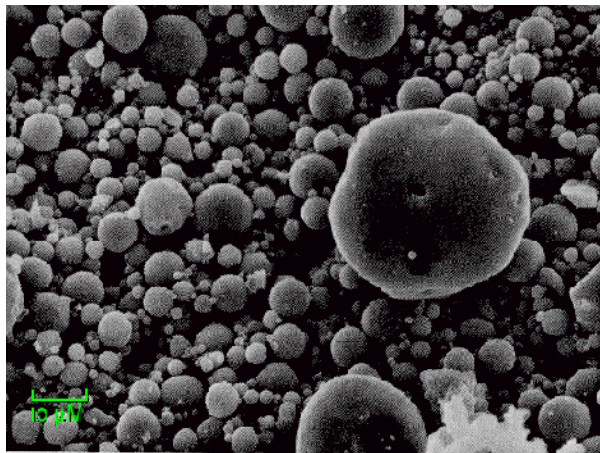


Figura 5-1

Microestructura típica de la ceniza volante tipo F.

Las partículas de la ceniza volante FBC en su mayoría tienen geometría prismática, con tamaños similares a las cenizas de carbón pulverizado.

Las partículas de los subproductos FGD varían significativamente entre plantas de producción y generalmente son mas pequeñas en tamaño que las partículas de las cenizas volantes de carbón pulverizado. Estas variables tienen efectos significativos en las características de compactación y resistencia de estos materiales.

2. **Peso volumétrico.** Las cenizas volantes tienen pesos volumétricos relativamente bajos debido a su microestructura generalmente hueca. La gravedad específica de las cenizas volantes varía entre 1.9 y 2.4.

El bajo peso volumétrico de estos materiales puede ser ventajoso para algunas aplicaciones como material de relleno estructural donde existan capas débiles de soporte. Adicionalmente, su bajo peso puede reducir los costos de transporte debido a que se necesitará un menor tonelaje de material para un determinado volumen de relleno.

3. **Resistencia al corte.** Para las cenizas volantes no auto-cementantes, la resistencia al corte se deriva principalmente de su fricción interna. Este tipo de cenizas no son cohesivas, y aunque pudieran apreciarse cohesivas en un estado parcialmente saturado, este efecto se pierde completamente cuando el material está saturado o seco.

Los valores típicos de ángulo de fricción interna de las cenizas volantes no auto-cementantes son relativamente altos, mayores a los de muchos suelos finos naturales.

Las cenizas volantes auto-cementantes poseen valores muy altos de resistencia al corte, y dichos valores generalmente se incrementan con el tiempo debido a sus propiedades cementantes y puzolánicas.

4. Resistencia a la compresión. Las cenizas volantes auto-cementantes experimentan una acción cementante que se incrementa con el tiempo. Debido a que la hidratación de la ceniza volante auto-cementante seca comienza inmediatamente al momento de su exposición al agua, se obtienen valores más altos de resistencia a la compresión del material si éste se coloca y compacta inmediatamente después de la adición del agua.

Si transcurre demasiado tiempo después de la adición del agua, las partículas de la ceniza volante pueden cementarse en un estado holgado, reduciendo la densidad compactada y la resistencia del material.

5. Características de consolidación. Los rellenos estructurales contruidos con ceniza volante exhiben pequeñas cantidades de consolidación dependiente del tiempo después de su construcción. Esto es debido a que el exceso de presión de poro se disipa relativamente rápido.

La mayoría de los asentamientos y deformaciones ocurren debido a la deformación elástica del material durante el proceso de construcción, no por consolidación clásica post constructiva.

La ceniza volante auto-cementante presenta consolidación post constructiva y deformaciones mínimas debido a la cementación y solidificación del material. Algunos de estos materiales pueden experimentar hinchamiento con el tiempo, reaccionando en períodos mayores de 30 días después de la hidratación inicial.

6. Permeabilidad. La permeabilidad del material de ceniza volante no auto-cementante es similar a los valores observados para suelos limosos naturales.

El material de ceniza volante auto-cementante es relativamente impermeable, con valores similares a los de suelos arcillosos naturales.

F. PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA

Los requerimientos de prueba estarán determinados a criterio del diseñador, basados en las condiciones del lugar y el conocimiento de las características del material (en este caso la ceniza volante).

1. **Granulometría.** Para conocer las características granulométricas del material puede ser utilizado el método ASTM D 422.

Para las cenizas volantes, una gran parte del material será mas fino que el tamiz No. 200, y se requerirá del análisis hidrométrico, donde se deberá utilizar agua destilada con un agente desfloculizante. Para cenizas volantes auto-cementantes, se deberá utilizar alcohol u otra solución no reactiva en lugar de la solución convencionalmente utilizada.

La ceniza volante generalmente presenta un tamaño uniforme de partículas, por lo que se sugiere tomar medidas de precaución contra el sobrellenado de algunos tamices. La pérdida de muestra por polvo también puede ocasionar problemas.

La gravedad específica puede variar con el tamaño de las partículas. Los valores utilizados en el análisis hidrométrico deben ser apropiados a la porción de la muestra en la prueba.

2. **Gravedad específica.** Se puede utilizar el método de prueba ASTM D-854 para conocer la gravedad específica del material de ceniza volante. Para algunas cenizas volantes, una porción significativa de partículas pueden tener una densidad menor a la del agua y flotar, debiéndose agitar la mezcla para

mantener las partículas en suspensión. Se puede utilizar el método ASTM C-188 como método alternativo para cenizas volantes auto-cementantes o de menores densidades que el agua, el cual utiliza kerosina en vez de agua como fluido.

3. **Contenido de agua.** Puede utilizarse el método de prueba ASTM D-2216 para determinar el contenido de agua de las cenizas volantes. Para las cenizas volantes auto-cementantes se puede considerar bajar la temperatura de secado a 140°F (60°C) para evitar quitar el agua de hidratación.

4. **Compactación.** Se puede utilizar el método ASTM D-698, o el ASTM D-1557 para determinar el grado de compactación del material de ceniza volante. Para cenizas volantes auto-cementantes secas, el intervalo de tiempo entre la adición de agua al material y su compactación deberá ser similar al previsto durante la construcción. Esto se hace con el propósito de tomar en cuenta la influencia de la proporción de hidratación en las características de compactación.

5. **Resistencia al corte.** Se recomienda la utilización del método ASTM D-3080 para las cenizas volantes. Esta prueba es recomendada debido a que modela las condiciones drenadas que existen típicamente en los rellenos estructurales construidos con cenizas volantes. El método está modificado de manera que la caja de corte no se llena de agua.

6. **Resistencia a la compresión.** Para cenizas volantes no auto-cementantes se puede utilizar el método ASTM D-2850, y para cenizas volantes auto-cementantes, el método ASTM D-2166, donde la resistencia a la compresión no confinada a varias edades se utiliza para evaluar el desarrollo de resistencia a corto y largo plazo.

7. **Conductividad hidráulica.** La determinación de la conductividad hidráulica se utiliza para estimar la cantidad de infiltración de agua para diseñar subdrenajes. Se puede utilizar el método ASTM D-2166.

8. **Compresibilidad.** Se puede utilizar el método de prueba ASTM D-2435. Las muestras deben ser preparadas al grado de compactación especificado para la construcción, y a su humedad óptima determinada en la prueba de compactación. Esto es debido a que las cenizas volantes tienden a perder la estabilidad de su superficie en el campo cuando son compactadas a humedades mayores a su humedad óptima.

Las cenizas volantes se consolidan rápidamente, por lo que su compresibilidad no es de gran interés en el diseño.

9. **Características químicas.** Los análisis químicos son conducidos de manera rutinaria por los productores de cenizas volantes, y son comunicados generalmente a través de fichas técnicas o similares. Estos resultados proveen información que puede ser de importancia para el diseño, particularmente las características de interacción química del material de ceniza volante con otros materiales como el refuerzo geosintético, y el concreto de las unidades de block segmentado.

Se puede utilizar el método de prueba ASTM C-311 para determinar la composición química de las cenizas volantes. El contenido de sulfatos es importante para determinar el potencial de ataque por sulfatos al concreto.

El método de prueba ASTM D-4972 puede ser utilizado para determinar el pH del material de ceniza volante, el cual puede cambiar con la edad, contenido de agua u otras condiciones. La determinación del pH es de importancia en el diseño de muros de suelo reforzado debido a que ciertos polímeros como el poliéster son sensibles a los suelos alcalinos.

El método de prueba de campo ASTM G-57 se utiliza para medir la resistividad de la ceniza volante como un indicador de posible potencial de corrosión para metales embebidos en ella.

VI. FACTORES DE RELEVANCIA EN EL DISEÑO

A. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Las características del material utilizado como relleno estructural que más influyen en el desempeño estructural de muros de contención de suelo reforzado son su peso volumétrico y su resistencia al corte.

Se propone que para el diseño de muros de suelo reforzado se determine la capacidad de resistencia al corte de las cenizas volantes proveniente únicamente de su fricción interna, lo que sugiere la utilización de cenizas volantes no auto-cementantes para la construcción de muros de suelo reforzado. Esta suposición es conservadora, concuerda con el método de diseño de muros de suelo reforzado utilizado y representa el modelo mas apegado a la realidad debido a que el efecto de cohesión para las cenizas volantes no auto-cementantes desaparece en su estado seco o saturado.

Como se vio anteriormente, el peso volumétrico de las cenizas volantes es relativamente bajo y los valores del ángulo de fricción interna son relativamente altos. Estas condiciones se generalizan para la siguiente discusión, con el fin de determinar sus efectos en el desempeño estructural.

1. **Análisis de estabilidad externa.** En el análisis de estabilidad externa, las fuerzas externas están determinadas por las características del suelo retenido, lo que representa un factor invariable por la utilización de las cenizas volantes como material de relleno estructural.

El análisis del deslizamiento de la base del muro se ve afectado en el cálculo de la resistencia al deslizamiento de la base R_s (Ecuación 3-15 y 3-16)

por las características del material de ceniza volante. El bajo peso volumétrico afecta negativamente la resistencia R_s , mientras que el alto valor del ángulo de fricción interna tiene un efecto beneficioso. Debido a que el valor de R_s es el menor de los resultados de las ecuaciones 3-15 a la 3-17, el efecto negativo del bajo valor de peso volumétrico de la ceniza volante afectará en mayor proporción la ecuación 3-16, donde no se toma en cuenta la ventaja del alto valor del ángulo de fricción interna del material de ceniza volante. Esto sugiere la utilización de un material de drenaje con un alto valor de su ángulo de fricción interna.

El análisis por volteo del muro se ve afectado negativamente en el cálculo del momento resistente M_r (Ecuación 3-21) debido al bajo peso volumétrico del material de ceniza volante. Sin embargo, este modo de falla es bastante improbable para este tipo de muros debido a su gran masa y flexibilidad, por lo cual la utilización de la ceniza volante como material de relleno estructural no necesariamente determina un factor de aumento en el volumen total del muro por medio de este modo de falla.

La presión aplicada de soporte Q_a (Ecuación 3-29) en el análisis de la capacidad soporte de cimentación es afectada por el bajo peso del material de ceniza volante, de manera que su valor disminuye. Esto produce un efecto beneficioso, sobre todo para muros de retención construidos sobre suelos blandos, donde la capacidad soporte del suelo de cimentación es baja.

2. Análisis de estabilidad interna. Para los cálculos de estabilidad interna, se asume que la presión lateral de la tierra es debido al peso propio del material de relleno estructural y las sobrecargas impuestas sobre la parte superior del muro. Esto sugiere que las características del material utilizado como relleno estructural (en este caso las características del material de ceniza volante) son determinantes en todo el análisis de estabilidad interna de la estructura.

El ángulo de interfase de fricción interna δ_i puede calcularse según el valor del ángulo de fricción interna del suelo reforzado Φ_i , según la ecuación 3-33. Esto significa que para rellenos de material de ceniza volante, los valores del ángulo de interfase de fricción interna serán relativamente altos.

El cálculo del coeficiente de empuje activo K_a (Ecuación 3-5) se ve afectado por los valores del ángulo de fricción interna del suelo analizado, de modo que su valor disminuye con valores mayores de ángulo de fricción interna. Se puede asumir, por consiguiente, que los valores del coeficiente de empuje activo K_a serán relativamente bajos para los rellenos estructurales de ceniza volante debido al alto valor del ángulo de fricción interna del material de ceniza volante.

La orientación de la falla crítica de Coulomb α_i , según su cálculo con la ecuación 3-35, es afectada por el valor del ángulo de fricción interna del suelo reforzado, de modo que su valor aumenta con valores mayores del ángulo de fricción interna. Esto significa que los valores del ángulo de falla crítica para rellenos de material de ceniza volante serán relativamente altos.

La fuerza horizontal actuante debido al peso propio $P'_{s(H)}$, calculada según la ecuación 3-36 es afectada tanto por el valor del coeficiente de empuje activo K_a , como por el peso volumétrico del material de relleno γ_i y el ángulo de interfase de fricción interna δ_i . Debido al valor relativamente bajo de K_a , y γ_i , así como el valor relativamente alto de δ_i para rellenos de ceniza volante, se puede asumir que la fuerza horizontal debido al peso propio del material será relativamente baja para este tipo de rellenos. Del mismo modo, para la fuerza horizontal actuante debido a las sobrecargas $P'_{q(H)}$ calculada conforme la ecuación 3-37, el bajo valor de K_a y el alto valor de δ_i , hacen que esta fuerza sea relativamente baja. Esto significa que tanto el bajo valor de peso volumétrico, así como el alto valor de ángulo de fricción interna del material de ceniza volante tienen un efecto beneficioso para la estructura, debido a que reducen las fuerzas

horizontales que actúan sobre la estructura para el análisis de estabilidad interna del muro de retención de suelo reforzado. Esta suposición es válida para el análisis de sobretensión de las capas de refuerzo, donde la carga de tensión aplicada en cada capa de geosintéticos $F_{g(n)}$ calculada con la ecuación 3-43 es reducida de la misma manera.

Para el análisis de extracción de las capas de refuerzo geosintético se debe calcular de la capacidad de anclaje del geosintético AC_n de acuerdo con la ecuación 3-51. Los factores que influyen su cálculo son: La longitud de anclaje del geosintético $L_{a(n)}$ (Ecuación 3-52), la cual se ve afectada por el ángulo de inclinación de la falla crítica de Coulomb α_i , de manera que aumenta con valores mayores de α_i ; el peso volumétrico del material de relleno; el ángulo de fricción interna del suelo; y el coeficiente de interacción por extracción del geosintético C_i . El coeficiente de interacción C_i puede ser asumido con valores similares a los propuestos por las empresas fabricantes para suelos naturales limosos, lo cual es una suposición conservadora debido a que dichos suelos tienen generalmente menores valores de fricción interna que las cenizas volantes. Esto sugiere que su coeficiente de interacción también será menor. Se puede notar un efecto beneficioso debido al alto valor del ángulo de fricción interna del material de ceniza volante tanto por el aumento de la longitud de anclaje del geosintético, como por su reacción en la interfase de fricción. Existe también un efecto negativo debido al bajo valor de peso volumétrico del material de ceniza volante en la interfase de fricción. Debido a que existen efectos tanto beneficiosos como negativos debido a las características del material, se puede deducir que el análisis deberá ser determinado para cada caso en lo particular, y el valor del coeficiente de interacción por extracción C_i deberá ser determinado por métodos de prueba de ser necesario para análisis estrictamente rigurosos.

Para el análisis de deslizamiento interno, se puede notar que hay efectos beneficiosos debido al alto valor de ángulo de fricción interna del material de ceniza volante, así como negativos debido al bajo valor de peso volumétrico del

material de la misma manera que en el análisis externo de deslizamiento de la base. El coeficiente de deslizamiento directo del material geosintético C_{ds} puede ser asumido con valores similares a los propuestos por el fabricante de geosintéticos para interacción con suelos naturales limosos, lo cual es generalmente una suposición conservadora de la misma manera que para el coeficiente de interacción por extracción.

3. **Análisis de estabilidad local.** El análisis de estabilidad local comprende tres modos de falla, los cuales son causados por el empuje de tierras del suelo de relleno estructural.

Como se ve anteriormente, las características del material de ceniza volante tienen efectos que reducen las cargas del empuje de tierras. Esto significa que tanto el bajo peso volumétrico del material de ceniza volante, como su alto valor de ángulo de fricción interna tienen efectos beneficiosos para el análisis de estabilidad local de muros de suelo reforzado, en cuanto reducen las fuerzas horizontales aplicadas sobre la cara del muro.

B. CONDICIONES DE DRENAJE

Para el diseño, se asume que el material de relleno estructural no es afectado por el agua presente del lugar. Esta suposición se hace para poder determinar las presiones de tierra y la resistencia de los suelos basados en el esfuerzo total, y elimina la necesidad de considerar fuerzas adicionales desestabilizadoras debido a la presión hidrostática o a la filtración del nivel freático, pero requiere que el diseño del muro considere el hecho de no presentar posibilidades de la existencia de agua entre el suelo de relleno estructural.

La forma de diseño de drenaje para el muro de suelo reforzado será entonces la manera de protección del muro contra la posibilidad de infiltración de agua de lluvia y/o la presencia del nivel freático.

Conforme las recomendaciones del manual de diseño de la NCMA, 1997, existen tres casos donde el régimen del nivel freático determina la recomendación de diseño de subdrenaje del muro de suelo reforzado.

- Caso 1: El nivel freático se mantiene a una distancia de $0.66 H$ debajo de la base del muro durante toda la vida útil del muro. Se recomienda un subdrenaje construido de material de grava de por lo menos 30 cms de espesor en la parte posterior de la cara del muro sobre toda la altura del muro. Este subdrenaje podrá tener tubería perforada en su parte mas baja para desalojar el agua recolectada.

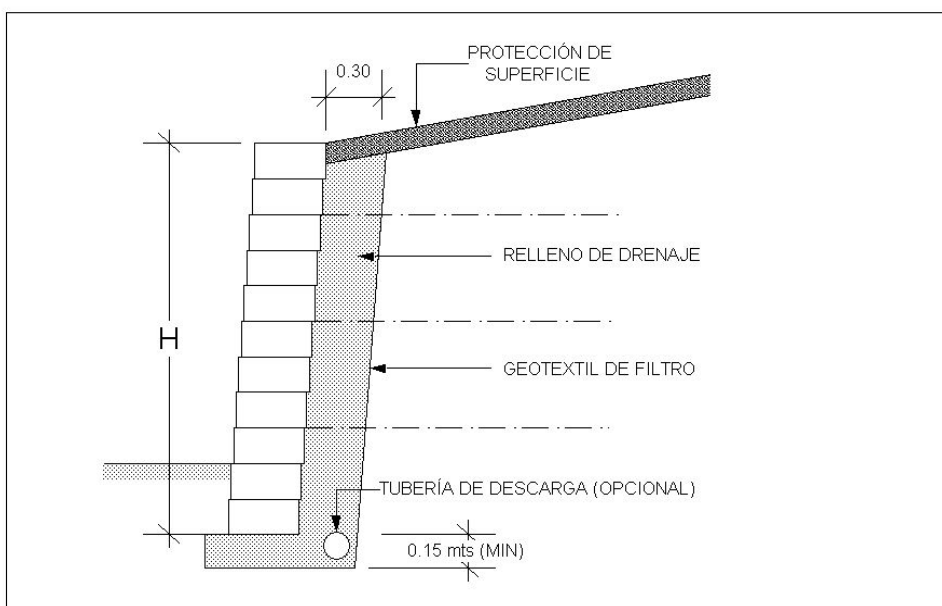


Figura 6-1
Drenaje caso 1 NCMA, 1997.

- Caso 2: El nivel freático puede subir o se mantiene justo debajo de la base del muro durante toda la vida útil del muro. Se recomienda que el subdrenaje sea construido de igual manera, con una extensión en toda la base del muro formando una capa de material de grava de por lo menos 8 cms de espesor.

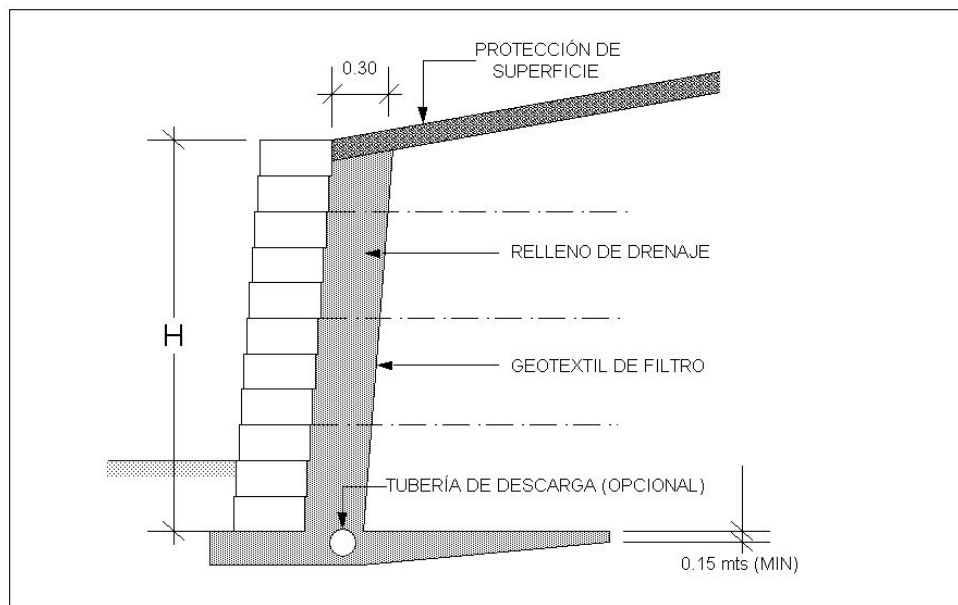


Figura 6-2
Drenaje caso 2 NCMA, 1997.

- Caso 3: El nivel freático está permanentemente o intermitentemente presente en el suelo reforzado sobre la base del muro. Se recomienda que la capa de la base del muro sea de por lo menos 15 cms de espesor, y que tenga una extensión en la parte posterior de la zona de suelo reforzado de una chimenea de drenaje de por lo menos $0.7 H$ de altura.

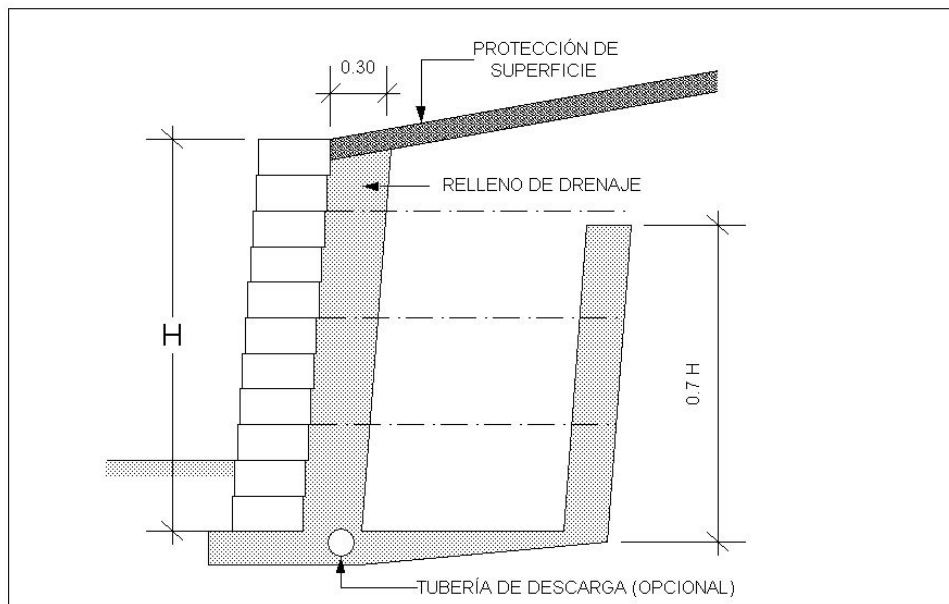


Figura 6-3
Drenaje caso 3 NCMA, 1997.

Para la construcción de estos sistemas de subdrenaje, se requiere que el material de drenaje se encuentre encapsulado por un geotextil de filtro para evitar que el material del relleno estructural se mezcle con el agregado de drenaje. Para seleccionar un geotextil apropiado, se recomienda la utilización del siguiente criterio de diseño, el cual se basa en la práctica convencional.

$$\text{AOS geotextil} / D_{85} \text{ suelo} < 3 \quad [\text{Eq. 6-1}]$$

$$\text{AOS geotextil} / D_{15} \text{ suelo} > 3 \quad [\text{Eq. 6-2}]$$

$$k \text{ geotextil} \geq 10 k \text{ suelo} \quad [\text{Eq. 6-3}]$$

En donde:

AOS geotextil = Apertura aparente de poro del geotextil, determinado por los resultados del método de prueba ASTM D-4751 para geotextiles.

Se recomienda el manejo del agua de lluvia en la parte superior de la zona de suelo reforzado, de manera que la superficie de la parte alta del muro de suelo reforzado considere una impermeabilización para evitar la infiltración de agua de lluvia y un sistema de evacuación de dicha agua, por medio de un desnivel para prevenir los empozamientos. El material de ceniza volante auto-cementante es un material ideal debido a que sus propiedades de permeabilidad son bastante parecidas a las de las arcillas naturales. Las cenizas volantes no auto-cementantes, debido a sus propiedades puzolánicas, pueden convertirse fácilmente en materiales relativamente impermeables con la adición de estabilizantes como el cemento o cal.

C. RESISTENCIA DE LOS MATERIALES GEOSINTÉTICOS

Como se ve anteriormente (Ecuación 4-1), la resistencia a largo plazo del refuerzo geosintético LTDS depende de tres factores de reducción, los cuales toman en cuenta el daño causado al refuerzo geosintético por su interacción química y biológica con el suelo de relleno, el proceso constructivo, y el transcurso del tiempo.

El factor de reducción por durabilidad RF_d es afectado debido a las características químicas del material de ceniza volante. Generalmente, los polímeros utilizados para la fabricación de geosintéticos son bastante resistentes al ataque químico del suelo, con excepción del poliéster el cual es susceptible al pH del suelo. Debido a que el material de ceniza volante tiene diferentes composiciones químicas que son influenciadas por factores como el tipo de combustible utilizado, la materia inorgánica asociada en él, los procesos de combustión, y la tecnología de limpieza de gases, se puede esperar que cada subproducto originado en una diferente planta tenga propiedades químicas distintas. Es por esto que se deberá analizar cada caso por separado. En general, es recomendable la utilización de los materiales geosintéticos más resistentes al ataque químico (fabricados de polipropileno o polietileno de alta

densidad) cuando las propiedades químicas del material de ceniza volante y su interacción con el material geosintético no hayan sido estudiadas con exactitud.

El factor de reducción por daño en la instalación RF_{id} depende en parte de la granulometría del material de relleno. Generalmente, si el material de relleno está compuesto de partículas muy grandes como rocas, el daño provocado al material geosintético en la instalación será relativamente alto. Debido a que el material de ceniza volante está compuesto de partículas relativamente pequeñas en el rango de limos con valores de coeficiente de uniformidad generalmente altos, el daño provocado al material geosintético en la instalación será muy bajo.

D. ATAQUE QUÍMICO DE SULFATOS AL CONCRETO

El concreto es susceptible al ataque químico de sulfatos, el cual es un mecanismo de degradación química en donde los iones de sulfato disueltos en agua atacan los componentes del agente cementante del concreto. Los efectos de este ataque son la pérdida de cohesión y resistencia del concreto.

Específicamente, el ataque químico de sulfatos al concreto es una consideración que hay que tomar en cuenta para el diseño de muros de material de ceniza volante reforzada con acabado exterior de unidades SRW, debido a que éstas unidades generalmente están hechas de concreto, y estarán expuestas al contacto con materiales de ceniza volante, algunos de los cuales contienen cantidades considerables de sulfatos en su composición química.

La exposición a sulfatos se considera severa cuando el sulfato soluble al agua en el suelo (o en el material de ceniza volante) excede 0.20% en peso o 1,500 ppm, y cuando existe la presencia de humedad. Esto sugiere que se deberá analizar químicamente el material de ceniza volante para determinar si su contenido de sulfatos es alto.

La exposición de las unidades SWR al material de ceniza volante estará limitada por el subdrenaje en la parte posterior de la cara del muro, y por la retención del material de ceniza volante por el geotextil de filtro. Además, se podrán utilizar recubrimientos bituminosos o de polímeros para restringir dicha exposición.

En el caso en que se llegara a considerar una exposición severa de las unidades de concreto a los sulfatos del material de ceniza volante, se podrán utilizar cementos resistentes a sulfatos como los descritos en las especificaciones ASTM C-595 y ASTM C-595M para la elaboración de las unidades SRW.

E. PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN

El material de ceniza volante no auto-cementante generalmente presenta una granulometría relativamente fina y un comportamiento no cohesivo, lo cual hace que sea muy susceptible a la erosión por agua de escorrentía y por el viento, especialmente cuando la superficie expuesta se encuentra seca o saturada.

El control de erosión normalmente es logrado estableciendo una superficie de protección permanente de piedra compactada, pavimento o suelo vegetado dependiendo de la utilización de dicha superficie. El material de ceniza volante puede ser combinado mediante la adición de cemento o cal, de manera que forme un material cementante con propiedades altamente cohesivas. Este tipo de material es recomendable para formar capas de protección contra la erosión, previendo desniveles de aproximadamente 1% a 3% en la superficie para evitar el empozamiento del agua.

El espesor de suelo requerido para lograr una superficie de protección contra la erosión de suelo vegetado depende de la utilización de la superficie, el

clima y el tipo de vegetación que quiera ser establecida. La consideración más importante deberá ser controlar el viento y el agua de la superficie. En algunos casos se puede hacer una mezcla de material de ceniza volante con suelo orgánico para reducir la necesidad de utilizar bancos de préstamo de materiales. En estas aplicaciones, se deberán conducir pruebas de dichas mezclas para determinar la conveniencia de su utilización como medio de crecimiento de la vegetación.

F. COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO

Como cualquier otro material, el asentamiento debido a la consolidación y compresión del relleno y de los materiales subyacentes debe ser considerado en el diseño. Los asentamientos pueden afectar el desempeño de la estructura si no son considerados en el diseño. Los métodos convencionales de análisis para suelos naturales pueden ser utilizados para el material de ceniza volante.

Debido a las características puzolánicas y cementantes de algunas cenizas volantes, se puede esperar que el material experimente cierta actividad cementante a través del tiempo. Este proceso cementante puede causar hinchazón del material, además de un aumento considerable en la cohesión del material.

La hinchazón de material generalmente se produce en las cenizas auto-cementantes, y pueden ser evaluadas con el método de prueba ASTM D-3877. Generalmente las reacciones que producen las propiedades expansivas no empiezan sino hasta 30 días después de la hidratación inicial de la ceniza volante, por lo cual los procedimientos de prueba deberán tomar en cuenta este período de retraso.

El aumento en la cohesión del material debido al proceso cementante de las cenizas volantes tendrá efectos beneficiosos en el desempeño estructural de

los muros de suelo reforzado. Sin embargo, este aumento en la resistencia al corte del material de ceniza volante no se toma en cuenta en el diseño de muros de suelo reforzado debido a que esta propiedad no estará presente durante toda la vida útil de la estructura para las cenizas volantes no auto-cementantes.

VII. FACTORES DE RELEVANCIA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

A. UNIFORMIDAD DEL MATERIAL

A pesar de que existen grandes diferencias entre las cenizas volantes producidas en diferentes plantas, las variaciones del material producido por una determinada planta son bastante predecibles siempre que la operación de la planta y la fuente de combustible se mantengan constantes.

Se deberá monitorear y llevar un control de calidad del material utilizado, según las recomendaciones de muestreo ASTM D-75 para asegurar que el material mantenga las características asumidas en el diseño.

B. COMPACTACIÓN

La compactación apropiada y uniforme (incluyendo un control apropiado del contenido de agua de moldeo) del material de ceniza volante utilizado como relleno estructural reduce la compresibilidad y produce un relleno estructural relativamente uniforme.

La ceniza volante puede ser compactada con equipo convencional de construcción. Las máquinas compactadoras vibratorias operadas a la frecuencia de resonancia (o cercanas a ella) son particularmente efectivas para la compactación del material de ceniza volante. Debido a que el material de ceniza volante está compuesto de partículas relativamente finas, su comportamiento de compactación estática es similar a la de los suelos naturales sensibles al contenido de agua de moldeo.

La mayoría de cenizas volantes tienen una relación de compactación bien definida. Esto quiere decir que para una energía estática de compactación dada, existe un contenido de agua óptimo donde la compactación del material de ceniza volante adquiere un valor máximo de peso volumétrico seco.

Cuando se intenta compactar el material de ceniza volante con un contenido de agua mayor a su contenido óptimo, se obtiene una densificación limitada y un desplazamiento excesivo del material.

La compactación estática del material de ceniza volante con un contenido de agua menor a su contenido óptimo requiere de un esfuerzo mayor de compactación para obtener los resultados deseados. Sin embargo, la compactación del material de ceniza volante no es especialmente sensible a las variaciones en el contenido de agua cuando se utilizan compactadoras vibratorias operadas a la frecuencia de resonancia. Esto significa que el material de ceniza volante con un porcentaje de agua bastante mas bajo del óptimo puede ser compactado fácilmente utilizando compactadoras vibratorias operadas a la frecuencia de resonancia.

Las características de compactación de materiales de cenizas volantes auto-cementantes cambian rápidamente con el tiempo después de su exposición al agua. Esta propiedad es el resultado de una tasa rápida de hidratación que produce una reacción cementante.

El material de ceniza volante deberá ser colocado en capas sueltas de espesor uniforme. Cada capa deberá ser compactada a la densidad requerida debido a que la resistencia del material de relleno estructural se deriva de su fricción interna, y este valor depende de la relación compactación/peso unitario de la ceniza volante. Usualmente se especifica un espesor máximo de capa para asegurar que se mantenga la densidad requerida a través de toda la profundidad de la capa.

El control del espesor de capas no es tan importante para materiales de cenizas volantes auto-cementantes debido a que se desarrolla una resistencia adicional del material durante el proceso de hidratación.

El requerimiento típico es que el material de relleno estructural sea compactado a un mínimo de 95% a 100% de su peso volumétrico seco máximo de conformidad con el método de prueba ASTM D-698 (Método de proctor), o a un mínimo de 90% a 95% de su peso volumétrico seco máximo de conformidad con el método de prueba ASTM D-1557 (Método de proctor modificado). Sin embargo, este requerimiento deberá ser especificado basado en las condiciones y requerimientos específicos de desempeño estructural del proyecto.

C. RESTRICCIONES CLIMATOLÓGICAS

La construcción deberá ser suspendida durante condiciones climatológicas severas. Si bien las operaciones pueden proceder durante períodos moderadamente húmedos, se deberá reducir la cantidad de agua añadida al material para compensar la precipitación. Esto requiere que haya un control más estricto del contenido de humedad del material de ceniza volante, debido a que si se coloca con un contenido de agua mayor al contenido óptimo, el material se torna difícil de trabajar.

D. CONTROL DE POLVO

El material de ceniza volante está compuesto de partículas relativamente finas, lo que puede causar que el viento las arrastre y produzca contaminación por polvo. Esto generalmente no ocurre durante el proceso de colocación y compactación cuando el contenido de agua en el material de ceniza volante es suficiente para lograr los niveles de compactación deseados.

La superficie del material de ceniza volante expuesta al sol y al viento puede llegar a secarse y volverse susceptible a su arrastre, pero puede ser controlada por medio de la colocación de una capa de protección, o añadiendo cantidades pequeñas de agua en su superficie.

Se debe tomar en cuenta esta condición especialmente en el momento del transporte del material de ceniza volante, y tomar medidas de precaución como la utilización de cobertores en los camiones de transporte para mantener la humedad en la superficie y proteger del viento al material.

VIII. EJEMPLO DE DISEÑO

A. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Este ejemplo de diseño demuestra el procedimiento adoptado para el análisis de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos utilizando material de ceniza volante como relleno estructural y unidades segmentales de concreto SRW como acabado en la cara externa del muro. El análisis examina la estabilidad externa del muro como la resistencia contra el deslizamiento, volteo y falla por capacidad soporte. La estabilidad interna es examinada por el esfuerzo del refuerzo geosintético, la extracción de las capas de refuerzo geosintético, la resistencia al corte entre las unidades SRW, la resistencia de la conexión a la cara externa, y el pandeo.

Se considera un muro con altura expuesta de 3.00 mts. Se considera que el muro tiene una inclinación en su cara externa de 9° ($\omega = 9^\circ$), y que la pendiente del relleno forma un ángulo de 5° con la horizontal ($\beta = 5^\circ$). La pendiente del suelo natural en la parte frontal del muro también se considera completamente horizontal. Se considera una sobrecarga viva de 5.00 Knt/m² sobre el relleno del muro, lo cual corresponde a una carga de tráfico liviano. No se considera ninguna sobrecarga muerta sobre la estructura.

B. VALORES DE DISEÑO

Los valores de diseño para el presente ejemplo son asumidos conforme valores típicos de los materiales utilizados. Estos valores deberán ser confirmados por pruebas de laboratorio o de campo en la aplicación real según las recomendaciones de los métodos de prueba dados anteriormente.

1.- Material de relleno estructural. Se asume que el material utilizado para el relleno estructural es una ceniza volante no auto-cementante, con granulometría relativamente fina (limo), coeficiente de uniformidad alto, con bajo contenido de sulfatos, y con las siguientes características:

ángulo de fricción interna, $\Phi_i = 32^\circ$

peso volumétrico, $\gamma_i = 13.00 \text{ KNt/m}^3$

2.- Material de suelo retenido. Se asume que el material de suelo retenido es un limo arenoso con las siguientes características:

ángulo de fricción interna, $\Phi_r = 28^\circ$

peso volumétrico, $\gamma_r = 18.00 \text{ KNt/m}^3$

3.- Suelo de cimentación. Se asume que el suelo de cimentación tiene las siguientes características:

ángulo de fricción interna, $\Phi_f = 28^\circ$

peso volumétrico, $\gamma_f = 18.00 \text{ KNt/m}^3$

cohesión, $c_f = 0 \text{ KNt/m}^2$

4.- Material de relleno de drenaje. Se asume que el material de relleno de drenaje es una grava con las siguientes características:

ángulo de fricción interna, $\Phi_d = 40^\circ$

peso volumétrico, $\gamma_d = 20.00 \text{ KNt/m}^3$

5.- Unidades segmentales de concreto SRW. Se asume que las unidades segmentales de concreto están fabricadas con cemento resistente al ataque por sulfatos, con las siguientes características:

altura de la unidad, $H_u = 0.20$ mts

ancho de la unidad, $W_u = 0.40$ mts

peso volumétrico (unidades rellenas), $\gamma_u = 20.00$ KNt/m³

distancia al centro de gravedad, $G_u = 0.20$ mts

parámetros de interfase de corte entre unidades:

$a_u = 6.00$ KNt/m, $\lambda_u = 30^\circ$

parámetros de interfase de conexión geosintético-SRW:

$a_{cs} = 3.00$ KNt/m, $\lambda_{cs} = 40^\circ$

$a'_{cs} = 2.50$ KNt/m, $\lambda'_{cs} = 40^\circ$

6.- Refuerzo geosintético. Se asume que el refuerzo geosintético es geomalla de polietileno de alta densidad con estabilizadores contra la fotodegradación de los rayos UV, con las siguientes características para su interacción con suelos limosos según pruebas de laboratorio o de campo ($\Phi = 28^\circ$):

Resistencia última a tensión, $T_{ult} = 45$ KNt/m

Factor de reducción por durabilidad, $RF_d = 1.20$

Factor de reducción por daño en la instalación, $RF_{id} = 1.20$

Factor de reducción por estiramiento a largo plazo, $RF_{cr} = 1.66$

Factor de seguridad por incertidumbre, $FS_{unc} = 1.5$

Coefficiente de interacción por extracción, $C_i = 0.75$

Coefficiente de deslizamiento directo, $C_{ds} = 0.75$

C. CÁLCULOS PRELIMINARES

1.- Ángulos de interfase de fricción. Para el suelo de relleno estructural, según la ecuación 3-33,

$$\delta_i = 2 \Phi_i / 3 = 2 (32) / 3 = 21.33^\circ$$

Para el suelo retenido, según la ecuación 3-6,

$$\delta_e = \text{el menor de } \Phi_i \text{ o } \Phi_r = 28^\circ$$

2.- Empotramiento del muro y altura de diseño. El empotramiento mínimo del muro, según la Tabla 3-2 para un muro con inclinación horizontal en la parte de enfrente se calcula de la siguiente manera,

$$H_{emb} = H' / 20 = 3 / 20 = 0.15 \text{ mts}$$

Según el requerimiento mínimo (Tabla 3-2),

$$H_{emb} = 0.16 \text{ mts}$$

Se asume un empotramiento según el módulo de altura de las unidades segmentales, de modo que:

$$H_{emb} = 0.20 \text{ mts}$$

La altura de diseño del muro, por lo tanto es de:

$$H = H' + H_{emb} = 3.00 + 0.20 = 3.20 \text{ mts}$$

D. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD EXTERNA

Se asume un posible ancho de la base de la masa de suelo reforzado, L de aproximadamente 3/4 de la altura de diseño del muro, de modo que:

$$L = 0.75 H = 0.75 (3.20) = 2.40 \text{ mts}$$

Se calcula la altura máxima de la inclinación trasera arriba de la zona de refuerzo, h con las ecuaciones 3-1 a la 3-4, de modo que:

$$L' = L - W_u = 2.40 - 0.40 = 2.00 \text{ mts}$$

$$L'' = \frac{L' \tan \beta \tan \omega}{1 - \tan \beta \tan \omega} = \frac{2.00 \tan(5) \tan(9)}{1 - \tan(5) \tan(9)} = 0.03 \text{ mts}$$

$$L_\beta = L' + L'' = 2.00 + 0.03 = 2.03 \text{ mts}$$

$$h = L_\beta \tan \beta = 2.03 \tan(5) = 0.18 \text{ mts}$$

Se calcula el coeficiente de empuje activo K_a , según la ecuación 3-5 con los valores del suelo retenido,

$$K_a = \frac{\cos^2 (\Phi_r + \omega)}{\cos^2 \omega \cos (\omega - \delta_e) (1 + \sqrt{(\sin (\Phi + \delta_e) \sin (\Phi_r - \beta)) / (\cos (\omega - \delta_e) \cos (\omega + \beta))})^2}$$

$$K_a = 0.27$$

Para asegurarse que la componente vertical de la presión activa del suelo sea ignorada, se comprueba la ecuación 3-7,

$$\omega < \delta_e, 9 < 28^\circ, \text{ la cual es verdadera.}$$

Se calcula la componente horizontal de la fuerza ejercida debido al peso propio del suelo retenido $P_{s(H)}$, utilizando las ecuaciones 3-8 y 3-9,

$$P_s = 0.5 K_a \gamma_r (H + h)^2 = 0.5 (0.27) (18) (3.20 + 0.18)^2 = 27.93 \text{ Knt/m}$$

$$P_{s(H)} = P_s \cos(\delta_e - \omega) = 27.93 \cos(28 - 9) = 26.41 \text{ Knt/m}$$

Se calcula la componente horizontal de la fuerza debido a sobrecargas uniformemente distribuidas vivas q_l y muertas q_d actuando sobre la superficie del suelo retenido $P_{q(H)}$, utilizando las ecuaciones 3-10 y 3-11,

$$P_q = (q_l + q_d) K_a (H + h) = (5+0) (0.27) (3.20 + 0.18) = 4.59 \text{ Knt/m}$$

$$P_{q(H)} = P_q \cos(\delta_e - \omega) = 4.59 \cos(28 - 9) = 4.34 \text{ Knt/m}$$

Se calculan las distancias a las que actúan las componentes horizontales de las fuerzas $P_{s(H)}$ y $P_{q(H)}$ conforme las ecuaciones 3-12 y 3-13,

$$Y_s = (H + h) / 3 = (3.20 + 0.18) / 3 = 1.13 \text{ mts}$$

$$Y_q = (H + h) / 2 = (3.20 + 0.18) / 2 = 1.69 \text{ mts}$$

Se calcula la fuerza horizontal total que actúa en la parte posterior de la masa de suelo reforzado debido al empuje activo $P_{a(H)}$, según la ecuación 3-14,

$$P_{a(H)} = P_{s(H)} + P_{q(H)} = 26.41 + 4.34 = 30.76 \text{ Knt/m}$$

Se calcula el peso que actúa en la base de la masa de suelo reforzado debido al suelo y las unidades de Block Segmentado $W_{r(i)}$ conforme la ecuación 3-18, y el peso que actúa en la base de la masa de suelo reforzado debido al suelo en la parte inclinada de arriba del relleno $W_{r(\beta)}$ conforme la ecuación 3-19,

$$W_{r(i)} = L \gamma_i H = 2.40 (13) (3.20) = 99.84 \text{ Knt/m}$$

$$W_{r(\beta)} = (L' \gamma_i h) / 2 = (2.00)(13)(0.18) / 2 = 2.31 \text{ Knt/m}$$

Debido a que se asume que no existe una capa de refuerzo o un filtro de Geotextil en la superficie de la base del muro, se asigna un valor de 1.00 al coeficiente de deslizamiento directo C_{ds} .

Se calcula la resistencia al deslizamiento de la base R_s conforme las ecuaciones 3-15 a 3-17, escogiéndose el menor de los tres valores,

$$R_s = C_{ds}(q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan\Phi_i =$$

$$1.00 (0 + 99.84 + 2.31) \tan(32) = 63.83 \text{ KNt/m}$$

$$R_s = C_{ds}(q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan\Phi_d =$$

$$1.00 (0 + 99.84 + 2.31) \tan(40) = 85.71 \text{ KNt/m}$$

$$R_s = C_{ds} [C_f L + (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan\Phi_i] =$$

$$1.00 [0 + (0 + 99.84 + 2.31) \tan(28)] = \underline{54.31 \text{ KNt/m}}$$

Se calcula el factor de seguridad contra el deslizamiento de la base FS_{sl} según la ecuación 3-20, y se compara con el mínimo según la Tabla 3-1,
 $FS_{sl} = R_s / P_{a(H)} = 54.31 / 30.76 = 1.77 > 1.5$, por lo cual es aceptable.

Se calculan Los brazos de momento de las fuerzas resistentes actuando en la zona de suelo reforzado, de acuerdo con las ecuaciones 3-22 a 3-24,

$$X_{r(i)} = (L + H \tan \omega) / 2 = (2.40 + 3.20 \tan(9)) / 2 = 1.45 \text{ mts}$$

$$X_{r(\beta)} = H \tan \omega + W_u + 2 L' / 3 = 3.20 \tan(9) + 0.40 + 2 (2) / 3 = 2.24 \text{ mts}$$

$$X_{q(\beta)} = L + [(H + h) \tan \omega] - (L_\beta / 2) =$$

$$2.40 + [(3.20 + 0.18) \tan(9)] - (2.03 / 2) = 1.92 \text{ mts}$$

La suma de los momentos resistentes M_r se calcula conforme la ecuación 3-21,

$$M_r = W_{r(i)} X_{r(i)} + W_{r(\beta)} X_{r(\beta)} + q_d L_\beta X_{q(\beta)} =$$

$$99.84 (1.45) + 2.31 (2.24) + 0 (2.03) (1.92) = 150.28 \text{ KNt-m/m}$$

Se calcula la suma de los momentos actuantes M_o debido a las fuerzas horizontales de empuje de tierras en la parte trasera de la masa de suelo reforzado de acuerdo con la ecuación 3-25,

$$M_o = P_{s(H)} Y_s + P_{q(H)} Y_q = 26.41 (1.13) + 4.34 (1.69) = 37.07 \text{ KNt-m/m}$$

El factor de seguridad contra volteo FS_{ot} es, según la ecuación 3-26,
 $FS_{ot} = M_r / M_o = 150.28 / 37.07 = 4.05 > 1.5$, por lo cual es aceptable.

La excentricidad de la carga de cimentación, según la ecuación 3-28, se calcula,

$$e = \frac{P_{s(H)}Y_s + P_{q(H)}Y_q - W_{r(i)}(X_{r(i)} - L/2) - W_{r(\beta)}(X_{r(\beta)} - L/2) - q_d L_\beta (X_{q(\beta)} - L/2)}{W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + q_d L_\beta}$$

$$= \frac{26.41(1.13) + 4.34(1.69) - 99.84(1.45 - 2.4/2) - 2.31(2.24 - 2.4/2) - 0(2.03)(1.92 - 2.4/2)}{99.84 + 2.31 + 0(2.03)}$$

$$= 0.0917$$

Se calcula el área equivalente de soporte B con la ecuación 3-27,

$$B = L - 2e = 2.40 - 2(0.0917) = 2.22 \text{ mts}$$

La presión aplicada de soporte Q_a que actúa sobre el área equivalente de soporte se calcula conforme la ecuación 3-29,

$$Q_a = [W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + (q_i + q_d) L_\beta] / B = [99.84 + 2.31 + (5 + 0)2.03] / 2.22 = 50.66 \text{ Knt/m}^2$$

Los coeficientes N_c , N_y y N_q son tomados de la Tabla 3-3, dependiendo del ángulo de fricción interna del suelo de cimentación para $\Phi_f = 28^\circ$:

$$N_c = 25.80$$

$$N_y = 16.72$$

$$N_q = 14.72$$

La capacidad soporte última Q_{ult} del suelo de cimentación puede ser calculada según la ecuación 3-30,

$$Q_{ult} = C_f N_c + 0.5 \gamma_f B N_y + \gamma_f H_{emb} N_q =$$

$$0(25.80) + 0.5(18)(2.22)(16.72) + 18(0.20)(14.72) = 386.54 \text{ Knt/m}^2$$

El factor de seguridad con respecto a la capacidad soporte FS_{bc} se determina conforme la ecuación 3-31,

$$FS_{bc} = Q_{ult} / Q_a = 386.54 / 50.66 = 7.63 > 2.0, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

E. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD INTERNA

El coeficiente de presión activa K_a para el análisis de estabilidad interna se calcula utilizando la ecuación 3-5 con el ángulo de fricción interna del suelo de la zona reforzada Φ_i , el ángulo de interfase de fricción interno δ_i , y el ángulo de inclinación de la cara del muro ω ,

$$K_a = \frac{\cos^2 (\Phi_i + \omega)}{\cos^2 \omega \cos (\omega - \delta_i) (1 + \sqrt{(\sin (\Phi_i + \delta_i) \sin (\Phi_i - \beta)) / (\cos (\omega - \delta_i) \cos (\omega + \beta))})^2}$$

K_a (interno) = 0.23

Se chequea el requerimiento de la ecuación 3-34,
 $\omega < \delta_i$, $9 < 21.22$, el cual es verdadero.

La orientación de la superficie de falla crítica de Coulomb α_i con respecto a la horizontal se determina utilizando la ecuación 3-35 con los factores Φ_i y δ_i del suelo de la zona reforzada,

$$\tan (\alpha - \Phi) = \frac{-\tan (\Phi - \beta) + \sqrt{[\tan (\Phi - \beta) (\tan (\Phi - \beta) + \cot (\Phi + \omega)) (1 + \tan (\delta - \omega) \cot (\Phi + \omega))]}{1 + \tan (\delta - \omega) (\tan (\Phi - \beta) + \cot (\Phi + \omega))}$$

$$\alpha_i = 52.86^\circ$$

Se hace el cálculo de la fuerza horizontal debido al peso propio del suelo $P'_{s(H)}$ y las sobrecargas $P'_{q(H)}$, según las ecuaciones 3-36 y 3-37,

$$P'_{s(H)} = 0.5 K_a \gamma_i H^2 \cos (\delta_i - \omega) =$$

$$0.5 (0.23) (13) (3.20)^2 \cos (21.33 - 9) = 14.81 \text{ KNt/m}$$

$$P'_{q(H)} = (q_l + q_d) K_a H \cos (\delta_i - \omega) =$$

$$(5+0) (0.23) (3.20) \cos (21.33 - 9) = 3.56 \text{ KNt/m}$$

La fuerza activa total $P'_{a(H)}$ que actúa en la parte posterior de las unidades de acabado de la cara del muro puede ser calculada según la ecuación 3-38,

$$P'_{a(H)} = P'_{s(H)} + P'_{q(H)} = 14.81 + 3.56 = 18.37 \text{ KNt/m}$$

Se calcula la resistencia de diseño a largo plazo LTDS del material geosintético según la ecuación 4-1,

$$\text{LTDS} = T_{\text{ult}} / (\text{RF}_d \text{RF}_{\text{id}} \text{RF}_{\text{cr}}) = 45.00 / [(1.20)(1.20)(1.66)] = 18.83 \text{ KNt/m}$$

La resistencia permisible a la tensión T_a para el refuerzo geosintético se determina según la ecuación 4-2,

$$T_a = \text{LTDS} / \text{FS}_{\text{unc}} = 18.83 / 1.50 = 12.55 \text{ KNt/m}$$

Suponiendo que este diseño consta de un solo tipo de refuerzo, el número mínimo de capas de refuerzo N_{min} requeridas para satisfacer el equilibrio horizontal en la parte posterior de la columna de unidades de acabado de la cara del muro se calcula conforme la ecuación 3-40,

$$N_{\text{min}} = P'_{a(H)} / T_a = 18.37 / 12.55 = 1.46, \text{ redondeado al entero mas grande, } = 2.0$$

Se escoge una distribución de capas de refuerzo para ser analizada tomando en cuenta el número mínimo de capas de refuerzo, y la modulación por la altura de las unidades segmentales, la cual se asume de la siguiente manera:

$$E_{(1)} = 0.60 \text{ mts}$$

$$E_{(2)} = 1.40 \text{ mts}$$

$$E_{(3)} = 2.40 \text{ mts}$$

El área de contribución para cada capa de refuerzo, se calcula según las ecuaciones 3-44 a 3-46,

$$A_{c(1)} = (E_{(2)} + E_{(1)}) / 2 = (1.40 + 0.60) / 2 = 1.00 \text{ mts}$$

$$A_{c(2)} = (E_{(n+1)} - E_{(n-1)}) / 2 = (2.40 - 0.60) / 2 = 0.90 \text{ mts}$$

$$A_{c(N)} = H - [(E_{(n)} + E_{(n-1)}) / 2] = 3.20 - [(2.40+1.40) / 2] = 1.30 \text{ mts}$$

La profundidad debajo de la cresta del muro al punto medio del área de contribución para cada capa de refuerzo $D_{(n)}$ se calcula conforme las ecuaciones 3-47 a 3-49,

$$D_1 = (H + h) - (A_{c(1)} / 2) = (3.20 + 0.18) - (1.00 / 2) = 2.88 \text{ mts}$$

$$D_2 = (H + h) - A_{c(1)} - (A_{c(2)} / 2) = (3.20 + 0.18) - 1.00 - (0.90 / 2) = 1.93 \text{ mts}$$

$$D_3 = A_{c(3)} / 2 = 1.30 / 2 = 0.65 \text{ mts}$$

La fuerza total de tensión aplicada en cada capa de refuerzo de geosintéticos $F_{g(n)}$ se calcula según la ecuación 3-43,

$$F_{g(1)} = [\gamma_i D_1 + q_l + q_d] K_a A_{c(1)} \cos(\bar{\delta}_i - \omega) =$$

$$[13.00 (2.88) + 5 + 0] (0.23) (1.00) \cos(21.33 - 9) = 9.44 \text{ KNt/m}$$

$$F_{g(2)} = [\gamma_i D_2 + q_l + q_d] K_a A_{c(2)} \cos(\bar{\delta}_i - \omega) =$$

$$[13.00 (1.93) + 5 + 0] (0.23) (0.90) \cos(21.33 - 9) = 6.02 \text{ KNt/m}$$

$$F_{g(3)} = [\gamma_i D_3 + q_l + q_d] K_a A_{c(3)} \cos(\bar{\delta}_i - \omega) =$$

$$[13.00 (0.65) + 5 + 0] (0.23) (1.30) \cos(21.33 - 9) = 3.89 \text{ KNt/m}$$

La fuerza aplicada en cualquier capa de refuerzo de geosintéticos F_g no debe exceder la resistencia permisible a la tensión T_a del refuerzo geosintético según la ecuación 3-39,

$$F_{g(1)} \leq T_a, 9.44 \text{ KNt/m} < 12.55 \text{ KNt/m}, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$F_{g(2)} \leq T_a, 6.02 \text{ KNt/m} < 12.55 \text{ KNt/m}, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$F_{g(3)} \leq T_a, 3.89 \text{ KNt/m} < 12.55 \text{ KNt/m}, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

La longitud de anclaje del geosintético se calcula para cada capa de refuerzo según la ecuación 3-52,

$$L_{a(1)} = L - W_u - E_{(1)} \tan(90 - \alpha_i) + E_{(1)} \tan \omega =$$

$$2.40 - 0.40 - 0.60 \tan(90 - 52.86) + 0.60 \tan(9) = 1.64 \text{ mts}$$

$$L_{a(2)} = L - W_u - E_{(2)} \tan(90 - \alpha_i) + E_{(2)} \tan \omega =$$

$$2.40 - 0.40 - 1.40 \tan(90 - 52.86) + 1.40 \tan(9) = 1.16 \text{ mts}$$

$$L_{a(3)} = L - W_u - E_{(3)} \tan (90 - \alpha_i) + E_{(3)} \tan \omega =$$

$$2.40 - 0.40 - 2.40 \tan(90 - 52.86) + 2.40 \tan(9) = 0.56 \text{ mts}$$

La profundidad media de la carga del suelo sobre cada capa de refuerzo se calcula según la ecuación 3-53,

$$d_1 = (H - E_{(1)}) + [(E_{(1)} / \tan \alpha_i) - H \tan \omega + (L_{a(1)} / 2)] \tan \beta =$$

$$(3.20 - 0.60) + [0.60 / \tan (52.86) - 3.20 \tan(9) + 1.64 / 2] \tan (5) = 2.67 \text{ mts}$$

$$d_2 = (H - E_{(2)}) + [(E_{(2)} / \tan \alpha_i) - H \tan \omega + (L_{a(2)} / 2)] \tan \beta =$$

$$(3.20 - 1.40) + [1.40 / \tan (52.86) - 3.20 \tan(9) + 1.16 / 2] \tan (5) = 1.90 \text{ mts}$$

$$d_3 = (H - E_{(3)}) + [(E_{(3)} / \tan \alpha_i) - H \tan \omega + (L_{a(3)} / 2)] \tan \beta =$$

$$(3.20 - 2.40) + [2.40 / \tan (52.86) - 3.20 \tan(9) + 0.56 / 2] \tan (5) = 0.94 \text{ mts}$$

La capacidad de anclaje del refuerzo geosintético para cada capa de refuerzo AC_n se calcula según la ecuación 3-51,

$$AC_1 = 2 L_{a(1)} C_i (d_1 \gamma_i + q_d) \tan \Phi_i =$$

$$2 (1.64) (0.75) [2.67 (13) + 0] \tan (32) = 53.32 \text{ KNt/m}$$

$$AC_2 = 2 L_{a(2)} C_i (d_2 \gamma_i + q_d) \tan \Phi_i =$$

$$2 (1.16) (0.75) [1.90 (13) + 0] \tan (32) = 26.87 \text{ KNt/m}$$

$$AC_3 = 2 L_{a(3)} C_i (d_3 \gamma_i + q_d) \tan \Phi_i =$$

$$2 (0.56) (0.75) [0.94 (13) + 0] \tan (32) = 6.43 \text{ KNt/m}$$

El factor de seguridad contra la falla por extracción del refuerzo geosintético se calcula según la ecuación 3-50 para cada capa de refuerzo,

$$FS_{po(1)} = AC_1 / F_{g(1)} = 53.32 / 9.44 = 5.65 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$FS_{po(2)} = AC_2 / F_{g(2)} = 26.87 / 6.02 = 4.46 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$FS_{po(3)} = AC_3 / F_{g(3)} = 6.43 / 3.89 = 1.65 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

Se calcula α_e conforme la ecuación 3-35 con los factores Φ_r y δ_e ,

$$\alpha_e = 49.03^\circ$$

Para el análisis de deslizamiento interno, se calcula únicamente la primera capa de refuerzo (capa más baja), la cual es la más crítica. Se calculan los datos de geometría según las ecuaciones 3-56 a 3-60,

$$\Delta L_{(1)} = (E_{(2)} - E_{(1)}) / \tan \alpha_e = (1.40 - 0.60) / \tan(49.03) = 0.69 \text{ mts}$$

$$L'_{s(1)} = L - W_u - \Delta L_{(1)} = 2.40 - 0.40 - 0.69 = 1.31 \text{ mts}$$

$$L''_{s(1)} = [L'_{s(1)} \tan \beta \tan \omega] / [1 - \tan \beta \tan \omega] =$$

$$[1.31 \tan(5) \tan(9)] / [1 - \tan(5) \tan(9)] = 0.02 \text{ mts}$$

$$L_{\beta(1)} = L'_{s(1)} + L''_{s(1)} = 1.31 + 0.02 = 1.32 \text{ mts}$$

$$h_{(1)} = L_{\beta(1)} \tan \beta = 1.32 \tan(5) = 0.12 \text{ mts}$$

El peso del suelo de relleno en la superficie de deslizamiento $W'_{r(i,n)}$ y $W'_{r(\beta,n)}$ se calcula según la ecuación 3-61 y 3-62 respectivamente,

$$W'_{r(i,1)} = L'_{s(1)} (H - E_{(1)}) \gamma_i = 1.31 (3.20 - 0.60) 13 = 44.12 \text{ KNt/m}$$

$$W'_{r(\beta,1)} = (\gamma_i L_{\beta(1)} L'_{s(1)} \tan \beta) / 2 = [13 (1.32)(1.31) \tan(5)] / 2 = 0.98 \text{ KNt/m}$$

La resistencia al deslizamiento sobre el refuerzo geosintético $R'_{s(n)}$ se calcula según la ecuación 3-55,

$$R'_{s(1)} = C_{ds} (q_d L_{\beta(1)} + W'_{r(i,1)} + W'_{r(\beta,1)}) \tan \Phi_i =$$

$$0.75 (0 + 44.12 + 0.99) \tan(32) = 21.14 \text{ KNt/m}$$

La altura de bisagra entre las unidades de block segmentado H_h , se calcula según la ecuación 3-65, y su resultado se compara con $(H-E_{(n)})$ para determinar el valor de H_h ,

$$H_h = 2(W_u - G_u) / \tan \omega = 2(0.40 - 0.20) / \tan(9) = 2.53$$

$$H - E_{(1)} = 3.20 - 0.60 = 2.60 \quad \Rightarrow H_{h(1)} = 2.53$$

$$H - E_{(2)} = 3.20 - 1.40 = 1.80 \quad \Rightarrow H_{h(2)} = 1.80$$

$$H - E_{(3)} = 3.20 - 2.40 = 0.80 \quad \Rightarrow H_{h(3)} = 0.80$$

El peso de las unidades de block que actúan en la interfase se calcula según la ecuación 3-64 para todas las capas de refuerzo,

$$W_{w(1)} = H_{h(1)} \gamma_u W_u = 2.53 (20)(0.40) = 20.20 \text{ KNt/m}$$

$$W_{w(2)} = H_{h(2)} \gamma_u W_u = 1.80 (20)(0.40) = 14.40 \text{ KNt/m}$$

$$W_{w(3)} = H_{h(3)} \gamma_u W_u = 0.80 (20)(0.40) = 6.40 \text{ KNt/m}$$

La capacidad de corte en la interfase entre las unidades de acabado de la cara del muro $V_{u(n)}$ se calcula conforme la ecuación 3-63,

$$V_{u(1)} = a_u + W_{w(1)} \tan \lambda_u = 6 + 20.20 \tan(30) = 17.66 \text{ KNt/m}$$

$$V_{u(2)} = a_u + W_{w(2)} \tan \lambda_u = 6 + 14.40 \tan(30) = 14.31 \text{ KNt/m}$$

$$V_{u(3)} = a_u + W_{w(3)} \tan \lambda_u = 6 + 6.40 \tan(30) = 9.70 \text{ KNt/m}$$

La fuerza actuante $P_{a(H,n)}$ para la falla por deslizamiento interno se calcula utilizando las ecuaciones 3-8 a la 3-11, sustituyendo $(H + h)$ por $(H - E_{(n)} + h_{(n)})$,

$$P_{s(1)} = 0.5 K_a \gamma_r (H - E_{(1)} + h_{(1)})^2 = 0.5 (0.27)(18)(3.20 - 0.60 + 0.12)^2 = 18.06 \text{ KNt/m}$$

$$P_{s(H,1)} = P_s \cos (\delta_e - \omega) = 18.06 \cos(28 - 9) = 17.08 \text{ KNt/m}$$

$$P_{q(1)} = (q_l + q_d) K_a (H - E_{(1)} + h) = 5 (0.27) (3.20 - 0.60 + 0.12) = 3.69 \text{ KNt/m}$$

$$P_{q(H,1)} = P_q \cos (\delta_e - \omega) = 3.69 \cos(28 - 9) = 3.49 \text{ KNt/m}$$

$$P_{a(H,1)} = P_{s(H,1)} + P_{q(H,1)} = 17.08 + 3.49 = 20.57 \text{ KNt/m}$$

El factor de seguridad por deslizamiento interno FS_{sl} se calcula según la ecuación 3-54,

$$FS_{sl(1)} = (R'_{s(1)} + V_{u(1)}) / P_{a(H,1)} = (21.14 + 17.66) / 20.57 = 1.89 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

F. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD LOCAL

La resistencia de conexión $T_{ultconn(n)}$ del estado límite en cada elevación de refuerzo se calcula según la ecuación 3-69,

$$T_{ultconn(1)} = a_{cs} + W_{w(1)} \tan \lambda_{cs} = 3 + 20.20 \tan(40) = 19.95 \text{ KNt/m}$$

$$T_{ultconn(2)} = a_{cs} + W_{w(2)} \tan \lambda_{cs} = 3 + 14.40 \tan(40) = 15.08 \text{ KNt/m}$$

$$T_{ultconn(3)} = a_{cs} + W_{w(3)} \tan \lambda_{cs} = 3 + 6.40 \tan(40) = 8.37 \text{ KNt/m}$$

La resistencia de conexión del estado de servicio establecida a una deformación de 3/4 plg $T_{\text{conn}@3/4\text{plg}(n)}$ se calcula según la ecuación 3-70 para cada capa de refuerzo,

$$T_{\text{conn}@3/4\text{plg}(1)} = a'_{cs} + W_{w(1)} \tan \lambda'_{cs} = 2.5 + 20.20 \tan(40) = 19.45 \text{ KNt/m}$$

$$T_{\text{conn}@3/4\text{plg}(2)} = a'_{cs} + W_{w(2)} \tan \lambda'_{cs} = 2.5 + 14.40 \tan(40) = 14.58 \text{ KNt/m}$$

$$T_{\text{conn}@3/4\text{plg}(3)} = a'_{cs} + W_{w(3)} \tan \lambda'_{cs} = 2.5 + 6.40 \tan(40) = 7.87 \text{ KNt/m}$$

La resistencia permitida de conexión $T_{\text{aconn}(n)}$ debe ser tomada como el menor de los valores de: la resistencia de conexión del estado límite $T_{\text{ultconn}(n)}$, la resistencia de conexión del estado de servicio $T_{\text{conn}@3/4\text{plg}(n)}$, y la resistencia permitida del geosintético T_a . La resistencia permitida de conexión debe ser mayor que la fuerza actuante $F_{g(n)}$.

$$T_{\text{aconn}(1)} = 12.55 \text{ KNt/m} > 9.44 \text{ KNt/m}, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$T_{\text{aconn}(2)} = 12.55 \text{ KNt/m} > 6.02 \text{ KNt/m}, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$T_{\text{aconn}(3)} = 7.87 \text{ KNt/m} > 3.89 \text{ KNt/m}, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

El factor de seguridad por capacidad de corte FS_{sc} para cada capa de refuerzo se calcula según la ecuación 3-71,

$$FS_{sc(1)} = V_{u(1)} / [P'_{a(H,1)} - (F_{g(2)} + F_{g(3)})] =$$

$$17.66 / [20.57 - (6.02 + 3.89)] = 1.66 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$FS_{sc(2)} = V_{u(2)} / [P'_{a(H,2)} - F_{g(3)}] =$$

$$14.31 / [10.81 - 3.89] = 2.07 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

$$FS_{sc(3)} = V_{u(3)} / P'_{a(H,3)} =$$

$$9.70 / 2.51 = 3.86 > 1.5, \text{ por lo cual es aceptable.}$$

El examen de la altura superior sin refuerzo por el modo de falla de deslizamiento y volteo se hace de la misma manera que el análisis de muros segmentales convencionales utilizando el procedimiento de diseño de la sección 4 del manual de la NCMA 1997.

IX. CONCLUSIONES

El material de ceniza volante puede ser considerado como un material adecuado para la construcción de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos debido a que sus propiedades mecánicas pueden ser medidas por medio de pruebas de laboratorio, obteniendo valores de diseño para el análisis de este tipo de estructuras.

Debido a las diferencias que existen entre los materiales de ceniza volante producidos por diferentes plantas de combustión, cada material debe ser analizado individualmente. Sin embargo, mientras el proceso de combustión y la fuente de combustible se mantengan constantes para una misma planta, el material generado de ceniza volante puede considerarse uniforme.

Algunos tipos de material de ceniza volante pueden presentar propiedades puzolánicas y/o auto-cementantes, lo cual resulta en un aumento de la resistencia al corte del material con el tiempo. Se conviene que este aumento en la resistencia al corte del material de ceniza volante sea ignorado para el análisis de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos, y se asume que la resistencia al corte del material proviene únicamente de su fricción interna. Debido a que las propiedades más importantes de los materiales de cenizas volantes auto-cementantes son ignoradas para el diseño de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos, se puede prever que su utilización para esta aplicación no es la más eficiente, y que los materiales de ceniza volante no auto-cementante sean los más indicados para ser utilizados en esta aplicación. Si se llegara a tomar en cuenta el aumento en la capacidad de corte por las propiedades auto-cementantes del material de ceniza volante, el análisis podría asemejarse al análisis de muros gravitacionales de concreto ciclópeo.

Las características del material de ceniza volante que más influyen su desempeño estructural como material de relleno estructural en muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos son su bajo peso volumétrico, y su relativamente alto valor de ángulo de fricción interna. Estas características influyen beneficiosamente algunos aspectos del desempeño estructural, principalmente en el análisis de estabilidad externa por capacidad soporte del suelo de cimentación, y en el análisis de estabilidad interna por la reducción de las cargas de empuje activo de tierras en el área de relleno. De igual manera existen efectos no beneficiosos, especialmente por el bajo peso volumétrico en el análisis de estabilidad externa por volteo, y en el análisis de estabilidad interna por la extracción de las capas de refuerzo. Debido a los efectos producidos por las características del material de ceniza volante en el análisis de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos, se puede predecir que dichas estructuras serán especialmente eficientes utilizando refuerzos geosintéticos de baja resistencia a la tensión, y para aplicaciones donde el suelo de cimentación tenga una baja capacidad de soporte.

Los aspectos de drenaje que deben ser considerados para la construcción de muros de suelo reforzado con geosintéticos utilizando material de ceniza volante son muy similares a los que son considerados utilizando suelos naturales.

Los materiales geosintéticos más adecuados para su utilización en muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos utilizando material de ceniza volante serán aquellos fabricados de polímeros mas resistentes a los elementos como el polietileno de alta densidad y el polipropileno, de preferencia con estabilizadores contra la fotodegradación de los rayos UV si éstos se dejan expuestos a la luz del sol. Se evita el uso de materiales geosintéticos fabricados de poliéster, debido a su sensibilidad al pH del suelo, el cual puede ser variable para materiales de ceniza volante.

El ataque por sulfatos al concreto debe ser analizado para muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos construidos de material de ceniza volante y unidades SRW, debido a que la composición química del material de ceniza volante puede contener grandes cantidades de sulfatos y así provocar un daño a las unidades de concreto.

Se debe proveer de una protección contra la erosión en el diseño de muros de retención de suelo reforzado con geosintéticos construidos de material de ceniza volante, debido a que el material de cenizas volantes no auto-cementantes es altamente propenso a la erosión por agua y viento.

El asentamiento debido a la consolidación y compresión del relleno estructural de material de ceniza volante debe ser considerado de igual manera que para rellenos construidos de suelos naturales. El proceso cementante de algunos materiales de ceniza volante puede causar hinchazón del material, lo cual debe ser evaluado, y tomado en cuenta en el diseño especialmente para rellenos de material de cenizas volantes auto-cementantes.

La compactación del material de ceniza volante puede ser realizada con equipo convencional de construcción, siempre que exista un buen control de humedad del material a compactar. Esto supone una restricción en la construcción de rellenos estructurales de material de ceniza volante en climas severamente húmedos. La compactación con máquinas compactadoras vibratorias operadas a la frecuencia de resonancia o cercanas a ella son particularmente efectivas para la compactación de material de ceniza volante con un porcentaje de humedad mas bajo que el óptimo.

Se deben tomar medidas de control de polvo durante la construcción de rellenos estructurales de material de ceniza volante debido a que las partículas son susceptibles a ser transportadas por el viento.

X. BIBLIOGRAFÍA

Berg, R.R., Allen, T.M., Bell, J.R., 1998, «Design Procedures for Reinforced Walls – A historical Perspective» *Conference Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol.2, Reinforced Soil Design Issues*, Georgia, USA.

Christopher, B.R., Zornberg, J.G., Mitchell, J.K., 1998, «Design Guidance for Reinforced Soil Structures with Marginal Soil Backfills» *Conference Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol.2, Construction with/on Marginal Soils*, Georgia, USA.

Conn, R.E.; Sellakumar, K. y Bland, A.E. 1999. «Utilization of CFB Fly Ash for Construction Applications». *Proceedings of the 15th International Conference on Fluidized Bed Combustion*. Paper No. FBC99-0144. Georgia USA. ASME.

Design Manual for Segmental Retaining Walls. 1997. National Concrete Masonry Association. 2nd Edition. Virginia, USA.

«Fly Ash Facts for Highway Engineers». 1995. *Federal Highway Administration and American Coal Ash Association, Report No. FHWA-SA-94-081*. FHWA, Washington D.C.

«Geosynthetic Design and Construction Guidelines». 1995. *Federal Highway Administration, FHWA HI-95-038*. U.S. Department of Transportation. Washington D.C.

Holtz, R.D.; Christopher, B.R. y Berg, R.R. 1997. *Geosynthetic Engineering*. British Columbia, Canada. BiTech Publishers Ltd. 452 págs.

Koerner, Robert M. 1998. *Designing with Geosynthetics*. 4^{ta} Edición. New Jersey. Prentice Hall. 761 págs.

Koutsourais, M., Sandri, D., Swan, R., 1998, «Soil Interaction Characteristics of Geotextiles and Geogrids» *Conference Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol.2, Reinforcement Interfaces*, Georgia, USA.

Penman, J., Austin, R.A., 1998, «A Comparison of Design Approaches for Reinforced Soil Structures in Europe» *Conference Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol.2, Reinforced Soil Design Issues*, Georgia, USA.

Sprague, C., 1998, «Geosynthetic reinforcement: Are geotextiles and geogrids interchangeable?» *Conference Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol.2, Reinforced Soil Design Issues*, Georgia, USA.

«Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills». 2003. *Annual Book of ASTM Standards*. Vol 04.01. Designation: E 2277-03. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, PA.

«Standards for Soil and Rock, Dimension Stone, and Geosynthetics». 1992. *Annual Book of ASTM Standards*. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, PA.

Vesic, A. 1975. «Bearing Capacity of Shallow Foundations». *Foundation Engineering Handbook*. Chapter 3. New York, NY. Winterkorn and Fang Editors.

Wolfe, W.E.; Poston, R.W. y Butalia, T.S. 2001. «The Behavior of Coal Combustion Products in Structural Fills – A Case History» *International Ash Utilization Symposium*. Paper No 77. The Ohio State University.

Yoginder, P.C.; DeBasis, D. y Raju, C.B. 2000. *Physical and Engineering Properties of Coal Combustion By-Products*. Illinois USA. Southern Illinois University, Department of Mining and Mineral Resources Engineering.