

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



Elaboración de una metodología de diseño para estructuras mecánicamente estabilizadas mediante neumáticos fuera de uso

Memoria de Titulación Presentada por
Guillermo Enrique Schade Veliz

Memoria para Optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía

Gabriel Palma Papic

Profesor Co-referente

Matias Silva Illanes

Noviembre de 2019

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



Elaboración de una metodología de diseño para estructuras mecánicamente estabilizadas mediante neumáticos fuera de uso

Memoria de Titulación Presentada por

Guillermo Enrique Schade Veliz

Como Requisito Parcial para Optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía

Gabriel Palma Papic

Profesor Co-referente

Matias Silva Illanes

Noviembre de 2019

AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos al Laboratorio Nacional de Vialidad (LNV) por el apoyo entregado durante todo el proceso del desarrollo de esta memoria de título.

RESUMEN

Hoy en día los neumáticos fuera de uso (NFU) constituyen un 6% de los residuos sólidos generados anualmente. De acuerdo a las proyecciones, se espera que los neumáticos en desuso crezcan cerca del 4% cada año. A lo largo del tiempo han surgido diversas iniciativas en el ámbito de la ingeniería civil para reutilizar este desecho entre las cuales destacan su uso en: muros gravitatorios, pilares de puentes, refuerzo de suelos de fundación, modificación de asfaltos, entre otros. El desarrollo de estas tecnologías colabora con la problemática medioambiental ya que no quedan restos de neumáticos dispersos en el ecosistema, aprovechándose en su totalidad.

En la actualidad la construcción de muros con NFU se realiza de acuerdo a lo estipulado en manuales de construcción y mantenimiento desarrollados en Honduras (Antúnez, 2016), a tal punto que empresas lo han implementado en países como Colombia y Australia. Trabajos de pregrado desarrollados en Universidad Técnica Federico Santa María y Universidad Nacional de Colombia han analizado las ventajas tanto económicas como constructivas del uso de este tipo de muros. En la actualidad existen manuales basados en recomendaciones y experiencias anteriores, por lo tanto, el objetivo del presente trabajo de título es proporcionar una metodología de diseño de los muros con neumáticos como refuerzo, proporcionando un sustento técnico a la utilización de muros con NFU. Para esto se elabora un catastro de las variables que afectan en mayor medida el comportamiento de estos muros para luego parametrizarlos y realizar un modelamiento numérico de un ensayo de corte directo entre dos neumáticos con el propósito de calibrar las propiedades del compuesto y la interacción entre estos. Para validar lo anterior, se realiza el modelamiento de un caso de estudio el cual corresponde a un caso de instrumentación de muros de neumáticos (Medeiros et al., 1999) consiguiendo resultados muy próximos al caso real. Como una alternativa de diseño se analiza la factibilidad de utilizar neumáticos rellenos con elementos ligeros como aplicación directa a terraplenes cuya subrasante sean suelos de plasticidad variable. Del análisis se concluye que es posible la utilización de neumáticos con materiales ligeros, pero en el presente no se han desarrollado ensayos de índole geotécnico que permitan la caracterización de éstos rellenos ligeros.

Para analizar la estabilidad, se estudia los distintos criterios de falla y verificaciones de diseño, adoptando las condiciones de falla de los muros TEM, se emplea un análisis de elementos finitos para analizar la estabilidad interna y equilibrio límite para la estabilidad externa. Una vez definidos los criterios de diseño, se analizan casos de muros de neumáticos con suelos de relleno que no cumplen la normativa FHWA, el comportamiento mecánico global fue adecuado para mantener la estabilidad de este tipo de estructuras de acuerdo con los criterios de falla seleccionados. De acuerdo a los resultados, se observa

que aquellas configuraciones con mayor cantidad de neumáticos en la profundidad y suelos con mejores propiedades lograron alcanzar alturas de hasta 5 metros.

Finalmente, para configuraciones de muros de neumáticos que cumplen con las condiciones de suelo de la normativa FHWA y los criterios de falla definidos se presenta un ábaco de diseño. Este ábaco considera diferentes configuraciones de suelo, altura, profundidad de neumáticos e inclinación los cuales se verifican para los casos estático y sísmico. Estos muros alcanzan alturas de hasta 3,5 metros para el caso estático y 2,5 metros para el dinámico en aquellos casos cuyo suelo de fundación es poco competente, muy superiores a la limitante de altura que plantea la normativa chilena.

ABSTRACT

Nowadays disuse tires (NFU by its initials in Spanish) make up 6% of the solid waste annually generated. According to projections, these are expected to grow about 4% per year. In the Civil Engineering area different initiatives that aim to reuse this waste have come up over time, among these we can find: gravity walls, bridge pillars, soil foundation reinforcement, asphalt modifiers, and others. The development of these technologies helps solving the environmental problems since we make full use of them and there is no tire debris left in the ecosystem.

Walls made of disuse tires are currently made according to constructions and maintenance manuals developed in Honduras (Antúnez, 2016). They have been implemented by companies in countries like Colombia and Australia. Capstone projects developed in Universidad Técnica Federico Santa María and Universidad Nacional de Colombia have analyzed both the economic and constructive advantages of this type of walls.

At present there are manuals based on recommendations and previous experiences therefore the goal of this project is to provide a design methodology for the walls using tires as reinforcement which gives a technical support to the use of walls with these materials. A catalog of the main factors that affect such walls is created, then the selected factors are parameterized and a numerical modeling of a direct shear test between two tires is made in order to calibrate the compound characteristics and its interactions.

In order to validate the above, we must make the modeling of a study case, which corresponds to an instrumentation case for tire walls (Medeiros et al., 1999); the results given are very similar to a real case. The feasibility of using tires filled with light elements as direct application to embankments with variable plasticity subgrade is analyzed as an alternative design. From this analysis we conclude that the use of tires with light materials is possible yet nowadays no geotechnical tests have been developed that can allow the characterization of such materials.

In order to analyze the stability, the different criteria of failure and design verifications are studied. By adopting the failure conditions of the MSE walls a finite element analysis is used to evaluate both the inner stability and the balance limit for the external stability. Once the design criteria are defined, we analyze cases of tire walls with soil filling that do not meet the FHWA regulations. According to the selected failure criteria comprehensive mechanical behavior was appropriate to keep the stability in this type of structures. In accordance with the results we can notice that configurations with greater amount of tires in depth and soils with better characteristics reached height of up to 5 meters.

Finally, a variety of designs are presented for the tire wall configurations that meet the soil conditions specified in FHWA regulations and the defined failure criteria. This considers different soil configurations, height, inclination and tire depth verified for both static and seismic cases. Reaching height of up to 3.5 meters for the static and 2.5 meters in the dynamic in cases where foundation soil is not quite competent. This is far superior to the height limits presented by the Chilean regulations.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
CAPÍTULO 1. Objetivos	1
1.1 Objetivo general del estudio.....	1
1.2 Estructuración de la Memoria	1
CAPÍTULO 2. Introducción.....	2
2.1 Aplicaciones de los Neumáticos fuera de Uso	3
2.2 Estructuras de retención mediante neumáticos	8
2.3 Teoría del Suelo Reforzado.....	13
2.4 Tipos de Refuerzo en estructuras de contención con neumáticos	18
2.5 Metodologías de diseño de acuerdo a normativas.....	20
CAPÍTULO 3. Variables que afectan el comportamiento de estructuras de neumáticos	25
3.1 Variables del suelo	25
3.2 Variables del Neumático	28
3.3 Selección de parámetros a considerar	31
3.4 Selección de niveles de las variables de diseño	33
CAPÍTULO 4. Modelación de muros de neumáticos	34
4.1 Metodología de Calibración	34
4.2 Ensayo de Corte Directo.....	35
4.3 Calibración de modelos geotécnicos mediante ensayo de corte directo	37
4.4 Validación de la calibración mediante caso de estudio.....	44
CAPÍTULO 5. Rango de valores de diseño para estructuras reforzadas con neumáticos	49
5.1 Introducción.....	49
5.2 Tipos de suelos utilizados.....	49
5.3 Criterios de diseño.....	51
5.4 Abaco de diseño	56

CAPÍTULO 6. Análisis de estructuras en suelos naturales	59
6.1 Estabilidad Interna.....	59
6.2 Estabilidad Externa.....	66
6.3 Factibilidad de Configuraciones.....	68
6.4 Análisis de casos de falla.....	75
6.5 Refuerzo Aligerados.....	79
CAPÍTULO 7. Propuesta de metodología de diseño.....	89
7.1 Diagrama de Flujo	89
7.2 Tipo de Suelo a usar en la metodología de Diseño	90
7.3 Ábaco de Diseño	90
7.4 Caso sísmico.....	96
CAPÍTULO 8. Conclusiones.....	102
8.1 Proposición de nuevas líneas de investigación.....	104
CAPÍTULO 9. REFERENCIAS	105
CAPÍTULO 10. Anexos	109
10.1 Criterios de Verificación	109
10.2 Análisis de Estabilidad Interna.....	111
10.3 Análisis de Estabilidad Externa.....	113
10.4 Análisis de estabilidad de neumáticos rellenos con materiales ligeros	114
10.5 Ábaco de diseño para un talud de 60°	117
10.6 Análisis Sísmico de muros de neumáticos	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Cantidad de Residuos Sólidos generados anualmente. Proyecto de Ley de Gestión de residuos (2013).....	2
Figura 2.2 Generación de neumáticos fuera de uso (NFU). Cámara de la Industria del Neumático de Chile (CINC) (2017)	3
Figura 2.3 Principales formas de uso de los neumáticos. Elaboración propia.....	4
Figura 2.4 Aplicaciones de neumáticos considerando los neumáticos como elemento estructural. Long (1993).....	4
Figura 2.5 Taludes conformados por neumáticos en Nsw. Ecoflex Australia Plt (2005).....	6
Figura 2.6 Wall Retaining System. Callinan & Glen (2005)	6
Figura 2.7 Iniciativa problemática ambiental del Gobierno de Honduras. Antúnez (2016).....	7
Figura 2.8 Clasificación de los Muros de contención. Fuente: Elaboración Propia	8
Figura 2.9 Mecanismo de falla Interno de los muros TEM. Cartes (2016).	11
Figura 2.10 Superficie de falla de acuerdo al tipo de refuerzo. Berg, Christopher & Samtani (2009)..	12
Figura 2.11 Mejoramiento de Resistencia. Vidal (1966).....	13
Figura 2.12 Esquema de un muro con tiras de refuerzo. Vidal (1969).	14
Figura 2.13 Esfuerzo desviador vs deformación axial para suelo con y sin refuerzo (a). Tensión principal vs tensión de confinamiento (b). Ingold (1982).....	15
Figura 2.14 Teoría de Cohesión LCPC (a) y envolvente de Coulomb compuesta(b). Ingold (1982). .	16
Figura 2.15 Curva esfuerzo deformación Suelo reforzado con acero, látex y neumático relleno con suelo. Long (1993).	18
Figura 2.16 Sistema de Muro Escalera inventado por Coyne. Jarrett & McGown, (1987).....	19
Figura 3.1 Distintas Configuraciones de neumáticos en la profundidad. Varga & O’Shaughnessy (2000b).....	28
Figura 3.2 Distintas partes que conforman al neumático. O’Shaughnessy (1997).	29
Figura 3.3 Ensayo de Corte directo de muestra suelo-neumático. Peña (2018)	30
Figura 4.1 Ensayo de corte directo dos Neumáticos. Ge, Wang, Song, Ma, Zhang, Li & Cui (2017)..	35
Figura 4.2 Resultados ensayo de corte directo. Ge, Wang, Song, Ma, Zhang, Li & Cui (2017).....	36
Figura 4.3 Esquema del ensayo de corte directo en Civilfem. Elaboración Propia.....	38
Figura 4.4 Esquema con la propiedad de contacto en detalle. Elaboración Propia	40
Figura 4.5 Interacción entre elementos unidos por un resorte. Marques (2005).	40
Figura 4.6 Curva Esfuerzo - Deformación caso real y caso calibración Civilfem. Elaboración Propia	44

Figura 4.7 Esquema del caso de estudio instrumentado. Medeiros, Garga, Gerscovich, Sayão & Andrade (1999).	44
Figura 4.8 Esquema del caso de estudio mallado en Civilfem. Elaboración Propia.	46
Figura 4.9 Desplazamiento del muro en su altura Caso Real vs Modelación Civilfem. Elaboración Propia	48
Figura 5.1 Esquema desarrollado en la Memoria de Título. Elaboración Propia.	49
Figura 5.2 Curva Esfuerzo - Deformación Normalizada para ensayo de corte Directo. Elaboración Propia	56
Figura 5.3 Esquema de las variables a considerar en la configuración de muros de neumáticos. Elaboración Propia	57
Figura 6.1 Esquema del caso de ejemplo. Elaboración Propia	60
Figura 6.2 Desplazamientos Horizontales del caso de ejemplo. Elaboración Propia.	61
Figura 6.3 Asentamiento del caso de ejemplo. Elaboración Propia.	62
Figura 6.4 Esfuerzos de Corte del caso de ejemplo. Elaboración Propia	63
Figura 6.5 Esfuerzos en Direcciones Principales del Caso de ejemplo. Elaboración Propia	64
Figura 6.6 Desplazamientos Horizontales del Muro del caso II. Elaboración Propia.	65
Figura 6.7 Configuración típica (Geoestudio). Elaboración Propia.	66
Figura 6.8 Modelación de las Superficies de falla para el Caso I. Elaboración Propia	67
Figura 6.9 Modelación de las Superficies de falla para el Caso II. Elaboración Propia.	67
Figura 6.10 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo Pt). Elaboración Propia	69
Figura 6.11 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo ML). Elaboración Propia.	69
Figura 6.12 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo SP). Elaboración Propia	70
Figura 6.13 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo Pt- 60°). Elaboración Propia	71
Figura 6.14 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo ML- 60°). Elaboración Propia.	72
Figura 6.15 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo SP- 60°). Elaboración Propia	72
Figura 6.16 Retrocálculo y superficie de falla del terraplén reforzada con geotextil. LNV (2017)	77
Figura 6.17 Estructura interna de un suelo orgánico. Burland et al. 2012.	78
Figura 6.18 Utilización del GEOFOAM como terraplenes ligeros. Aislapol (2019)	79
Figura 6.19 Ensayo de Corte Directo aplicado al GEOFOAM Padade, & Mandal. 2012.	81
Figura 6.20 Esquema de los muros de neumáticos rellenos aligerados. Elaboración Propia.	82
Figura 6.21 Esquema de terraplenes con dos pistas. Elaboración Propia.	82
Figura 6.22 Esquema de terraplenes con una pista que incluye una ciclovía. Elaboración Propia.	83
Figura 6.23 Esquema de terraplenes con una pista. Elaboración Propia.	83

Figura 6.24 Esfuerzos de Corte generados en el terraplén de 2 pistas. Elaboración Propia.	87
Figura 6.25 Esfuerzos de Corte generados en el terraplén de 1 pista + ciclovía. Elaboración Propia... ..	87
Figura 6.26 Esfuerzos de Corte generados en el terraplén de 1 pista. Elaboración Propia.....	87
Figura 7.1 Diagrama de Flujo de la metodología de diseño del muro de neumáticos. Elaboración Propia.	89
Figura 7.2 Diagrama de Flujo de la utilización del ábaco de diseño. Elaboración Propia	91
Figura 10.1 Asentamientos del Muro del nuevo caso de ejemplo. Elaboración Propia	109
Figura 10.2 Esfuerzos de Corte en el Muro del nuevo caso de ejemplo. Elaboración Propia	110
Figura 10.3 Esfuerzos en Direcciones Principales del nuevo caso de Ejemplo. Elaboración Propia..	111
Figura 10.4 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo Pt) 45°. Elaboración Propia.....	112
Figura 10.5 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo ML) 45°. Elaboración Propia	112
Figura 10.6 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo SP) 45°. Elaboración Propia.....	113
Figura 10.7 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo Pt- 45°). Elaboración Propia	113
Figura 10.8 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo ML- 45°). Elaboración Propia.....	114
Figura 10.9 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo SP- 45°). Elaboración Propia	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Cantidad de NFU de acuerdo a la medida del neumático. Peña (2018).	3
Tabla 2.2 Aplicaciones de los neumáticos . Zornberg, Christopher & Osterbann (2005)	5
Tabla 2.3 Clasificación de sistemas de suelo reforzado. Jarrett & McGown, (1987).....	18
Tabla 2.4 Recomendaciones de códigos para el diseño de muro reforzado. mehdy, Mohammadizade & Jalili (2016)	18
Tabla 3.1 Granulometría para el suelo de refuerzo. AASHTO T-27 (2014)	26
Tabla 3.2 Propiedades mecánicas que debe cumplir el suelo en un muro TEM. Berg, Christopher & Samtani (2009).....	27
Tabla 3.3 Tabla resumen de las variables que fueron consideradas en el diseño. Elaboración Propia. .	31
Tabla 3.4 Resumen de parametrización de datos. Elaboración Propia.	33
Tabla 4.1 Propiedades del neumático y de la Interfaz. O’Shaughnessy (1997).....	35
Tabla 4.2 Propiedades de la constante de rigidez del modelo Hiperbólico al aumentar la cantidad de neumáticos en la profundidad. O’Shaughnessy (1997).	35
Tabla 4.3 Propiedades mecánicas del Suelo con y sin refuerzo (neumático). Ge, Wang, Song, Ma, Zhang, Li & Cui (2017).....	36
Tabla 4.4 Modelos Constitutivos utilizados para el neumático. Elaboración Propia	38
Tabla 4.5 Modelos constitutivos utilizados para el caso de modelamiento de la interfaz como bloque. Elaboración Propia.	39
Tabla 4.6 Características asignadas a la propiedad de contacto. Elaboración Propia.....	40
Tabla 4.7 Propiedades asignadas a los resortes en modelo Civildem. Elaboración Propia.....	41
Tabla 4.8 Desplazamientos obtenidos considerando las distintas interfaces utilizadas en función del confinamiento. Elaboración Propia.....	42
Tabla 4.9 Propiedades del suelo de relleno. Medeiros, Garga, Gerscovich, Sayão & Andrade (1999).	45
Tabla 4.10 Propiedades Mecánicas del neumático y del suelo de Relleno. Elaboración Propia	47
Tabla 4.11 Propiedades de la Interfaz para los tres niveles de refuerzo. Elaboración Propia	47
Tabla 5.1 Rango de contenido orgánico de acuerdo al tipo de suelo. . ASTM D4427 (2002)	50
Tabla 5.2 Clasificación USCS de los suelos utilizados como relleno y fundación en el ábaco de diseño. Elaboración Propia.	50
Tabla 5.3 Propiedades mecánicas de los suelos a utilizar. Elaboración propia.	50
Tabla 5.4 Rango de deformaciones para los Muros con Neumáticos. Elaboración Propia	52
Tabla 5.5 Altura máxima a alcanzar en muros de acuerdo a la cantidad de neumáticos. Elaboración Propia	53

Tabla 5.6 Esfuerzo en tracción máximo alcanzado por el cordel de unión de polipropileno. Huat, Aziz & Chuan (2008).....	55
Tabla 5.7 Rango de las Variables a considerar para el diseño de los muros con Neumáticos. Elaboración Propia.	58
Tabla 6.1 Propiedades de la Interfaz de acuerdo a la cantidad de neumáticos. Elaboración Propia.	59
Tabla 6.2 Propiedades mecánicas de los Neumáticos. Elaboración Propia	59
Tabla 6.3 Características mecánicas de los suelos utilizados como relleno y fundación. Elaboración Propia	60
Tabla 6.4 Configuración del ejemplo a analizar. Elaboración Propia	60
Tabla 6.5 Resumen de las verificaciones de diseño. Elaboración Propia	64
Tabla 6.6 Configuración del nuevo ejemplo. Elaboración Propia	65
Tabla 6.7 Resumen de las verificaciones de diseño del caso II.. Elaboración Propia	66
Tabla 6.8 Propiedades del Neumáticos y del Suelo estudiado. Elaboración Propia	66
Tabla 6.9 Criterio de razón de esbeltez para casos Límites. Elaboración Propia.	70
Tabla 6.10 Criterio de razón de esbeltez para casos Límites (Arena). Elaboración Propia.	71
Tabla 6.11 Análisis de Estabilidad Interna y Externa del total de configuraciones (60°), donde el suelo de fundación coincide con el de relleno. Elaboración Propia	74
Tabla 6.12 Análisis de Estabilidad Interna y Externa del total de configuraciones (45°), donde el suelo de fundación coincide con el de relleno Elaboración Propia	74
Tabla 6.13 Propiedades del suelo del ejemplo. Elaboración Propia	75
Tabla 6.14 Configuraciones que cumplen con las características del proyecto ejemplo. Elaboración Propia.	75
Tabla 6.15 Condición de estabilidad donde suelo de fundación es poco competente	76
Tabla 6.16 Clasificación del suelo de acuerdo a su contenido Orgánico. ISO 14688 (2004).....	77
Tabla 6.17 Propiedades mecánicas de los materiales ligeros más apropiados. Elaboración propia	80
Tabla 6.18 Propiedades mecánicas del Corte Directo. Padade, & Mandal. 2012.....	81
Tabla 6.19 Características geométricas de las configuraciones de terraplenes. Elaboración Propia.	83
Tabla 6.20 Propiedades mecánicas de los elementos que componen los esquemas. Elaboración Propia	84
Tabla 6.21 Análisis de estabilidad de muros con neumáticos rellenos con suelo y con materiales ligeros para un talud de 60°. Elaboración propia.....	84
Tabla 6.22 Análisis de estabilidad del terraplén para un talud de 60°. Elaboración propia.	85

Tabla 6.23 Análisis de Capacidad de Soporte para las distintas configuraciones de terraplen. Elaboración Propia.	86
Tabla 6.24 Propiedades mecánicas del muro aligerado y del suelo de fundación. Elaboración Propia.	86
Tabla 7.1 Configuración a utilizar para la metodología de diseño. Elaboración Propia.....	90
Tabla 7.2 Propiedades del Suelo de Relleno. Elaboración Propia.	90
Tabla 7.3 Descripción del ábaco de diseño. Elaboración propia	92
Tabla 7.4 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 45° para profundidades de 7 y 6 neumáticos. Elaboración propia.	93
Tabla 7.5 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 45° para profundidades de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia	94
Tabla 7.6 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 45° para profundidades de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.	95
Tabla 7.7 Propiedades del suelo de fundación para ingresar al ábaco de diseño. Elaboración propia. ..	96
Tabla 7.8 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 45° y configuraciones de 6 y 7 neumáticos. Elaboración propia.	99
Tabla 7.9 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 45° y configuraciones de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia.	100
Tabla 7.10 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 45° y configuraciones de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.	101
Tabla 10.1 Estabilidad de muro con neumáticos rellenos con suelos y materiales ligeros para un talud de 45°. Elaboración propia.	115
Tabla 10.2 Estabilidad de muro con neumáticos rellenos con suelos y materiales ligeros para un talud de 60°. Elaboración propia.	115
Tabla 10.3 Análisis de estabilidad del terraplén para un talud de 45°. Elaboración propia.	116
Tabla 10.4 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 7 y 6 neumáticos. Elaboración propia.	117
Tabla 10.5 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia	118.
Tabla 10.6 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia	119.
Tabla 10.7 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 7 y 6 neumáticos. Elaboración propia	120.

Tabla 10.8 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia.	121
Tabla 10.9 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.	122

CAPÍTULO 1.

Objetivos

1.1 Objetivo general del estudio

Desarrollar una metodología de diseño para la utilización de NFU como elemento de soporte en el diseño de terraplenes y muros de contención con fines viales y geotécnicos respectivamente. Para esto se han planteado una serie de objetivos específicos según se detalla a continuación:

- Desarrollo y calibración de un modelo numérico en base a ensayos experimentales (pull-out, asentamientos, capacidad de carga) disponibles en la literatura.
- Identificación de variables del neumático que permiten estudiar el comportamiento del neumático como refuerzo y las variables geotécnicas más relevantes para afecten la estabilidad del talud.
- Reproducir con herramientas computacionales escenarios representativos que determinen el comportamiento de NFU como refuerzo, así como subrasante blandas.
- Realizar un análisis de sensibilidad de las variables que influyen en la estabilidad con diferentes configuraciones de diseño (e.g distintas alturas y configuración de neumáticos rellenos con suelo).
- Desarrollar simulaciones de terraplenes con refuerzo de neumáticos rellenos con materiales livianos, analizando los posibles mecanismos de falla.

1.2 Estructuración de la Memoria

El presente trabajo de investigación se organiza en capítulos de los cuales los capítulos 1 y 2 se sientan las bases teóricas para el desarrollo de la metodología de diseño, para luego en el capítulo 3 analizar las variables tanto geotécnicas como del neumático que afecten el comportamiento del muro. En el capítulo 4 se analiza la calibración de un ensayo de corte directo y un caso de estudio instrumentado derivado de la literatura, mientras que en el capítulo 5 se mencionan los criterios adoptados para el análisis de la estabilidad interna y externa de los muros de neumáticos. En el capítulo 6 se desarrollan diferentes configuraciones de muros que no cumplen la normativa adoptada de los muros TEM de acuerdo a la FHWA. En el capítulo 7 se desarrolla un ábaco de diseño que contempla un suelo en trasdós que cumple con la normativa adoptada.

CAPÍTULO 2.

Introducción

Los neumáticos corresponden a un residuo sólido generado en grandes cantidades, los cuales una vez que cumplen su vida de uso son denominados neumáticos fuera de uso (NFU). Barciela (2015) determinó la importante demanda de éste producto por la industria automotriz, empleándose para su fabricación un 70% del caucho a nivel mundial, ya sea de origen natural o sintético. La empresa C Y V Medioambiente Ltda. (2008) identificó los posibles riesgos de los neumáticos fuera de uso, cuyas desventajas corresponden a que posee un proceso de degradación lento en el medioambiente, son elementos altamente inflamables y su acumulación sin control constituye en importantes focos de proliferación de vectores, por lo tanto, es de vital importancia aplicar las medidas necesarias para controlar el paradero de los neumáticos luego de su vida de uso ya que en la actualidad las políticas de reciclaje son insuficientes. A continuación, se presenta una clasificación de las toneladas generadas por año de los distintos residuos sólidos, observándose que los neumáticos fuera de uso ocupan un 6% del total (Proyecto de ley de Gestión de residuos, 2013).

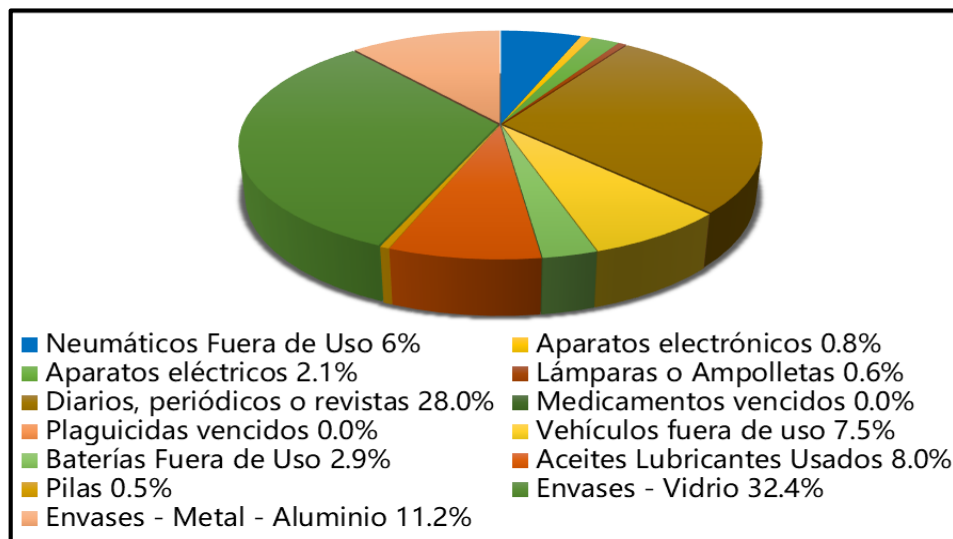


Figura 2.1 Cantidad de Residuos Sólidos generados anualmente. Proyecto de Ley de Gestión de residuos (2013)

Según el Consejo de Producción Limpia (CPL, 2013) y la Cámara de la Industria del Neumáticos de Chile (CINC, 2013), sólo el 15% de la generación de neumáticos fuera de uso son reutilizados o destinados a uso industrial, agrícola y energético. Ambas entidades estimaron además que la generación de neumáticos para los años 2015 y 2020 será de 66.000 y 80.000 toneladas respectivamente. Tirel (2017) contabilizó para el año 2015 una generación de 68.000 toneladas de NFU, reafirmando la proyección

desarrollada por ambas entidades. En la Figura 2.2 se presenta la cantidad de toneladas generadas desde el 2011 hasta el 2017 de acuerdo al tipo de vehículo (CINC, 2017).

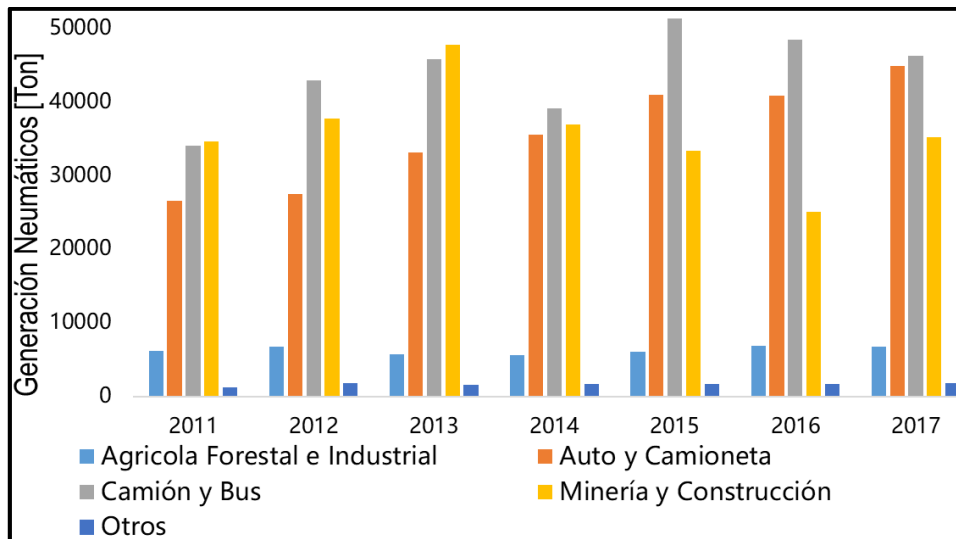


Figura 2.2 Generación de neumáticos fuera de uso (NFU). Cámara de la Industria del Neumático de Chile (CINC) (2017)

Como indica Tirel (2017), uno de los precursores en relación al reciclaje de los NFU en el país corresponden a la empresa Cemento Melón y Polambiente. En el 2002 Cementos Melón comenzó reciclando aproximadamente 1000 toneladas anuales para uso de combustible alternativo. Por otro lado, Polambiente tritura los neumáticos fuera de uso para la producción de tiras, cubos, polvo y otros derivados, los cuales son utilizados para diversas aplicaciones. En relación a la cantidad de neumáticos fuera de uso generados, Peña (2018) elaboró una clasificación de los neumáticos de acuerdo al tamaño (aro), la cual se presenta a continuación.

Tabla 2.1 Cantidad de NFU de acuerdo a la medida del neumático. Peña (2018).

Medida Neumático	Generación Aprox. NFU [Unidad/año]	Aro [Pulgada]	Diámetro externo [mm]	Ancho [mm]
175/70R13	489.478	13	576	177
185/68R14	319.248	14	596	189
175/65R14	310.989	14	587	177
295/80R22.5	285.613	22.5	298	1044
11R22.5	257.784	22.5	279	1054
245/75R16	167.513	16	774	248
195/65R15	158.688	15	635	201
205/55R16	123.611	16	632	214
185/65R15	104.291	15	621	189
235/75R15	88.889	15	733	235
Total		2.308.104		

2.1 Aplicaciones de los Neumáticos fuera de Uso

En la actualidad existen distintas formas de utilizar los neumáticos de acuerdo a la aplicación. En la Figura 2.3 se presentan los principales tipos de usos de los neumáticos de acuerdo a la European Tyre

Recycling Association (ETRA, 2010), destacándose los siguientes usos: Enteros (Tire Whole), Triturados (Tire Shred), Tiras (Tire Strip) y Fardos (Tire Bales)



Figura 2.3 Principales formas de uso de los neumáticos. Elaboración propia

En relación a las posibles aplicaciones de los neumáticos, Long (1993) concluyó que las aplicaciones de los neumáticos están relacionadas con estructuras de retención, reducción de la presión sobre el muro, rigidización de taludes, absorción de energía del revestimiento, relleno ligero, dispositivo de seguridad de pendientes y elemento estructural en tuberías construidas mediante tipología arco, para mejorar la distribución de esfuerzos. En la Figura 2.4 se aprecia una estructura de contención mediante neumáticos y la utilización de neumáticos como relleno ligero. Zornberg et al. (2005) menciona una gran variedad de aplicaciones que pueden tener las variadas formas de uso de los neumáticos. En particular, dentro del área geotécnica las posibles aplicaciones son: sistemas de muros, sistemas de taludes, terraplenes y estabilización de la subbase.



Figura 2.4 Aplicaciones de neumáticos considerando los neumáticos como elemento estructural. Long (1993).

Aquellas aplicaciones de neumáticos en desuso se presentan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Aplicaciones de los neumáticos para la Ingeniería Civil. Zornberg, Christopher & Osterbann (2005).

Aplicaciones	Tiras de Neumáticos	Neumáticos Enteros	Fardos de Neumáticos
Sistema de Muros			
Residenciales	Factible para relleno de Geosintéticos. Suelo Reforzado. Muros de contención	Factible con relleno de suelo, conexiones y revestimiento	Factible con revestimiento (shotcrete)
Comerciales	Factible para relleno de GRS. Muros de contención	Factible con relleno de suelo, conexiones y revestimiento	Factible con revestimiento
Barreras de Sonido	Factible para relleno de GRS. Barreras de Sonido	Factible con conexiones y revestimiento	Factible c/s revestimiento
Pequeños Muros de Contención	Factible para relleno de GRS. Muros de contención	Factible con conexiones, separación de geotextiles y revestimiento	Factible c/s revestimiento
Muros contra caída de Rocas	Factible para relleno de GRS. Muros de contención	Factible con conexiones y revestimiento	Factible c/s revestimiento
Muros de Alcantarilla	No es Factible	Factible	Factible c/s revestimiento
Fardos de Neumáticos encajonados en Hormigón	Factible	Factible	Factible
Sistema de Taludes			
Capa de Refuerzo Geosintético	Factible	Factible con Conexiones	Factible
Reparar Fallas de Taludes	Factible	Factible con Conexiones	Factible
Relleno Ligero	Factible	Factible	Factible
Construcción de Terraplenes			
Relleno Ligero	Factible	Factible con el Relleno	Factible
Estabilización de la Subbase			
Malla para carreteras sobre fundaciones de suelos blandos	Factible	Factible con el Relleno	Factible
Drenes de Borde	Factible	Factible con el Relleno	Factible

Por último, la European Tyre Recycling Association (ETRA, 2010) evaluó la utilización de neumáticos en proyectos de ingeniería de distinta índole, destacando que el neumático por si solo corresponde a un material liviano, con una alta permeabilidad para bajas temperaturas y resistencia al congelamiento. La utilización de neumáticos como relleno poseen la característica de ser estructuras de gran flexibilidad, baja densidad y de generar un mecanismo de trabazón evitando elevados esfuerzos sobre muros.

Aun cuando la utilización del NFU como elemento estructural en obras de ingeniería es limitado, existen una serie de ejemplos de su aplicación en proyectos tanto nacionales como internacionales. En la actualidad la empresa australiana ECOFLEX considera los neumáticos como revestimiento o barrera de ruido, denominando a esta tecnología *E Wall™ System*. La Figura 2.5 presenta obras realizadas por esta empresa.



Figura 2.5 Taludes conformados por neumáticos en Nsw. Ecoflex Australia Plt (2005).

La Figura 2.5 (a) corresponde a un muro de retención de 100 [m] de longitud y 7 [m] de alto ubicado en los suburbios de Kembla Grange, en la ciudad de Wollongong, Australia (Ecoflex, 2005a). En la Figura 2.5 (b) también se presenta una construcción de un muro pantalla con el propósito de ser utilizado como estabilizador de terraplenes, sus dimensiones son 2.5 [m] de alto y un área total de 115 [m²]. Ubicado en la ciudad de Narromine Shire, Australia (Ecoflex, 2005b). En la actualidad se han registrado sobre 500 estructuras de neumáticos. Otras empresas emplearon la tecnología adoptada por Ecoflex al observar el buen comportamiento de sus estructuras. En respuesta a esto, Ecoflex aplicó un sistema de protección de la propiedad intelectual, patentando un sistema de muros de contención de neumáticos. La siguiente figura corresponde al dibujo de la patente de los inventores Callinan & Glen (2005), cuya identificación es: US6896449.

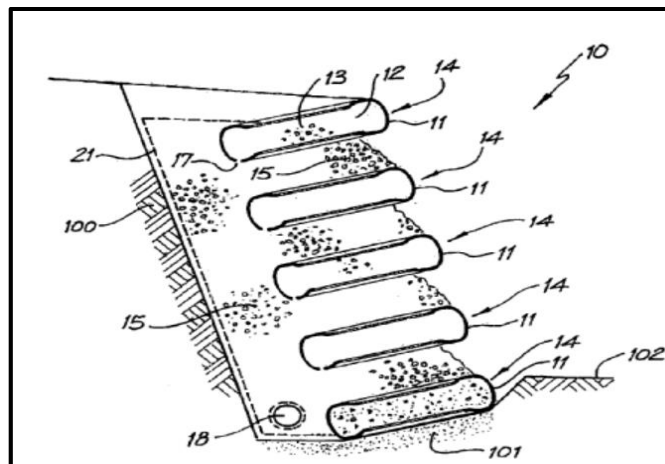


Figura 2.6 Wall Retaining System. Callinan & Glen (2005)

Por otro lado, la empresa colombiana Compañía De Suelos Constructores Y Consultores S.A.S posee un procedimiento interno para la construcción y diseño de muros de neumáticos en desuso. Escobar (2019) ha contabilizado las siguientes construcciones de la empresa latinoamericana desde el 2001 hasta la fecha, las cuales poseen alturas desde los 2,5 [m] hasta los 8[m], aquellas aplicaciones corresponden principalmente a muros de contención y terraplenes.

En el caso de Honduras, Antúnez (2016) presentó un manual de construcción y mantenimiento de muros utilizando NFU para barrios populares en la ciudad Tegucigalpa. Entregando una solución ante los problemas de estabilidad presentes en aquel país. En la Figura 2.7 se presenta la iniciativa impartida por el gobierno de Honduras y el proceso constructivo de un Muro de Llantas en Colonia José Ángel Ulloa.



Figura 2.7 Iniciativa problemática ambiental del Gobierno de Honduras. Antúnez (2016).

Al observar casos reales que utilizan neumáticos en desuso como elemento estructural, la utilización de éstos en estructuras reforzadas son una alternativa viable al poder aplicarse a estructuras de menor envergadura y costo-eficiente debido al excedente de éstos en nuestro país. Sin embargo, el comportamiento no ha sido estudiado del punto de vista geotécnico, en particular la información es limitada para analizar la estabilidad de estas estructuras reforzadas con neumáticos rellenos con suelo.

En relación a la normativa de neumáticos, la metodología actual está basada en la experiencia y recomendaciones constructivas, por lo que carecen de un modelo que prediga el comportamiento de este tipo de suelo reforzado. Existe entonces la necesidad de desarrollar una metodología de diseño para estos suelos reforzados, con una aplicación directa en muros conformados por neumáticos.

2.2 Estructuras de retención mediante neumáticos

De acuerdo a la recopilación bibliográfica, a la fecha existe una metodología de diseño para estructuras de neumáticos de baja altura que está basada en recomendaciones constructivas y experiencias previas. Por lo tanto, para desarrollar mayores alturas es necesario entender el comportamiento de los muros con neumáticos, en primera medida se analiza las características que poseen los muros de contención y cuál se identifica de mejor manera con los muros de neumáticos. La Figura 2.8 presenta los distintos criterios para clasificar los muros de contención.

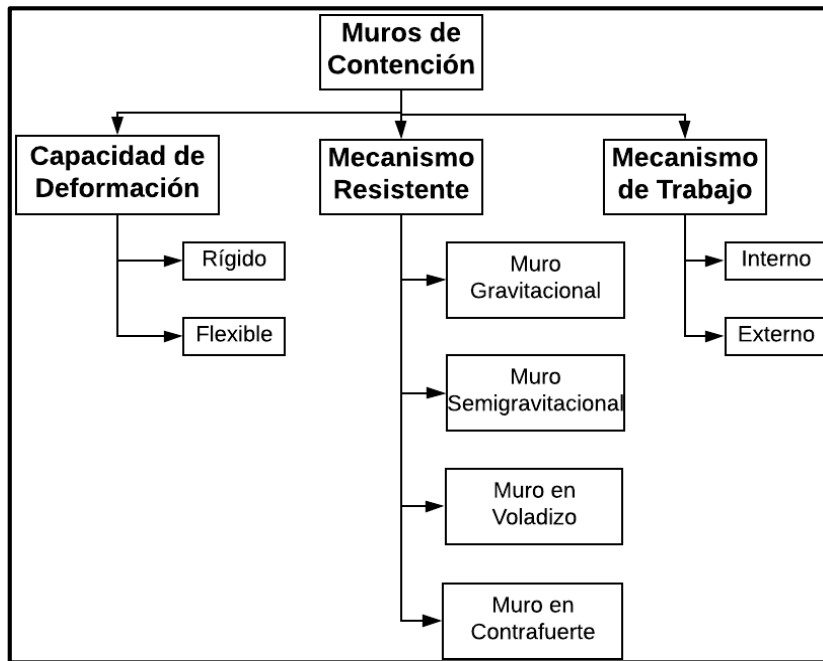


Figura 2.8 Clasificación de los Muros de contención. Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la capacidad de deformación de los muros, Suarez (2007) los clasificó como muros rígidos o muros flexibles. Los muros rígidos corresponden a estructuras de contención que admiten importantes solicitaciones con pequeñas deformaciones; sin embargo, las solicitaciones pueden provocar giros y deslizamientos importantes que se deben considerar en el diseño. Ejemplos de muros rígidos corresponden a: Reforzado, Concreto Simple, Concreto ciclópeo, concreto ciclópeo con columnas de refuerzo y mampostería o bloques de roca pegados con mortero. Los muros flexibles corresponden a estructuras de contención que poseen elementos estructurales (extensible o inextensible) para mejorar las propiedades del muro. Estas estructuras son diseñadas para soportar deformaciones importantes sin afectar a la estructura, por lo tanto, son estructuras consideradas para suelos poco competentes y medianas solicitaciones de cargas. Ejemplos de muros flexibles son: Gaviones, Criba, Pneusol (muro de llantas), enrocado o pedraplén y Bolsacreto.

De acuerdo a la clasificación anterior, una tipología de interés corresponde a los muros TEM, los cuales clasifican como muro flexible, con un mecanismo de trabajo interno debido a la fricción que se desarrolla al interior del muro. Debido a que no existe un fundamento teórico para el análisis de los muros de neumáticos, una primera aproximación consiste en la asociación de estos a los muros TEM. Esto se fundamenta en que el mecanismo de trabajo es similar, en ambos casos se desarrolla fricción interna, para los muros TEM esta fricción proviene de la interacción suelo-refuerzo, mientras que para los muros de neumáticos corresponde a la interacción entre mallas de neumáticos rellenas con suelo. Para poder realizar esta aproximación se describe a continuación los mecanismos de falla de los muros TEM.

2.2.1 Descripción Muros TEM

Los modos de falla de los muros TEM se clasifican en estabilidad interna y estabilidad externa (Cartes, 2016). En la estabilidad interna, los supuestos son que el tipo de refuerzo a utilizar (extensible o inextensible) va a influenciar la superficie de falla a analizar, verificando los modos de falla de ruptura o arranque (pull-out) del refuerzo. Por otro lado, los supuestos de la estabilidad externa corresponden a que el muro TEM es considerado como un muro rígido (muro gravitacional), por lo que los modos de falla corresponden a fallas por deslizamiento, volcamiento, capacidad de soporte y estabilidad global. A continuación, se muestra una descripción de la estabilidad externa sin considerar el sismo, ya que para aquel caso se deben considerar parámetros adicionales como: el coeficiente de empuje activo sísmico, fuerzas inerciales, entre otros.

2.2.1.1 Estabilidad Externa

Deslizamiento: Se debe analizar las fuerzas que son aplicadas sobre el muro TEM y verificar que la división entre las fuerzas resistentes y las fuerzas deslizantes cumplan con los factores de seguridad recomendados por la normativa. La fuerza que se opone al deslizamiento (resistentes) corresponde a la fuerza de roce. Mientras que la fuerza deslizante corresponde al empuje activo generado por el suelo, el cual aumenta en su profundidad y la sobrecarga que este solicitado el muro verticalmente. A continuación, se presenta la ecuación que corresponde al factor de seguridad de acuerdo a la AASHTO (2012).

$$FS_{des} = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Deslizantes}} = \frac{2 \gamma_r L_1 H \tan(\varphi_r)}{\gamma_b k_a H^2 + 2 q k_a H} \geq 1,5 \quad (1)$$

Donde:

γ_r : Peso unitario del suelo de refuerzo [KN/m^3].

L_1 : Largo del refuerzo [m].

H : Altura del muro [m].

φ_r : Menor ángulo de fricción entre el suelo de refuerzo y suelo de fundación [°].

k_a : Empuje activo de Rankine para el suelo retenido cohesión del suelo de fundación [-].

q : Sobrecarga a lo largo de la superficie [kPa].

Volcamiento: Se analizan los momentos resistentes que impiden que el muro gire y los momentos volcantes que favorecen el giro. Los momentos resistentes que actúan son el peso del muro que se opone al volcamiento; mientras que los momentos volcantes corresponden a los momentos generados por el empuje activo y la sobrecarga de los vehículos. El factor propuesto por la Aashto (2012) se presenta en la siguiente ecuación.

$$FS_{giro} = \frac{\text{Momentos Resistentes}}{\text{Momentos Volcantes}} = \frac{3 \gamma_r L_1^2 H \tan(\varphi_r)}{\gamma_b k_a H^3 + 3 q k_a H^2} \geq 2,0 \quad (2)$$

Capacidad de Soporte: Los supuestos utilizados para el cálculo corresponden a calcular la capacidad de soporte utilizando Meyerhof, adicionalmente se considera la sobrecarga de los vehículos y finalmente el ancho de la base se reduce. El propósito de este modo falla corresponde a verificar si el cociente entre la capacidad de soporte permitida por el suelo de fundación (admisible) y la capacidad de soporte última (estimada mediante Meyerhof) cumpla con la desigualdad estimada por la AASHTO (2012), evitando que el suelo fundación alcance su capacidad. Por último, se presentan las ecuaciones (3), (4), (5) y (6) que corresponden a la expresión para estimar la excentricidad, el esfuerzo de soporte aplicado, la capacidad de soporte último, la verificación del esfuerzo del suelo que sea superior al esfuerzo de tensión generada y el factor de seguridad respectivamente.

$$e = \frac{L_1}{2} - \frac{\text{Momentos Resistentes} - \text{Momentos Volcantes} + q \frac{L_1^2}{2}}{W} \quad (3)$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma L_1 H + q L_1}{L'} = \frac{\gamma L_1 H + q L_1}{L - 2e} \quad (4)$$

$$q_{max} > \sigma_v \quad (5)$$

$$FS_{soporte} > \frac{q_{ult}}{q_{max}} \quad (6)$$

Donde:

e : Excentricidad [m].

σ_v : Esfuerzo generado por agentes externos y el peso de la estructura sobre el suelo de fundación [kPa].

L' : Ancho efectivo de la base [m].

q_{ult} : Capacidad última de soporte [kPa], según Meyerhoff.

c : Cohesión del suelo de fundación [kPa].

γ : Peso unitario del suelo de fundación [KN/m^3].

q_{adm} : Capacidad admisible de soporte del suelo [kPa].

$FS_{soporte}$: Factor de seguridad, de acuerdo a la AASHTO (2012), generalmente se utiliza entre 2 y 2,5.

2.2.2 Estabilidad Interna

Los mecanismos internos de falla observados por Richardson & Lee (1975) corresponden a la rotura del refuerzo y a la extracción del refuerzo (pull-out). En la Figura 2.9 se observa los dos mecanismos de falla interno posibles en los muros TEM. (Cartes, 2016)

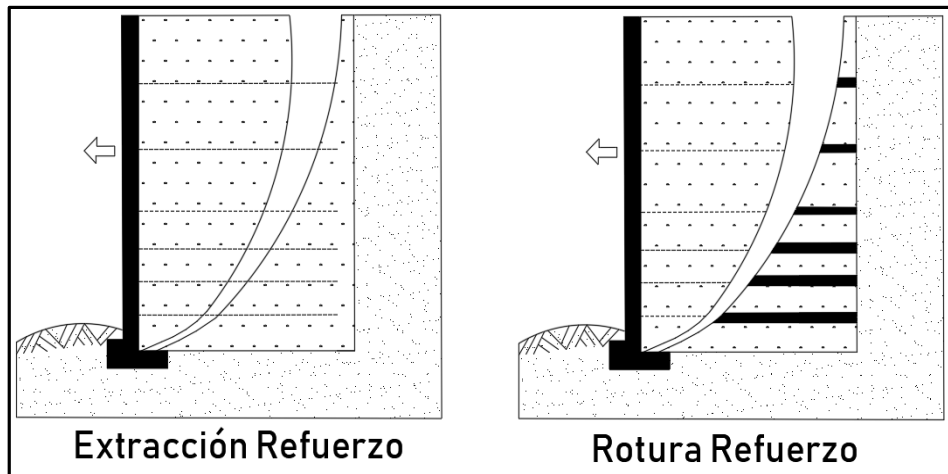


Figura 2.9 Mecanismo de falla Interno de los muros TEM. Cartes (2016).

2.2.2.1 Extracción del Refuerzo

Este modo de falla ocurre cuando se extrae el refuerzo del muro debido a que la fricción suelo – refuerzo no es suficiente como para resistir el empuje desarrollado sobre el tirante. Como consecuencia de la extracción del refuerzo, se producen grandes deformaciones y al perder su mecanismo de resistencia, el muro tiende al colapso. Para evitar este modo de falla, la FHWA (2009) propone un factor de seguridad ante la extracción según la ecuación (7):

$$FS_{Pull-out} = \frac{2 b L_e \sigma_v^* f^*}{k \sigma_v S_x S_y} \quad (7)$$

Donde:

b : Ancho del Refuerzo [m].

L_e : Largo efectivo del refuerzo [m].

σ_v^* : Esfuerzo vertical sin sobrecarga [kPa].

f^* : Coeficiente de fricción suelo – refuerzo [-].

k : Coeficiente de presión lateral [-].

σ_v : Esfuerzo vertical con sobrecarga [kPa].

S_x : Espaciamiento horizontal refuerzo [m].

S_y : Espaciamiento vertical refuerzo [m].

El término a verificar en el diseño para evitar este modo de falla corresponde a la longitud resistente del refuerzo. La normativa FHWA define previamente la superficie de falla de acuerdo al tipo de refuerzo (extensible o inextensible), como se observa en la Figura 2.10.

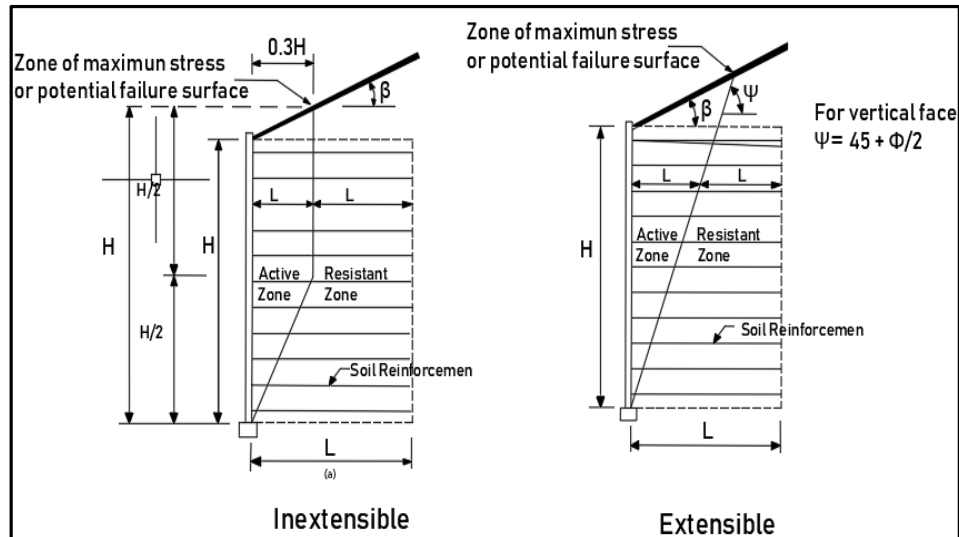


Figura 2.10 Superficie de falla de acuerdo al tipo de refuerzo. Berg, Christopher & Samtani (2009).

2.2.2.2 Rotura del Refuerzo

Este modo de falla está relacionado con la falla del refuerzo (sea extensible o inextensible). Al dejar de trabajar el mecanismo de resistencia por fricción, por la acumulación de esfuerzos no controlados se generan deformaciones excesivas y en algunos casos el colapso. Para controlar este modo de falla, la siguiente ecuación corresponde al factor de seguridad ante la rotura para un refuerzo inextensible (Cartes, 2016).

$$FS_{rot.} = \frac{\min(0,5 F_u A_{neta}, 0,55 F_y A_s)}{k \sigma_v S_x S_y} \quad (10)$$

Donde:

F_u : Resistencia última del acero [kPa].

F_y : Resistencia a la fluencia del acero [kPa].

A_{neta} : Área corregida del refuerzo por corrosión [m²].

A_s : Área del refuerzo [m²].

Se utiliza para confirmar el espaciado vertical del refuerzo y la resistencia del refuerzo entregando la estabilidad interna necesaria considerando ambos modos de falla.

2.3 Teoría del Suelo Reforzado

El concepto moderno de suelo reforzado fue introducido por el arquitecto y ingeniero francés Henry Vidal, quién observó que el suelo por si solo es inherentemente débil. Sin embargo, observó que las raíces de los árboles en conjunto con la arena pueden resistir grandes cargas, concluyendo que las raíces de los árboles se comportan como un refuerzo, mejorando las propiedades del suelo y aumentado su resistencia al corte. Vidal denominó a este compuesto tierra reforzada, la cual se rige por la ley de Coulomb (Vidal, 1966). En la Figura 2.11 se observa el estado tensional del suelo con y sin refuerzo. El círculo de menor tamaño corresponde a un suelo sin refuerzo ante la acción de un confinamiento σ'_3 , el cual falla a esfuerzos superiores a σ'_1 . El círculo de la derecha por su lado corresponde a un suelo reforzado.

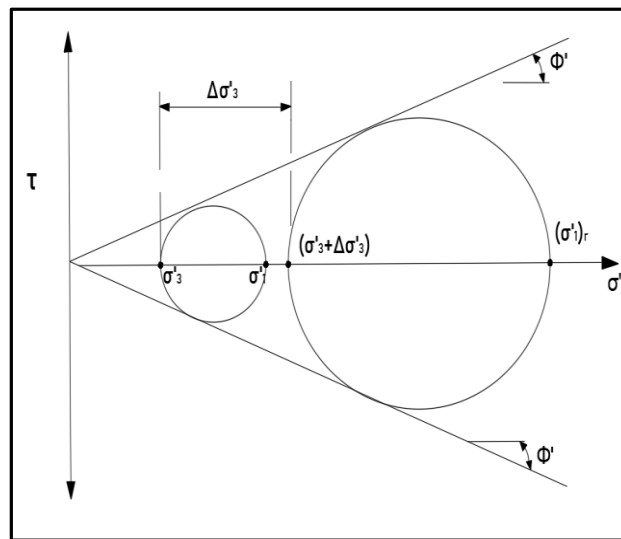


Figura 2.11 Mejoramiento de Resistencia. Vidal (1966)

La Figura 2.12 corresponde al esquema de la estructura en donde es posible observar las distintas de capas de refuerzo interactuando con el suelo. En particular, al realizar un equilibrio de fuerzas considerando una sección de refuerzo y suelo se obtiene la ecuación 9, correspondiendo a la expresión de la tensión del cable y que debe ser menor que el coeficiente de fricción suelo/refuerzo (Vidal, 1969).

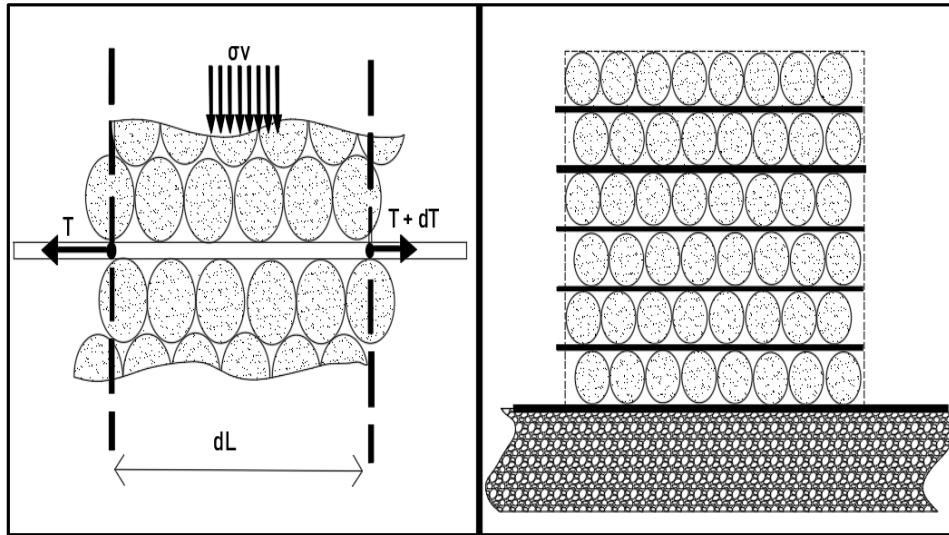


Figura 2.12 Esquema de un muro con tiras de refuerzo. Vidal (1969).

$$\frac{\delta T}{\sigma_1 b \delta l} < f \quad (9)$$

Donde:

δT : Incremento de Tensión.

σ_1 : Esfuerzo máximo vertical.

b : Ancho del refuerzo.

f : Coeficiente de fricción.

δl : Longitud embebida del refuerzo.

Vidal con la ayuda de François Schlosser siguieron desarrollando la teoría de suelo reforzado de manera teórica como experimental empleando ensayos triaxiales, hasta finalmente desarrollar el concepto de Cohesión Anisotrópica (Ingold, 1982). Los resultados de la parte teórica como experimental se presentan en la Figura 2.13.

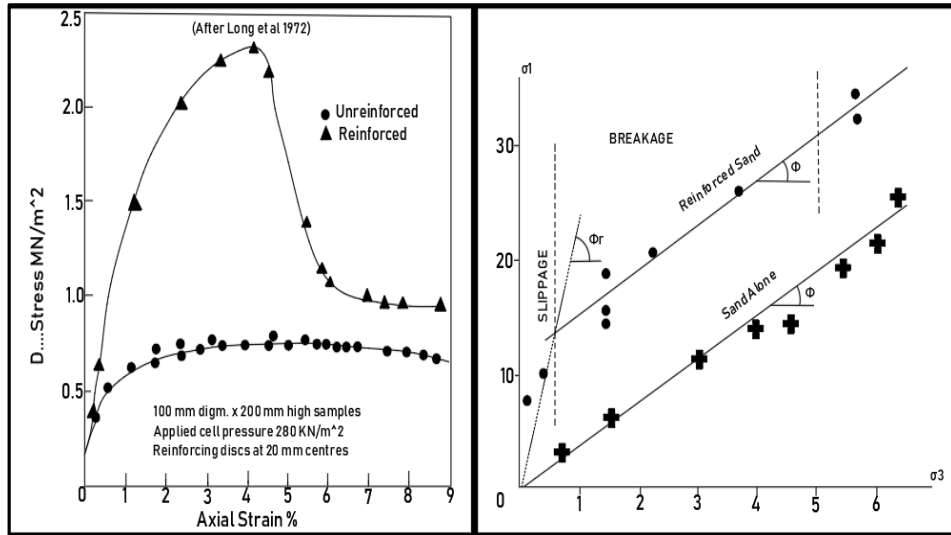


Figura 2.13 Esfuerzo desviador vs deformación axial para suelo con y sin refuerzo (a). Tensión principal vs tensión de confinamiento (b). Ingold (1982).

En la Figura 2.13(a) se muestra el comportamiento del suelo con refuerzo, la cual posee una falla del tipo frágil, logrando un esfuerzo peak a una deformación axial para luego a medida que aumenta la deformación decrece el esfuerzo desviador hasta llegar a un valor residual. La muestra sin refuerzo por otro lado posee una falla del tipo dúctil en la cual a medida que aumenta la deformación aumenta su esfuerzo hasta llegar a un valor límite, si se aumentan las deformaciones el valor de esfuerzo se mantiene más o menos constante. Un aspecto importante es que el esfuerzo residual es mayor para el suelo reforzado. Por otro lado, la Figura 2.13 (b) hace mención que la envolvente de suelo reforzada sobre una presión de confinamiento inicial, es paralela a la envolvente de suelo no reforzado, por lo tanto, poseen el mismo ángulo de fricción interno ϕ , adicionalmente ese aumento de esfuerzo sobre la muestra para un pequeño confinamiento se debe al refuerzo, el cual es representado por el concepto de Cohesión Anisotrópica.

Otros investigadores siguieron en la búsqueda del comportamiento suelo reforzado, destacando que en los años 70 se formularon dos teorías adicionales (Ingold, 1982). En la Figura 2.14 se aprecia el tensor de esfuerzos para ambos enfoques.

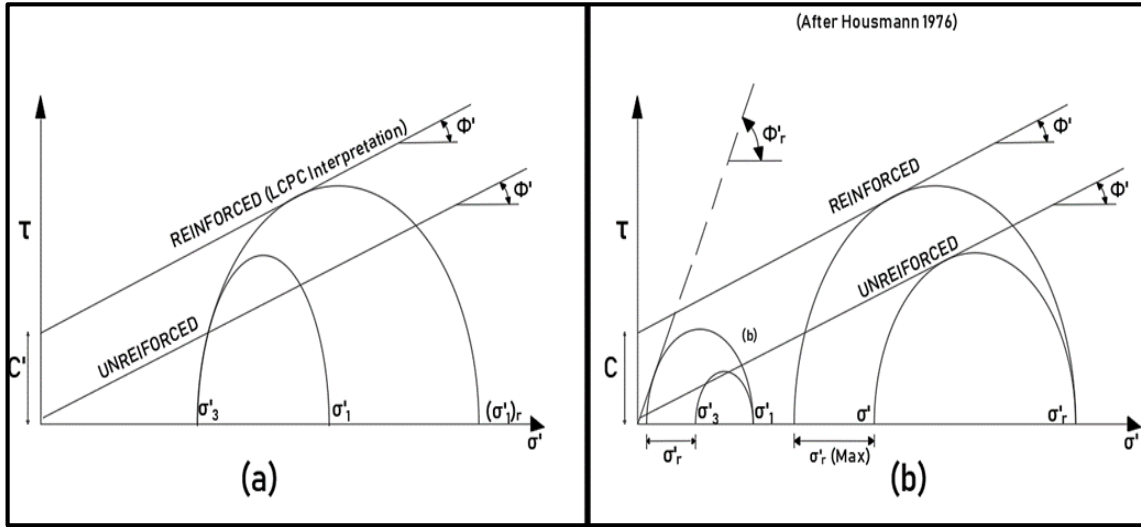


Figura 2.14 Teoría de Cohesión LCPC (a) y envolvente de Coulomb compuesta(b). Ingold (1982).)

La Figura 2.14 (a) corresponde a la Teoría de Cohesión LCPC por sus siglas en francés Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1973), la cual consiste en que tanto el suelo reforzado y no reforzado poseen el mismo ángulo de fricción interna. Para un suelo con refuerzo y un suelo sin refuerzo, aplicando en ambos casos el mismo esfuerzo de confinamiento (σ'_3), el suelo reforzado puede desarrollar un esfuerzo de corte mucho mayor debido al aporte de cohesión generado por el refuerzo, cumpliéndose la siguiente desigualdad: $(\sigma'_1)_r > \sigma'_1$. La ecuación (10) corresponde a considerar tanto el equilibrio de fuerzas de una sección con refuerzo como la envolvente de falla, a partir de esto se obtiene la cohesión en términos del empuje pasivo, la tensión de fractura y el espaciamiento del refuerzo:

$$c = \frac{\sqrt{k_p} T}{2 h} \quad (10)$$

Donde:

c : Cohesión.

k_p : Coeficiente de empuje pasivo.

T : Tensión de fractura del refuerzo.

h : Espaciamiento del refuerzo.

La Figura 2.14 (b) muestra la envolvente de Coulomb desarrollada por Hausmann (1976). Para el caso de pequeños esfuerzos, el esfuerzo máximo σ'_1 es el mismo para el suelo con y sin refuerzo. El esfuerzo de confinamiento es superior para el suelo sin reforzado, ya que una parte de las cargas a las que está sometida la muestra la toma el refuerzo. En este caso se observó que el suelo falla por deslizamiento del refuerzo. Para esfuerzos mayores, manteniendo el esfuerzo máximo σ'_1 para ambos suelos, se aprecia que

el suelo reforzado tiene un menor esfuerzo de confinamiento, sin embargo ambos poseen el mismo ángulo de fricción ϕ' , con la diferencia que el suelo reforzado posee una cohesión otorgada por el refuerzo, correspondiendo a la ecuación 11:

$$c = \frac{\sigma A \sqrt{k_p}}{2 B H} \quad (11)$$

Donde:

c : Cohesión.

σ : Resistencia a la tracción.

B : Ancho del refuerzo.

H : Espaciamiento del refuerzo.

k_p : Coeficiente de empuje pasivo.

A : Sección transversal del refuerzo.

Para ambos casos la envolvente con refuerzo mejora sus propiedades físicas ya que puede soportar mayores estados tensionales que el suelo sin refuerzo. Las teorías mencionadas corresponden a la teoría general del suelo reforzado, las cuales permiten analizar el ajuste de modelos al comportamiento del conjunto.

Las investigaciones del comportamiento del neumático como refuerzo estructural comenzaron en 1978 por el LCPC, desarrollando: estructuras de retención, muros para prevenir deslizamiento de rocas y estabilizar taludes. Sin embargo, el uso del neumático en estructuras no era frecuente en aquella época debido al poco respaldo técnico de los neumáticos rellenos con suelo. En la década de los 90, Nguyen Thanh Long (1993) desarrolló líneas de investigaciones para poder comprender el comportamiento del neumático en distintos tipos de estructuras. Sus resultados indican que el modo de falla del compuesto depende principalmente del relleno del neumático. Los tipos de refuerzo considerados fueron i) inextensible (acero), ii) extensible (caucho), y iii) neumático (híbrido). En la Figura 2.15 se observan las curvas esfuerzo – deformación para los distintos materiales. El comportamiento del muro con neumáticos (Pneusol), resiste un esfuerzo desviador mayor a la arena sin refuerzo y la arena con látex como refuerzo tiene una resistencia menor que la arena con acero como refuerzo.

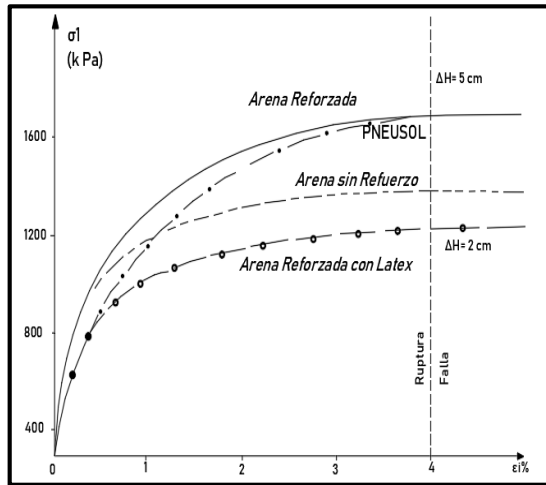


Figura 2.15 Curva esfuerzo deformación Suelo reforzado con acero, látex y neumático relleno con suelo. Long (1993).

De acuerdo a Long (1993), quien ejecutó ensayos de pullout en estructuras de neumáticos, el modo de falla más frecuente correspondió a la ruptura del compuesto (neumático-suelo) y no la extracción del refuerzo. Desarrollando un diseño interno de los muros Pneusol de acuerdo al tipo de estructura que se quisiera construir. Long concluyó que los muros de neumáticos poseen un gran potencial como elemento de refuerzo dentro del campo de la Ingeniería Civil.

Vinod Varga & Vince O'Shaughnessy analizaron la construcción y el seguimiento de un terraplén con neumáticos como refuerzo, para luego enfocarse en el diseño del suelo reforzado con neumáticos y corroborar el comportamiento de la extracción del refuerzo mediante el ensayo de Pull-out. A pesar de concluir la factibilidad de estos muros con neumáticos como refuerzo, observaron que al ser muros con una gran capacidad de deformación se puede generar una fricción negativa en la parte posterior de la pared, aumentando los esfuerzos sobre el muro; para evitar lo anterior se debe inclinar el muro (Varga & O'Shaughnessy, 2000a). Por otro lado, estudiando únicamente la falla interna de los muros con neumáticos, enfocando en la rotura del refuerzo y la capacidad de extracción del refuerzo. La extracción del refuerzo controla el espaciamiento del refuerzo en la parte superior del muro, mientras que la rotura del refuerzo depende principalmente del esfuerzo de confinamiento y del esfuerzo de corte del suelo (Varga & O'Shaughnessy, 2000b).

2.4 Tipos de Refuerzo en estructuras de contención con neumáticos

2.4.1 Tipos de refuerzos existentes en estructuras de contención

En la antigüedad se evitaba utilizar el suelo únicamente como material de construcción debido a que se debía mejorar sus propiedades mecánicas para garantizar la estabilidad de la estructura de manera satisfactoria. Es por eso que además de mejorar las propiedades del suelo a través de la compactación, se

utilizaba con algún elemento de refuerzo en mezclas con arena, arcilla y paja, formando tanto bloques en forma de ladrillo (Adobe) como taludes naturales reforzados de arena con las raíces de los árboles como refuerzo. Con el pasar de los años, se han desarrollado distintos tipos de refuerzo para distintas condiciones de uso. Schlosser (1983) clasificó los refuerzos por tipo y por la densidad del refuerzo. En la se Tabla 2.3 observa dicha clasificación (Jarrett & McGown, 1987).

Tabla 2.3 Clasificación de sistemas de suelo reforzado. Jarrett & McGown, (1987).

Tipo de Refuerzo Densidad del Refuerzo	Uniforme	Compuesto
	Periódico	Suelo Reforzado
Puntual	Membranas Pilotes	Anclajes

De acuerdo a la Tabla 2.3 se identifican dos tipos de refuerzo: Uniforme y Compuesto. Para el caso uniforme la interacción se produce a lo largo de todo el refuerzo. En el caso periódico se produce en toda la altura del muro de contención, mientras que el caso puntual únicamente a nivel del refuerzo; por lo tanto, para el último no se logra un material compuesto.

En el refuerzo compuesto, se refuerza la estructura en lugares particulares, por ende, la interacción suelo – estructura ocurre en los extremos del refuerzo generándose una concentración de tensiones. En la Figura 2.16 se observa el sistema multi-anclaje realizado por Coyne en 1929 (Jarrett & McGown, 1987), la sección (a) corresponde a la patente cuya finalidad era de construir un muro mediante sucesivos elementos horizontales, conformado por suelo de relleno, un revestimiento y anclajes continuos o discretos, mientras que (b) corresponde a un modelo de muro de contención utilizado como dique.

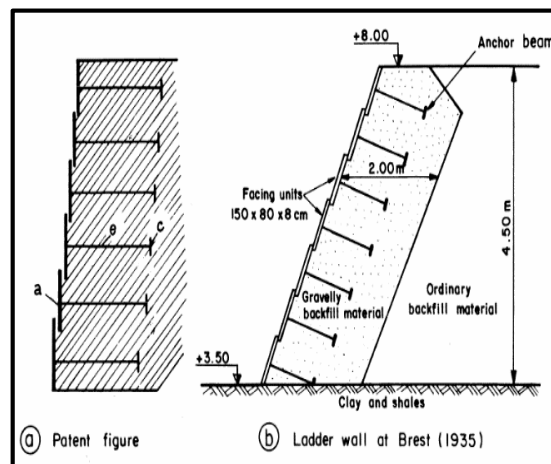


Figura 2.16 Sistema de Muro Escalera inventado por Coyne. Jarrett & McGown. (1987)

En relación a las aplicaciones de muros son suelos reforzados, O'Shaughnessy (1997) desarrollo un catastro de las estructuras de neumáticos construidas alrededor del mundo. Uno de los primeros países que se enfocó en estudiar el comportamiento del suelo reforzado con neumático corresponde a Francia, la que elaboró informes a la Délégation Général à la Recherche Scientifique et Technique en paralelo el LCPC. Realizando estudios de muros de contención utilizando distintas formas de uso de los neumáticos

En Estados Unidos, la primera estructura de envergadura mediante neumáticos reciclados, correspondió a una reparación para el mejoramiento de la estabilidad del terreno de relleno en elevación en una carretera de California desarrollado por los investigadores Forsyth & Egan en 1976. El talud construido tiene razón 0.5H:1V, menor al convencional 1.5H:1V. Al tener menor dimensión horizontal se ahorró en relleno aproximadamente 70.000 m³.

En Inglaterra el primer proyecto de muros utilizando neumáticos reciclados corresponde a la construcción experimental de un muro de gravedad en West Yorkshire para un estacionamiento de proporciones 1 H:1 V. Las ventajas de aquel proyecto fueron principalmente económicas ya que el costo fue de cuatro veces menos que un muro tradicional. Dalton y Hoban en 1982 construyeron un muro Pneusol como una solución alternativa a los muros de gaviones, logrando también ventajas económicas importantes (O'Shaughnessy, 1997). De igual forma, Belabdelouahab & Trouzine (2014) concluyeron en base al estudio de los Pneusol que es posible reducir las presiones sobre el muro en un 30%, debido a la capacidad de los neumáticos de absorber esfuerzos.

2.5 Metodologías de diseño de acuerdo a normativas

Dadas las ventajas de esta tipología estructural, en términos económicos y técnicos, existe la necesidad de hacer una metodología de diseño. Dado que actualmente se utiliza un método de diseño basado en muros TEM, este método no es específico para estructuras reforzadas con neumático. En el presente acápite se analizan los alcances que utilizan las normativas actuales.

2.5.1 Normativa Inglesa (BS8006)

La BS8006 (2010) entrega filosofías de diseño para estructuras tipo muros o taludes, entregando un amplio rango de opciones a considerar para la futura proyección de la estructura hecha por el ingeniero. El suelo considerado por la norma corresponde en general a arenas densas, con una leve cohesión o sin plasticidad. Al ser un suelo denso el ángulo peak es utilizado en el diseño de muros, pilares y taludes con pendientes pronunciadas, mientras que el ángulo residual para deformaciones superiores es considerado en taludes de baja altura y terraplenes fundados en suelos débiles.

La norma considera la metodología del estado límite, correspondiendo al estado o condición en la cual la estructura no cumple con los criterios de diseño que inicialmente fue realizada. Estudiando el estado límite último y de serviciabilidad. Los estados límites son considerados en la BS8006 son:

- Colapso o daños importantes (estado último).
- Deformaciones excesivas (estado de serviciabilidad).
- Daños menores que afectan las terminaciones de la estructura u otra área no asociada a los elementos resistentes (estado de serviciabilidad).

En la práctica se diseña para el estado límite último y se verifica el estado límite de serviciabilidad.

El diseño de muros de suelos reforzados debe seguir el diseño convencional de un muro de retención tradicional, realizando un análisis de dos partes que verifica la estabilidad interna y externa de la estructura. Analizando el detalle el comportamiento interno de la estructura, la norma considera tres métodos para el diseño de suelo reforzado, los cuales son: Tie back Wedge, Coherent Gravity y Anchored Earth.

El método Anchored Earth analiza los refuerzos como anclajes, analizando la capacidad de extracción o pull-out. El método Tie Back Wedge considera resistencia a tensión de cada refuerzo y la estabilidad de la cuña, para lo cual no basta con considerar la superficie de corte, sino que utilizar varias cuñas individuales para determinar que cuña adquiere la mayor tensión del refuerzo, analizando la resistencia al pullout y a la fractura del refuerzo. El último método considerado es el Coherent gravity, el cual se divide el suelo reforzado en una zona activa y una pasiva por la curva de máxima tensión del refuerzo, considerando una cuña de falla, al igual que en el caso anterior se analiza la resistencia al pullout y a la fractura del refuerzo.

2.5.2 Normativa Alemana (EBGEO)

La norma alemana (EBGEO, 2010) lleva a cabo el diseño de estructuras como muros de contención, taludes, terraplenes, entre otras aplicaciones, considerando únicamente geosintéticos como refuerzos, por lo que el refuerzo de metal queda fuera de las recomendaciones de EBGEO. Respecto al tipo de suelo, esta norma estimó que el tipo de suelo a considerar en la estructura va a depender de las solicitaciones de la estructura, por lo que está sujeto al tipo de cargas consideradas, ya sea estáticas o dinámicas.

Esta normativa al igual que la británica considera como metodología de diseño de estado límite, analizando en el caso de estado límite último todos los posibles mecanismos de falla y cuñas posibles que intersectan las capas de refuerzo, realizando un análisis tanto interno como externo de la estructura. El otro estado límite que corresponde a la serviciabilidad, considera la compatibilidad de deformaciones

de la estructura (cumpliendo con los límites de deformación permitidos por normativa) y la resultante de esfuerzos de menor grado que puedan dañar la estructura. Para el estado límite último a diferencia de la norma británica considera el método de two-part wedge para el análisis de estabilidad interna, el cual como supuesto considera que cualquier mecanismo de falla de cuña puede ocurrir considerando la cuña del refuerzo y la cuña del refuerzo para garantizar que la resistencia del refuerzo entregue la estabilidad suficiente a ambas cuñas.

2.5.3 Normativa Americana (FHWA)

La normativa americana desarrollada por Berg et al (2009) analiza la estabilidad global, interna y externa del muro mediante el estado de equilibrio límite, con el propósito de evitar que la estructura sufra daños. Considera el estado límite de serviciabilidad externamente, evitando desplazamientos laterales y verticales excesivos. Para el caso de la estabilidad externa se asume que la zona de refuerzo actúa como un cuerpo rígido ya que el conjunto revestimiento y suelo reforzado actúan como un bloque con esfuerzos laterales que actúan de la parte trasera del refuerzo. El refuerzo interno por su lado depende de: interacción suelo – refuerzo, resistencia a la tensión y durabilidad del refuerzo. Esta normativa clasifica los tipos de estabilidad de la siguiente forma:

Estado límite para muros TEM:

- Estabilidad Externa (Excentricidad, deslizamiento y capacidad de soporte).
- Estabilidad Interna (Resistencia a la fractura y extracción del refuerzo, Resistencia del revestimiento y sus conexiones).

Estado límite de servicio para muros TEM:

- Estabilidad Interna (desplazamiento vertical y horizontal del muro).

Estabilidad global para muros TEM:

- Estabilidad general y compuesta.

Al igual que la normativa BS8006 (2010), esta norma considera el método coherent gravity para refuerzos inextensibles. Sin embargo, para refuerzos extensibles a diferencia del tie back, la FWHA considera el simplified method. El método simplificado proviene de combinar el método tie back method y coherent gravity con el propósito de tener una metodología única que utilice las ventajas de ambos. A diferencia del método coherent gravity, que utiliza el coeficiente de empuje en reposo para estimar las presiones, este método considera un múltiplo adicional de ajuste por el coeficiente de empuje activo en toda la altura del muro. Adicionalmente el efecto de volcamiento causado por el relleno está incluido en

la presión de cada refuerzo, en conjunto a lo anterior es aplicado a todo tipo de suelo y depende del tipo de refuerzo a considerar.

El método simplificado aplica pocos pasos para determinar las características del refuerzo, evitando grandes procesos iterativos para lograr un resultado final. También posee un respaldo empírico ya que los valores del método son similares a los de ensayos a escala real, obteniendo valores muy cercanos a los predichos. A diferencia del Coherent Gravity que es un método tradicional ligeramente poco conservador, prediciendo menores cargas para sistemas de suelo reforzado. Sin embargo, ambas metodologías de diseño son factibles a usar ya que esta normativa no aplica restricciones, sino más bien depende del criterio de los calculistas. Finalmente, Mehdy et. al (2016) construyeron un esquema resumido de las consideraciones de cada normativa mencionada en este trabajo de título. Dicho esquema se presenta en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Recomendaciones de códigos para el diseño de muro reforzado. Mehdy, Mohammadzade & Jalili (2016).

Información Preliminar	Nombre y País	FHWA (EEUU)	BS8006	EBGEO
	Año de Publicación	2009	2010	2011
Principio de Diseño	Método de Análisis	ASD y Estado Límite	Estado Límite	Estado Límite
	Limitaciones	-	-	No considera refuerzos de metal
	Tiempo de vida de la estructura	Temporal 3 años. Permanente 75 años.	Entre 1 a 120 años.	Permanente de 100 años.
Características del Suelo de Relleno	Cohesión	No Plástico	Máx. 5 [kpa]	No Plástico
	Angulo de fricción ϕ	34° sin haber realizado ensayos y 40° con ensayos	No posee rango	No posee Rango
Características Refuerzo Geosintético	Estado de Tensión último	F.S > [1.3 o 1.5]	BS9606	ISO DIN 10319
	Factor de Seguridad	1.5	1 a 1.1	Entre 1.2 a 1.4 dependiendo de las cargas
Características refuerzo metal	Estado de Tensión último	F.S > [1.3 o 1.5]	F.S > [1.3 o 1.5]	-
Consideraciones de Diseño	Pullout	F.S > 1.5	F.S > 1.3	F.S > 1.4

2.5.4 Normativa Chilena

La normativa que hace mención a la utilización de neumáticos corresponde a la resolución 222 de la Biblioteca del Congreso nacional (2000), denominada: “*Fija costos de forestación, recuperación de suelos degradados, estabilización de dunas, poda y raleo, por hectárea, y establecimiento de cortinas cortavientos por kilómetro, al 31 de Julio de 2000, para los efectos del decreto ley N° 701 de 1974 y sus modificaciones posteriores*”. De esta resolución se menciona el siguiente extracto que se refiere al uso de neumáticos.

“Obra de regulación de flujos hídricos en cursos de agua secundarios, generalmente temporales, tales como arroyos, esteros y quebradas y de control de taludes y laderas con erosión lineal de canalículos y zanjas incipientes. Se utilizan los revestimientos de neumáticos usados (aro 13-15), rellenos con tierra e imbricados, como ladrillos en albañilería y escalonados con peldaños de 5 a 10 cm. En su construcción debe emparejarse el talud y la base, disponer los neumáticos, rellenar con tierra y compactar. Las primeras corridas de neumáticos deben fijarse por estacas de 0,6 a 0,7 m. El largo de esta obra es variable, pero la altura no debe sobrepasar los 1,5 m y la pendiente del talud varía entre 1:0,4 a 1:0,8. Para complementar biológicamente la obra se deberá sembrar semillas de especies herbáceas, apropiadas para cada región, en la superficie rellena de los neumáticos”.

Se observa que la altura del muro de contención no debe sobrepasar 1.5 [m] y la base debe estar entre $0.4H - 0.8H$. Considerando lo anterior, surge la necesidad de implementar una metodología de diseño, que permita generar alturas mayores y taludes más verticales. Extendiendo la aplicabilidad de esta tecnología, en este trabajo se busca generar bases para guías de diseño. Estas podrían eventualmente incorporarse en estándares nacionales como el manual de carreteras.

CAPÍTULO 3.

Variables que afectan el comportamiento de estructuras de neumáticos

En este capítulo se seleccionaron las variables más relevantes que afectan el comportamiento del compuesto, clasificándolas como variables del suelo y del neumático. Las variables que afectan al suelo corresponden a aquellas comúnmente analizadas en ingeniería geotécnica. Por otra la selección de variables del neumático se fundamenta en la revisión bibliográfica realizada para la presente investigación. Finalmente, de aquella selección, se mencionan aquellas variables que fueron parametrizadas a través de modelación.

3.1 Variables del suelo

3.1.1 Plasticidad

Se debe tener precaución con los suelos con presencia de minerales arcillosos, por sus características plásticas al entrar en contacto con agua. Si bien se ha observado un gran desempeño en suelos con baja y nula plasticidad, se aprecia que el refuerzo alcanza su Peak de resistencia al corte a una mayor deformación. En los estudios realizados han evitado analizar suelos con alto grado de saturación. De acuerdo a la AASHTO T-90 (2016), el índice de plasticidad está limitado para muros TEM a valores menores a 6.

3.1.2 Presion Vertical Efectiva

En relación a la presión vertical efectiva, O'Shaughnessy (2000b) observó que los muros de neumáticos tienden a fallar en sus crestas debido al bajo confinamiento o rotura por el refuerzo en la parte inferior debido al gran confinamiento por los importantes esfuerzos generados sobre el muro.

3.1.3 Humedad de Compactacion

La humedad de compactación debe ser el óptimo para evitar problemas a futuro, ya que, si el suelo posee gran humedad y una cantidad de finos importante, se generan problemas constructivos, por ejemplo, al momento de la instalación del sistema de revestimiento de un muro TEM, será difícil mantener la alineación entre el revestimiento y suelo-refuerzo de acuerdo a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2004). Por otro lado, si el suelo posee poca humedad, durante los periodos de precipitación pueden ocurrir importantes asentamientos producto de infiltración, afectando al diseño, construcción y mantenimiento del muro. Para el caso de los muros TEM, el contenido óptimo de humedad

del suelo reforzado obtenido del Proctor modificado de acuerdo al Aashto T 180 (2019) debe estar en un rango de $[+3\%]$ del contenido de humedad óptimo.

3.1.4 Granulometría

La granulometría del suelo corresponde a la distribución de tamaño, de partículas a utilizar para rellenar los muros. Respectos a los muros TEM, únicamente existe una recomendación de banda según la Aashto T-27 (2014) para la granulometría del suelo de refuerzo, la cual se presenta a continuación.

Tabla 3.1 Granulometría para el suelo de refuerzo. AASHTO T-27 (2014)

Tamaño	4"	N°40	N°200
% Que Pasa	100%	0% – 60%	0% - 15%

Se observa que la arena compone gran parte de esta granulometría y en menor cantidad los limos y arcillas. Adicionalmente se desea una pequeña cantidad de finos ya que deterioran la estabilidad a la estructura, con baja permeabilidad que impida un drenaje apropiado y partículas con características plásticas que ante la presencia de agua se expanda y tienda a grandes deformaciones.

3.1.5 Compactación

Una baja compactación afecta al comportamiento del muro ya que no logra adquirir la resistencia deseada y una compactación por sobre valores recomendados afecta de manera directa en el asentamiento del muro, influyendo en el estado del suelo y en los posibles daños que tenga el refuerzo de acuerdo a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2004). Por lo tanto, se requiere de un grado de compactación idóneo para el diseño y construcción de muros. El suelo de relleno de acuerdo al MOP (2018a) debe cumplir con un 95% de la densidad máxima seca del ensayo Proctor modificado.

3.1.6 Tipo de Suelo

El suelo es un factor preponderante, ya que de sus propiedades dependerá el contacto con el refuerzo y proporcionarán la estabilidad necesaria para el correcto funcionamiento de la estructura. Las propiedades principales son: Peso total, ángulo de fricción interna y cohesión. En función del tipo de suelo a utilizar, adicionalmente se debe tener en cuenta un sistema adecuado de drenaje para evitar la acumulación de agua con los suelos con algún grado de plasticidad. A continuación, se presenta la Tabla 3.2, la cual contiene las recomendaciones del suelo de acuerdo a su uso para muros TEM (Berg et. al 2009).

Tabla 3.2 Propiedades mecánicas que debe cumplir el suelo en un muro TEM. Berg, Christopher & Samtani (2009).

Uso del Suelo / Parámetros	Suelo Fundación	Suelo Refuerzo	Suelo Relleno
Peso Total [tf/m^3]	1.4 – 1.6	2	2
Angulo de Fricción Interna [ϕ] $^\circ$	32 - 34	34 - 40	35 - 37
Cohesión [kgf/cm^2]	0.05 – 0.1	0	0

3.1.7 Forma de las Partículas

Se busca que las partículas tengan angularidad y no sean redondeadas para lograr un mayor ángulo de fricción y con ello mayor resistencia al corte. No se analiza la angularidad en suelos finos ya que, al ser partículas de menor tamaño, con una adecuada compactación se logra la trabazón deseada. Sin embargo, esta variable no ha sido estudiada en mayor profundidad para el caso de los muros TEM.

3.1.8 Geometría del Muro

Esta variable hace mención al dimensionamiento (altura, ancho y largo), un muro con una razón de aspecto muy exagerada (gran altura y poco ancho), favorece al volcamiento y el deslizamiento de la estructura. No es factible considerar cualquier dimensionamiento de estructuras; en el caso contrario de baja altura y ancho muy grande, no existen problemas en el diseño, sino más bien la gran limitante en los proyectos es el reducido ancho de faja y además con un costo económico superior. En relación a los muros Pneusol, de acuerdo a Hausmann (1990), se recomienda alturas de muros desde el sello de fundación hasta 6 [m] y razón de aspecto 1H:0.5B o 1H:0.3B. (Suarez, 2007)

Debido a la gran combinatoria de casos que se pueden analizar, se desarrollarán modelos de variadas alturas y anchos, sin embargo, se utilizará una geometría base para todos los modelos, es decir, se considerará un largo unitario de neumáticos en toda su altura ($L = 1[m]$).

3.1.9 Resistencia al Corte

El esfuerzo de corte posee dos componentes, por un lado, está la componente cohesiva que está relacionada con la plasticidad y la componente friccional que está relacionada con el tamaño, forma, distribución de las partículas. Este variable se calcula para evitar que la masa del suelo se deslice a lo largo de una superficie, ya que, si los esfuerzos superan la resistencia al corte del suelo, de forma abrupta se generan grandes deformaciones (Das, B. M. (2011)). La resistencia al corte está directamente relacionada con la densidad del suelo. Considerando las recomendaciones de diseño de la normativa, en particular la BS8006, se utilizará suelos de alta densidad.

3.2 Variables del Neumático

3.2.1 Configuración de Neumáticos

De acuerdo a los ensayos realizados en la bibliografía consultada, hay variadas configuraciones y de cada configuración hay ensayos de pull – out realizados. La configuración agrupa desde la forma básica que corresponde a un solo neumático hasta configuraciones más complejas como mallas cuadradas, rectangulares, triangulares y forma de diamante. La Figura 3.1 muestra las distintas configuraciones de neumáticos (O’Shaughnessy, 2000b).

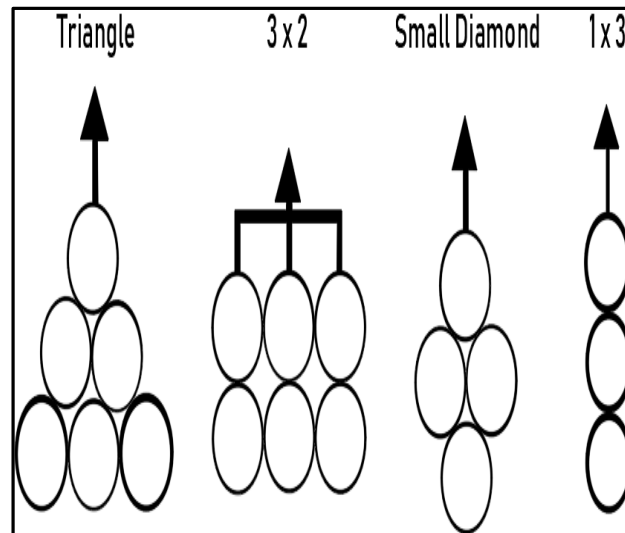


Figura 3.1 Distintas Configuraciones de neumáticos en la profundidad. Varga & O’Shaughnessy (2000b).

3.2.2 Material de unión de Neumáticos

En general el deterioro proviene por pérdida de resistencia ya que el material alcanzó su fluencia y la exposición ante la luz ultravioleta que daña en gran cantidad a los materiales. El material de unión que empleo O’Shaughnessy (1997) para unir las diversas configuraciones de neumáticos corresponde a una cuerda de polipropileno cuyo propósito es evitar que la corrosión afecte a la estructura, además mejora sustancialmente la resistencia al deslizamiento de la estructura, ya que al estar unidas las mallas se genera un nuevo mecanismo tridimensional resistente asociado al giro de la columna de neumáticos.

3.2.3 Partes del Neumático a Usar

En la Figura 3.2 se observan las partes del neumático (O’Shaughnessy 1997). Principalmente se dividen en Banda lateral y Banda de rodamiento. La configuración del refuerzo está relacionada con los elementos del neumático que se utilizaran (partes del neumático). De acuerdo a O’Shaughnessy (1997), la banda lateral del neumático al ser unida a otras puede ser utilizada como refuerzo, ya que al ser armada de esta manera generan un mecanismo resistente similar, el cual es principalmente por fricción. Por otro

lado, al utilizar un neumático sin una banda lateral (neumático cortado) o entero, se observa un aumento significativo del espesor del neumático y por ende es mucho más fácil el proceso de relleno de los neumáticos, generándose un confinamiento dentro del neumático.

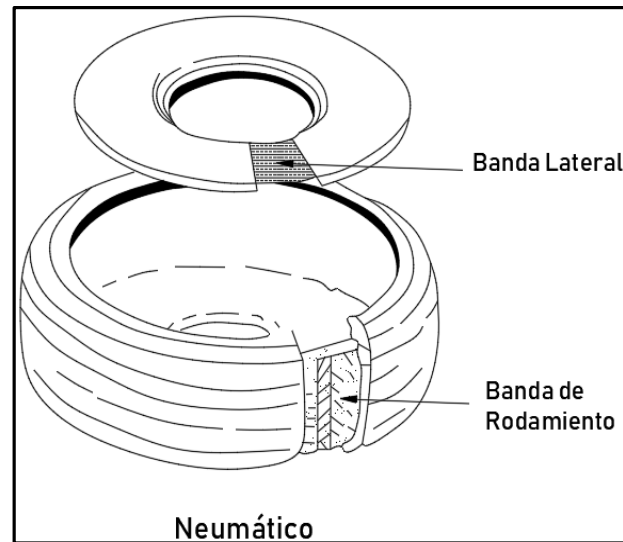


Figura 3.2 Distintas partes que conforman al neumático. O'Shaughnessy (1997).

3.2.4 Interacción Neumático - Neumático

La interfaz corresponde a la junta entre el suelo y el neumático relleno. Tanto Long (1993). como O'Shaughnessy (1997) observaron que la interfaz es una variable compleja de modelar. Sin embargo, hay autores que se han dedicado a analizar este complejo fenómeno. Jewell (1984) identificó 3 mecanismos de fricción suelo refuerzo, los cuales son:

- Corte entre el suelo y la superficie del refuerzo (fricción en la interface).
- Capacidad de soporte del suelo en mallas de refuerzo (resistencia pasiva del suelo).
- Corte del suelo entre en los bordes del refuerzo (resistencia interna del suelo).

La interacción de las mallas de neumáticos es similar al comportamiento de los suelos reforzados, por lo tanto, el mecanismo de interacción corresponde a la fricción en la interface. En particular, los mecanismos de fricción corresponden a una combinación entre la fricción suelo -flanco y fricción del suelo dentro del anillo del neumático. La Figura 3.3 corresponde a probetas cilíndricas de neumáticos en desuso formuladas por Peña (2018), a las cuales le aplicaron el ensayo de corte directo.

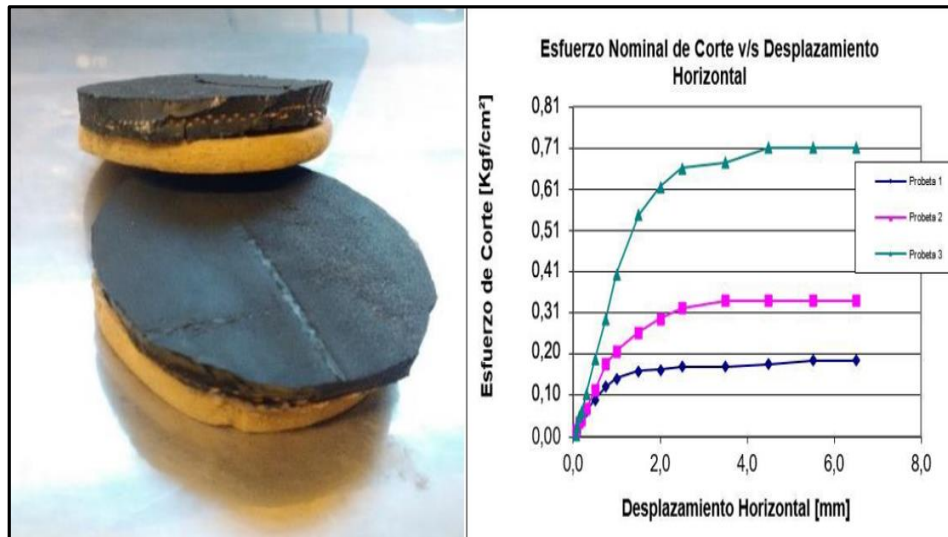


Figura 3.3 Ensayo de Corte directo de muestra suelo-neumático. Peña (2018)

3.2.5 Profundidad de Embebido del Neumático

La profundidad de los neumáticos hacia el interior del relleno va a depender de la estabilidad de la estructura como de la excentricidad de la fuerza resultante. De acuerdo a las recomendaciones dadas por expertos (Hausmann, 1990), la profundidad máxima va a depender de la razón de aspecto; por ejemplo, para una la altura máxima de 6 [m], la profundidad correspondiente recomendada corresponde a 3 [m] (Suarez, 2007). En relación a lo anterior, al no tener definido un análisis más acabado de este parámetro (modelos numéricos), se estudiará la posibilidad de variar este parámetro con simulaciones, generando así mayores alturas que las recomendadas previamente.

3.2.6 Resistencia al arranque (Pull – out)

Dentro de las fallas internas de los muros Pneusol, es posible alcanzar la tensión de arranque de uno o un conjunto de neumáticos del muro, conocida como la resistencia al pull-out. El pull-out corresponde a la resistencia al deslizamiento que posee el compuesto neumático-suelo, evitando que éste genere problemas de estabilidad interna en el muro. Gran parte de los resultados experimentales corresponden a ensayos pull-out ya que es de las principales fallas internas que se han observado y es de interés analizar en los muros de neumáticos. Investigadores como Long (1993), Medeiros et al (1999) y O’Shaughnessy (2000) han obtenido resultados de los ensayos de pull-out desarrollados en terreno. Todos estos ensayos han utilizado como suelo de refuerzo arenas sin cohesión o alternativamente con baja cohesión (SP o SM). No se consideraron ensayos de pull – out para la calibración de modelos numéricos debido a la dificultad de modelarlos con las técnicas disponibles.

3.2.7 Rigidez del compuesto neumático – suelo

De acuerdo a los resultados del ensayo a compresión de un neumático elaborado por Ge et al. (2017), a un menor grado de compactación del suelo de neumático, debe alcanzar mayores deformaciones vertical para alcanzar el mismo esfuerzo que un caso de neumáticos con mayor grado de compactación. Se consideró una 70% de la compactación ya es la máxima compactación que se puede alcanzar en terreno, ingresando una rigidez a los neumáticos.

3.3 Selección de parámetros a considerar

A modo de resumen se presenta en la Tabla 3.3 que enumera las variables mencionadas con anterioridad para ser utilizadas en el diseño.

Tabla 3.3 Tabla resumen de las variables que fueron consideradas en el diseño. Elaboración Propia.

Variables del Suelo	Si/No	Variables del Neumático	Si/No
Plasticidad	✓	Configuración de Neumáticos	✓
Presión Vertical Efectiva:	✓	Material de unión de Neumáticos	✓
Humedad de Compactación	X	Partes del Neumático a Usar	X
Granulometría	X	Interacción Suelo - Neumático	✓
Compactación	✓	Profundidad de Embebido del Neumático	✓
Tipo de Suelo	✓	Resistencia al arranque (Pull – out)	X
Forma Partícula	X	Rigidez del Compuesto neumático - suelo	✓
Geometría del Muro	✓		
Resistencia al Corte	✓		

En relación a las variables del suelo, la forma en que fueron parametrizadas las variables para el modelamiento numérico se describe a continuación:

Plasticidad: Esta variable es considerada en forma indirecta a través de las recomendaciones de investigaciones anteriores, tanto el suelo de fundación, de relleno y dentro del neumático poseen poca o nula plasticidad, es decir que su IP es menor a 6. Por lo tanto, son suelos que poseen bajas cantidad de minerales arcillosos.

Presión Vertical Efectiva: De acuerdo a la experiencia observada en la tipología de muros PneuSol, se analizará en la calibración de corte directo para los distintos esfuerzos verticales realizados.

Grado de Compactación: Si bien durante la construcción de alguna estructura, se exige que el suelo de relleno cumpla con el 95% de la densidad máxima seca, lo anterior no se considera en la modelación, pero si se exige durante el proceso constructivo.

Tipo de suelo: Se considera incorporando las propiedades mecánicas en el modelo. Al haber una gran variabilidad de suelos a lo largo de nuestro país, para el caso de estudio (CAPÍTULO 6) se utilizó 1 tipo de suelo con 3 propiedades mecánicas distintas para entender el comportamiento en casos cuyo suelo de relleno no cumple con los requisitos de la FHWA (Berg et al 2009). Para el CAPÍTULO 7, se elaboró un ábaco de diseño para muros de neumáticos que cumplen las condiciones de suelo relleno de acuerdo a la normativa FHWA para los muros TEM. El ábaco de diseño considera 1 tipo de suelo con 25 características mecánicas distintas para el suelo de fundación y un suelo competente como relleno.

Geometría del Muro: Esta variable se consideró en el diseño variando los siguientes parámetros: Profundidad del muro, altura del muro, cantidad de neumáticos en la profundidad y talud del muro. Adicionalmente se consideran las recomendaciones en base a la experiencia limitando la altura a 1,25 veces la base del muro (Peña, 2018). Evitando que los muros con neumáticos tengan una gran esbeltez.

Resistencia al Corte: Esta variable se consideró realizando un análisis de esfuerzos y deformaciones considerando inicialmente aquellos lugares en donde podrían ocurrir deformaciones plásticas por corte en el muro, el cual se presenta en la 5.3.1.5. Además, se consideraron las propiedades resistentes señaladas en la Tabla 6.3 para cada tipo de suelo.

Configuración de neumáticos: Esta variable se consideró usando la misma cantidad de neumáticos a lo largo del muro. No se utilizaron configuraciones como la triángulo o la diamante que es posible observarlas en la Figura 3.1.

Material de unión de Neumáticos: Dentro de la modelación no se dibujan las sogas de polipropileno para unir las mallas de neumáticos, sin embargo, para estimar la resistencia que deben tener estas sogas se realiza un análisis de esfuerzo - deformación, estimando los esfuerzos en tracción que es sometido los neumáticos y compararlo con la resistencia admisible del cordel. El análisis se presenta en la sección 5.3.1.6.

Interacción Neumático – Neumático: Al ser un fenómeno complejo de modelar, es considerado en el diseño como un elemento interfaz entre neumáticos. En particular, se utilizan los elementos: bloque con un modelo constitutivo, propiedades de contacto y un resorte para modelar esta interacción. Para mayor detalle de esta calibración revisar las secciones 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 respectivamente.

Resistencia al Pullout: La resistencia al pullout es considerada dentro de los parámetros de la rigidez lateral de carga del elemento k_e ya que de acuerdo a O'Shaughnessy (1997), un neumático adicional en la profundidad aumenta la rigidez lateral de carga un en un 30% de acuerdo a los ensayos de Pullout desarrollados.

Rigidez del Compuesto neumático – suelo: Lo que se consideró durante la modelación corresponde a la rigidez ingresada a los neumáticos, en particular se consideró un 70% de compactación ya que es la mayor compactación que se puede lograr en terreno.

3.4 Selección de niveles de las variables de diseño

Debido al gran número de combinaciones de variables, no es posible variar todos los parámetros del suelo a la vez. Sino que se seleccionan aquellos casos que representen de mejor manera el comportamiento mecánico del mismo. Por lo tanto, se parametriza respecto a tipo de suelo, Geometría, resistencia al corte, configuración de neumáticos e interacción neumático – neumático.

Tabla 3.4 Resumen de parametrización de datos. Elaboración Propia.

Parámetros	Geometría		Tipo de Suelo	Resistencia al Corte		Configuración del Neumáticos	Interacción Neumático-Neumático
	Altura	Inclinación		ϕ	c		
Variabes			Arena Limo de baja plasticidad Orgánico			Cantidad de neumáticos	Modelo Hiperbólico
Rango	1,5 – 8 [m]	45°, 60°	Tamaño máximo correspondiente a arena	12 – 35 [°]	0 – 10 [kPa]	2 – 7 unidades de neumáticos	Varía según el ancho del muro de neumáticos

CAPÍTULO 4.

Modelación de muros de neumáticos

Para la implementación del método numérico, se utilizó el software comercial Civilfem ®, el cual es un software de ingeniería utilizado para el cálculo de estructuras de Ingeniería Civil, que posee las herramientas para el análisis de estructuras por medio del método de elementos finitos. Una de las ventajas de Civilfem es el amistoso entorno que posee, logrando con un poco de práctica un pronto diseño de manera visual. El módulo de chequeo permite la inmediata comprobación si se cumple con la normativa internacional vigente, convirtiéndose en una herramienta poderosa tanto para ingenieros como para investigadores (Ingeciber, 2019).

4.1 Metodología de Calibración

De acuerdo a la revisión de literatura, se adaptó una metodología previamente utilizada por O'Shaughnessy (1997), el cual desarrolló casos de modelamiento de muros de neumáticos. Para el modelamiento del suelo se conocen variados modelos y las ventajas y desventajas que posee uno sobre otro, por lo que la investigación se enfoca principalmente en el compuesto suelo – neumático ya que en la literatura no hay muchos ensayos reales de éste. En particular lo más relevante corresponde a la caracterización de las propiedades internas del neumático y del interfaz neumático – suelo. Respecto al primero, de acuerdo a los resultados de los ensayos de pullout el modelo constitutivo seleccionado corresponde al Lineal Anisotrópico, considerando distintas propiedades de acuerdo a la dirección de análisis. Finalmente, para la interfaz se utilizó el modelo constitutivo hiperbólico, ya que Clough y Duncan (1971) utilizaron el mismo modelo constitutivo para analizar la interfaz neumático y arena, logrando resultados más cercanos a la realidad que otros modelos constitutivos (O'Shaughnessy, 1997).

Los valores utilizados para el modelo Lineal Anisotrópico (neumático) e Hiperbólico (interfaz) provienen de ensayos reales de corte directo, ensayos de pullout y asentamiento en terraplenes. Respecto a la interfaz, se observa que al considerar un neumático adicional en la profundidad del muro el módulo de rigidez aumento en un 30%. El caso base corresponde a 3 neumáticos con un módulo de 65 [-]. En la Tabla 4.1 y Tabla 4.2 se observan los valores utilizados por O'Shaughnessy para el modelamiento.

Tabla 4.1 Propiedades del neumático y de la Interfaz. O'Shaughnessy (1997).

Elemento	Neumático	Interfaz
Modelo Constitutivo	Lineal Anisotrópico	Hiperbólico
Peso [KN/m ³]	17	0
Angulo de fricción [°]	-	36°
Modulo Elasticidad dirección horizontal [MPa]	150	-
Módulo de Elasticidad dirección vertical [MPa]	225	-
Módulo de Corte [MPa]	50	-
Coficiente de Poisson dirección horizontal [-]	0.3	0.25
Coficiente de Poisson dirección vertical [-]	0.15	0.25
Modulo exponente n	-	0.65
Razón de Falla (R _f)	-	0.97
Modulo Rigidez (K)		#

Tabla 4.2 Propiedades de la constante de rigidez del modelo Hiperbólico al aumentar la cantidad de neumáticos en la profundidad. O'Shaughnessy (1997).

N° de Neumáticos	Largo Refuerzo [m]	Modulo rigidez K [-]
3	1.8	65
4	2.4	85
5	3.0	110
6	3.6	145
7	4.2	190

4.2 Ensayo de Corte Directo

Ge et al. (2017) ensayaron dos neumáticos enteros que fueron rellenados con suelo con un grado de compactación del 90% de la DMCS. Un neumático se coloca sobre el otro, para luego aplicar fuerzas utilizando una gata hidráulica vertical y una horizontal. En la Figura 4.1 se muestra el ensayo experimental previo a ensayar.



Figura 4.1 Ensayo de corte directo dos Neumáticos. Ge, Wang, Song, Ma, Zhang, Li & Cui (2017).

Para un esfuerzo vertical dado se va aumentando el corte hasta la falla del elemento, registrando para distintos intervalos los valores de esfuerzo de corte vs desplazamiento relativo entre neumáticos y finalmente construir las curvas τ vs δ . Se construyeron 4 curvas de corte directo considerando los siguientes esfuerzos verticales: 0.02, 0.04, 0.06, 0.08 [MPa], las cuales se muestran en la Figura 4.2.

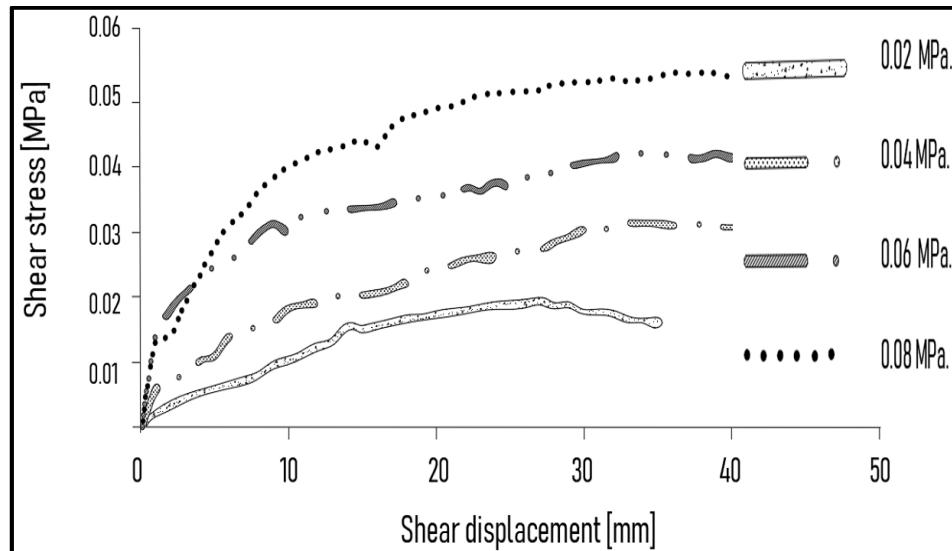


Figura 4.2 Resultados ensayo de corte directo. Ge, Wang, Song, Ma, Zhang, Li & Cui (2017).

Para el relleno se utilizó un Limo (ML). Adicionalmente se realizó el corte directo de dos muestras de Limo, construyendo las curvas correspondientes τ vs δ . De las curvas de corte directo del neumático-suelo, se caracterizó el compuesto con propiedades geotécnicas, comparando con las propiedades del Limo. En la Tabla 4.3 se observa los resultados del ensayo de corte para el compuesto y para el Limo.

Tabla 4.3 Propiedades mecánicas del Suelo con y sin refuerzo (neumático). Ge, Wang, Song, Ma, Zhang, Li & Cui (2017).

Número	Tipo	C [kPa]	ϕ [°]
1	Neumático-Suelo	7.9	30.11
2	Limo	9.9	18.26

De acuerdo con la Tabla 4.3, se observa que el comportamiento complejo neumático – suelo posee un mayor ángulo de fricción y menor cohesión. Lo anterior se debe que el neumático posee un mayor coeficiente de fricción que el suelo, oponiendo una mayor resistencia al deslizamiento, esta resistencia adicional es representada de acuerdo a los parámetros geotécnicos como un ángulo de fricción mayor al del suelo. En relación a la cohesión, el suelo únicamente aporta con cohesión en la cara interna del neumático, mientras que en la banda lateral entre neumáticos hay únicamente interacción neumático - neumático, disminuyendo en menor medida la cohesión del compuesto. Ge, et al. (2017) concluyeron

finalmente que el aumento del ángulo de fricción es mayor a la disminución de la cohesión, por lo que el suelo reforzado con neumático mejora sus características del punto de vista mecánico.

Adicionalmente, el grado de compactación afecta al comportamiento del compuesto ya que para una menor densidad la rigidez del compuesto será menor por los espacios vacíos sin rellenar, por lo tanto, a mayor grado de compactación, mayor rigidez del compuesto. Por lo que, ante una misma carga vertical, el neumático con menor grado de compactación alcanzará mayores deformaciones, oponiendo menor resistencia a la deformación y al arranque.

4.3 Calibración de modelos geotécnicos mediante ensayo de corte directo

4.3.1 Simulación del corte directo entre neumáticos

A continuación, se desarrolla una simulación del corte directo del acápite 4.2 en Civilfem con el propósito de calibrar las propiedades del muro, es decir, ajustar la interfaz neumático – neumático y el neumático relleno con suelo.

Las características del modelo se observan en la Figura 4.3, en el cuál se observa el bloque superior que corresponde al neumático superior, una capa intermedia que representa la interfaz y el bloque inferior que representa el neumático inferior. En particular, el neumático inferior posee dimensiones superiores con la finalidad de evitar problemas de convergencia debido a las condiciones de borde cercanas a la interfaz. De acuerdo al ensayo de corte directo, las dimensiones del neumático son 48.3 [cm] de diámetro y 15.2 [cm] de altura, adicionalmente, las condiciones de borde utilizadas para el modelamiento corresponden a que el neumático inferior posee restricción de desplazamiento en el plano, mientras que el bloque superior tiene restricción en la dirección vertical, permitiendo desplazarse libremente en la dirección horizontal.

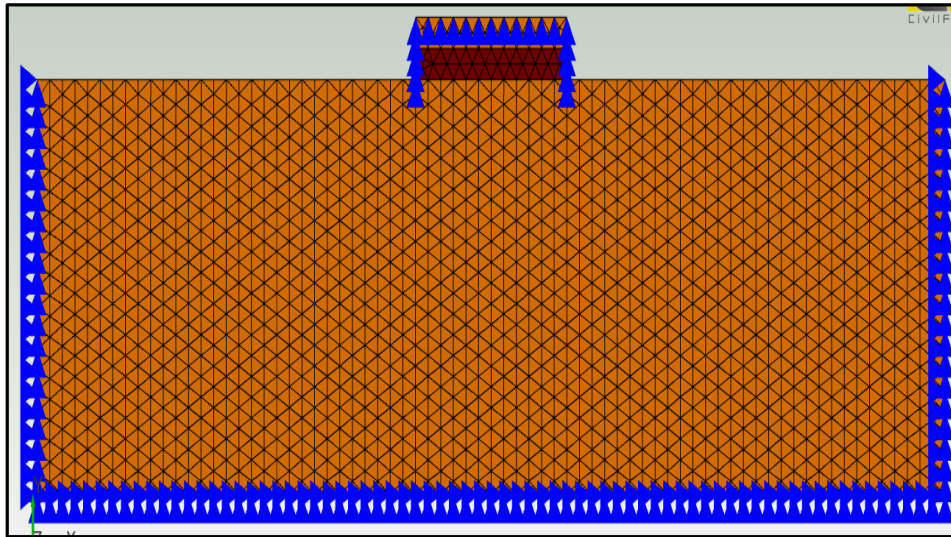


Figura 4.3 Esquema del ensayo de corte directo en Civilfem. Elaboración Propia.

Por parte del neumático, se consideraron 2 modelos constitutivos para el modelamiento: Mohr - Coulomb y Lineal elástico con propiedades Anisotrópicas. En relación a los modelos constitutivos, se eligió Mohr - Coulomb debido a que el neumático es relleno con suelo, por lo tanto, gran parte de las propiedades cohesivas son otorgadas por el suelo ya que el neumático únicamente con mayor fricción al compuesto. El modelo Lineal Anisotrópico fue escogido ya que ha sido considerado anteriormente para el modelamiento de los muros con neumáticos (O'Shaughnessy, 1997).

A continuación, se presentan las propiedades ingresadas al programa Civilfem para el bloque. Enfatizando que la rigidez horizontal del neumático es menor en comparación a la vertical, por lo que el neumático tiende a deformarse en mayor medida en la dirección horizontal que la dirección vertical. En este caso se consideró un grado de compactación del 70%.

Tabla 4.4 Modelos Constitutivos utilizados para el neumático. Elaboración Propia

Número	Neumático	Neumático Genérico
Comportamiento	Mohr - Coulomb	Lineal Anisotrópico
Densidad [kg/m ³]	1550	1550
Módulo de Elasticidad dirección horizontal [MPa]	20	20
Módulo de Elasticidad dirección vertical [MPa]	20	30
Módulo de Corte dirección horizontal [MPa]	7.69	7.69
Módulo de Corte dirección vertical [MPa]	7.69	11,53
Angulo de fricción [°]	30.11	-
Cohesión [kPa]	7.9	-
Coefficiente de Poisson [x] [-]	0.3	0.3
Coefficiente de Poisson [y] [-]	0.3	0.3

4.3.2 Ensayo de corte con un bloque como interfaz

En este caso se propone como solución para modelar la interface, un elemento rectangular intermedio entre dos capas de neumáticos. En relación a la interfaz, se consideraron los siguientes modelos constitutivos: Mohr – Coulomb, Hiperbólico y Lineal elástico con propiedades anisotropías. Las propiedades de la interfaz de cada modelo constitutivo se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Modelos constitutivos utilizados para el caso de modelamiento de la interfaz como bloque. Elaboración Propia.

Modelo constitutivo	Mohr - Coulomb	L. Anisotrópico	Hiperbólico
Módulo de Elasticidad dirección horizontal [MPa]	1	1	20
Módulo de Elasticidad dirección vertical [MPa]	1	3	20
Módulo de Corte dirección horizontal [MPa]	0.38	0.38	7.69
Módulo de Corte dirección vertical [MPa]	0.38	1.15	7.69
Densidad [kg/m ³]	1550	1550	1550
Angulo de fricción [°]	30.11	-	30.11
Cohesión [kPa]	7.9	-	7.9
Coefficiente de Poisson [-]	0.3	0.3	0.3
Kl	-	-	50
Kur	-	-	50
n	-	-	0.7
Rf	-	-	0.97

4.3.3 Ensayo de corte con un bloque con contacto

Este caso se caracteriza porque la interface se modela con una propiedad de contacto que posee Civilfem que permite analizar la interacción entre dos elementos, en particular la fricción que se genera entre los neumáticos bajo condiciones de cargas externas. El contacto utilizado está dado por la ecuación 12:

$$\tau = \begin{cases} \mu * \sigma_n & \text{si } \tau_{limite} > \mu * \sigma_n \\ \tau_{limite} & \text{si } \tau_{limite} < \mu * \sigma_n \end{cases} \quad (12)$$

Por lo tanto, una vez que se alcanza el esfuerzo de fricción límite, el neumático comienza a deslizar oponiendo menor resistencia que la inicial, buscando el equilibrio del sistema. Para mayor detalle acerca de la propiedad de contacto, observar la Figura 4.4 y la Tabla 4.6.

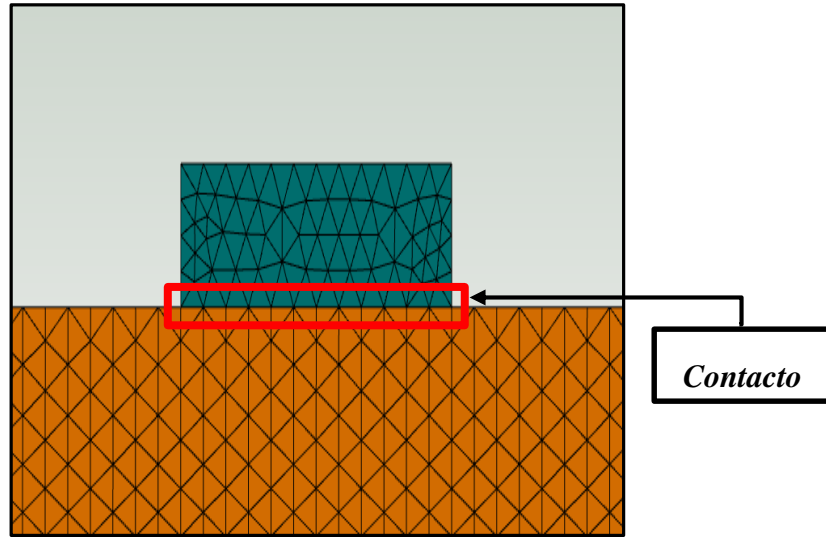


Figura 4.4 Esquema con la propiedad de contacto en detalle. Elaboración Propia

Tabla 4.6 Características asignadas a la propiedad de contacto. Elaboración Propia

Propiedades de Contacto	
Cohesión [kPa]	50
μ	0.58

4.3.4 Ensayo de corte con interfaz resortes

Finalmente, el último caso a analizar corresponde a considerar resortes en la interfaz entre neumáticos en las direcciones X e Y mediante el comando resorte de CIVILFEM. Los resortes en particular se encuentran ubicados en el mismo punto, pero en elementos distintos, simulando la resistencia que ocurre cuando dos elementos interactúan ante diversas sollicitaciones. En la Figura 4.5 es posible observar aquella interacción en la cual es el mismo nodo, pero entre 2 elementos distintos (Marques, 2005).

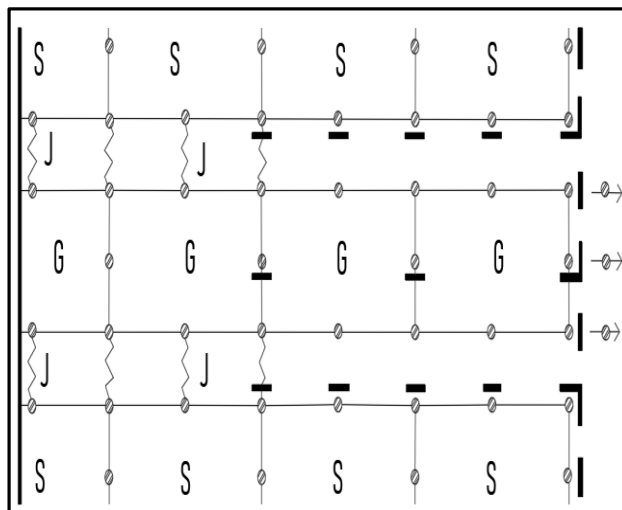


Figura 4.5 Interacción entre elementos unidos por un resorte. Marques (2005).

En la Tabla 4.7. se observan las propiedades de los resortes

Tabla 4.7 Propiedades asignadas a los resortes en modelo Civildem. Elaboración Propia

Propiedades Resorte	
Rigidez x [kN/m]	0.01
Rigidez y [kN/m]	50

En la Tabla 4.8, se muestran los desplazamientos obtenidos en función del confinamiento y el esfuerzo vertical, para luego seleccionar que configuración de interfaz y neumático se acerca de mejor manera al ensayo real de corte directo.

Tabla 4.8 Desplazamientos obtenidos considerando las distintas interfaces utilizadas en función del confinamiento. Elaboración Propia

Tipo de Interfaz	Lineal Anisotrópico [mm]		M- C [mm]		Hiperbólico [mm]		Contacto [mm]		Resorte [mm]		Real [mm]
	Lineal Anisotrópico	(M-C)	Lineal Anisotrópico	(M-C)	Lineal Anisotrópico	(M-C)	Lineal Anisotrópico	(M-C)	Lineal Anisotrópico	(M-C)	-
Comportamiento Neumático σ_1/σ_3 [Mpa]											
0.04/0.018	5.05	4.95	3,96	3,82	11,1	13,4	0,44	0,47	0,52	0,37	10
0.04/0.024	6.72	6.61	5,18	5,09	17,9	18,8	0,55	0,59	0,8	0,61	20
0.06/0.028	6.58	6.53	5,1	5,04	10,7	12,8	0,53	0,58	0,79	0,54	10
0.06/0.036	7.75	7.68	6,15	6,02	22,4	23,6	0,62	0,68	1,02	0,78	20
0.08/0.04	7.08	6.96	5,48	5,31	12,4	14,7	0,55	0,62	0,87	0,59	10
0.08/0.048	8.35	8.2	6,62	6,45	23,1	24,8	0,72	0,8	1,12	0,75	20

Respecto a la Tabla 4.8, en la parte superior se observa el tipo de interfaz analizada, luego en la segunda fila corresponde al modelo constitutivo considerado para el bloque y en la columna a la izquierda se presentan los casos de confinamiento analizados, finalmente en la columna derecha se presenta los desplazamientos experimentales del ensayo de corte. El objetivo de la tabla corresponde a comparar bajo las mismas condiciones de confinamiento que modelo constitutivo utilizado para el bloque y la interfaz se asemeja de mejor manera al ensayo real en términos de desplazamiento horizontal. Una vez elegido los modelos constitutivos más apropiados, se construye las curvas esfuerzo – deformación para todos los casos de confinamiento analizados, En la Figura 4.6 se observa la comparación de las curvas entre el caso real y el modelado con una interfaz Hiperbólica y neumático Lineal Anisotrópico.

De la Tabla 4.8 se concluye que:

- Tanto para los casos de estudio como en el caso experimental, a medida que el confinamiento aumenta se observa un aumento en el desplazamiento.
- En relación a los casos de estudio, no hay una gran diferencia al utilizar para el neumático un modelo constitutivo Mohr – Coulomb o Lineal Anisotrópico. Sin embargo, para el caso Lineal Anisotrópico los desplazamientos se acercan de mejor manera al caso real en comparación al modelo Mohr – Coulomb.
- El resultado que más se acerca al real corresponde a la siguiente configuración: Neumático (Lineal Anisotrópico) e Interfaz (Hiperbólico) al igual que el modelamiento calibrado por Vince O’Shaughnessy (1997).

Para comparar los resultados obtenidos, en la Figura 4.6 se presenta la curva esfuerzo – deformación, comparando el caso real y el caso del modelamiento con la herramienta computacional CIVILFEM. En particular, en la Figura 4.6 se observa una similitud en las deformaciones para los 3 niveles de confinamiento. Para el caso $\sigma_1 = 0.04$ [Mpa] el desplazamiento real es mucho menor al desplazamiento modelado, mientras que para mayores desplazamientos el desplazamiento real es mayor que el modelado. Por último, para los otros casos de esfuerzo vertical, se observa que para un mismo esfuerzo de corte el desplazamiento real es mucho menor al desplazamiento mediante Civilfem para todo rango de deformaciones.

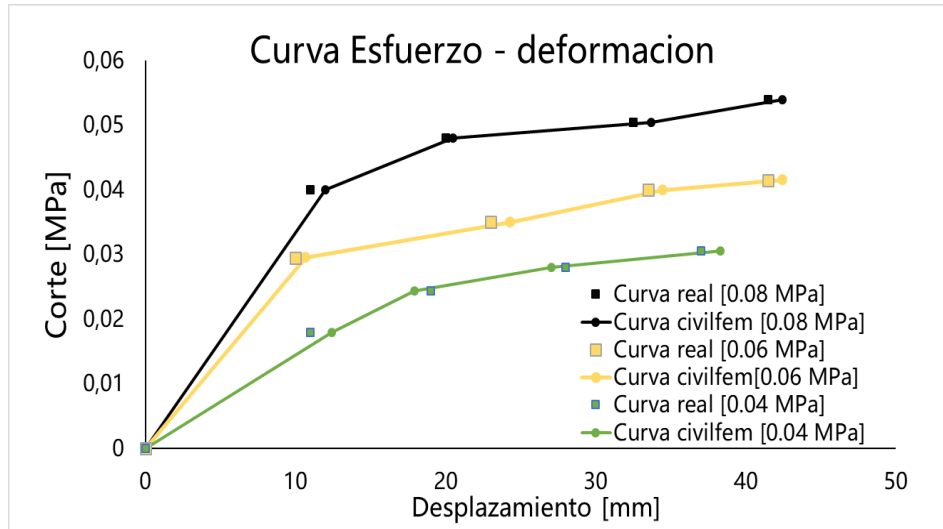


Figura 4.6 Curva Esfuerzo - Deformación caso real y caso calibración Civilfem. Elaboración Propia

4.4 Validación de la calibración mediante caso de estudio

Una vez realizada la calibración de los elementos a considerar en el análisis (bloque, interfaz, entre otros.), se procede a analizar un caso de estudio (Medeiros et al. 1999) y finalmente verificar si los valores calibrados se ajustan al caso de estudio a presentar. Comparando los desplazamientos que tiene el muro con los del programa, validando los modelos constitutivos utilizados en la calibración.

En la Figura 4.7 se presenta un caso de un talud con 3 profundidades de neumáticos rellenos con suelo. Este caso de estudio fue instrumentado con inclinómetros a nivel del muro de neumáticos y por celdas de presión ubicadas detrás del muro. Pevio a la descripción del caso de estudio, se hará una breve descripción de los instrumentos observados.

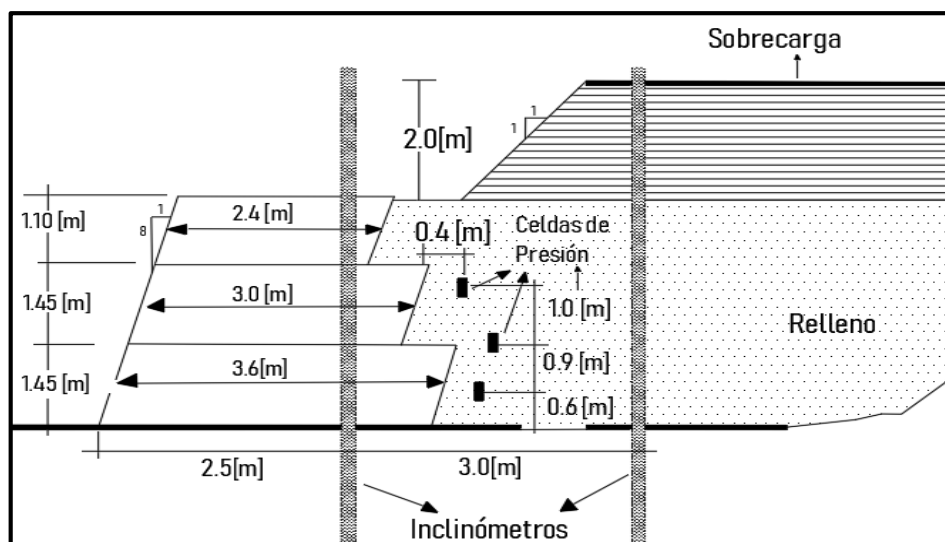


Figura 4.7 Esquema del caso de estudio instrumentado. Medeiros, Garga, Gerscovich, Sayão & Andrade (1999).

Las características del relleno se enumeran en la Tabla 4.9. Se presentan las propiedades del suelo utilizado para rellenar el neumático, que es el mismo usado para el cuerpo del terraplén.

Tabla 4.9 Propiedades del suelo de relleno. Medeiros, Garga, Gerscovich, Sayão & Andrade (1999).

Clasificación USCS	Contenido de humedad %	LL %	LP%	IP	γ_s [KN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]
SC	15 – 20	36	23	13	17.5	0.001	29

Con la ayuda de la instrumentación adecuada, Medeiros et al. (1999) midió el desplazamiento horizontal en toda la altura del muro de neumáticos, concluyendo finalmente que:

- Los muros con neumáticos corresponden a estructuras más flexibles que los muros gravitacionales. Lo anterior queda demostrado por los desplazamientos horizontales observados en el caso de estudio, que no se observarían en un muro gravitatorio, ayudando en gran medida al mecanismo de transferencia de cargas sobre el muro de neumáticos, evitando con esto la concentración de esfuerzos. Sin embargo, se deben controlar las deformaciones teniendo en cuenta las recomendaciones constructivas para de esta manera evitar desplazamientos horizontales excesivos.
- No se observan diferencias importantes al utilizar neumáticos enteros o neumáticos sin banda lateral unidos por el cordel de polipropileno. Sin embargo, al utilizar neumáticos destapados, los desplazamientos verticales del relleno tienden a disminuir debido a que el proceso de compactación del neumático se practica con mayor facilidad. Para el modelamiento, es posible simular los neumáticos cortados con otras propiedades (menor ángulo de fricción y mayor cohesión) ya que al no tener banda lateral se pierde la fricción del neumático, ganando espacio a la interacción suelo – suelo, sin embargo, no se poseen ensayos que utilicen neumáticos cortados, quedando este análisis fuera de ésta memoria.

4.4.1 Modelamiento del caso de estudio

El modelamiento del caso de estudio se observa en la Figura 4.8, destacando una mayor cantidad de neumáticos en la profundidad a nivel del sello de fundación (6 neumáticos), un nivel intermedio de neumáticos en la mitad del muro (5 neumáticos) y en la parte superior una menor cantidad de neumáticos (4 neumáticos). La interfaz se representa como un elemento rectangular con mínimas dimensiones entre capas de neumáticos y en la parte posterior el suelo de relleno con su sobrecarga respectiva.

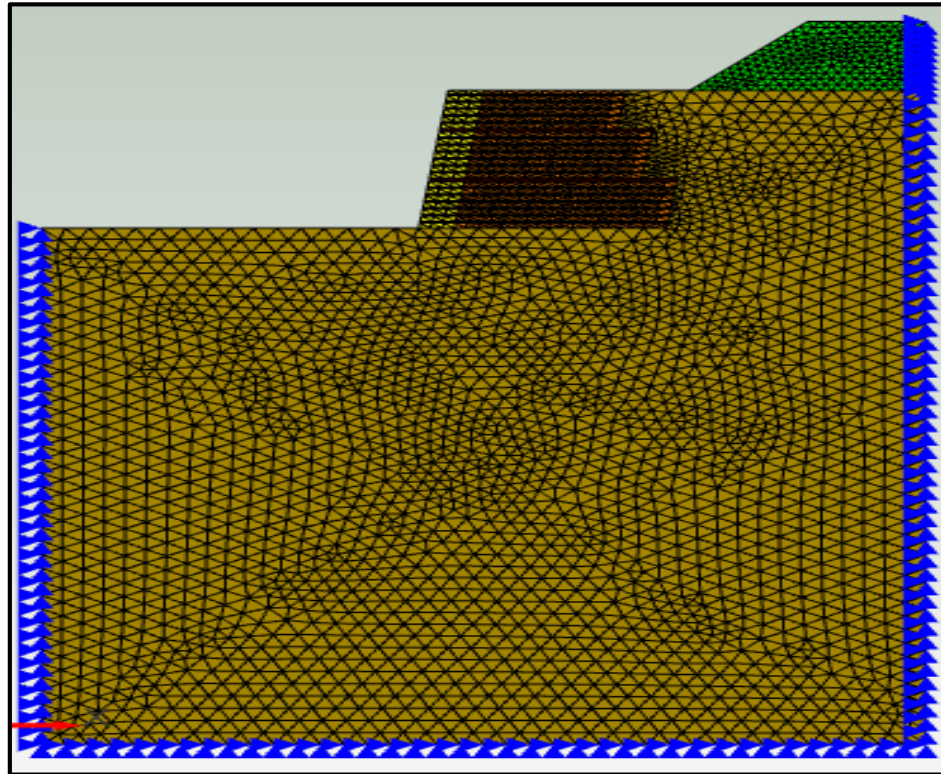


Figura 4.8 Esquema del caso de estudio mallado en Civilfem. Elaboración Propia.

Un aspecto importante del punto de vista de la modelación, es la pendiente del talud: $\left(\frac{V}{H} = \frac{8}{1}\right)$, la cuál es una configuración más desfavorable de lo señalado por O'Shaughnessy (1997) que recomienda que la máxima pendiente para el muro de contención no debería exceder los 70° al usar un relleno poco competente. Sin embargo por recomendaciones es posible alcanzar taludes: $\frac{V}{H} = \frac{5}{1}$, alcanzando pendientes de hasta 80° , esto fija una condición importante que debe ser replicada mediante la modelación, ya que para taludes no reforzados no es posible alcanzar dicha configuración.

En una primera iteración de la modelación se encontró que las relaciones constitutivas tradicionales no entregaban buenos resultados en relación a los datos reales. Por lo que, al no poder representar la modelación del caso de estudio, se investigaron distintas alternativas para poder llevar a cabo esta tarea, utilizando finalmente un elemento auxiliar que corresponde a un bloque muy rígido, el cual se ubica en la parte frontal del muro, cumpliendo el rol de contener los neumáticos rellenos con suelo. El no haber logrado la representación sin la ayuda de este elemento auxiliar, se atribuye a que el neumático favorece a la estructura entregando un confinamiento y un grado de contención importante al suelo, garantizando condiciones de estabilidad que un terraplén convencional de suelo no podría alcanzar, esto es un efecto de escala ya que la interfaz de corte directo incorporada no fue capaz de asegurar dicha condición de estabilidad.

Como en el caso estudio anterior, para modelar el comportamiento entre neumáticos se agregó la interfaz como un elemento que permita representar el complejo fenómeno de la interfaz neumático – neumático, según la calibración de corte directo. En la Tabla 4.10 y Tabla 4.11 se presentan las propiedades de los neumáticos, interfaz, y relleno.

Tabla 4.10 Propiedades Mecánicas del neumático y del suelo de Relleno. Elaboración Propia

Sección del Muro	Suelo de Relleno y Fundación	Neumático
Modelo Constitutivo	Mohr - Coulomb	Lineal Anisotrópico
Densidad [kg/m ³]	1950	1650
Modulo Elasticidad dirección horizontal [MPa]	50	28
Modulo Elasticidad dirección vertical [MPa]	50	35
Módulo de Corte dirección horizontal [MPa]	19.23	10.77
Módulo de Corte dirección vertical [MPa]	19.23	13.46
Angulo de fricción [°]	29	-
Cohesión [kPa]	0.001	-
Coefficiente de Poisson dirección horizontal [-]	0.3	0.3
Coefficiente de Poisson dirección vertical [-]	0.3	0.3

Tabla 4.11 Propiedades de la Interfaz para los tres niveles de refuerzo. Elaboración Propia

Propiedades Interfaz	Interfaz superior	Interfaz Intermedia	Interfaz Inferior
Modulo elasticidad [MPa]	28	28	28
Módulo de corte [MPa]	10.77	10.77	10.77
Densidad [kg/m ³]	1650	1650	1650
Angulo de fricción [°]	42	42	42
Cohesión [kPa]	3	3	3
Coefficiente de Poisson [-]	0.3	0.3	0.3
Kl	83	109	141
Kur	83	109	141
N	0.7	0.7	0.7
Rf	0.97	0.97	0.97

En la Figura 4.9 se presenta el desplazamiento horizontal entre el modelamiento y el caso de estudio. Descartando los 1.5[m] superiores del muro con neumáticos debido a problemas con la adquisición de datos.

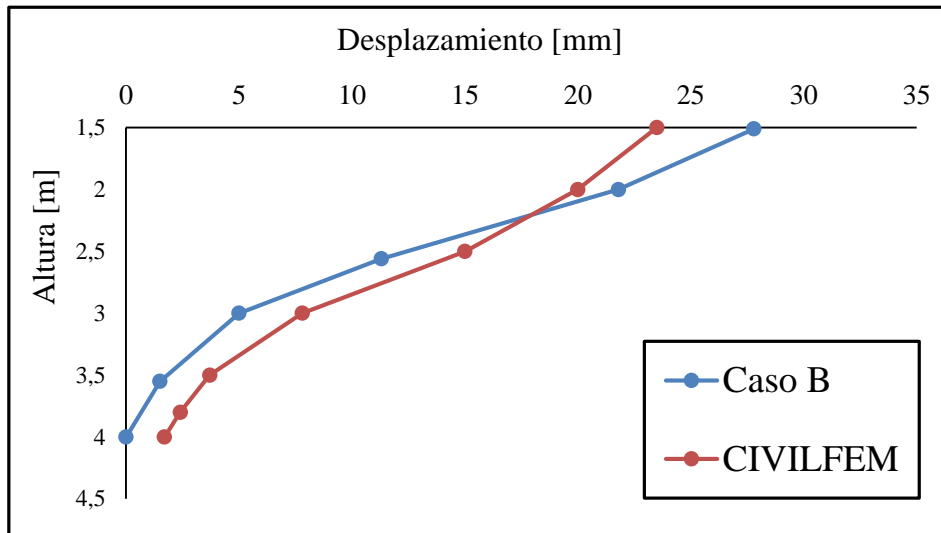


Figura 4.9 Desplazamiento del muro en su altura Caso Real vs Modelación Civildem. Elaboración Propia

De la Figura 4.9 se observa que en el sector donde se concentra la mayor cantidad de neumáticos (6 neumáticos), los desplazamientos son mayores en el modelamiento en comparación al caso real, destacando que en el pie del muro los desplazamientos del modelamiento no son nulos. Por el contrario, a alturas intermedias los desplazamientos reales son mayores a los desplazamientos del modelamiento. Los resultados tienen un buen ajuste al caso de estudio, validando la calibración de la interfaz hiperbólica en base al ensayo de corte directo, así como otras consideraciones de modelación utilizadas.

Cabe mencionar que el suelo utilizado de relleno de neumáticos es distinto al caso de corte directo, por lo que las propiedades de los neumáticos $[E, \nu]$ como de su interfaz $[E, \nu, \phi \text{ y } c]$ son distintas. Sin embargo, los resultados son similares al caso real. Por lo que la calibración de los distintos elementos que componen son válidos para comenzar con la construcción del ábaco de diseño.

CAPÍTULO 5.

Rango de valores de diseño para estructuras reforzadas con neumáticos

5.1 Introducción

En este acápite se analizan las configuraciones utilizadas previo a la generación de ábacos de diseño. Inicialmente se efectuó una descripción de los tipos de suelo utilizados, para luego explicar las distintas configuraciones utilizadas en los muros con neumáticos y el criterio de falla utilizado para formar los gráficos FS vs altura. Se analizó la estabilidad de los muros con neumáticos con la ayuda de los softwares Civilfem y Geoestudio, complementando los métodos numéricos con los métodos de equilibrio límite (método de las dovelas). A continuación, se presenta un esquema del procedimiento seguido.

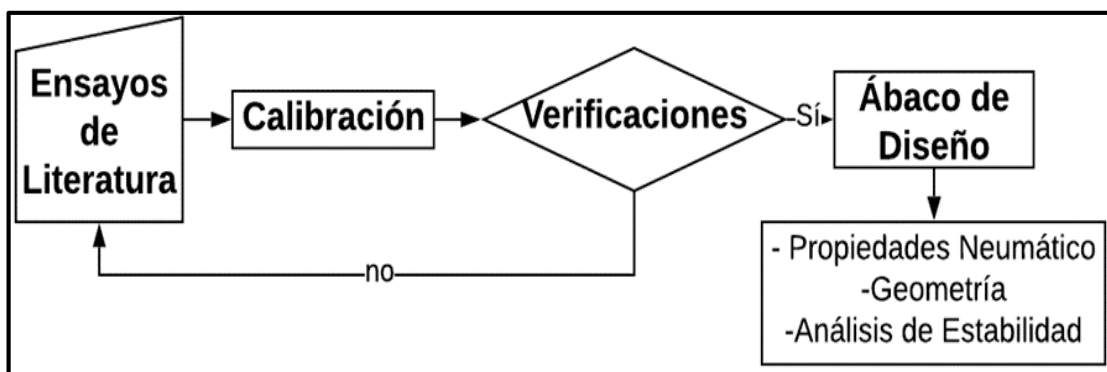


Figura 5.1 Esquema desarrollado en la Memoria de Título. Elaboración Propia.

5.2 Tipos de suelos utilizados

A lo largo de nuestro país existe una gran variedad de tipos de suelos. Cada uno con sus ventajas y desventajas del punto de vista geomecánico. Un objetivo buscado en esta memoria es poder considerar esta variable mediante un análisis simplificado en el cual se intenta abarcar la mayor cantidad de suelos. Para abarcar de alguna forma la diversidad de suelos se analizaron tres tipos de suelos en particular: un suelo con bajas propiedades mecánicas (Orgánico), suelo con propiedades mecánicas intermedias (Limo) y un suelo con altas propiedades mecánicas (Arena). A continuación, se contextualizará acerca de los tres suelos mencionados. Los suelos mencionados con anterioridad se utilizan para analizar la estabilidad de las estructuras del capítulo 6 que no cumplen con la normativa FHWA (Berg et al. 2009).

Los suelos orgánicos son aquellos que poseen una cantidad superior al 20% de contenido orgánico de acuerdo a Huat (2014) (Mardones, 2016) obtenido mediante ensayo de pérdida por ignición, en la cual se determina la pérdida de masa producto de una ignición del material. Debido al importante contenido orgánico de estos en el suelo, es que poseen bajas propiedades mecánicas. En Chile se considera inadecuado un suelo cuando tiene más del 3% de materia orgánica (determinada por calculación), lo que

significa que el contenido real puede ser de un 6% o superior. Existe una gran clasificación de suelos orgánicos de acuerdo a su ubicación geográfica y al contenido de materia orgánica. De acuerdo a la ASTM D4427 (2002) es posible clasificarlos como se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Rango de contenido orgánico de acuerdo al tipo de suelo. . ASTM D4427 (2002)

Tipo de Suelo	Descripción	Contenido orgánico (%)
Arcilla, Limo o Arena	Levemente orgánico	2-20
Suelo orgánico	-	20-75
Turba	-	>75

Los suelos orgánicos se encuentran presentes desde la IV región hacia el sur de Chile. En particular a veces se construyen caminos en los cuales el terreno de fundación corresponde a una clasificación de suelo Orgánico (como el Hualve), por lo que se deben considerar las bajas propiedades que conforman estos suelos. En este trabajo se considera las propiedades mecánicas de los suelos orgánicos, pero no se considera la compresibilidad de éstos.

El Limo por su parte corresponde a un suelo fino que posee propiedades mecánicas intermedias. El limo considerado posee poca cantidad de partículas arcillosas, éstas aportan una cohesión importante. Además, tiene un índice de plasticidad bajo, permeabilidad media e incompresible (Das, B. M. 2011).

Finalmente se utilizó un suelo competente, correspondiendo a una Arena con propiedades mecánicas importantes para analizar la altura máxima que pueden alcanzar esta tipología de muros. Dentro de las características se destaca que es un suelo granular, limpio, baja permeabilidad e incompresible (Das, B. M. 2011). A continuación, se presenta la Tabla 5.2 con la clasificación USCS de los tres suelos mencionados y la Tabla 5.3 que posee las propiedades mecánicas de los suelos.

Tabla 5.2 Clasificación USCS de los suelos utilizados como relleno y fundación en el ábaco de diseño. Elaboración Propia.

Suelo	Tamaño	Tipo	Condición		Clasificación USCS
Arena	Grano Grueso [Arena]	Arenas	Arenas Limpias [% Finos < 5]	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$	SP
Limo	Grano Fino	Limos y arcillas [LL < 50%]	Inorgánico	$IP < 4$	ML
Orgánico	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico.				Pt

Tabla 5.3 Propiedades mecánicas de los suelos a utilizar. Elaboración propia.

Tipo de Suelo	ϕ [°]	C [kPa]
Orgánico (Pt)	12	3
Limo (ML)	18	6
Arena (SP)	32	2

5.3 Criterios de diseño

5.3.1 Condición de falla

De acuerdo a la literatura, no existen casos instrumentados de muros de neumáticos que midan presiones y deformaciones hasta la falla de la estructura. De acuerdo a los pocos casos de estudio instrumentados se recurre una vez más a la literatura para generar un criterio de falla que permita evaluar la estabilidad de las estructuras reforzadas con neumáticos. En particular, se analizan tres criterios de falla que se enumeran a continuación:

- Criterio de Máximas Deformaciones Horizontales.
- Criterio de Razón de Esbeltez del Muro de Neumáticos.
- Criterio de Deslizamiento de la Superficie de Rotura.

Adicional a los criterios de falla, se encuentran las verificaciones de diseño en los muros de neumáticos que se presentan a continuación:

- Verificación de Asentamiento permitido.
- Verificación de Esfuerzos de Corte.
- Verificación de Esfuerzos en el elemento de unión.

El criterio de falla de máximas deformaciones horizontales como las verificaciones de diseño corresponden al análisis de estabilidad interna de muros de neumáticos. Por otro lado, el criterio de deslizamientos de la Superficie de Rotura es utilizado para el análisis de estabilidad externa de muros de neumáticos. A continuación, se describen los distintos criterios utilizados para el análisis.

5.3.1.1 Criterio de desplazamiento horizontal máximo

En un análisis de estabilidad de equilibrio límite se considera un factor de seguridad en función de las fuerzas resistentes y el peso de los elementos, dicho criterio no es compatible con un análisis de elementos finitos, por lo que es necesario adoptar un criterio de falla diferente. Un criterio de falla por desplazamientos adoptado para los muros de tierra armada con refuerzo Inextensible corresponde a la ecuación 13 (Carmona & Perez, 2007).

$$\delta_{MAX} \leq 0.005 * H \quad (13)$$

Donde:

- δ_{MAX} : Desplazamiento máximo del muro.
- H : Altura del muro.

Este criterio fija una cota máxima de desplazamiento del muro, Christopher et al. (1990) estimó las deformaciones de un muro estándar de tierra armada con refuerzo extensible e inextensible, correspondiendo a las ecuaciones 14 y 15 respectivamente (O’Shaughnessy, 1997).

$$\delta_{Ext.} = H/75 \quad (14)$$

$$\delta_{Inext.} = H/250 \quad (15)$$

O’Shaughnessy comprobó que un muro de 6 metros se deformó 42.7 [mm], estimando que la deformación está relacionada con la altura mediante la ecuación 16:

$$\delta_{Neum.} = H/140 \quad (16)$$

De acuerdo a la ecuación 16, las deformaciones de los muros con neumáticos se encuentran dentro del rango de deformaciones de los muros de tierra armada. Los muros de tierra armada con refuerzos inextensibles pueden esperarse con menores deformaciones que las limitadas por la normativa (ecuación 30). O’Shaughnessy (1997) analizó 44 casos de muros con neumáticos variando: Profundidad del neumático, geometría del muro, propiedades del suelo, cargas externas, etc. Para cada caso analizó las deformaciones máximas que alcanzaba el muro. En la Tabla 5.4 se observa la cantidad de muros que alcanzaron tal deformación normalizada por la altura. Destacando que un 27% de los muros se encuentran dentro de deformaciones normalizadas esperadas de acuerdo a la ecuación 16, corroborando lo conservador que es el criterio de falla para los muros con neumáticos.

Tabla 5.4 Rango de deformaciones para los Muros con Neumáticos. Elaboración Propia

Rango de def. Normalizadas	% de casos	N° de casos
[0;0,005]	27,27%	12
[0,005;0,01]	18,18%	8
[0,01;0,015]	27,27%	12
[0,015;0,03]	27,27%	12
[0;0,03]	100%	44

Los muros con neumáticos pueden alcanzar deformaciones acotados por los muros TEM con refuerzo extensible e inextensible de acuerdo a las ecuaciones 14 y 15. Por otro lado, al no haber una normativa que los limite superiormente, se utilizó el mismo criterio de los muros con refuerzos inextensibles, siendo un criterio bastante conservador y a la vez beneficia la seguridad de la estructura. Por lo que la deformación unitaria propuesta corresponde a la ecuación 17:

$$\delta_{N.Pro.}/H \leq 1/200 = 0.005 \quad (17)$$

Respecto a la ecuación 17, es posible estimar un factor de seguridad ante el desplazamiento horizontal de acuerdo a la ecuación 18:

$$FS = \frac{\delta_{N.Pro.}}{\delta_{D.N.Mod.}} \geq 1.15 \quad (18)$$

Donde:

- $\delta_{N.Pro.}$: Desplazamiento normalizado propuesta del muro.
- $\delta_{N.Mod.}$: Deplazamieto normalizado de modelamiento.

De acuerdo a lo solicitado por el Laboratorio Nacional de Vialidad, quien guía la presente investigación se utilizó un factor de seguridad mínimo de 1.15 para el caso estático. Basado en las consideraciones que los criterios de deformaciones para el cálculo de estabilidad interna son bastante conservadores ya que, de acuerdo a la revisión bibliográfica de la presente investigación un 27% de los casos superaron las deformaciones propuestas de acuerdo a la ecuación 16.

5.3.1.2 Criterio de Esbeltez del Muro de Neumáticos

Este criterio se consideró debido a la experiencia constructiva de muros con neumáticos, en el cual la altura puede ser máximo 1,25 veces la base del muro, es decir: $\frac{H}{B} = \frac{5}{4}$. Con el propósito de hacer las estructuras lo más simétricas posibles, evitando efectos de volcamiento sobre el muro (Peña, 2018). A continuación, se presenta la Tabla 5.5 que presenta la altura máxima de acuerdo a la profundidad de los neumáticos. Para el análisis se supone un diámetro medio de 60[cm].

Tabla 5.5 Altura máxima a alcanzar en muros de acuerdo a la cantidad de neumáticos. Elaboración Propia

Profundidad de Neumáticos [m]	Altura Máxima [m]
2 N (1.2)	1.5
3 N (1.8)	2
4 N (2.4)	3
5 N (3.0)	3.5
6 N (3.6)	4.5
7 N (4.2)	5

5.3.1.3 Criterio de Deslizamiento sobre la superficie de rotura

Una vez seleccionado el criterio de falla a utilizar mediante método numéricos, se procede a analizar el criterio de falla externa mediante equilibrio límite empleando el método de Morgenstern - Price. La siguiente ecuación 19 corresponde a la cota mínima a cumplir para el criterio de deslizamiento.

$$FS_V. \geq FS_{M.P.G} \quad (19)$$

Donde:

- $FS_{M.P.G}$: Factor de seguridad obtenido del programa Geoestudio.
- FS_V : Factor de seguridad de acuerdo a Vialidad

La cota mínima de $FS_{M.P.G}$ corresponde a 1.15, de acuerdo a lo solicitado por el Laboratorio Nacional de Vialidad.

Es importante mencionar que entre los supuestos de éste estudio en relación a las estructuras reforzadas con neumáticos son:

- Los muros de neumáticos se consideraron como estructuras infinitamente rígidas, por lo que las cuñas de falla bordearán a la estructura al utilizar Geoestudio (Carmona & Perez, 2007).
- El muro de neumáticos se considera como un elemento continuo utilizando el criterio de falla Mohr – Coulomb, con las propiedades obtenidas mediante el ensayo de corte directo.
- Para el ábaco de diseño propuesto, el suelo en trasdós debe ser un relleno estructural controlado con buenas propiedades mecánicas.

5.3.1.4 Verificación de Asentamiento permitido en muros de Neumáticos

La compresibilidad de los suelos es particular al proyecto en el que se emplee la estructura. Los asentamientos en estructuras reforzadas con neumáticos son despreciables, por lo que los fenómenos de asentamiento son controlados principalmente por el suelo de fundación.

Las deformaciones verticales permitidas deben tales que el muro de contención pueda seguir en operación. Analizando la serviciabilidad del muro ante agentes externos importantes, evitando la falla estructural de elementos fundados en el muro de contención y de los pavimentos en particular. El asentamiento aceptado para los muros de tierra armada sin producir daño perceptible corresponde hasta un 1% de la altura total del muro. Para los muros con neumáticos se utilizará el mismo criterio de asentamiento, por lo tanto, la ecuación 20 presenta una cota superior al asentamiento.

$$\delta_{TEM} = 0.01 * H \quad (20)$$

5.3.1.5 Verificación de Esfuerzos de Corte en Muros de Neumáticos

El programa Civilfem permite estudiar el comportamiento de los muros de neumáticos, permitiendo desarrollar un análisis de esfuerzos internos de la estructura. En la etapa de calibración del corte directo y caso de estudio se calibró y verificó los parámetros ingresados de la interfaz. En este caso se analizarán los esfuerzos generados en la interfaz entre neumáticos, comparando con los esfuerzos del corte directo

para una deformación unitaria que alcanza el muro. En la ecuación 21 se presenta la verificación que el esfuerzo modelado no supere los esfuerzos de corte de calibración.

$$\tau_{C.D} \geq \tau_{C.M} \quad (21)$$

Donde:

- $\tau_{C.M}$: *Esfuerzos del Corte del modelo.*
- $\tau_{C.D}$: *Esfuerzos del ensayo de corte directo .*

5.3.1.6 Verificación de Esfuerzos en el elemento de unión

Los esfuerzos máximos se analizan en los muros de neumáticos para verificar si la soga de polipropileno resiste las tracciones generadas en los neumáticos, manteniendo la integridad de la malla y evitando que alguna sección de ésta se corte. Para garantizar la unión entre neumáticos se debe cumplir la ecuación 22.

$$\sigma_A \geq \sigma_{D.M} \quad (22)$$

Donde:

- $\sigma_{D.M}$: *Esfuerzos en direcciones principales del modelamiento.*
- σ_A : *Esfuerzos admisibles de la soga de polipropileno.*

Huat, Aziz & Loh (2008) desarrollaron ensayos para analizar la resistencia en tracción en sogas de polipropileno y cables de acero con un diámetro en común de 12 [mm]. El cable de acero alcanzó cargas de trabajo de hasta 2500 kgf, destacando que la unión (U-clip) únicamente alcanzó 1500 kgf. Por parte de la soga de polipropileno, logro esfuerzos entre 1200 hasta 5300 kgf de acuerdo al N° de vueltas y nudos que tuviera la unión. En la Tabla 5.6 se observa la resistencia alcanzada de acuerdo al nodo.

Tabla 5.6 Esfuerzo en tracción máximo alcanzado por el cordel de unión de polipropileno. Huat, Aziz & Chuan (2008).

Muestra Numero	Diámetro cuerda [mm]	Numero de vueltas	Numero de nudos	Esfuerzo tracción Máx [kgf]
1	12	1	1	1224
2	12	1	2	2345
3	12	2	2	5302

5.3.2 Rango de validez de los resultados

Es posible desarrollar un análisis complementario normalizando la deformación respecto a la altura. El objetivo de normalizar las deformaciones corresponde a analizar bajo qué rango de deformaciones el neumático, de acuerdo al confinamiento, se encuentra dentro del rango lineal y finalmente comparar si

el factor de seguridad es similar al rango al rango lineal de la estructura. Suponiendo que la densidad del material es de 20 [KN/m³], las alturas para los confinamientos de 0.08, 0.06 y 0.04 MPA son: 4,3 y 2 [m] respectivamente. A continuación, la Figura 5.2 se presenta la curva Esfuerzo – deformación normalizado.

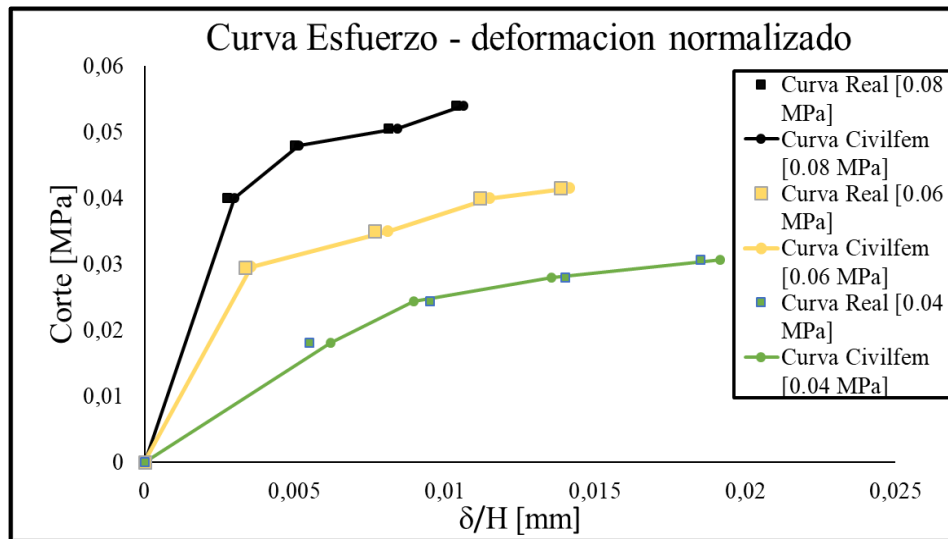


Figura 5.2 Curva Esfuerzo - Deformación Normalizada para ensayo de corte Directo. Elaboración Propia

En la Figura 5.2 se observa que para los confinamientos de 0.08, 0.06 y 0.04 MPa, las deformaciones normalizadas dentro de su rango lineal son: 0.275, 0.333 y 0.892[%] respectivamente. Las deformaciones calculadas son menores al 0.5%, por lo que los neumáticos se encuentran trabajando fuera del rango lineal. Sin embargo, los muros TEM corresponden a estructuras son más rígidas que las de los neumáticos con un refuerzo inextensible (O’Shaughnessy, 1997). Por lo que limitar las deformaciones es utilizar un criterio muy conservador desde el punto de vista del diseño, privilegiando la estabilidad de la estructura.

5.4 Abaco de diseño

Los ábacos de diseño son una solución de ingeniería simple y práctica que permiten obtener una buena aproximación del diseño. En este estudio se analiza esta metodología de diseño debido a la necesidad de disminuir los tiempos de diseño y los costos asociados. En proyectos viales normalmente no es posible caracterizar y diseñar todas las estructuras existentes, esto debido a los costos y tiempos involucrados para obtener la información necesaria o representativa del lugar. Para este tipo de proyectos un ábaco presenta una solución costo-eficiente.

En relación a las configuraciones utilizadas, se variaron los siguientes parámetros: Altura del Muro (H), Cantidad de neumáticos utilizados (n), pendiente del muro (α) y suelo de fundación utilizado. Con

respecto a la forma del muro, se utilizó una geometría tal que se utilizó la misma cantidad de neumáticos en la altura, evitando un desalineamiento de la estructura. Con respecto a la altura, se parte de una altura inicial de 1.5 [m] hasta 8 metros con un paso de 0.5 metros. La profundidad del muro varió desde 2 neumáticos hasta 7 neumáticos, considerando las dimensiones estandarizadas de un neumático de: 25 [cm] de altura y 60 [cm] de profundidad. Respecto a la pendiente del muro, con la finalidad de alcanzar taludes más inclinados se analizaron pendientes de 45° y 60° . Para las cargas externas, se consideraron dos tipos, la que se encuentra sobre el relleno corresponde a una carga distribuida de 50 [kPa], mientras que la carga que está sobre el muro posee un valor de 20 [kPa] y es aplicada desde donde comienza el muro y termina a un metro de los elementos auxiliares.

Por último, las configuraciones analizadas en el CAPÍTULO 6 corresponden a muros en los cuales el suelo de relleno (trasdós) es el mismo que el suelo de fundación, donde el primero debe cumplir con ciertas propiedades mecánicas de acuerdo al manual de diseño de la FHWA (Berg et al. 2009). Mientras que en el CAPÍTULO 7 se utiliza un suelo de relleno con propiedades mecánicas de acuerdo a lo adoptado por la normativa de los muros TEM, variando las características mecánicas del suelo de fundación únicamente.

A modo de resumen, se presenta la Figura 5.3 y la Tabla 5.7 que corresponden a las distintas configuraciones analizadas de muros de neumáticos y las variables consideradas en el diseño respectivamente.

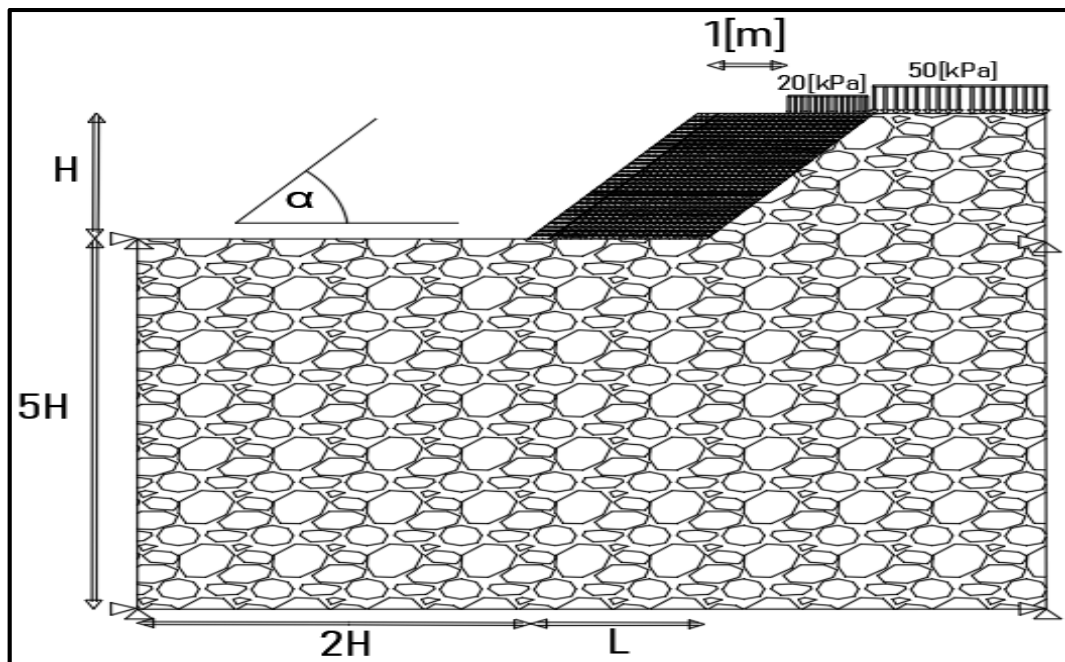


Figura 5.3 Esquema de las variables a considerar en la configuración de muros de neumáticos. Elaboración Propia

Tabla 5.7 Rango de las Variables a considerar para el diseño de los muros con Neumáticos. Elaboración Propia.

Variables	Rango de Variación	Consideraciones
Inclinación talud (α)	45° y 60°	[-]
Cantidad de Neumáticos (n)	De 2 Neumáticos hasta 7 Neumáticos [1.2[m] hasta 4,2[m]]	Se aumentó de a 1 Neumático (0.6[m])
Altura del Muro [H]	De 1.5 [m] hasta 8 [m]	En incrementos de 0.5 [m]
Tipo de Suelo	Suelo Orgánico [Pt]. Suelo Limoso [ML] Suelo Arenoso [SP]	En la sección CAPÍTULO 6 Suelo Relleno = Suelo Fundación. En la sección CAPÍTULO 7 Suelo Relleno \neq Suelo Fundación
Cargas externas	50 kPa Sobrecarga sobre el Relleno 20 kPa Sobrecarga sobre los Neumáticos	Los 20 kPa se aplica a 1 metro de distancia de donde comienza el elemento auxiliar (tapón)

CAPÍTULO 6.

Análisis de estructuras en suelos naturales

La normativa FHWA exige un suelo de propiedades mecánicas competentes ($\phi > 35$ y $c \geq 0$) en el relleno de trasdós (Berg et al 2009). Cuando esta exigencia no puede ser alcanzada, es de interés conocer el comportamiento de estas estructuras fundadas en diferentes suelos de relleno. En este capítulo se analizará tanto la estabilidad interna como externa de aquellos casos en que el suelo de fundación es igual al suelo de relleno con el propósito de estudiar el comportamiento del muro para distintos suelos.

6.1 Estabilidad Interna

La estabilidad interna depende de un conjunto de variables y en particular de la cantidad de neumáticos. En la Tabla 6.1 y Tabla 6.2 se presentan los parámetros que poseen en común los muros de neumáticos que se ingresan al programa Civilfem.

Tabla 6.1 Propiedades de la Interfaz de acuerdo a la cantidad de neumáticos. Elaboración Propia.

Propiedades Interfaz	2 N	3 N	4 N	5 N	6 N	7 N
Modulo Elasticidad [Mpa]	20					
Módulo de Corte [Mpa]	7.69					
Densidad [kg/m ³]	1550					
Angulo de fricción [°]	30.11					
Cohesión [kPa]	7.9					
Coefficiente de Poisson [-]	0.3					
Kl	49	65	85	110	145	190
Kur	49	65	85	110	145	190
n	0.7					
Rf	0.97					

Tabla 6.2 Propiedades mecánicas de los Neumáticos. Elaboración Propia

Neumático	
Modelo Constitutivo	Lineal Anisotrópico
Densidad [kg/m ³]	1550
Modulo Elasticidad dirección horizontal [MPa]	20
Modulo Elasticidad dirección vertical [MPa]	30
Módulo de Corte dirección horizontal [MPa]	7,69
Módulo de Corte dirección vertical [MPa]	11,53
Coefficiente de Poisson [x] [-]	0.3
Coefficiente de Poisson [y] [-]	0.3

En la Tabla 6.3 se presenta las propiedades mecánicas de los 3 tipos de suelos descritos en la sección 5.2.

Tabla 6.3 Características mecánicas de los suelos utilizados como relleno y fundación. Elaboración Propia

Propiedades Interfaz	Orgánico [Pt]	Limo [ML]	Arena [SP]
Modulo Elasticidad [MPa]	8	20	50
Coefficiente de Poisson [-]	0.4	0.35	0.3
Módulo de Corte [MPa]	2.76	7.41	19.2
Densidad [kg/m ³]	1350	1700	2050
Cohesión [kPa]	3	6	3
Angulo de fricción [°]	12	18	32

6.1.1 Metodología de análisis de resultados.

Se realiza el cálculo interno de un muro de neumáticos, para ejemplificar la metodología. Inicialmente, se presenta la Tabla 6.4 y la Figura 6.1, en donde se aprecia la configuración utilizada y el esquema general del modelo (a) respectivamente. Luego se verifica los criterios de falla y si esta configuración en vista del Diseño es viable.

Tabla 6.4 Configuración del ejemplo a analizar. Elaboración Propia

Variables	Rango de Variación
Cantidad de Neumáticos (n)	5 Neumáticos [3,0[m]]
Tipo de Suelo [-]	Suelo Limoso [ML]

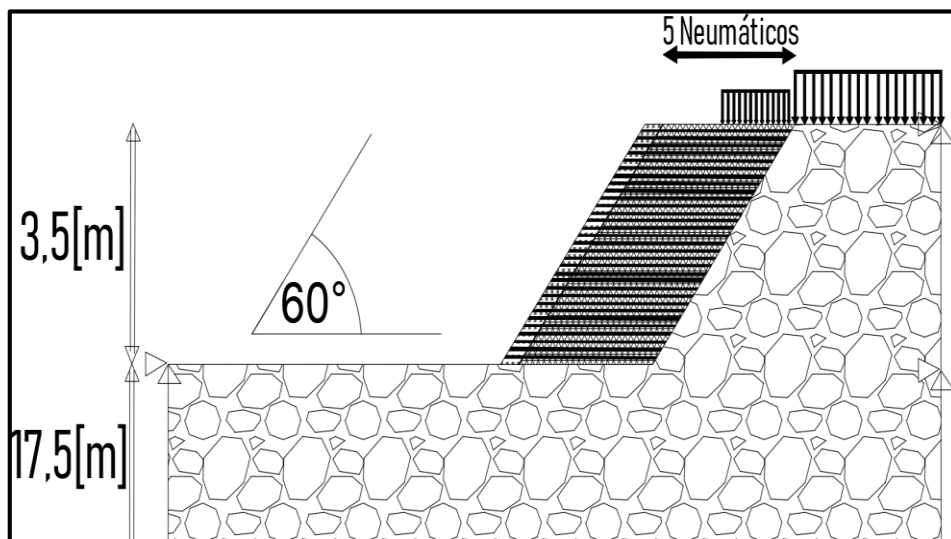


Figura 6.1 Esquema del caso de ejemplo. Elaboración Propia

De acuerdo a la sección 5.3.1.2 la altura no debe ser superior a 1,25 veces la base. Seguidamente, se procede a correr el modelo para calcular los esfuerzos y deformaciones. En particular, en las figuras 6.2, 6.3, 6.4 y 6.5 observan los resultados del programa Civilfem de: Desplazamiento Horizontal, Asentamiento, Esfuerzos de Corte y Esfuerzos Principales respectivamente. De cada análisis se describe cómo es evaluado cada criterio de verificación y si cumple o no aquel criterio, para finalmente superponer todos los criterios y verificar si la estructura es factible del punto de vista del diseño. Si no cumple alguno de los análisis queda descartada la configuración de neumáticos, analizando alturas inferiores hasta cumplir con cada criterio de falla mencionado.

6.1.1.1 Criterio de Desplazamientos Horizontales (Caso I)

En la Figura 6.2 se observan los desplazamientos horizontales del muro.

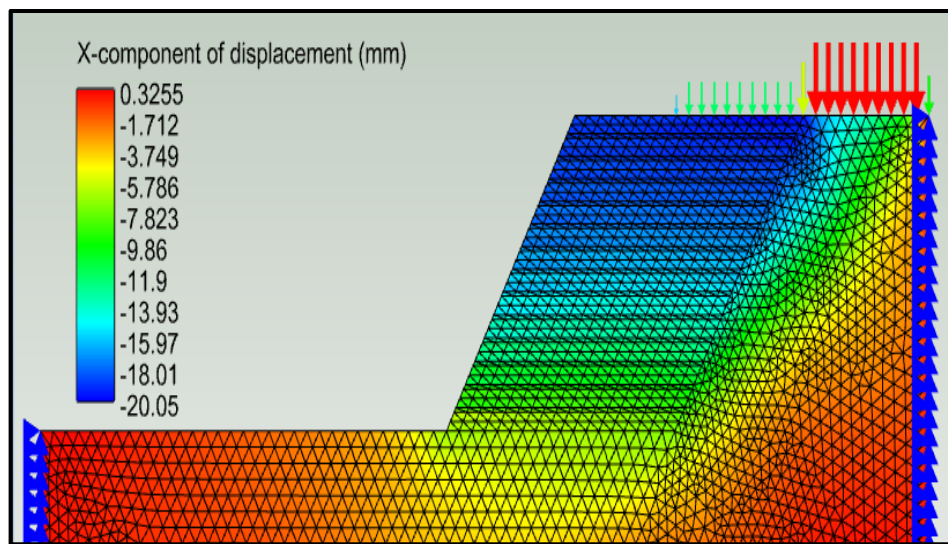


Figura 6.2 Desplazamientos Horizontales del caso de ejemplo. Elaboración Propia.

De acuerdo a la Figura 6.2, se observa que el desplazamiento horizontal es mayor en la cumbre del muro, disminuyendo en profundidad. En particular en el suelo de fundación el desplazamiento es mínimo (4 [mm]); mientras que en el punto más alto del muro el desplazamiento es máximo (20.05 [mm]), lo anterior ocurre debido a que en la parte superior los neumáticos poseen menos esfuerzo de confinamiento que en la parte inferior, reflejando el fenómeno en mayores desplazamientos. La ecuación 23 corresponde al desplazamiento normalizado por la altura (ecuación 17), mientras que la ecuación 24 se expresa el factor de seguridad ante el desplazamiento máximo horizontal de acuerdo a la ecuación 18.

$$\delta/H = 20.05/3500 = 0.005728 > 0.005 \quad (23)$$

$$FS = \delta_{N.Pre.} / \delta_{N.Mod.} = \frac{0.005}{0.005728} = 0.87 < 1.15 \quad (24)$$

El FS da 0.87, menor al mínimo (1.15). El Caso (I) no cumple con el criterio de desplazamiento. Esta configuración queda descartada del diseño, sin embargo, al ser un caso de ejemplo se continuará con las otras verificaciones.

6.1.1.2 Criterio de Esbeltez del Muro de Neumáticos (Caso I)

Este criterio considera construcciones con gran esbeltez debido a que no existen suficientes casos de estudio instrumentados que representen el comportamiento real de los muros de neumáticos.

$$\frac{H}{B} = \frac{3.5}{3.0} = 1.17 \leq 1.25 \quad (25)$$

De acuerdo a la ecuación 25, se cumple con el criterio de razón de esbeltez.

6.1.1.3 Criterio de verificación de Asentamiento (Caso I)

En la Figura 6.3 se observan los asentamientos del muro

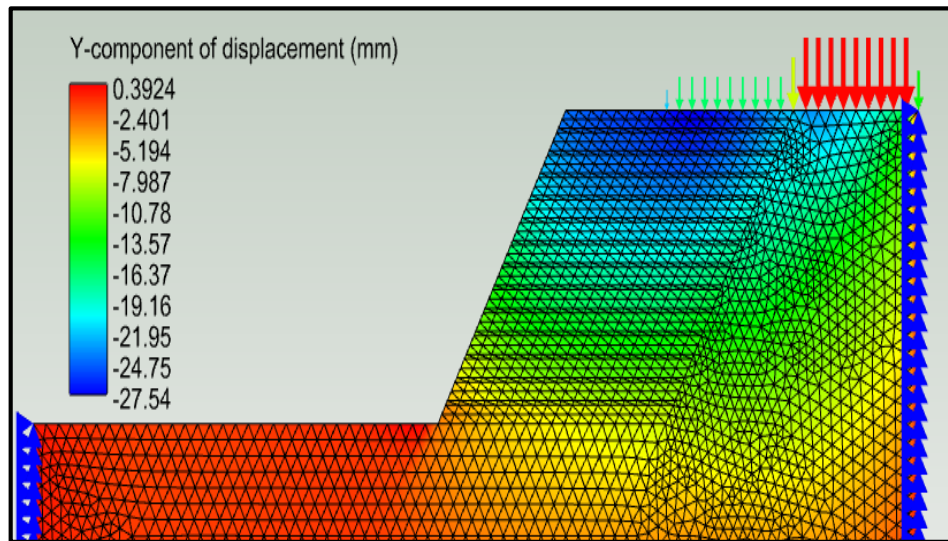


Figura 6.3 Asentamiento del caso de ejemplo. Elaboración Propia.

De acuerdo a la Figura 6.3, el asentamiento se observa principalmente en el muro de neumáticos. Se observa que los menores asentamientos ocurren a nivel del suelo de fundación y los mayores asentamientos en la cumbre del muro, en particular en la sección donde esta aplicada la carga distribuida de 20[kPa]. Los asentamientos en la parte superior corresponden a la sobrecarga aplicada sobre los neumáticos, adicionalmente a mayores profundidades del muro de neumáticos, disminuyen los esfuerzos verticales por lo que las mallas de neumáticos inferiores poseen una menor sollicitación de esfuerzos. El suelo de fundación tiene propiedades mecánicas intermedias y resiste los esfuerzos verticales aplicados de mejor manera que la parte superior del muro por tener mayor confinamiento. El asentamiento

diferencial máximo corresponde a 27.54 [mm], mientras que el asentamiento máximo propuesto es de 35 [mm]. Por lo tanto, cumple el criterio de verificación de Asentamientos.

6.1.1.4 Criterio de verificación de Esfuerzo de Corte en Interfaz (Caso I)

A continuación, en la Figura 6.4 se presentan los esfuerzos de corte en la interfaz

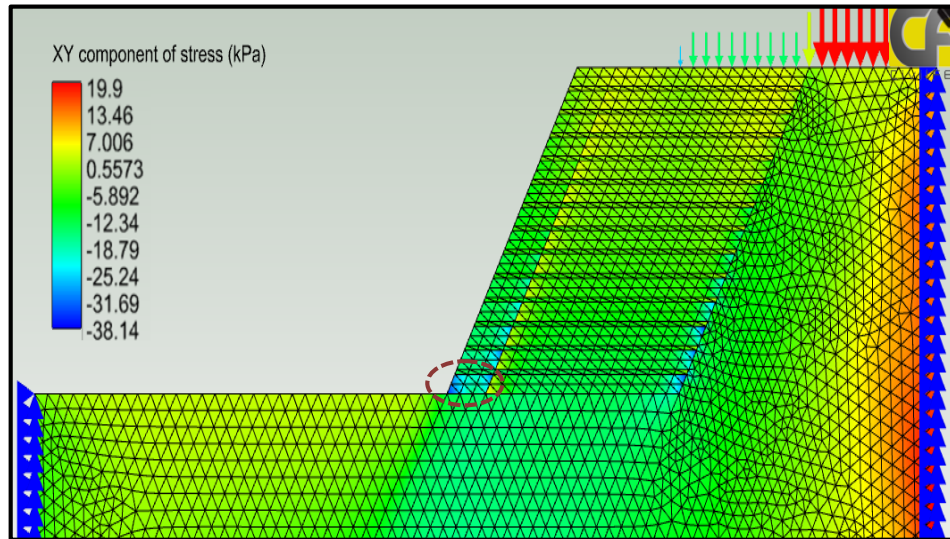


Figura 6.4 Esfuerzos de Corte del caso de ejemplo. Elaboración Propia

En relación a la Figura 6.4, los esfuerzos generados en la interfaz van aumentando en la profundidad de manera gradual, en un rango de valores entre 7 a 20 [kPa], sin embargo los mayores esfuerzos se generan en los bordes del elemento adicional (zona demarcada). Al analizar una interfaz en particular se observa que los esfuerzos de corte son mínimos en las cercanías del suelo de relleno, mientras que los esfuerzos aumentan gradualmente a lo largo de la interfaz hasta alcanzar su peak de esfuerzo en las cercanías del elemento auxiliar. Considerando la interfaz más solicitada (interfaz inferior), los esfuerzos modelados son de 38 [kPa]; por otro lado, los esfuerzos admisibles del ensayo de corte directo de la Figura 4.6 corresponde a 39,8 [kPa] (el esfuerzo del ensayo de corte directo para este caso se obtiene mediante interpolación entre los confinamientos de 0.06 MPa y 0.08MPa para una deformación unitaria de 0.00514 [-]. Ya que para una altura de 3.5[m], de acuerdo a 5.3.2, su confinamiento corresponde 0.07 MPa). Los esfuerzos de corte estimados son inferiores a los esfuerzos admisibles en el modelamiento, por lo que se cumple el criterio de verificación del Esfuerzo de Corte generado en la interfaz.

6.1.1.5 Criterio de Esfuerzos de Tracción (Caso I)

En la Figura 6.5 se observa los esfuerzos de tracción generados en el muro.

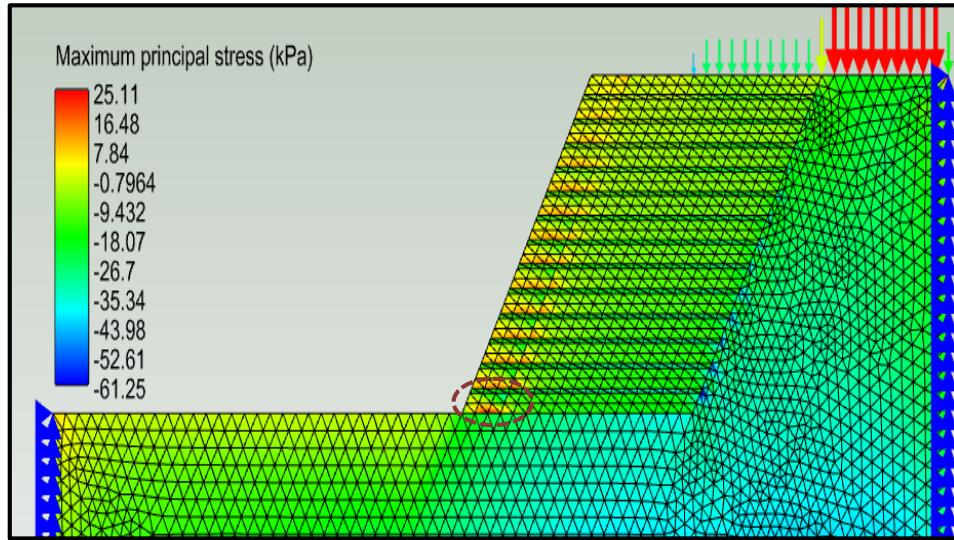


Figura 6.5 Esfuerzos en Direcciones Principales del Caso de ejemplo. Elaboración Propia

La Figura 6.5 muestra que los esfuerzos de tracción en direcciones principales se generan en el pie del muro y en la intersección neumáticos y el elemento Tapón. Debido a una concentración de esfuerzos generados en las discontinuidades del muro. Los esfuerzos generados por Civilfem corresponde a 25 [kPa]. La siguiente ecuación presenta el cumplimiento de los esfuerzos principales y si finalmente la soga de polipropileno posee las propiedades mecánicas necesarias para mantener la unión entre neumáticos.

$$\sigma_A \geq \sigma_{D.M} = 10.61 \left[\frac{kgf}{mm^2} \right] \geq 0.0025 \left[\frac{kgf}{mm^2} \right] \quad (26)$$

Los esfuerzos admisibles de la soga son suficientes para mantener unidos los neumáticos, por lo tanto, el criterio de falla de los esfuerzos en direcciones principales se cumple. A modo de resumen se presentan si la configuración analizada cumple con las verificaciones de diseño.

Tabla 6.5 Resumen de las verificaciones de diseño. Elaboración Propia

Criterio de Verificación	Cumple
Desplazamiento Horizontal	X
Razón de Aspecto	✓
Asentamiento	✓
Esfuerzo de corte [Interfaz]	✓
Esfuerzo principales [Soga]	✓

De acuerdo a la Tabla 6.5 se observa que la configuración analizada no cumple con el criterio de desplazamientos horizontales, por lo tanto la configuración no es un diseño factible. A continuación, se

presenta una configuración con una menor altura, repitiendo el análisis realizado. La Tabla 6.6 muestra la configuración por analizar. El objetivo de analizar éste caso adicional es verificar si la misma cumple los criterios de verificación del diseño. Garantizando la estabilidad de esta configuración de muro de neumáticos. El siguiente caso de análisis corresponde al Caso II, cuya única diferencia al Caso I es la altura del muro.

Tabla 6.6 Configuración del nuevo ejemplo. Elaboración Propia

Variables	Rango de Variación
Cantidad de Neumáticos (n)	5 Neumáticos [3,0[m]]
Tipo de Suelo [-]	Suelo Limoso [ML]

6.1.1.6 Criterio de Desplazamiento Horizontal (Caso II)

La Figura 6.6 muestra los desplazamientos horizontales del caso II.

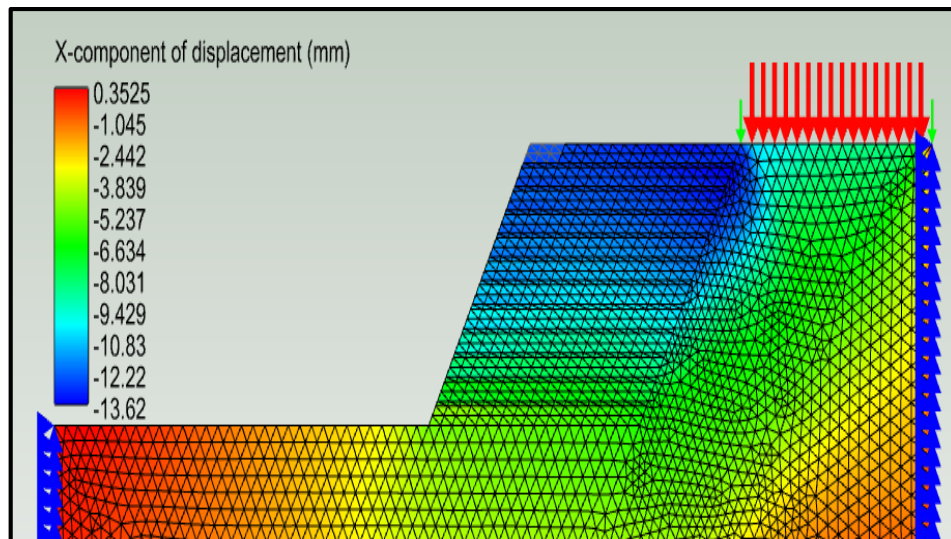


Figura 6.6 Desplazamientos Horizontales del Muro del caso II. Elaboración Propia.

De acuerdo a la Figura 6.6 es posible estimar el desplazamiento máximo del muro (nuevamente ocurre en la cumbre del muro) y al disminuir en la altura los desplazamientos disminuyen. Las ecuaciones 27 y 28 presentan los desplazamientos normalizados por la altura y si cumple con el criterio de desplazamiento horizontal respectivamente.

$$\delta/H = 13.62/3000 = 0.00454 < 0.005 \quad (27)$$

$$FS = \delta_{N.Pre.} / \delta_{N.Mod.} = \frac{0.005}{0.00454} = 1.101 < 1.15 \quad (28)$$

A modo de resumir los resultados, en la Tabla 6.7 se presenta el cumplimiento de todos los criterios de verificación del punto de vista del diseño.

Tabla 6.7 Resumen de las verificaciones de diseño del caso II.. Elaboración Propia

Criterios de Verificación	Si
Desplazamiento Horizontal	X
Razón de Aspecto	✓
Asentamiento	✓
Esfuerzo de corte [Interfaz]	✓
Esfuerzo principales [Soga]	✓

El detalle de los criterios de verificación del Caso II se encuentra en el acápite 10.1.

6.2 Estabilidad Externa

A modo de ejemplo, se comienza presentando las propiedades en común que poseen todas las configuraciones de neumáticos y el suelo (de relleno y fundación) en la Tabla 6.8

Tabla 6.8 Propiedades del Neumáticos y del Suelo estudiado. Elaboración Propia

Propiedades del Neumático	Neumáticos	Suelo
φ [°]	30.11	18
c [kPa]	7.9	6
Peso Unitario [kN/m^3]	15.5	17

6.2.1 Metodología de análisis de resultados.

Mediante el método de equilibrio límite se estudian las superficies de falla más desfavorables y finalmente corroborar que se cumpla el criterio de deslizamiento. En la Figura 6.7 se observa el muro de neumáticos modelado como un elemento continuo.

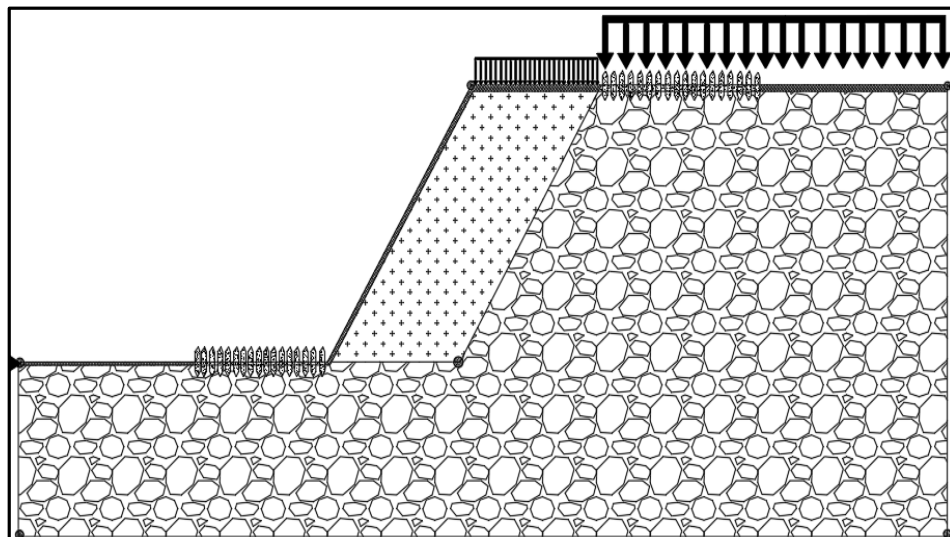


Figura 6.7 Configuración típica (Geoestudio). Elaboración Propia

En la Figura 6.8 se aprecia los distintos planos de falla modelados para el Caso I.

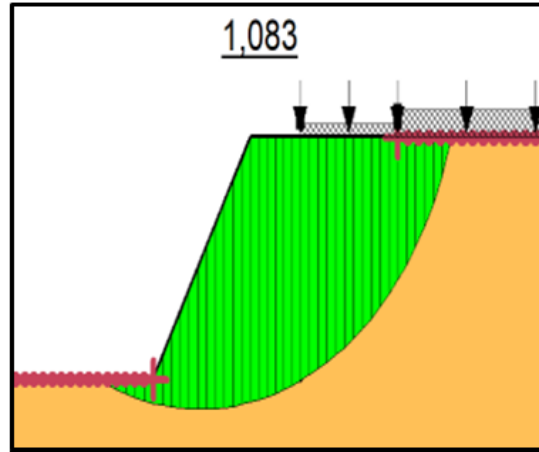


Figura 6.8 Modelación de las Superficies de falla para el Caso I. Elaboración Propia

En la Figura 6.8 se observa la cuña de falla más desfavorable, esta cuña es del tipo externa y es la más crítica debido a que el suelo de relleno y fundación poseen propiedades mecánicas intermedias en comparación al muro de neumáticos que posee mejores características. bordeando al muro de neumáticos. La ecuación 29 analiza el criterio de deslizamiento de la superficie de rotura, en donde se elige el factor de seguridad más desfavorable para la estructura.

$$FS_{Modelado} \geq FS_V \rightarrow 1.083 \leq 1.15 \quad (29)$$

El criterio de deslizamiento de la superficie de rotura no se cumple para el Caso I, en consecuencia, la estructura no es estable.

En relación al Caso II, la Figura 6.9 presenta la superficie de falla más desfavorable.

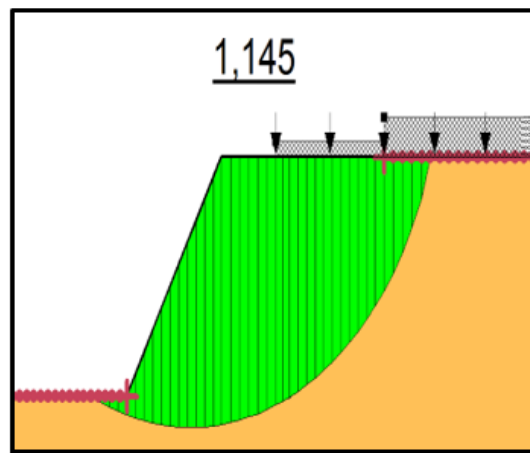


Figura 6.9 Modelación de las Superficies de falla para el Caso II. Elaboración Propia.

Se observa que la cuña de falla más desfavorable para la configuración del Caso II corresponde a una falla externa. En la ecuación 30 se analiza aquella desigualdad.

$$FS_{Modelado} \geq FS_V \rightarrow 1.145 \leq 1.15 \quad (30)$$

Se concluye que no se cumple el criterio de deslizamiento, pero se encuentra más próximo que el Caso I.

En base a los dos casos presentados, se concluye finalmente que:

- Los planos de falla más desfavorables son círculos de bajas profundidades inducidos por la presencia de los neumáticos. Por lo que el suelo falla antes que el muro.

6.3 Factibilidad de Configuraciones

En esta sección se analizan los distintos rangos de variación planteadas para la combinatoria de configuraciones de neumáticos de acuerdo a Tabla 5.7 para los 3 tipos de suelos considerados. Se analizará los dos criterios de falla del diseño (Desplazamiento Horizontal y Razón de Esbeltez). Presentando al final de éste acápite las Tabla 6.11 y Tabla 6.12, cuyo talud externo es de 45 y 60° respectivamente, en las cuáles se superponen los casos factibles tanto para la estabilidad interna como la externa.

6.3.1 Análisis de Estabilidad Interna

En esta sección se estudia el criterio de los desplazamientos horizontales máximos del muro para la combinatoria de configuraciones descritas con anterioridad (Tabla 5.7). Los resultados de los desplazamientos se presentan en un gráfico del Factor de seguridad vs altura del muro, cada color corresponde a una profundidad de neumáticos. Al resultado anterior se debe superponer el Criterio de Esbeltez. A continuación, se presenta el análisis para los tres tipos de suelos.

6.3.1.1 Estabilidad Interna Turba [Pt] (60°)

La Figura 6.10 presenta todas las configuraciones consideradas de muros de neumáticos en el análisis de estabilidad interna, utilizando como suelo de fundación y relleno una Turba.

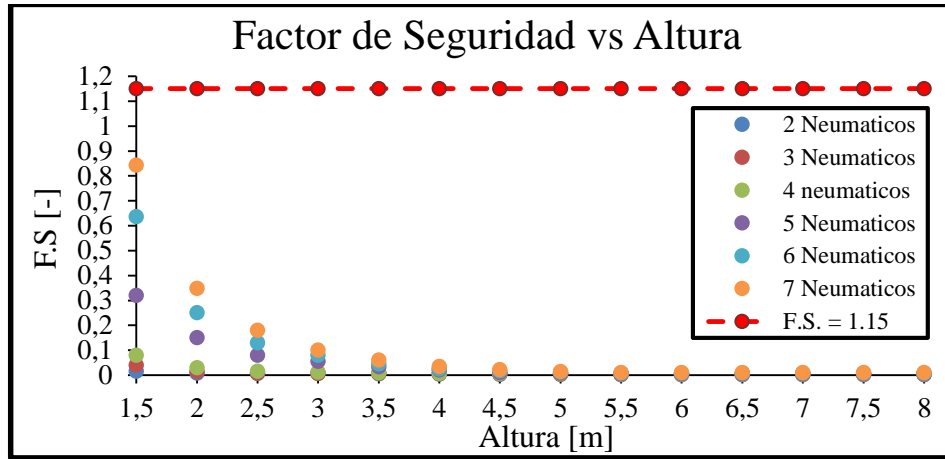


Figura 6.10 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo Pt). Elaboración Propia

De la Figura 6.10 se concluye que ninguna configuración es factible debido a que no logran superar el umbral del factor de seguridad (línea punteada). Lo anterior es debido a que el suelo posee escasas propiedades mecánicas, por lo que al ser sometido a importantes esfuerzos el suelo de fundación falla, desarrollando importantes deformaciones.

6.3.1.2 Estabilidad Interna Limo [ML] (60°)

La Figura 6.11 presenta todas las configuraciones consideradas para el análisis de estabilidad interna considerando un Limo como un suelo de fundación y relleno.

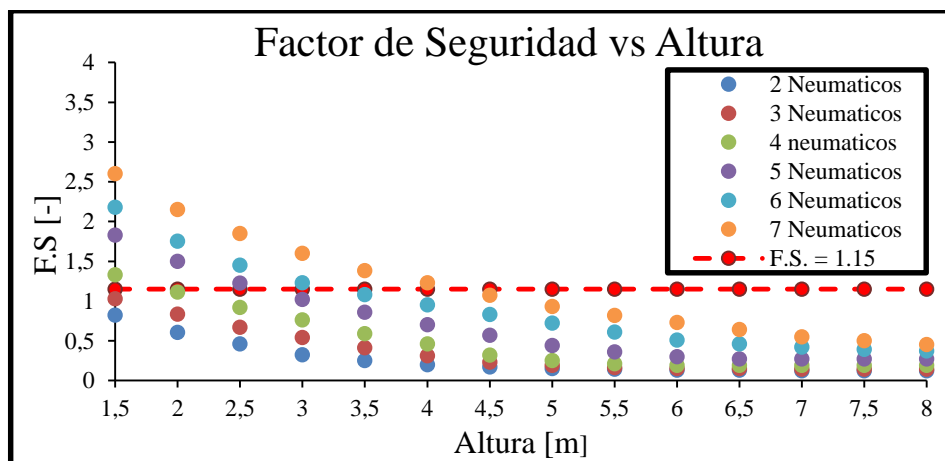


Figura 6.11 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo ML). Elaboración Propia

De la Figura 6.11 es posible interpretar que con un suelo con propiedades mecánicas intermedias, existen configuraciones que cumplen el criterio de desplazamientos. En particular para las configuraciones de 7,6,5 y 4 neumáticos es posible alcanzar alturas de 4, 3, 2.5 y 1.5 [m] respectivamente. Para profundidades de 2 y 3 neumáticos superan la cota máxima de desplazamientos debido a que la malla de neumáticos no es lo suficientemente rígida para evitar desplazamientos excesivos y el suelo de fundación

no es idóneo del punto de vista mecánico. Adicional al análisis anterior se estudia el criterio de razón de esbeltez para las configuraciones permitidas, presentando en la Tabla 6.9 si cumple con la altura máxima permitida de los muros de neumáticos.

Tabla 6.9 Criterio de razón de esbeltez para casos Límites. Elaboración Propia.

Criterio de Razón de Esbeltez											
7 Neumáticos			6 Neumáticos			5 Neumáticos			4 Neumáticos		
H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}
4	\leq	5	3	\leq	4.5	2.5	\leq	3.5	1.5	\leq	3
Cumple			Cumple			Cumple			Cumple		

De acuerdo a la Tabla 6.9, se observa que las alturas modeladas que cumplen las deformaciones horizontales también cumplen con el criterio de esbeltez. Validando aquellas alturas que están sobre la cota mínima de la Figura 6.11.

6.3.1.3 Estabilidad Interna Arena [SP] (60°)

En la Figura 6.12 se observan las distintas configuraciones para el análisis de estabilidad interna, considerando como suelo de fundación y relleno una Arena Competente [SP].

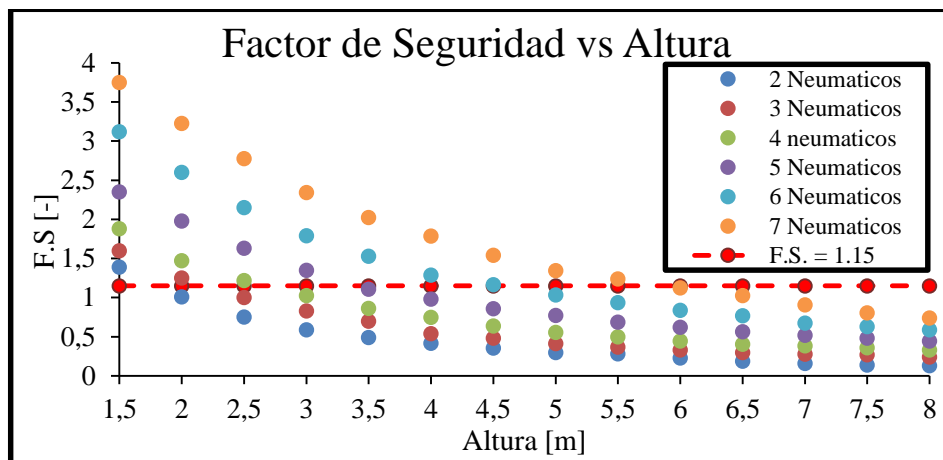


Figura 6.12 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo SP). Elaboración Propia

De acuerdo a la Figura 6.12, se observa que para un suelo competente se cumple el criterio de desplazamientos para una gran cantidad de configuraciones. Más bien para las configuraciones de 2, 3, 4, 5, 6 y 7 neumáticos en la profundidad es posible alcanzar las siguientes alturas: 1,5, 2, 2,5, 3, 4 y 5,5 [m] respectivamente. Complementando este criterio, en la Tabla 6.10 se analiza si las alturas máximas para cada profundidad de neumáticos cumplen con el criterio de razón de esbeltez.

Tabla 6.10 Criterio de razón de esbeltez para casos Límites (Arena). Elaboración Propia.

Criterio de Razón de Esbeltez																	
7 Neumáticos			6 Neumáticos			5 Neumáticos			4 Neumáticos			3 Neumáticos			2 Neumáticos		
H_{Mod}	\geq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}	H_{Mod}	\leq	H_{Max}
5.5	\geq	5	4	\leq	4.5	3	\leq	3.5	2.5	\leq	3	2	\leq	2	1.5	\leq	1.5
No Cumple			Cumple			Cumple			Cumple			Cumple			Cumple		

De acuerdo a la Tabla 6.10, se observa que para profundidades entre 2 a 6 neumáticos el criterio de esbeltez cumple, excepto para los 7 neumáticos con una altura de 5.5 [m]. Descartando únicamente esta configuración para el ábaco de diseño. Por lo que la altura máxima considerada para el diseño para 7 neumáticos en profundidad corresponde a 5 [m].

El análisis de la Estabilidad interna para un talud de 45° se encuentra en la sección 10.2.

6.3.2 Análisis de Estabilidad Externa

Los resultados de las distintas configuraciones se presentan en un gráfico Factor de Seguridad vs Altura, limitando las configuraciones aptas por un mínimo del factor de seguridad de 1,15.

6.3.2.1 Estabilidad Externa Turba [Pt] (60°)

La Figura 6.13 presenta las combinaciones consideradas en muros para analizar la estabilidad externa de la estructura, utilizando un suelo orgánico como relleno y fundación.

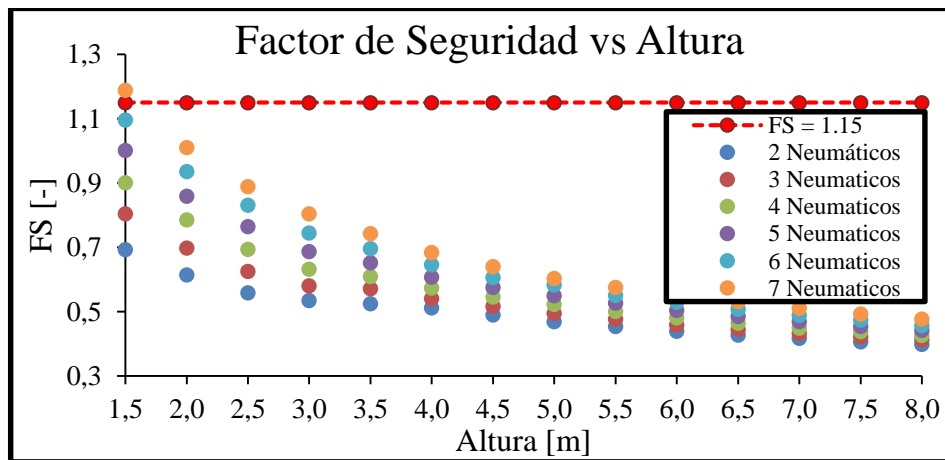


Figura 6.13 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo Pt- 60°). Elaboración Propia

De acuerdo a la Figura 6.13, se observa que la configuración de neumáticos que cumple corresponde a 7 neumáticos con una altura de 1.5 [m]. Las superficies de falla más desfavorables para todas las configuraciones analizadas son del tipo externa debido a que el suelo en trasdós y fundación posee bajas propiedades mecánicas, por lo que los esfuerzos de corte modelados generan la cuña de falla en el suelo antes que el muro, redondeando a la estructura de neumáticos.

6.3.2.2 Estabilidad Externa. Limo [ML] (60°)

En la Figura 6.14 se observan las distintas configuraciones para el análisis de estabilidad externa para el suelo limoso. Al considerar un suelo algo mejor, es posible alcanzar mayores alturas de muros de neumáticos.

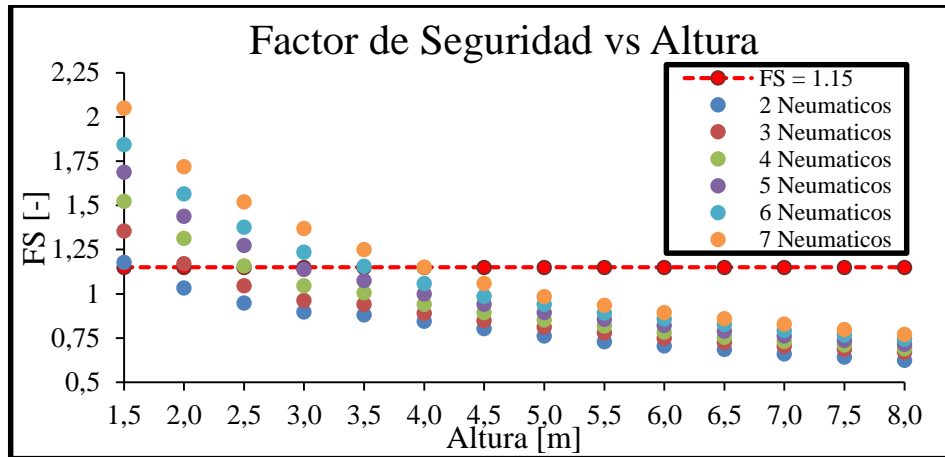


Figura 6.14 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo ML- 60°). Elaboración Propia

6.3.2.3 Estabilidad Externa Arena [SP] (60°)

La estabilidad externa bajo distintas configuraciones de muros es analizado en la Figura 6.15.

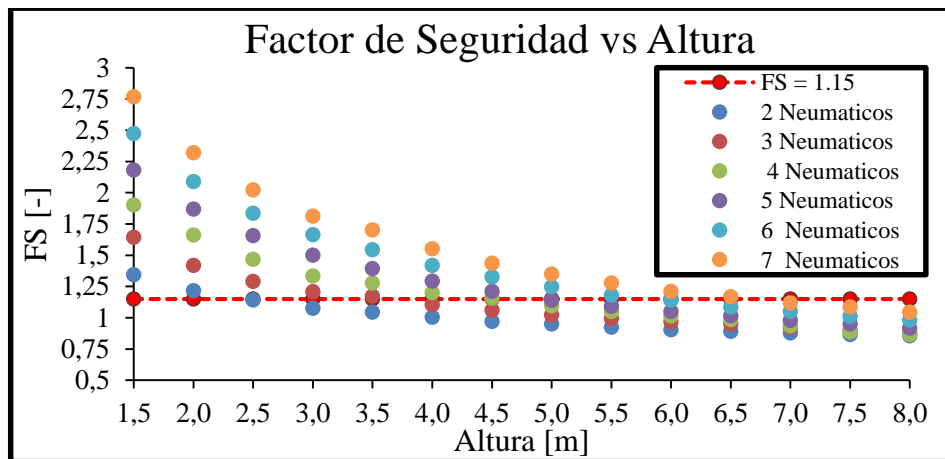


Figura 6.15 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo SP- 60°). Elaboración Propia

De la Figura 6.15 se concluye que al utilizar un suelo con mejores propiedades mecánicas, alcanzando configuraciones más altas en comparación a las figuras 6.13 y 6.14

El análisis de la Estabilidad externa para una inclinación del muro de 45° se encuentra en la sección 10.3.

6.3.3 Ábacos de Diseño

Se hace una superposición de la estabilidad interna y externa, eligiendo la configuración más desfavorable para el diseño. Construyendo en definitiva el ábaco de diseño que es presentado en la Tabla 6.11 y Tabla 6.12 donde es posible observar en la segunda fila el par ángulo de fricción y cohesión para los 3 tipos de suelos descritos en 5.2, debajo se encuentra el ancho de neumáticos considerado en el análisis y en la columna a la izquierda las alturas de muros de neumáticos.

Respecto a las Tabla 6.11 y Tabla 6.12, se observa que con un color más oscuro representa la altura máxima que puede alcanzar un muro de neumáticos de acuerdo al número de neumáticos en la profundidad. Adicionalmente se muestra que para configuraciones de mayor número de neumáticos es posible alcanzar mayores alturas. Para una misma configuración el factor de seguridad es superior a 1.15 para suelos competentes, sin embargo, debido al criterio de razón de esbeltez no se cumple con la altura máxima de diseño de la estructura, por lo que queda descartado como una configuración viable .

Tabla 6.11 Análisis de Estabilidad Interna y Externa del total de configuraciones (60°), donde el suelo de fundación coincide con el de relleno. Elaboración Propia

H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión (ϕ ; c) para 6 configuraciones de neumáticos (60° de talud)																	
	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)
	7 Neumáticos			6 Neumáticos			5 Neumáticos			4 Neumáticos			3 Neumáticos			2 Neumáticos		
8																		
7,5																		
7			< 1,20			< 1,03												
6,5		< 1,08																
6					< 1,10													
5,5			1,20															
5	No Aplica		1,36	No Aplica		1,03	No Aplica											< 1,12
4,5		1,08				1,17												
4		1,25																
3,5					1,10													
3					1,27													
2,5		> 1,25	> 1,36															
2					> 1,27													
1,5																		

Tabla 6.12 Análisis de Estabilidad Interna y Externa del total de configuraciones (45°), donde el suelo de fundación coincide con el de relleno. Elaboración Propia

H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión (ϕ ; c) para 6 configuraciones de neumáticos (45° de talud)																	
	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)	(12;3)	(18;6)	(32;3)
	7 Neumáticos			6 Neumáticos			5 Neumáticos			4 Neumáticos			3 Neumáticos			2 Neumáticos		
8																		
7,5																		
7																		
6,5			< 1,02			< 1,04												
6			1,02															
5,5			1,18															
5	No Aplica			No Aplica			No Aplica											
4,5		1,12																
4		1,35																
3,5					1,07													
3					1,27													
2,5		> 1,35	> 1,18															
2					> 1,27													
1,5																		

A modo de ejemplo, se usan las tablas Tabla 6.11 y Tabla 6.12 para un caso supuesto. De acuerdo a las características, el suelo posee las siguientes propiedades que son presentadas en la Tabla 6.13.

Tabla 6.13 Propiedades del suelo del ejemplo. Elaboración Propia

Características del proyecto	φ [°]	c [kPa]	$H_{proyecto}$ [m]
	18	6	3

En la Tabla 6.14 se observa las posibles configuraciones de neumáticos que cumplen los requisitos del proyecto.

Tabla 6.14 Configuraciones que cumplen con las características del proyecto ejemplo. Elaboración Propia.

60° de talud							45° de talud								
H [m]	(12;3)			(18;6)			(12;3)			(18;6)			(32;3)		
	7 Neumáticos			6 Neumáticos			7 Neumáticos			6 Neumáticos			5 Neumáticos		
8															
7,5									< 1,02						
7									1,02			< 1,04			
6,5		< 1,08							1,18			1,04			< 1,06
6												1,21			
5,5															< 1,08
5	No														1,06
4,5	Aplica	1,08													1,23
4		1,25													
3,5															
3															
2,5		> 1,25													
2															
1,5															

Para una pendiente del muro de 60° es posible considerar configuraciones de 7 y 6 neumáticos. Mientras que para una inclinación del muro de 45°, me permite considerar 7, 6 y 5 neumáticos para la altura de diseño, validando la construcción de muros con Neumáticos para este ejemplo.

6.4 Análisis de casos de falla

Un problema frecuente observado en vialidad corresponde a la falla de los suelos de fundación que poseen propiedades poco competentes para soportar el relleno. Un ejemplo de este tipo de suelos son los de origen orgánico (PT). Los suelos orgánicos tienen por lo general ángulos de fricción bajos y cohesiones variables, además presentan una consolidación secundaria considerable, lo cual resulta desfavorable para construcciones de hormigón y asfalto, reflejándose en importantes asentamientos de la calzada. Las losas de carretera tienen baja resistencia a la tracción, por lo que un asentamiento de este

tipo se traduce en una falla de la estructura de pavimento. Otra alternativa puede ser que la pista queda fuera de servicio debido al deslizamiento lateral del terraplén debido a su pérdida de estabilidad, afectando a la pista. Para el caso de estructuras reforzadas con neumáticos, el exceso de cargas que genera el relleno de estos sobre suelos blandos puede ocasionar este tipo de fallas. Estas pueden ocurrir durante el proceso de construcción o durante la vida útil de esta estructura. Las características del suelo de fundación en donde ocurre este tipo de fallas corresponden a suelos con alta plasticidad, suelos con un importante contenido orgánico o una mezcla de ambos.

En este acápite se presenta una revisión de casos de rellenos reforzados con neumáticos que no cumplen los criterios de estabilidad propuestos en el presente trabajo de título, aplicado a un caso real de una falla de un terraplén en una zona interurbana de Chile fundado sobre un suelo orgánico con el objetivo de proponer una solución técnica-económica para la problemática de la condición de estabilidad en suelos poco competentes.

En la Tabla 6.15 se enumeran algunos casos analizados que no cumplen la condición de estabilidad para diferentes configuraciones de muros que poseen un suelo de fundación poco competente en función de la altura del muro. Adicionalmente la Tabla 6.2 y Tabla 7.2 presentan las características mecánicas del muro de neumáticos y del suelo de relleno que cumple con la normativa FHWA (Berg et al. 2009).

Tabla 6.15 Condición de estabilidad donde suelo de fundación es poco competente

Análisis de estabilidad muros de neumáticos (45°)			
Ancho muro	Suelo de fundación Par (Φ, c)	H [m]	F.S.
7 Neumáticos	(12,0)	1	0,98
	(12,3)	2	1,12
6 Neumáticos	(12,0)	1	0,93
	(12,3)	1,5	1,13

De acuerdo a la Tabla 6.15, se observan que como un primer análisis estas configuraciones de muros de neumáticos fundados sobre suelos competentes no cumplen el criterio de deslizamiento sobre la superficie de rotura.

Un ejemplo real de este tipo de falla se produjo en el sector de Cabo Blanco, Región de Los Ríos. Observándose una falla circular profunda debido al aumento de la sección del terraplén. La falla se produjo debido al incremento rápido de carga, la cual generó un aumento de la presión de poros sobre el suelo orgánico y de manera directa disminuyó la resistencia mecánica del suelo. en la Figura 6.16 (a) se observa las propiedades obtenidas mediante el Retrocálculo las cuales son consistentes con suelos del tipo orgánico ($\phi = 12$ (°); $c = 3$ (kPa)) y en la Figura 6.16 (b) se observa la falla real del terraplén.

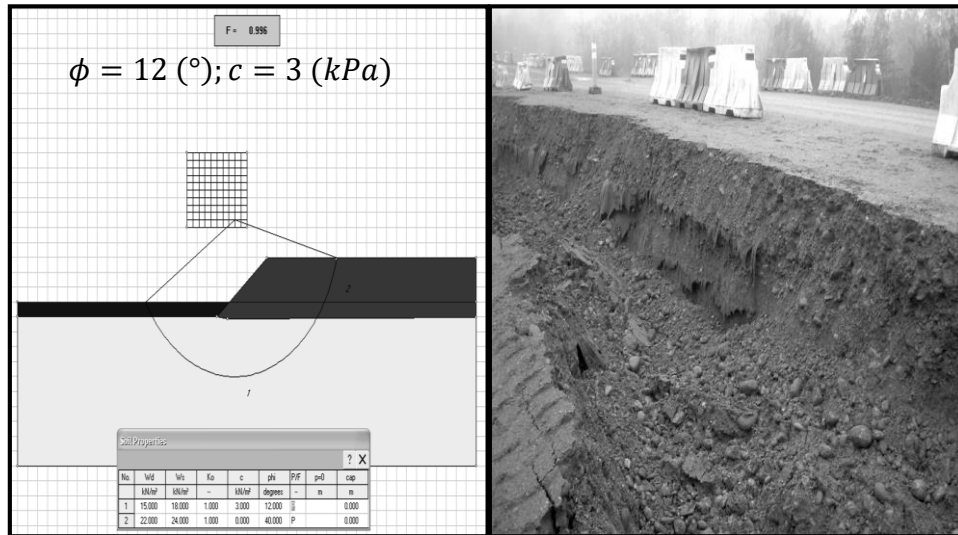


Figura 6.16 Retrocálculo y superficie de falla del terraplén reforzada con geotextil. LNV (2017)

Debido a que este tipo de suelo es común en distintas partes del país, es de interés estudiar la estabilidad de estas estructuras fundadas sobre suelos orgánicos.

Los suelos de carácter orgánico están compuestos principalmente por el carbono que proviene de la descomposición animal y vegetal (Burland et al 2012). La Tabla 6.16 corresponde a una clasificación inicial del suelo orgánico ya que para contenidos orgánicos superiores al 20% todos los suelos son clasificados como suelos con alto contenido orgánico. Existen clasificaciones más específicas como la Tabla 5.1 que detallan el tipo de suelo de acuerdo al contenido orgánico (ASTM D4427 (2002)).

Tabla 6.16 Clasificación del suelo de acuerdo a su contenido Orgánico. ISO 14688 (2004).

Suelo	Contenido Orgánico ($\leq 2mm$) [%]
Bajo contenido Orgánico	2-6
Medio Contenido Orgánico	6-20
Alto Contenido Orgánico	>20

Respecto a la Tabla 6.16, se observa que aquellos suelos con bajo contenido orgánico poseen un comportamiento en el que domina la fracción de suelo inorgánico, por otra parte aquellos suelos con un mayor contenido orgánico domina la fracción orgánica. Para entender el comportamiento de la fracción orgánica, a continuación, se describe la microestructura de los suelos orgánicos debido a que determina el comportamiento y las características principales de éstos.

La materia orgánica posee una estructura celular abierta con una gran cantidad de fibras que favorece a la compresibilidad, el contenido de humedad y la resistencia a la compresión. Con respecto a la

compresibilidad, los suelos orgánicos poseen una estructura celular abierta que se deforma ante la interacción de las partículas, caracterizado por una notable fluencia lenta o creep.

Los suelos orgánicos internamente poseen 3 mecanismos de retención de agua:

- Grandes cavidades.
- Efecto de capilaridad para almacenar agua cavidades más estrechas.
- Interfaz suelo – agua.

La resistencia de los suelos orgánicos está relacionada con la cantidad de fibras y la dirección que tengan.

En la Figura 6.17 corresponde a la estructura interna de un suelo orgánico tipo (Burland et al. 2012).

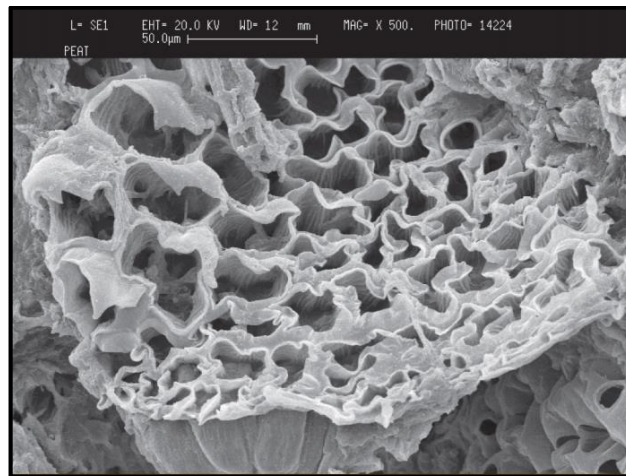


Figura 6.17 Estructura interna de un suelo orgánico. Burland et al. 2012.

Las principales características de los suelos orgánicos son:

- Alta Compresibilidad.
- Deformaciones diferidas en el tiempo (Creep behaviour).
- Baja Densidad Aparente.
- Baja resistencia al corte.
- Alto grado de anisotropía.

Al ser suelos altamente compresibles y con bajas resistencia al corte, pueden desarrollar importantes asentamientos y/o grietas que afectan la resistencia de la estructura o sus condiciones de serviciabilidad, en algunos casos podrían generar colapso.

Si bien en una gran cantidad de los proyectos debe reemplazar el suelo orgánico por un suelo con mejores características mecánicas. En este capítulo se plantea la solución de neumáticos aligerados, el cual corresponde a utilizar los neumáticos como elemento estructural y rellenos con materiales ligeros en vez del suelo.

6.5 Refuerzo Aligerados

Una manera de evitar el exceso de cargas y lograr una distribución apropiada sobre el sello de fundación corresponde a utilizar rellenos livianos. En particular, se ha utilizado dentro del país una solución para el diseño de terraplenes con suelos con baja capacidad de soporte, o casos de reparación que es considerar bloques de polietileno expandido (GEOFOAM) como relleno aligerado de este tipo de estructuras. En la Figura 6.18 se presenta el GEOFOAM, para luego, presentar las características físicas de estos.



Figura 6.18 Utilización del GEOFOAM como terraplenes ligeros. Aislapol (2019)

Las características físicas del GEOFOAM son:

- Baja densidad (entre 15 y 30 [kg/m³]).
- Comportamiento visco-elástico (para efectos de modelación se considerará lineal elástico).
- Resistencia a las bajas y altas temperaturas.
- Material impermeable y de baja absorción de agua (Sin embargo, es soluble a solventes orgánicos).
- Material ecológico que no daña al medio ambiente (Si queda protegido del sol, del delgaste y del fuego).

Adicionalmente, dentro de las aplicaciones de esta tipología de bloques son:

- Rellenos livianos sobre suelos blandos o marginales.
- Disminución de la presión horizontal sobre estructuras de contención.
- Disminución de cargas sobre alcantarillas u otras estructuras subterráneas.
- Reparación y ampliación de vías en zonas de ladera.

La idea de utilizar neumáticos rellenos con materiales ligeros en el terraplén corresponde a aprovechar las propiedades de este compuesto y disminuir el peso aplicado sobre el suelo de fundación, evitando que un suelo poco competente falle por capacidad de soporte.

Se realizó una recopilación bibliográfica de los materiales que podrían cumplir con los requisitos necesarios para ser utilizados como relleno dentro del neumático. Para desarrollar lo anterior se caracterizó de las propiedades mecánicas de diferentes tipos de relleno aligerado. Acorde a la diversidad de materiales que se encuentran en el mercado, los materiales ligeros recopilados fueron: Espuma de Polietileno, Sellador adhesivo Sika, Espuma de Poliuretano, Adhesivo, Poliestireno Expandido, Nylon y Silicona. Cada uno de estos posee un catálogo en donde se encuentran las características físicas de cada material, sin embargo, no todos los materiales poseen en su catálogo propiedades mecánicas específicas como la resistencia al corte. Llevando a cabo una selección de aquellos materiales más apropiados, en la Tabla 6.17 se presentan 3 opciones, mostrando sus propiedades características físicas y químicas más importantes.

Tabla 6.17 Propiedades mecánicas de los materiales ligeros más apropiados. Elaboración propia

Propiedades	Poliestireno expandido	Poliuretano expandido	Nylon
Densidad aparente [kg/m ³]	30	115	11.4
Módulo de Elasticidad [MPa]	10	1.2	2.85
Resistencia a la tracción [kPa]	430	1100	7800
T° máxima utilización [°C]	75-80	120	220
Inflamable	Inflamable	Inflamable	Inflamable
Resistencia al corte [KPa]	235	40	-

No se conoce la resistencia al corte del Nylon de acuerdo al catálogo. La resistencia al corte del poliuretano expandido es obtenida de acuerdo al ensayo ASTM C-273, la cual estima las propiedades de corte del material en base a unos esfuerzos de tracción y compresión generados en los extremos de las placas del material, aplicado a materiales análogos a los polietilenos.

Es posible inferir que los materiales ensayados de acuerdo a la ASTM C-273 entregan únicamente una estimación de la cohesión, por lo que es poco útil para estructuras de alturas importantes que son sometidas a confinamientos importantes. El material seleccionado a analizar corresponde al Poliestireno expandido (GEOFOAM).

En el año 2012 se publicó el estudio “Direct shear test on expanded polystyrene” (Padade, & Mandal. 2012), que se realizó ensayos de corte directo con el objetivo de obtener las características resistentes del material. De la siguiente investigación se concluyó finalmente que el esfuerzo de corte que desarrolla el EPS no depende del confinamiento al que este aplicado, sino más bien es directamente proporcional a la densidad que tenga el polímero, confirmando que este material puede ser tratado como puramente cohesivo. En la Figura 6.19 se observa el ensayo de corte aplicado sobre el EPS y la Tabla 6.18 contiene las propiedades mecánicas del material, observando un aumento considerable de la cohesión y en menor grado del ángulo de fricción.

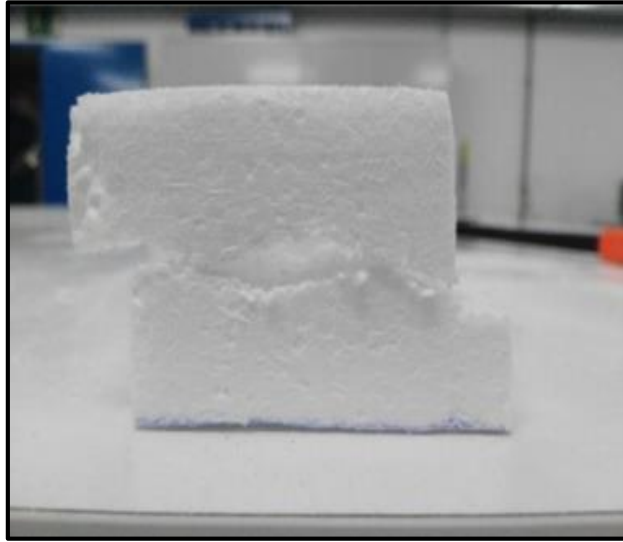


Figura 6.19 Ensayo de Corte Directo aplicado al GEOFOAM Padade, & Mandal. 2012

Tabla 6.18 Propiedades mecánicas del Corte Directo. Padade, & Mandal. 2012

Densidad del GEOFOAM (KN/m ³)	Cohesión (kPa)	Angulo de Fricción (°)
0.15	30.75	3
0.2	36.00	4
0.3	59.75	6

En las estructuras reforzadas mediante neumáticos hay incertidumbre respecto a las propiedades que tendrá el compuesto, dado el efecto escala Este efecto corresponde a los factores de reducción que se deben aplicar al analizar un elemento y luego verificarlo en una estructura a tamaño real al interactuar con otros elementos de esta.

Por ejemplo, las reducciones utilizadas en roca debido a las discontinuidades, estructuras y posibles fracturas que estas presentan, consideran estos fenómenos utilizando indicadores particulares a la tipología a diseñar. Un ejemplo es el Índice Q (Barton, 1988) para túneles el cual considera aparte de la resistencia a la compresión simple, factores de corrección por diferentes motivos. Al hacer esto se reconocen las particularidades del proyecto y el efecto de escala. Un ejemplo de esto es el factor de corrección por agua en juntas (J_w). Otro factor utilizado en el índice Q, corresponde al factor de rugosidad de juntas, el cual representa que las juntas más suaves pueden fallar de manera más fácil que las juntas más rugosas.

Un indicador particular para estructuras reforzadas con neumático (o un factor de corrección) es necesario para desarrollar una metodología de diseño de estructuras reforzadas con neumáticos rellenos de material aligerado, lo cual no se encuentra disponible a la fecha.

El efecto de escala en este caso es importante debido a que las propiedades representativas deben ser obtenidas con el relleno aligerado adherido al neumático, lo que encuentra las mismas limitantes que

para ensayar neumáticos de real tamaño. No se conoce con certeza la representatividad de la utilización de las propiedades del relleno aligerado por sí sólo, por lo que esto queda como desafío para futuras investigaciones, sin embargo, con las propiedades existentes es posible realizar un análisis de estabilidad externa, no así un análisis de estabilidad interna.

Sin embargo, se analizó la estabilidad externa para muros y terraplenes utilizando neumáticos aligerados, observando las ventajas que posee analizar el comportamiento de una estructura con menor densidad. En la Figura 6.20 se observa un esquema del análisis de estabilidad externa con relleno aligerado.

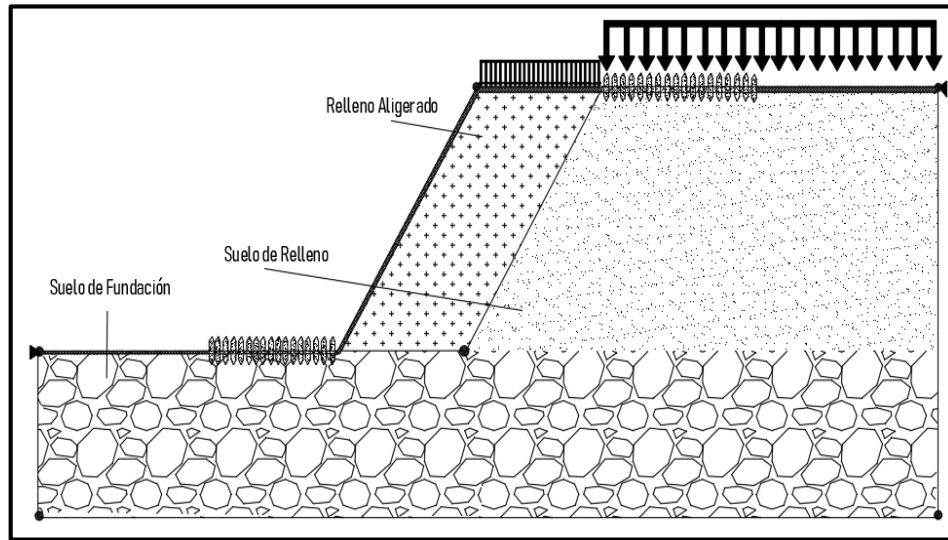


Figura 6.20 Esquema de los muros de neumáticos rellenos aligerados. Elaboración Propia.

De acuerdo a las configuraciones de interés para el LNV, se analizaron tres tipos de terraplenes con neumáticos aligerados. En la Figura 6.21 se presenta la configuración de terraplén que considera dos pistas, con un ancho de 7 metros.

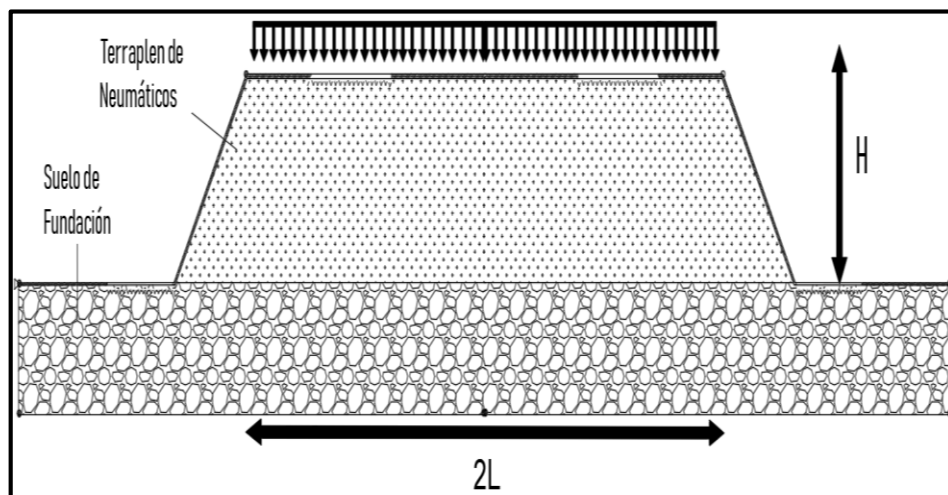


Figura 6.21 Esquema de terraplenes con dos pistas. Elaboración Propia.

Adicionalmente, la Figura 6.22 corresponde a una pista que considera un espacio adicional para ciclovía.

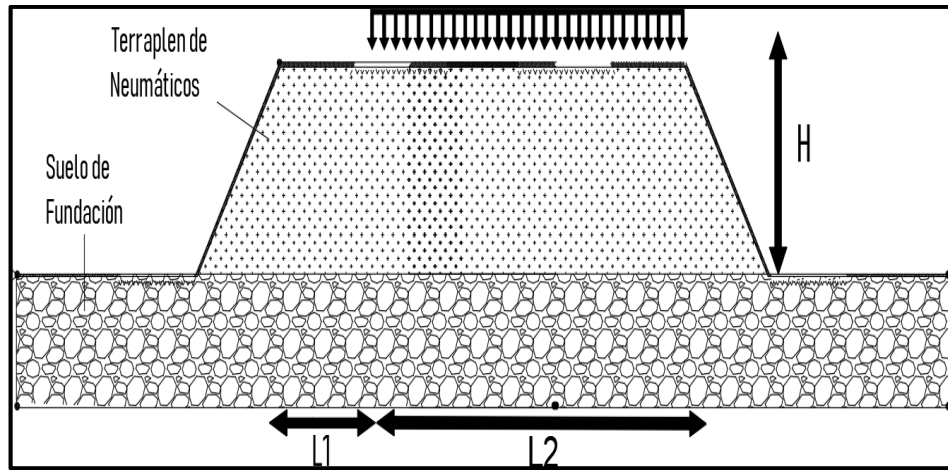


Figura 6.22 Esquema de terraplenes con una pista que incluye una ciclovía. Elaboración Propia

Por último, la Figura 6.23 corresponde a la configuración de neumáticos con un ancho de pista

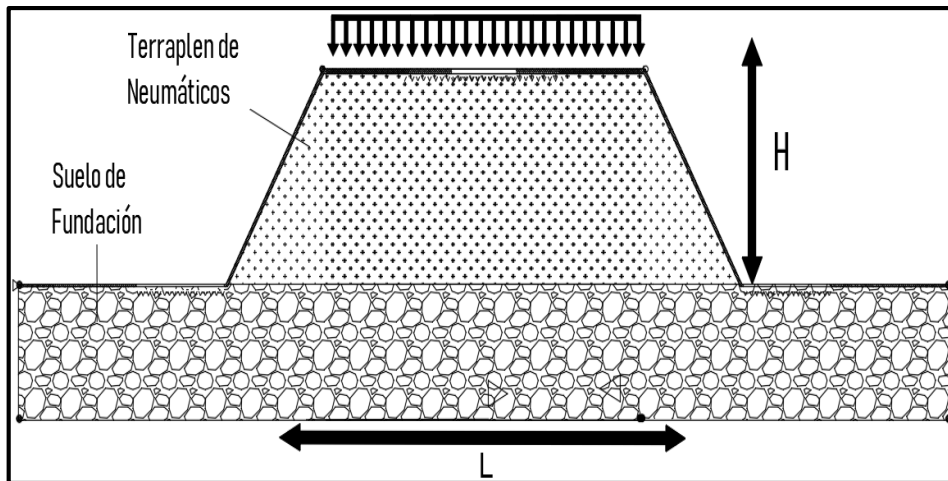


Figura 6.23 Esquema de terraplenes con una pista. Elaboración Propia.

En la Tabla 6.19 se presentan las dimensiones para las configuraciones de terraplenes analizadas, en la Tabla 6.20 se observa las propiedades del muro de neumáticos ligeros con GEOFOAM, el suelo de fundación y el suelo de relleno (Muro). El supuesto utilizado para el modelamiento de los muros rellenos con GEOFOAM corresponde a que poseen las mismas propiedades mecánicas que el packing de neumático relleno con GEOFOAM al no haber evidencia de ensayos que caractericen éste compuesto.

Tabla 6.19 Características geométricas de las configuraciones de terraplenes. Elaboración Propia.

Estructura	Ancho (L) [m]	Ancho Ciclovía (L1) [m]	Ancho Pista (L2) [m]
Terraplén	3.5	1.5	3.5

Tabla 6.20 Propiedades mecánicas de los elementos que componen los esquemas. Elaboración Propia

Elementos	Estructura de Neumáticos	Suelo de Relleno	Suelo de Fundación
Densidad [KN/m ³]	0,5	20,5	[13 – 16]
Ángulo de fricción [°]	4	35	[12 – 15]
Cohesión [kPa]	36	0	[0 - 3]

Para el suelo de fundación se analizó un suelo con 4 propiedades mecánicas distintas con la finalidad de ver la factibilidad de utilizar los rellenos aligerados en suelos poco competentes. Adicionalmente, se debe tener en consideración que no se aplicó un factor de escala para muros y terraplenes con neumáticos rellenos con elementos ligeros, el cual debería aplicarse para lograr una mejor representación del comportamiento de los neumáticos aligerados.

Posterior a la definición de parámetros para el análisis de equilibrio límite, en la Tabla 6.21 se presenta los resultados del análisis del criterio de Deslizamiento sobre la superficie de falla (5.3.1.3) para muros de neumáticos rellenos con suelo y materiales ligeros en función de la profundidad del muro y de las propiedades del suelo.

Tabla 6.21 Análisis de estabilidad de muros con neumáticos rellenos con suelo y con materiales ligeros para un talud de 60°. Elaboración propia.

Configuración	Par (ϕ, c)	H[m]	F.S. Estático	
			Suelo	Aligerado
7 Neumáticos	(12,0)	1	0,82	0,71
	(12,3)		1,07	0,95
5 Neumáticos	(12,0)		0,70	0,58
	(12,3)		0,95	0,84
3 Neumáticos	(12,0)		0,57	0,47
	(12,3)		0,82	0,71

De acuerdo a la Tabla 6.21 se observó que, al neumáticos con rellenos aligerados, disminuyó con respecto al caso de neumáticos rellenos con suelo. Al analizar el suelo sin la estructura de neumáticos, se encontró que de igual manera este tiene una condición de inestabilidad, incluso sin sobrecarga, lo cual significa que el suelo de fundación no es capaz de resistir la sollicitación. El resto de los resultados se observan en el acápite 10.4.

En la Tabla 6.22 se presenta el análisis de estabilidad de terraplenes rellenos con suelo y relleno ligero en función de la configuración del terraplén, considerando el criterio de superficie de deslizamiento más crítica para las configuraciones y tipos de suelos mencionados con anterioridad.

Tabla 6.22 Análisis de estabilidad del terraplén para un talud de 60°. Elaboración propia.

Configuración	Par (φ , c)	H[m]	F.S. Estático	
			Suelo	Aligerado
2 Pistas	(12,0)	1	0,55	1,14
	(12,3)		0,79	1,38
	(15,0)		0,67	1,29
	(15,3)		0,88	1,51
Pista + Ciclovía	(12,0)		0,55	1,14
	(12,3)		0,79	1,38
	(15,0)		0,66	1,29
	(15,3)		0,88	1,51
1 Pista	(12,0)		0,55	1,14
	(12,3)		0,79	1,38
	(15,0)		0,66	1,29
	(15,3)		0,88	1,51

De acuerdo a la Tabla 6.22, se observa que los muros de neumáticos con rellenos ligeros poseen un mayor factor de seguridad debido a que al ser un material con menor densidad, genera un esfuerzo de corte menor que para el caso de neumáticos rellenos con suelo. En particular, para el caso de dos pistas y 1 pista + ciclovía poseen la misma superficie de deslizamiento y factor de seguridad. Caso contrario para la configuración de 1 pista, donde los factores de seguridad son mayores. Esta solución es viable y presenta una mejora en relación al caso de neumáticos rellenos con suelos, sin embargo, se requiere de más investigación ya que la estabilidad interna no fue analizada en el presente trabajo, por las consideraciones ya mencionadas. El resto de la Tabla se observa en el capítulo 10.4.

Otro modo de falla considerado dentro del estudio corresponde a la falla por capacidad de soporte, la cual se describe en el siguiente párrafo.

Otro modo de falla considerado dentro del estudio corresponde a la falla por capacidad de soporte, la cual ocurre debido a que el esfuerzo último del suelo es inferior a las solicitaciones de la estructura, por lo tanto, el suelo cede ante este evento. El mecanismo de falla estudiado corresponde al propuesto por Terzaghi, el cual considera una cuña central cuyo ángulo corresponde al ángulo de fricción del suelo de fundación (Das, B. M. 2011). Dentro de las consideraciones de la resistencia del suelo, se analizó la ecuación de Terzaghi cuyas contribuciones son la cohesión y el peso del suelo. Por el lado de las solicitaciones, únicamente actúa el peso del terraplén y la sobrecarga de 50 [kPa]. A continuación, en la Tabla 6.23 se presenta la capacidad última para las distintas configuraciones de terraplenes.

Tabla 6.23 Análisis de Capacidad de Soporte para las distintas configuraciones de terraplen. Elaboración Propia.

Configuración	Par (φ, c)	H[m]	q_u [kPa]	q_u/q_{max}
2 Pistas	(12,0)	1	41,65	0,82
	(12,3)		73,93	1,46
	(15,0)		74,48	1,47
	(15,3)		113,06	2,24
Pista + Ciclovía	(12,0)		29,75	0,59
	(12,3)		62,03	1,23
	(15,0)		53,2	1,05
	(15,3)		91,78	1,82
1 Pista	(12,0)		20,83	0,41
	(12,3)		53,11	1,05
	(15,0)		37,24	0,74
	(15,3)		75,82	1,50

De acuerdo a la Tabla 6.23, se observa que aquellas configuraciones que poseen mejores propiedades mecánicas y mayor ancho poseen un mayor F.S. De acuerdo con los análisis, la falla puede estar controlada por capacidad de soporte o falla del tipo rotacional.

Finalmente, se realizó una modelación numérica para estimar si es factible tener un estado de esfuerzo tal que se supere la resistencia máxima del suelo dentro de la masa de relleno aligerado. Se detalla en la Tabla 6.24 los parámetros utilizados en la modelación, obtenidos a partir de estudios bibliográficos y curvas tensión – deformación (Elragi (2000), Padade & Mandal (2012) y Das, B. M. (2011)).

Tabla 6.24 Propiedades mecánicas del muro aligerado y del suelo de fundación. Elaboración Propia.

Propiedades	Muro de Neumáticos	Suelo de fundación
Densidad seca [kg/m ³]	52	1400
Módulo de elasticidad [MPa]	2.5	8
ν [-]	0.3	0.4
Módulo de corte [MPa]	0.96-	2.76
Ángulo de fricción[°]	-	12
Cohesión [kPa]	-	0

En las figuras 6.24, 6.25 y 6.26 se presentan los resultados del análisis de esfuerzos para las distintas configuraciones de terraplenes.

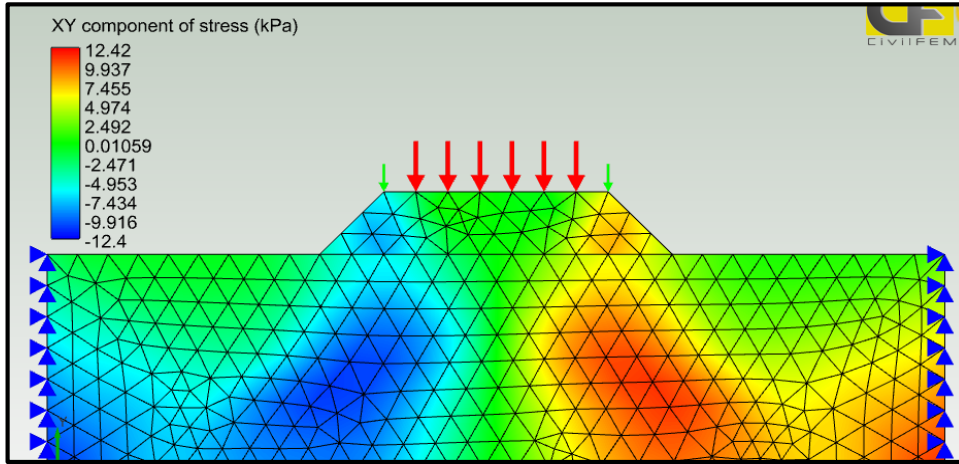


Figura 6.24 Esfuerzos de Corte generados en el terraplén de 2 pistas. Elaboración Propia.

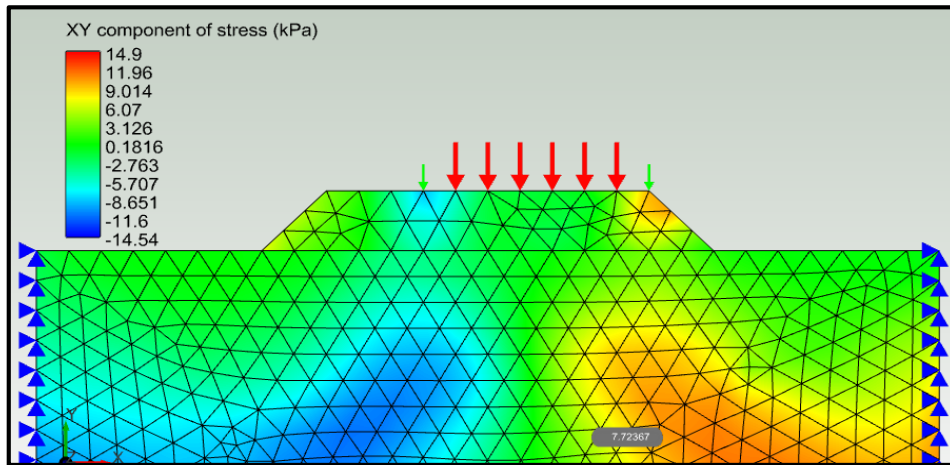


Figura 6.25 Esfuerzos de Corte generados en el terraplén de 1 pista + ciclovia. Elaboración Propia.

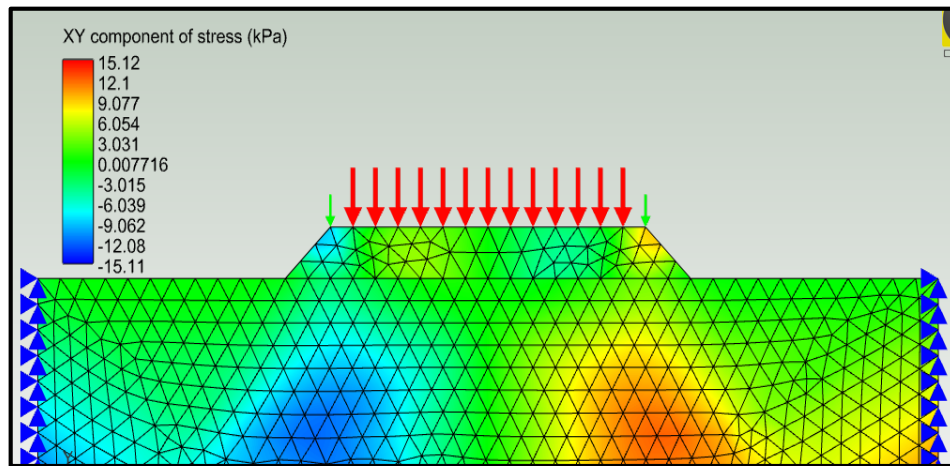


Figura 6.26 Esfuerzos de Corte generados en el terraplén de 1 pista. Elaboración Propia.

De las figuras 6.24, 6.25 y 6.26 es posible concluir a partir de un análisis lineal – elástico, que los esfuerzos de corte generados en el terraplén aligerado poseen un valor máximo de 15 [kPa], mientras que la resistencia al corte del neumático con relleno aligerado posee una cohesión de 36 [kPa]. Superior al valor de esfuerzo de corte generado en el terraplén, por lo que este no podría experimentar fallas del tipo rotacional.

CAPÍTULO 7.

Propuesta de metodología de diseño

7.1 Diagrama de Flujo

En la Figura 7.1 se presenta un diagrama de flujo del procedimiento a seguir en un diseño. Verificando que la estructura de neumáticos analizada cumpla con los estándares de estabilidad propuestos de acuerdo a la altura mínima a alcanzar y el suelo de fundación. Cualquier verificación adicional que no esté contemplada en este trabajo de investigación, es particular a cada proyecto y debe ser analizada caso a caso.

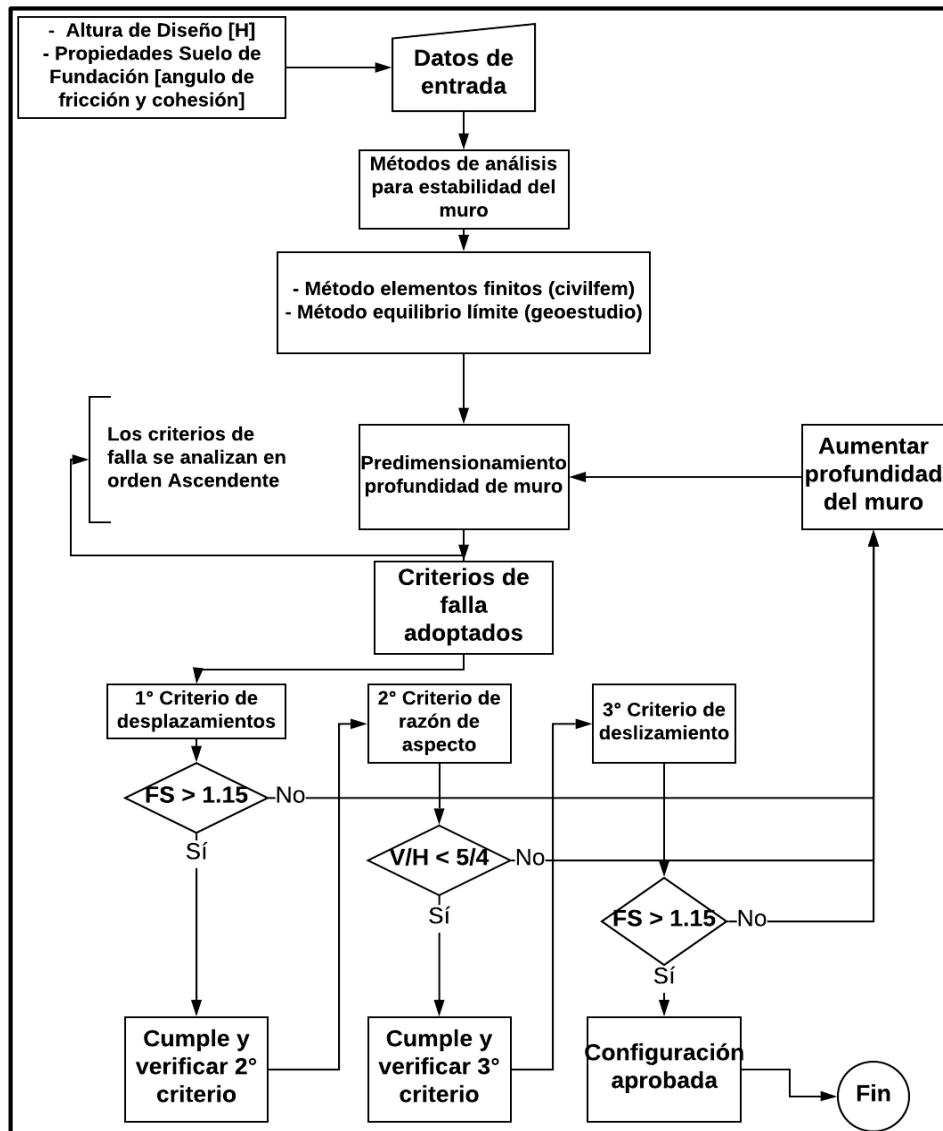


Figura 7.1 Diagrama de Flujo de la metodología de diseño del muro de neumáticos. Elaboración Propia.

De acuerdo a la Figura 7.1, los datos de entrada corresponden a la altura del muro y a las propiedades mecánicas del suelo de fundación, para luego mediante el método de análisis combinar el método de elementos finitos y equilibrio límite para analizar la estabilidad del muro de neumáticos iterando variadas configuraciones. El diseño comienza con la selección de la profundidad de neumáticos y se analizan los tres criterios de falla. En caso que alguno de los criterios no se cumpla se realiza otra iteración aumentando la profundidad de neumáticos hasta cumplir con los criterios de falla.

7.2 Tipo de Suelo a usar en la metodología de Diseño

Para la metodología se adopta el criterio de un suelo de relleno estructural apropiado a los muros de neumáticos. El suelo de fundación en general va a ser el existente. Eventualmente podría requerirse de algún mejoramiento o reemplazo.

En la Tabla 7.1 y Tabla 7.2 se presentan las propiedades del suelo de fundación y del relleno respectivamente que fueron empleados en este trabajo.

Tabla 7.1 Configuración a utilizar para la metodología de diseño. Elaboración Propia

Suelo	Rango de Variación
Cohesión [kPa]	0; 2; 5; 7; 10
Angulo de Fricción [°]	12; 15; 20; 25; 35
Densidad [kg/m ³]	1350 - 2050
Coefficiente de Poisson [-]	0.25 – 0.4

Tabla 7.2 Propiedades del Suelo de Relleno. Elaboración Propia.

Propiedades Suelo de Relleno	
Densidad [kg/m ³]	2200
ϕ [°]	35
Cohesión [kPa]	0
Coefficiente de Poisson [-]	0.3

7.3 Ábaco de Diseño

La información contenida en el diagrama de flujo puede ser representada mediante un ábaco de diseño que presenta todas las opciones posibles consideradas en función de las configuraciones del muro y la variabilidad de suelo de fundación. A continuación, en la Figura 7.2 se presenta el diagrama de flujo de la utilización del ábaco de diseño.

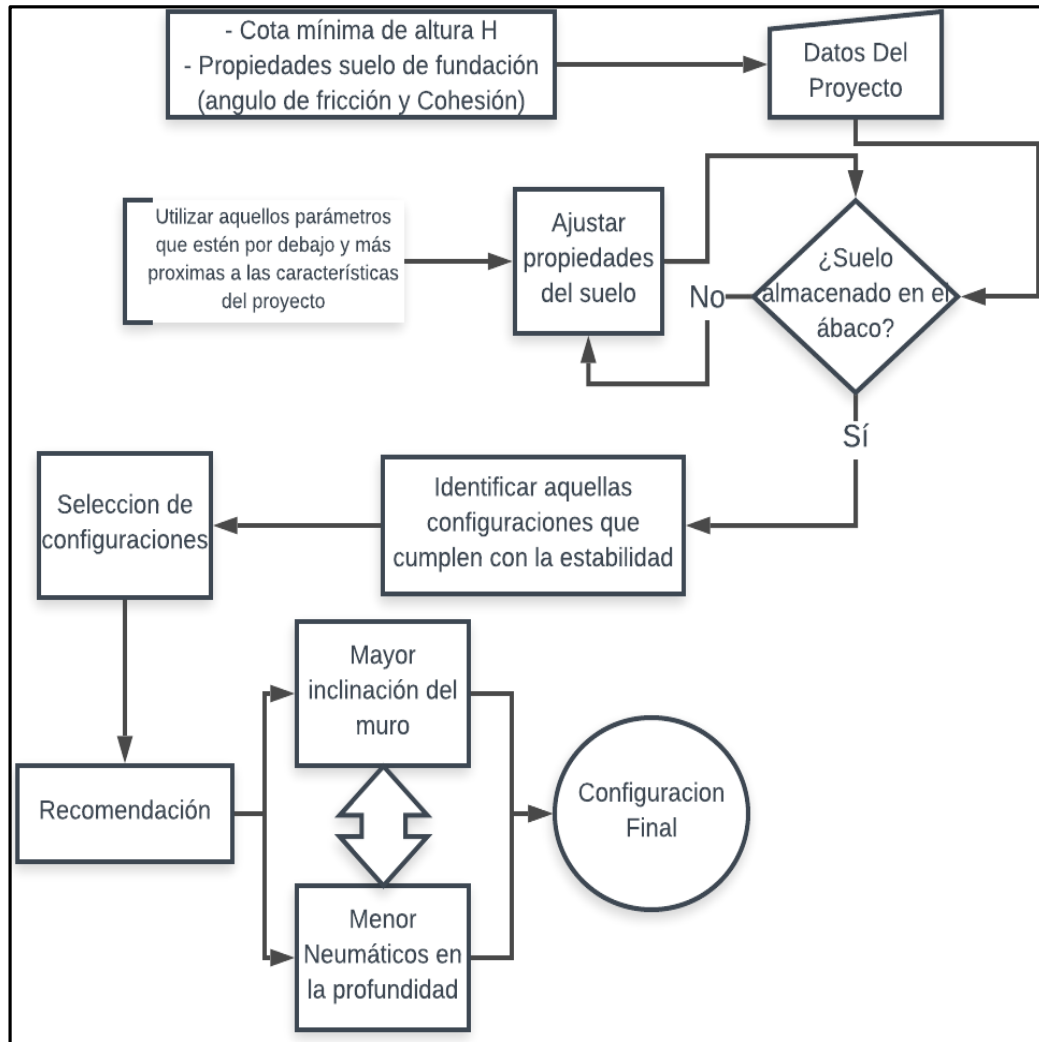


Figura 7.2 Diagrama de Flujo de la utilización del ábaco de diseño. Elaboración Propia

El ábaco permite encontrar la configuración óptima para el proyecto a desarrollar sin realizar cálculos previos, evitando costos de calcular un muro apropiado al proyecto. Adicional al diagrama de flujo se presentan Los pasos a seguir para la utilización del ábaco:

- Datos de proyecto: Altura de Diseño (H) y propiedades mecánicas del suelo (φ y c). En caso que las propiedades del suelo no se encuentren en el ábaco, utilizar aquellas que se encuentren más próximas a las del proyecto en cuestión. Como alternativa, se puede interpolar las resistencias para propiedades que se encuentren entre los valores propuestos; sin embargo, la relación entre propiedades resistentes y factor de seguridad no sigue una tendencia lineal, por lo que se deja a criterio del usuario esta alternativa.
- Identificar en los ábacos las configuraciones que cumplen con los datos del proyecto. El eje horizontal corresponde a la altura del muro, mientras que el vertical corresponde al par ángulo de

fricción y cohesión (φ, c). Para un proyecto en particular es posible encontrar variadas configuraciones que satisfacen los requerimientos del proyecto.

- De todas las configuraciones identificadas, se recomienda elegir aquella que sea más vertical y que posea menor cantidad de neumáticos en la profundidad debido a que son configuraciones económicamente más convenientes al evitar la expropiación sobre terrenos aledaños a la zona del proyecto.

Para el ingreso al ábaco se debe conocer el par ordenado altura y propiedades del suelo, obteniendo un valor que corresponde a la estabilidad de la estructura. A continuación se presenta la Tabla 7.3 que corresponde a una sección del ábaco de diseño desarrollado para un suelo de fundación y relleno cuyas propiedades mecánicas se encuentran en la Tabla 7.1 y Tabla 7.2 respectivamente. De acuerdo a la Tabla 7.3, se observa que los ábacos de diseño destacan en color café y morado, representando la estabilidad mediante equilibrio límite y elementos finitos respectivamente. En particular, la casilla con tonos más oscuros corresponde al factor de seguridad límite. El propósito de señalar con dos colores distintos el mínimo factor de seguridad de acuerdo al tipo de análisis corresponde a poder identificar qué tipo de estabilidad controla el diseño.

Tabla 7.3 Descripción del ábaco de diseño. Elaboración propia

	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)
	> 1,15	> 1,17	> 1,25	> 1,17
	1,15			1,17
	1,09	1,17	1,25	1,14
	1,02	1,14	1,23	1,02

Los rangos de tonalidades más claras que corresponden a configuraciones que cumplen con los criterios de diseño con alturas menores. Aquellos factores de seguridad menores al límite, se observa que no cumplen los criterios de falla. Si bien la gran mayoría cumplen con las verificaciones de diseño, no cumplen con uno de los tres criterios de acuerdo a la Figura 7.1. Finalmente cabe destacar que configuraciones de suelos poco competentes y baja cohesión cumplen para pocas configuraciones de neumáticos. En caso que no cumpla para ninguna altura de acuerdo a la profundidad del muro se menciona en el ábaco como No Aplica.

Tabla 7.4 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 45° para profundidades de 7 y 6 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 7 neumáticos de ancho con un talud de 45°																													
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (φ: c) para un suelo de relleno (35; 0)																												
	(12:5)	(12:7)	(12:10)	(15:0)	(15:2)	(15:5)	(15:7)	(15:10)	(20:0)	(20:2)	(20:5)	(20:7)	(20:10)	(25:0)	(25:2)	(25:5)	(25:7)	(25:10)	(35:0)	(35:2)	(35:5)	(35:7)	(35:10)						
8	< 1,03	< 1,06	< 1,05	< 1,07	< 1,05	< 1,02	< 1,07	< 1,05	< 1,10	< 1,04	< 1,08	< 1,10	< 1,13	< 1,05	< 1,07	< 1,09	1,05	1,08	1,06	1,07	1,10	1,11	1,13						
7,5						< 1,07	1,05	< 1,07		1,07	1,14	1,04	1,08	1,18	1,21	1,05	1,14	1,20	1,22	1,25	1,23	1,27	1,29	1,31	1,32				
7						1,07	1,14	1,04		1,08	1,18	1,21	1,05	1,14	1,20	1,22	1,25	1,23	1,27	1,29	1,31	1,32							
6,5						1,11	1,23	1,09		1,13	1,29	1,34	1,11	1,23	1,30	1,36	1,40	1,38	1,41	1,42	1,44	1,45							
6						1,02	1,18	1,10		1,15	1,21	1,17																	
5,5						1,07		1,12																					
5						1,15		1,19			1,15																		
4,5						1,06																							
4						1,11					1,05																		
3,5						1,03	1,18				1,09																		
3	1,12	> 1,18	> 1,19		1,16	> 1,15	> 1,18	> 1,23	> 1,15	> 1,15	> 1,21	> 1,29	> 1,34	> 1,17	> 1,23	> 1,30	> 1,36	> 1,40	> 1,38	> 1,41	> 1,42	> 1,44	> 1,45						
2,5	1,17				1,07																								
2	> 1,17				1,13	> 1,16																							
1,5					1,19																								

Ábaco de diseño para 6 neumáticos de ancho con un talud de 45°																												
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (φ: c) para un suelo de relleno (35; 0)																											
	(12:5)	(12:7)	(12:10)	(15:0)	(15:2)	(15:5)	(15:7)	(15:10)	(20:0)	(20:2)	(20:5)	(20:7)	(20:10)	(25:0)	(25:2)	(25:5)	(25:7)	(25:10)	(35:0)	(35:2)	(35:5)	(35:7)	(35:10)					
8	< 1,05	< 1,07	< 1,04	No Aplica	< 1,01	< 1,03	< 1,04	< 1,05	< 1,06	< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13					
7,5						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13	
7						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
6,5						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
6						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
5,5						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
5						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
4,5						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
4						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
3,5						< 1,03	< 1,04	< 1,05		< 1,03	< 1,07	< 1,08	< 1,11	< 1,04	< 1,06	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,09	< 1,10	< 1,12	< 1,12	< 1,13
3	1,05	1,20	> 1,18		1,01	> 1,17	> 1,16	> 1,17	> 1,20	> 1,16	> 1,21	> 1,15	> 1,20	> 1,18	> 1,22	> 1,18	> 1,21	> 1,24	> 1,22	> 1,27	> 1,29	> 1,30	> 1,32					
2,5	1,12	> 1,20			1,08	> 1,17	> 1,16	> 1,17	> 1,20	> 1,16	> 1,21	> 1,15	> 1,20	> 1,18	> 1,22	> 1,18	> 1,21	> 1,24	> 1,22	> 1,27	> 1,29	> 1,30	> 1,32					
2	1,18				1,15	> 1,17	> 1,16	> 1,17	> 1,20	> 1,16	> 1,21	> 1,15	> 1,20	> 1,18	> 1,22	> 1,18	> 1,21	> 1,24	> 1,22	> 1,27	> 1,29	> 1,30	> 1,32					
1,5	> 1,18				> 1,15	> 1,17	> 1,16	> 1,17	> 1,20	> 1,16	> 1,21	> 1,15	> 1,20	> 1,18	> 1,22	> 1,18	> 1,21	> 1,24	> 1,22	> 1,27	> 1,29	> 1,30	> 1,32					

Tabla 7.5 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 45° para profundidades de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia

Ábaco de diseño para 5 neumáticos de ancho con un talud de 45°																										
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																									
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;0)	(15;2)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)			
7	< 1,05	< 1,06	< 1,01	No Aplica	< 1,03	< 1,04	< 1,05	< 1,02	< 1,05	< 1,04	< 1,05	< 1,05	< 1,12	< 1,08	< 1,08	< 1,06	< 1,07	< 1,05	< 1,02	< 1,06	< 1,08	< 1,08	< 1,08			
6,5																		1,05	1,02	1,06	1,08	1,08	1,09			
6																		1,02	1,07	1,10	1,08	1,11	1,14			
5,5																		1,05	1,08	1,12	1,10	1,13	1,16			
5																		1,09	1,13	1,17	1,12	1,15	1,18			
4,5																		1,04	1,20	1,05	1,16	1,18	1,21	1,27	1,14	1,19
4																		1,10	1,15	1,09	1,21					
3,5																		1,19	1,16							
3																		1,06	1,12							
2,5																		1,05	1,21	> 1,15	1,03	> 1,19	> 1,20	> 1,16	> 1,16	> 1,18
2	1,11	> 1,21	1,10																							
1,5	1,19	> 1,21	1,17																							

Ábaco de diseño para 4 neumáticos de ancho con un talud de 45°																																						
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																																					
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;0)	(15;2)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)															
6	No Aplica	< 1,05	< 1,04	No Aplica	No Aplica	< 1,05	< 1,10	< 1,07	< 1,06	< 1,07	< 1,05	< 1,06	< 1,04	< 1,03	< 1,05	< 1,02	< 1,04	< 1,07	< 1,05	< 1,02	< 1,04	< 1,05	< 1,07															
5,5																				1,02	1,04	1,05	1,08	1,09	1,11	1,13												
5																				1,04	1,07	1,10	1,12	1,14	1,16	1,18												
4,5																				1,05	1,06	1,07	1,09	1,11	1,13	1,15	1,17	1,19	1,21	1,23								
4																				1,05	1,06	1,07	1,09	1,11	1,13	1,15	1,17	1,19	1,21	1,23								
3,5																				1,12	1,18	1,23	1,06	1,13	1,18	1,22	1,15	1,19										
3																				1,17	1,22	1,12	1,18															
2,5																				1,09	1,20																	
2																				1,15	> 1,16	> 1,17	> 1,22	> 1,21	> 1,18	> 1,18	> 1,22	> 1,17	> 1,15	> 1,19	> 1,16	> 1,19	> 1,22	> 1,20	> 1,17	> 1,19	> 1,20	> 1,22
1,5																				> 1,15	> 1,20																	

Tabla 7.6 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 45° para profundidades de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.

Abaco de diseño para 3 neumáticos de ancho con un talud de 45°																													
Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																													
H [m]	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;0)	(15;2)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)						
5	No Aplica	<1,05	<1,04	No Aplica	No Aplica	<1,02	<1,05	<1,05	No Aplica	<1,04	<1,03	<1,06	<1,03	<1,07	<1,04	<1,05	<1,07	<1,05	<1,06	<1,06	1,04	1,07	1,09						
4,5			1,04			1,05	1,03	1,04		1,05	1,07	1,03	1,06		1,06	1,09	1,11	1,14											
4			1,09			1,05	1,09	1,04		1,05	1,07	1,08	1,06		1,11	1,15	1,18	1,22											
3,5			1,16			1,02	1,05	1,10		1,04	1,08	1,12	1,18		1,07	1,08	1,10	1,12	1,16	1,13	1,20								
3			1,18			1,08	1,11	1,16		1,11	1,15	1,19			1,11	1,13	1,17	1,20		1,21									
2,5			1,05			1,15	1,19			1,18					1,20	1,24													
2			1,10																										
1,5	1,19	>1,16			>1,15	>1,19	>1,216		>1,18	>1,15	>1,19	>1,18	>1,20	>1,24	>1,17	>1,20	>1,16	>1,21	>1,20	>1,15	>1,18	>1,22							

Abaco de diseño para 2 neumáticos de ancho con un talud de 45°																									
Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																									
H [m]	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;0)	(15;2)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)		
3	No Aplica	<0,99	<1,04	No Aplica	No Aplica	<1,06	<1,09	<1,12	No Aplica	<1,08	<1,12	1,07	1,11	<1,09	<1,08	1,07	1,09	1,11	1,08	1,10	1,13	1,15	1,18		
2,5		0,99	1,04			1,06	1,09	1,12		1,08	1,10	1,15	1,19	1,09	1,08	1,16	1,18	1,22	1,20	1,24	1,27				
2		1,07	1,12			1,15	1,18	1,21		1,17	1,20	>1,15	>1,19	1,17	1,19	>1,16	>1,18	>1,22	>1,20	>1,24	>1,27	>1,15	>1,18		
1,5		1,16	1,23			>1,15	>1,18	>1,21		>1,17	>1,22			>1,17	>1,19										

El ábaco de diseño propuesto para un talud de 60° se encuentra en la sección 10.5.

De las tablas 7.4, 7.5 y 7.6 se observa que:

- Datos de proyecto: Altura de Diseño (H) y propiedades mecánicas del suelo (φ y c).
- A mayor profundidad de neumáticos, mayor es el factor de seguridad para un suelo de fundación en común.
- Analizando 1 profundidad de neumáticos, sobre un suelo con propiedades intermedias se observa que el factor de seguridad no crece mucho más en comparación a suelos con bajas propiedades. Lo anterior se debe a que el suelo de fundación posee la resistencia al corte necesario, evitando el colapso de la estructura.
- Una menor inclinación del muro aumenta el factor de seguridad.
- Para suelos con bajas propiedades mecánicas únicamente cumplen aquellas configuraciones desde 5 hasta 7 neumáticos en la profundidad.
- Para suelos poco competentes y baja cohesión se observa que el diseño depende de la estabilidad externa. Por otro lado, para suelos con propiedades mecánicas superiores predomina la estabilidad interna.

A continuación, se presenta un ejemplo de utilización de ábaco de diseño.

- En la Tabla 7.7 se presenta los datos del proyecto. Utilizando el diagrama de flujo de la Figura 7.2, el Paso 1 corresponde a buscar en los ábaco aquel suelo más próximo a los datos del proyecto. En este caso en particular se redujo la cohesión.

Tabla 7.7 Propiedades del suelo de fundación para ingresar al ábaco de diseño. Elaboración propia.

Propiedades	Proyecto	Abaco
φ [°]	20	20
c [kPa]	1	0
$H_{proyecto}$ [m]	2.5	2.5

- Paso 2: Aquellas configuraciones que cumplen con estabilidad de acuerdo a las tablas del ábaco de diseño son: 4 5-6-7 Neumáticos para una inclinación de 45° y ninguna configuración para una inclinación de muro de 60°.
- Paso 3: De acuerdo a las recomendaciones de diseño, la configuración más óptima a utilizar corresponde a 4 Neumáticos con inclinación de muro de 45°.

7.4 Caso sísmico

Tradicionalmente en mecánica de suelos el análisis sísmico requiere de ensayos (e.g. Triaxial cíclico, corte dinámico) para la determinación de propiedades resistentes dinámicas.

Con estos ensayos es posible calibrar relaciones constitutivas y utilizar modelos avanzados para estudiar el comportamiento del suelo. Los neumáticos por su lado tienen dimensiones que van desde 280 mm de diámetro hasta 800 mm lo cual se traduce en una dificultad técnica para la realización de ensayos de resistencia al corte en neumáticos. Las fuerzas necesarias para una superficie de estas dimensiones no son alcanzables con equipos convencionales, por lo que es un desafío en la actualidad desarrollar equipos de altas presiones capaces de realizar ensayos en neumáticos. Por otra parte, no hay en la actualidad casos de estructuras reforzadas con neumáticos instrumentadas con equipos capaces de estudiar el comportamiento sísmico.

Una alternativa simplificada para poder considerar el fenómeno sísmico corresponde al caso Pseudoestático, En particular, al ser un trabajo de título para el Laboratorio Nacional de Vialidad, se utilizó el coeficiente sísmico para los muros TEM de acuerdo al MOP (2018b), el cual se presenta en la ecuación 31.

$$A_m = (1.45 - A_0)A_0 \quad (31)$$

Donde:

- A_0 : *Coeficiente de aceleración máxima efectiva.*
- A_m : *Coeficiente de aceleración sísmico de diseño.*

La aceleración sísmica depende principalmente de la zona sísmica en donde se vaya a construir la estructura. En particular, para el presente trabajo de investigación se utilizó a modo de ilustrar un proyecto tipo la aceleración consistente con una zona sísmica 3 según el Manual de Carreteras (2018b) los cuales tienen similar zonificación sísmica ($A_0 = 0.4g$).

El factor de seguridad a considerar, de acuerdo a lo solicitado por el Laboratorio Nacional de Vialidad, es de 1.00 para el caso sísmico. Basado en las consideraciones que los criterios de deformaciones para el cálculo de estabilidad interna son bastante conservadores, por otro lado, en la revisión bibliográfica en la presente investigación no se encontraron reportes de fallas de este tipo de estructuras.

A continuación, en las tablas 7.8, 7.9 y 7.10 se presenta el ábaco de diseño para el caso sísmico para inclinaciones de muros de neumáticos de 45° . Las configuraciones para un talud de 60° se encuentran en la sección 10.6. Al igual que en la sección 7.3, en la parte superior se observa el par ángulo de fricción – cohesión y en la columna izquierda la altura del muro. Por lo que para un proyecto en particular, se siguen los pasos descritos de la Figura 7.2. Complementando lo anterior los valores corresponde al valor de estabilidad para el caso sísmico en el cual se aprecia el caso límite con una tonalidad más oscura y con un color más claro aquellas configuraciones de neumáticos que cumplen con la estabilidad ya que

corresponden a casos de menos altura en las que el efecto del empuje del suelo de trasdós es menor sobre la estructura. Para alturas mayores que el caso límite no cumple con la estabilidad del muro, por lo que se debe aumentar la profundidad del muro o mejorar el suelo de fundación.

De las tablas 7.8, 7.9 y 7.10 se observa que:

- Para una configuración de mayor cantidad de neumáticos en la profundidad es posible alcanzar mayores alturas de muros.
- Al igual que en la sección 7.3, para una menor inclinación de muro de neumáticos es posible alcanzar mayores alturas de muros.
- Para el caso sísmico se alcanzan menores alturas para las mismas configuraciones que en el caso estático.

Tabla 7.8 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 45° y configuraciones de 6 y 7 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 7 neumáticos de ancho con un talud de 45°																					
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
7														< 0,94	< 0,93	0,94	< 0,95	0,93	0,94	0,97	1,00
6,5						< 0,99			< 0,95	< 0,95	< 0,96			0,94	0,96	1,01	0,95	1,02	1,05	1,06	1,09
6														0,96							
5,5			< 0,95		< 0,96									1,03	1,06						
5	< 0,94	< 0,99		< 0,97			< 0,97			0,95	1,04		0,92	0,93							
4,5						0,99			0,95	1,03			1,00								
4					0,96	1,02		0,99	1,03			0,92									
3,5			0,95		1,03		1,04							> 1,03	> 1,06	> 1,01	> 1,05	> 1,02	> 1,05	> 1,06	> 1,09
3			1,01	0,97		> 1,02	0,97		> 1,03	> 1,04	> 1,06	> 1,01	> 1,00								
2,5	0,94	0,99		1,05	> 1,03		1,04														
2	1,03	1,07	> 1,01					> 1,04													
1,5	> 1,03	> 1,07		> 1,05																	

Ábaco de diseño para 6 neumáticos de ancho con un talud de 45°																					
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
6,5											< 0,94			< 0,95	< 0,98	0,96	< 0,97	0,89	0,93	0,95	0,98
6						< 0,92			< 0,97	< 0,93	0,94	< 0,92	< 0,93	0,95	0,98	1,02	0,97	1,01	1,03	1,04	1,06
5,5														1,02	1,05						
5			< 0,96		< 0,95			< 0,91		0,93			0,93								
4,5	< 0,92	< 0,97		< 0,94		0,92	< 0,98		0,97	1,01		0,92	1,02								
4						1,00			1,05			1,01									
3,5					0,95			0,91						> 1,02	> 1,07	> 1,02	> 1,05	> 1,01	> 1,03	> 1,04	> 1,06
3			0,96		1,02			1,00			> 1,02		> 1,02								
2,5			1,03	0,94		> 1,00			> 1,05	> 1,01		> 1,01	> 1,02								
2	0,92	0,97		1,03	> 1,02		0,98														
1,5	1,01	1,04	> 1,03	> 1,03			1,06														

Tabla 7.9 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 45° y configuraciones de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 5 neumáticos de ancho con un talud de 45°																					
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
6	No aplica	< 0,95	< 0,97	< 0,95	< 1,00	< 0,99	No aplica	< 0,99	< 0,96	< 0,95	< 0,92	< 0,91	< 0,91	< 0,93	< 0,96	< 0,96	< 0,97	< 0,96	0,94	0,95	0,97
5,5																0,96	0,96	0,96	1,02	1,03	1,05
5																0,92	0,93	0,96	1,03	1,04	
4,5																0,95	0,95	0,96	1,03	1,04	
4																0,99	0,99	0,99	1,03	1,04	
3,5																1,03	1,03	1,03	1,03	1,04	
3																1,00	1,00	1,00	1,03	1,04	
2,5																0,99	1,01	0,95	1,04	1,04	
2																0,95	1,01	1,01	1,04	1,04	
1,5																1,02	> 1,01	> 1,01	> 1,04	> 1,04	

Ábaco de diseño para 4 neumáticos de ancho con un talud de 45°																					
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
5,5	No Aplica	No Aplica	< 0,98	< 0,95	< 0,96	< 0,98	No Aplica	< 0,97	< 0,96	< 0,97	< 0,92	< 0,93	< 0,95	< 0,96	< 0,97	0,93	< 0,95	0,93	0,95	0,96	0,98
5															0,97	1,00	0,95	1,00	1,02	1,03	1,07
4,5															0,92	0,93	0,96	1,03	1,02		
4															0,97	0,97	0,97	1,03	1,04		
3,5															0,96	0,96	0,96	1,03	1,04		
3															0,98	0,98	0,98	1,03	1,04		
2,5															0,98	0,98	0,98	1,03	1,04		
2															1,04	1,04	1,04	1,03	1,04		
1,5															> 1,04	0,95	> 1,03	> 1,03	> 1,05		

Tabla 7.10 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 45° y configuraciones de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 3 neumáticos de ancho con un talud de 45°																											
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																										
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)						
4,5	No Aplica	No Aplica	< 0,96	No Aplica	< 0,94	< 0,95	No Aplica	No Aplica	< 0,96	< 0,98	< 0,95	< 0,93	< 0,95	< 0,92	< 0,93	0,94	< 0,95	0,93	0,94	0,96	0,98						
4											0,95				0,93	1,03	1,00	1,02	1,04	1,06							
3,5											1,03				0,92	1,01	1,02										
3											0,95				0,95	1,01											
2,5											0,96				0,94	1,02	0,96	1,06	0,93	1,04	> 1,01	> 1,03	> 1,02	> 1,00	> 1,02	> 1,04	> 1,06
2											1,03				1,02	1,02	1,04	> 1,06	1,02	> 1,04	> 1,01	> 1,03	> 1,02	> 1,00	> 1,02	> 1,04	> 1,06
1,5	> 1,03	> 1,02	> 1,02	> 1,04	> 1,06	> 1,03	> 1,04	> 1,01	> 1,03	> 1,02	> 1,00	> 1,02	> 1,04	> 1,06													

Ábaco de diseño para 2 neumáticos de ancho con un talud de 45°																						
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																					
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)	
3,5	No Aplica	No Aplica	< 0,97	No Aplica	< 0,94	< 0,96	No Aplica	No Aplica	< 0,93	< 0,94	< 0,96	No Aplica	< 0,97	< 0,95	0,92	0,94	< 0,93	< 0,97	0,93	0,95	0,99	
3						0,96			0,96	0,97	1,01		1,03	0,93	0,97	1,01	1,03	1,06				
2,5						0,96			0,94	1,03	0,97		1,02	1,04	> 1,01	> 1,03	> 1,02	> 1,04	> 1,01	> 1,03	> 1,06	
2						0,97			0,94	1,02	1,01		1,03	1,05	> 1,02	> 1,01	> 1,03	> 1,02	> 1,04	> 1,01	> 1,03	> 1,06
1,5						1,03			1,02	> 1,02	> 1,01		> 1,03	> 1,03	> 1,05	> 1,02	> 1,01	> 1,03	> 1,02	> 1,04	> 1,01	> 1,03

El ábaco de diseño propuesto para el caso sísmico para un talud de 60° se encuentra en la sección 10.6.

CAPÍTULO 8.

Conclusiones

Los neumáticos en desuso pueden ser usados como materia prima y como elemento estructural si son empleados correctamente. La práctica actual considera poca evidencia geotecnia particular para este tipo de estructuras, sino más bien usa criterios adaptados de muros gravitacionales y basados en la experiencia con configuraciones de diseño muy conservadores (alturas menores a 1.5 m). Sin una metodología de diseño respaldada se impide la masificación de este elemento como refuerzo estructural mayor. Las aplicaciones actuales se limiten a estructuras menores en la forma de muros ecológicos, combustible, rellenos livianos, entre otros.

Como primera aproximación al comportamiento de este tipo de estructuras se definieron las variables tanto geotécnicas como del neumático que definen la estabilidad física. Estas son: tipo de suelo, resistencia al corte, configuración de neumáticos e interacción neumático-neumático. En base a esto se usó como variable fundamental la resistencia al corte de un elemento neumático relleno con suelo.

Como parte del desarrollo de la metodología se propuso una modelación para ensayos de corte directo en neumáticos tomado de la literatura consultada. Esta fue calibrada y posteriormente validada con un caso de estudio instrumentado con celdas de presión e inclinómetros. Esta calibración y validación permitió generar un fundamento teórico de análisis para modelos numéricos. De esta calibración se encontró que el modelo que mejor representa el comportamiento de los neumáticos corresponde al modelo hiperbólico y que se debe generar elementos auxiliares para poder reproducir los resultados observados en los casos de estudio analizados.

Para aquellos casos de bajas propiedades mecánicas, se estudió la factibilidad de utilizar rellenos aligerados en lugar de suelo para las estructuras reforzadas con neumáticos. Se encontró que distintos materiales cumplen los requisitos de presentar bajas densidades, sin embargo, la caracterización de la resistencia al corte de estos materiales esta poco estudiada. En la actualidad dicha resistencia se caracteriza con un ensayo análogo a un corte directo, pero que no tiene una carga vertical capaz de inducir confinamiento. Esto sumado al poco nivel de investigación del neumático relleno con elementos ligeros no permiten proponer una metodología de diseño para este tipo de estructuras, sin embargo, mediante la técnica de equilibrio límite es posible obtener una estimación de la estabilidad de estas como un primer paso en el estudio de este tipo de estructuras utilizando las propiedades encontradas según se mencionan en el capítulo 6.5.

Para analizar la estabilidad es necesario tener criterios de falla, servicio o diseño de la estructura a proyectar, por lo que se propusieron criterios de falla y diseño para estructuras reforzadas con neumático basados en la evidencia disponible y normativas para muros TEM. La estabilidad de las estructuras reforzadas con neumáticos, tanto interna como externa fue analizada con los modelos calibrados, así como con metodología de equilibrio límite para analizar la estructura de manera global. En base a esto se propuso un esquema de casos a modelar representativos de casos desfavorables en términos de parámetros resistentes. Se propusieron dos modalidades de diseño: una en la cual los suelos utilizados en el trasdós no cumplen la normativa FHWA adoptada en muros de neumáticos y otra en que el suelo de trasdós si cumple dicha normativa.

La posibilidad de usar mayores taludes de relleno permite reducciones de pié de un 33% para un talud de 45° y un 42% para 60° con respecto al talud sin refuerzo de 34° tradicional. Esto puede traer importantes ventajas económicas por concepto de expropiaciones en proyectos de mejoramiento de caminos.

Finalmente, la metodología propuesta considera dos ángulos de muros, 25 tipos de combinaciones de propiedades mecánicas, 6 profundidades de muros y alturas desde 1.5 [m] hasta 8[m] con un paso de medio metro. De esta variabilidad de configuraciones se propusieron ábacos de diseño, de los cuales en base a los criterios de diseño planteados en este trabajo de investigación se deduce que para alcanzar mayores alturas de muros de neumáticos se recomienda utilizar un mejor suelo de fundación, menor inclinación del muro y mayor cantidad de neumáticos en la profundidad. De éste ábaco se observó que es posible utilizar configuraciones de hasta cinco metros de altura, muy por sobre la altura límite que plantea la normativa chilena.

8.1 Proposición de nuevas líneas de investigación

Una de las limitaciones de la presente investigación, es la poca cantidad de información del comportamiento de neumáticos rellenos con suelo, en particular ensayos de resistencia al corte. Por esto se propone la realización de una base de datos mayor de ensayos de carácter geotécnico (e.g. corte directo) que puedan caracterizar el neumático con distintos suelos de relleno y estudiar el efecto de la variabilidad del suelo de relleno.

Otro problema frecuente en Chile, corresponde a la falla de fundaciones de terraplenes en suelos consolidables orgánicos e inorgánicos. Para estos casos se propone la utilización de rellenos ligeros en terraplenes. Para esto se necesita de ensayos de resistencia al corte a gran escala que considere la matriz de neumático y relleno ligero, por otra parte, se podrían realizar estudios de terraplenes instrumentados para estudiar su comportamiento.

Se requiere de medición de resistencia al arranque para el caso de suelos granulares gruesos, que es el caso más probable en nuestro país. Este trabajo no abordó este caso por la inexistencia de datos experimentales.

CAPÍTULO 9.

REFERENCIAS

- Antúnez B. (2016). Manual De Construcción Y Mantenimiento De Muros De Llantas.
- Medeiros, L. V., Garga, V. K., Gerscovich, D. M., Sayão, A. S. F. J., & Andrade, M. H. (1999). Analysis of the Instrumentation of a Scrap Tire Reinforced Retaining Wall. In XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguazu, Brasil (Vol. 1, pp. 19-25).
- Fernando Barciela. La fiebre del caucho se renueva (2015, 24 de mayo). Diario El PAÍS.
- C Y V Medioambiente Ltda (2008). Diagnóstico, Fabricación, Importación y Distribución de Neumáticos y Manejo de Neumáticos fuera de uso, p.16:18.
- Mensaje de su excelencia el Presidente de la Republica (2013, 14 de agosto). Proyecto de ley marco para la gestión de residuos y responsabilidad extendida del productor.
- Consejo Nacional de Producción Limpia y Cámara de la Industria del Neumático de Chile (2013). Acuerdo de Producción Limpia. Prevención y Valorización de Neumáticos Fuera de Uso, p.22-23.
- Tirel. K. (2017). Ingeniería de Perfil de Modernas Plantas para Reciclaje de Neumáticos Fuera de Uso (NFU). Memoria de Título. Ingeniero Civil Mecánico. Universidad de Chile. Chile.
- Cámara de la Industria del Neumático de Chile A.G (2017). Generación de neumáticos fuera de uso (NFU), p.1-2.
- Peña, C. (2018). Muros de Contención mediante la Utilización de Neumáticos desechados para Alturas menores. Memoria de Título. Constructor Civil. Universidad Técnica Federico Santa María. Chile.
- European Tyre Recycling Association (2010). Ficha Técnica de Neumáticos Fuera De Uso (NFU).
- Long, N. T. (1993). Le Pneusol: recherches-réalisations-perspectives. Institut National des Sciences Appliquees, 42.
- Zornberg, J. G., Christopher, B. R., & Oosterbaan, M. D. (2005). Tire bales in highway applications: Feasibility and properties evaluation (No. CDOT-DTD-R-2005-2). Colorado. Dept. of Transportation. Research Branch.
- Ecoflex Australia Plt (2005). Kembla Grange, Wollongong NSW. E Wall System.
- Ecoflex Australia Plt. (2005) Narromine Waste Depot. Narromine Shire Council NSW. E Wall System.

- Callinan, G., & Cashman, G. (2005). U.S. Patent No. 6,896,449. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.
- Escobar Peláez, W. A. (2019). Evaluación De La Alternativa Para La Estabilización De Taludes Mediante Implementación De Llantas En La Montaña La Ponderosa (Localidad Ciudad Bolívar Barrio Bella Flor).
- Suárez Díaz, J. (2007). Deslizamientos: Técnicas de Remediación Vol. 2. Cap3: Estructuras de contención de gravedad. p. 110-122. Universidad Industrial de Santander IUS.
- Cartes, I. (2016). Modelamiento Numérico Mediante Elementos Finitos De Muros Mecanicamente Estabilizados Con Refuerzo Inextensible. Memoria de Magister en Ingeniería Civil. p. 37:48.
- AASHTO (2012). LRFD bridge design specifications, 4th Ed., U.S.
- Richardson G. N., Lee, K.L. (1975). “Seismic Design of reinforced earth walls”. Journal of the geotechnical engineering division, 101: pp. 167-188.
- Berg, R. R., Christopher, B. R., Samtani, N. C., & Berg, R. R. (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes—Volume I (No. FHWA-NHI-10-024). United States. Federal Highway Administration.
- Vidal, H. (1966). La terre armee *Annies Inst. Tech. du Bdtim.* Suppl., vol. 19, No. 223-224. Serie Matenaux 30.
- Vidal, H. (1969). The principle of reinforced earth. *Highw. Res. Rec*, No. 282, pp. 1-16.
- Ingold, T.S (1982). Reinforced Earth. Ed. Thomas Telford Ltd. p.1:24.
- Varga. V. & O’Shaughnessy, V, (2000). Tire-reinforced earthfill. Part 1: Construction of a test fill, performance, and retaining wall design, 37: pp.75–96.
- Varga. V. & O’Shaughnessy, V, (2000). Tire-reinforced earthfill. Part 2: Pull-out behavior and reinforced slope design. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 97–116.
- Jarrett, P. & McGown, A. (1987). The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures. Ed. NATO ASI Series. p. 3-6.
- O’Shaughnessy, V. (1997). Reinforcement of earth structures using scrap tires. Doctoral Dissertation in Civil Engineering. University of Ottawa. Canadá
- Belabdelouahab, F., & Trouzine, H. (2014). Research and enhancement of used tyres, such as material innovative in Algeria. *Physics Procedia*, 55, 68-74.
- BS8006 (2010). BSI Standards Publication: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. British Standards Institution.

- EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements–EBGEO. Digital in English.
- Mehdy, S. M., Mohammadizade G. R. & Jalili M. (2016). Reliability Of The Different Softwares To Design The Mechanically Stabilized Earth Walls Considering The Recommendations Of The Various Codes. 6th Asian Regional Conference on Geosynthetics – Geosynthetics for infrastructure Development, New Delhi, India.
- Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. (2000). Resolución 222 Fija costos de forestación, recuperación de suelos degradados, estabilización de dunas, poda y raleo, por hectárea, y establecimiento de cortinas cortavientos por kilómetro, al 31 de Julio de 2000, para los efectos del decreto ley N° 701 de 1974 y sus modificaciones posteriores. (2000).
- Aashto T-90 (2016). Standard method of Test for Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2004). Guía de Procedimientos y Lineamientos para la construcción de Muros Mecánicamente Estabilizados.
- Aashto T-180 (2019). Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils. ASTM International. U.S.
- Aashto T-27 (2014). Standard Method of Test for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. ASTM International. U.S.
- Ministerio de Obras Públicas (2018a). Manual de Carreteras. Volumen 8: Especificaciones y métodos de muestreo, ensaye y control.
- Das, B. M. (2011). Principles of Foundation Engineering. 7th. Pacific Grove: Brooks/Cole-Thomson Learning.
- Ingeciber (2019). Manual de Teoría de Civilfem Vol.12.
- Ge, Z., Wang, X., Song, X., Ma, Y., Zhang, H., Li, X., ... & Cui, B. (2017). Mechanical and interfacial properties of waste tire soil composite. DEStech Transactions on Materials Science and Engineering, (ictim).
- Marques, J. M. M. C. "Finite element modelling of the pull-out test of geosynthetics." VIII International Conference on Computational Plasticity, Barcelona. 2005.
- Mardones, J. (2016). Caracterización Geotécnica Preliminar De Suelos Orgánicos Provenientes De Valdivia, Puerto Montt Y Puerto Aysen. Memoria de Título. Ingeniero Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción. Chile.
- ASTM D4427. (2002). Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing, ASTM International. U.S.

- Carmona, C. & Pérez, P. (2007) Diseño de muros de tierra retenida con armadura inextensible por métodos ASD y LRFD. Memoria de Título. Ingeniero Civil. Universidad Central de Chile. Chile.
- Huat, B. B., Aziz, A. A., & Chuan, L. W. (2008). Application of scrap tires as earth reinforcement for repair of tropical residual soil slope. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 13, 1-9.
- LNV (2017). Falla de fundación de terraplén sobre hualve en enlace ruta 202 – Cabo Blanco
- Burland, J., Chapman, T., Skinner, H. D., & Brown, M. (2012). ICE manual of geotechnical engineering volume 1: Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation”
- EN ISO 14688-2:2004. Geotechnical Investigation and Testing – Identification and Classification of Soil. Part 2: Principles of Classification (ISO14688-2:2004).
- Aislapol (2019), Ficha técnica Geofoam.
- ASTM C273 / C273M-18, Standard Test Method for Shear Properties of Sandwich Core Materials, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
- Padade, A. H., & Mandal, J. N. (2012). Direct shear test on expanded polystyrene (EPS) geofoam. In *Proceedings of the 5th European Geosynthetic Congress*, International Geosynthetics Society, Jupiter.
- Barton, N. (1988). Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system. In *Rock classification systems for engineering purposes*. ASTM International.
- Elragi, A. F. (2000). Selected engineering properties and applications of EPS geofoam.
- Ministerio de Obras Públicas (2018b). Manual de Carreteras. Volumen 3: Instrucciones y Criterios de Diseño.

CAPÍTULO 10.

Anexos

10.1 Criterios de Verificación

10.1.1 Criterio de Razón de Aspecto (Caso II)

De acuerdo a la nueva configuración a analizar, en la ecuación 32 se presenta la altura máxima que puede utilizarse en función de la cantidad de neumáticos en la profundidad, correspondiendo a:

$$H_{Modelo} \leq H_{Max} \rightarrow 3.0 [m] \leq 3.75 [m] \quad (32)$$

Se concluye de la ecuación 32 que cumple el criterio de razón de esbeltez al utilizar una altura menor que el Caso I.

10.1.2 Criterio de Verificación de Asentamiento (Caso II)

De acuerdo a la Figura 10.1, los asentamientos en la estructura son:

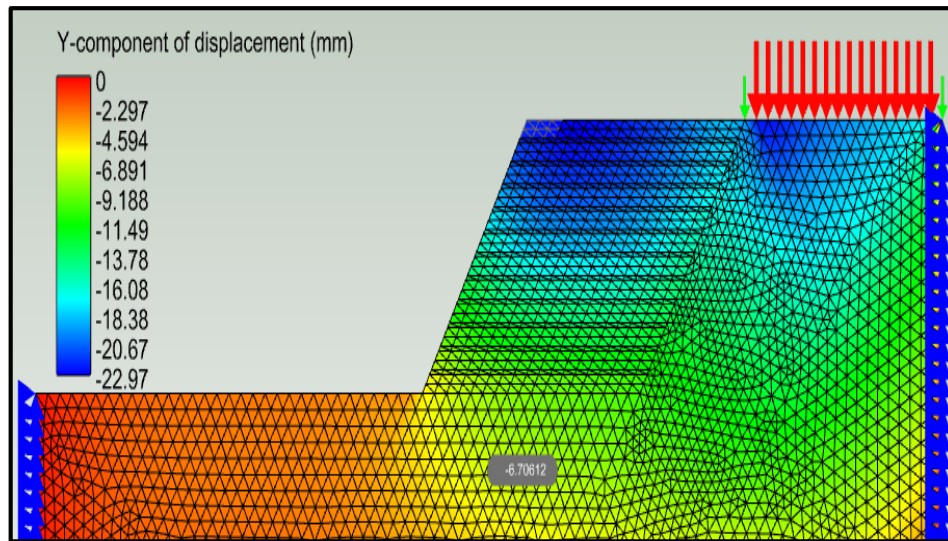


Figura 10.1 Asentamientos del Muro del nuevo caso de ejemplo. Elaboración Propia

En relación a la Figura 10.1, se observa que los asentamientos más grandes ocurren en la parte superior del muro y van disminuyendo los asentamientos en la profundidad, dándose el mismo fenómeno que en el caso anterior. En la ecuación 33 se verifica que el asentamiento permitido es mayor al asentamiento del modelo.

$$\delta_{Muro\ Neumatico} > \delta_{Modelado} = 30 [mm] > 22.9 [mm] \quad (33)$$

De acuerdo a la ecuación 33, el asentamiento máximo permitido es mayor al asentamiento modelado. Por lo tanto, cumple el criterio de verificación de Asentamientos.

10.1.3 Criterio de Esfuerzos de Corte (Caso II)

En la Figura 10.2 se observan los esfuerzos de corte generados en la interfaz.

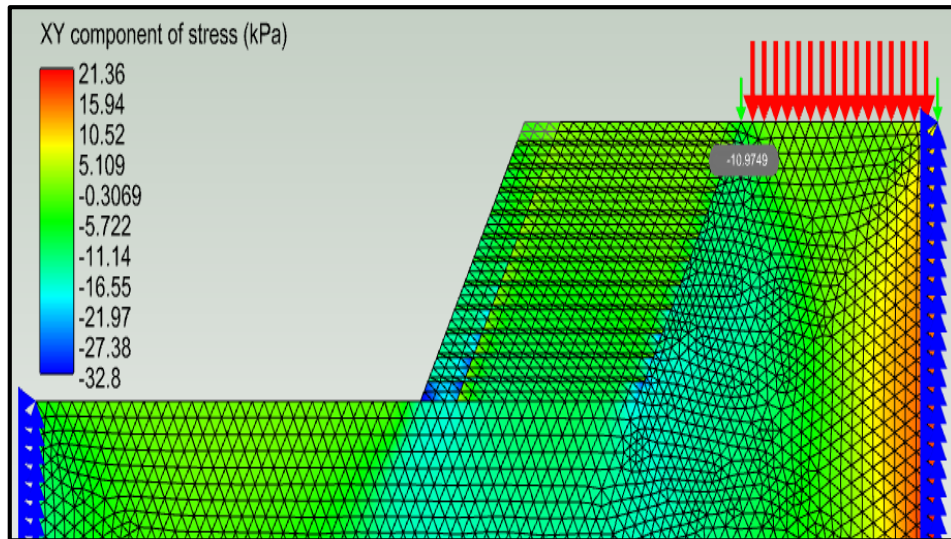


Figura 10.2 Esfuerzos de Corte en el Muro del nuevo caso de ejemplo. Elaboración Propia

Respecto a la Figura 10.2, se observa al igual que la Figura 6.4 que los esfuerzos en la interfaz aumentan con la profundidad. En particular al analizar una interfaz, el esfuerzo aumenta a medida que me alejo del suelo de relleno, alcanzando un peak de esfuerzo de 15 [kPa]. Por otro lado, el peak de esfuerzos corresponde a 32,8 [kPa]. Por otro lado en relación al esfuerzo de corte admisible de la 5.3.2, para un confinamiento de 0.06 [MPa] y una deformación normalizada de 0.0043 el esfuerzo correspondiente es de 33,5 [kPa]. A continuación, la ecuación 34 presenta la verificación del corte directo en la interfaz.

$$\tau_{C.M} < \tau_{C.D} = 32,8 [kPa] < 33,5 [kPa] \quad (34)$$

De acuerdo a la ecuación 34, los esfuerzos admisibles en la interfaz son mayores a los esfuerzos modelados. Por lo que el criterio de los esfuerzos se cumple.

10.1.4 Criterio de Esfuerzos en Tracción (Caso II)

En la Figura 10.3 se observa los esfuerzos en tracción.

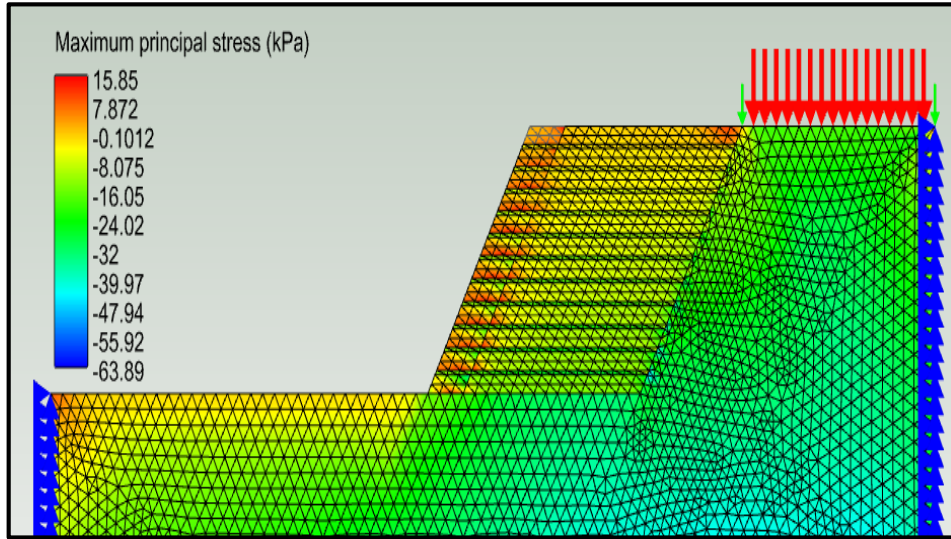


Figura 10.3 Esfuerzos en Direcciones Principales del nuevo caso de Ejemplo. Elaboración Propia

De acuerdo a la Figura 10.3, los mayores esfuerzos de tracción se generan en la intersección neumático – elemento adicional debido a la importante concentración de esfuerzos generados en el borde del muro. De acuerdo a la modelación, el esfuerzo máximo en tracción corresponde a 15,85 [kPa]. En la ecuación 35 se observa la evaluación del criterio de falla de los máximos esfuerzos en tracción.

$$\sigma_A \geq \sigma_{D.M} = 10.61 \left[\frac{kgf}{mm^2} \right] \geq 0.001585 \left[\frac{kgf}{mm^2} \right] \quad (35)$$

Finalmente, la ecuación 35 verifica que el esfuerzo admisible de la manila de polipropileno soporta los esfuerzos máximos modelados por Civildem, cumpliendo el criterio de verificación.

10.2 Análisis de Estabilidad Interna

A continuación se presenta el análisis de estabilidad interna para los 3 tipos de suelos presentados en la sección 5.2 y las configuraciones propuestas en 5.4 para una inclinación de muro de 45°.

10.2.1 Estabilidad Interna Turba [Pt] (45°)

La Figura 10.4 presenta las configuraciones analizadas consideradas de muros de neumáticos para la estabilidad interna, utilizando como suelo de fundación y relleno una Turba.

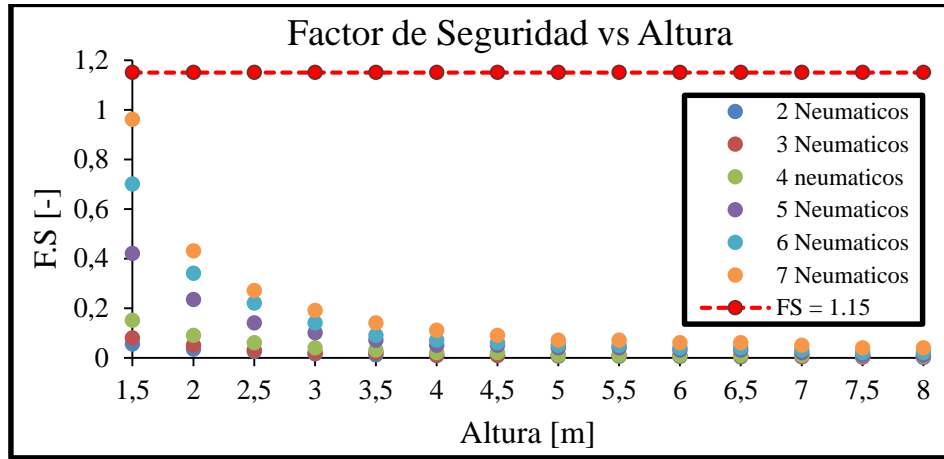


Figura 10.4 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo Pt) 45°. Elaboración Propia

10.2.2 Estabilidad Interna Limo[ML](45°)

La Figura 10.5 presenta las configuraciones de muros de neumáticos para la estabilidad interna, utilizando como suelo de fundación y relleno un Limo.

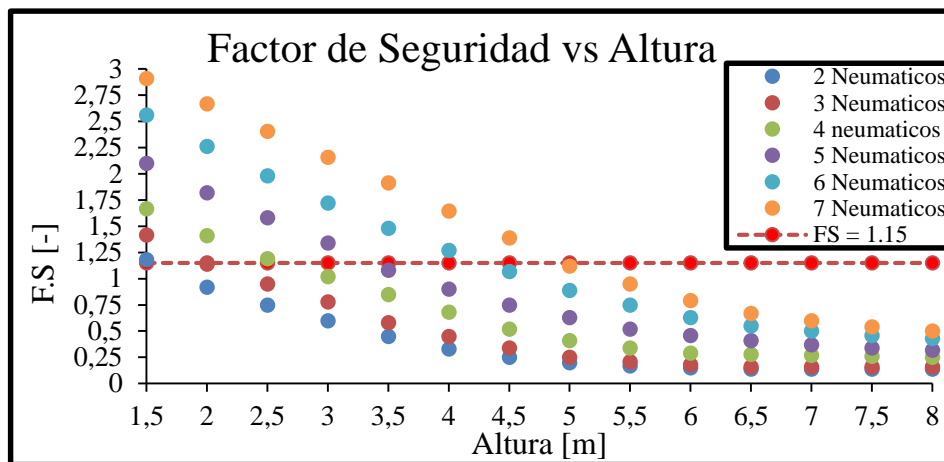


Figura 10.5 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo ML) 45°. Elaboración Propia

10.2.3 E.I. Arena [SP] (45°)

La Figura 10.6 presenta las configuraciones analizadas consideradas de muros de neumáticos para la estabilidad interna, utilizando como suelo de fundación y relleno un Limo.

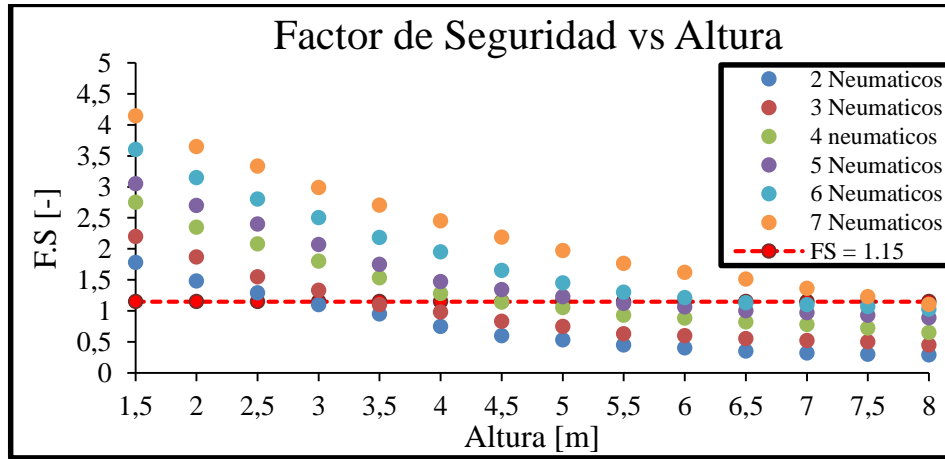


Figura 10.6 Análisis de Estabilidad Interna del Muro (Suelo SP) 45°. Elaboración Propia.

10.3 Análisis de Estabilidad Externa

10.3.1 Estabilidad Externa Turba [Pt] (45°)

La Figura 10.7 presenta las combinaciones consideradas para analizar la estabilidad externa de la estructura, utilizando un suelo orgánico como relleno y fundación.

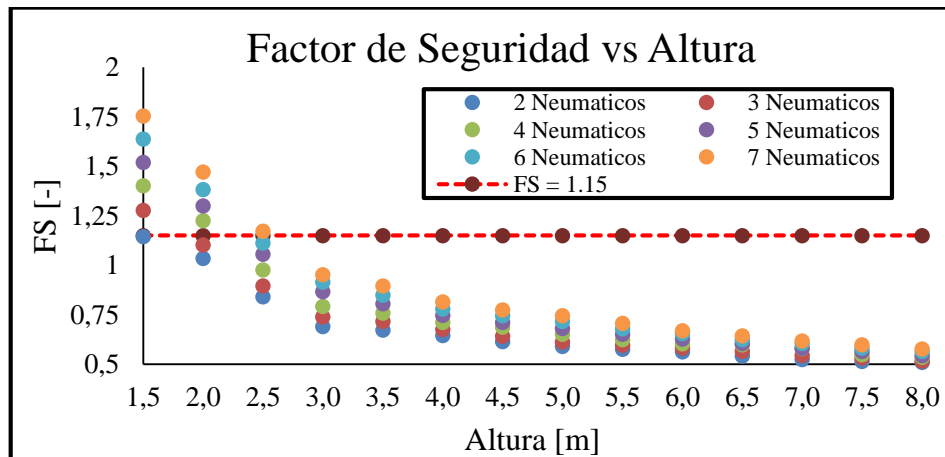


Figura 10.7 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo Pt- 45°). Elaboración Propia

10.3.2 Estabilidad Externa Limo [ML] (45°)

La Figura 10.8 presenta las combinaciones consideradas para analizar la estabilidad externa de la estructura, utilizando un suelo Limoso como relleno y fundación.

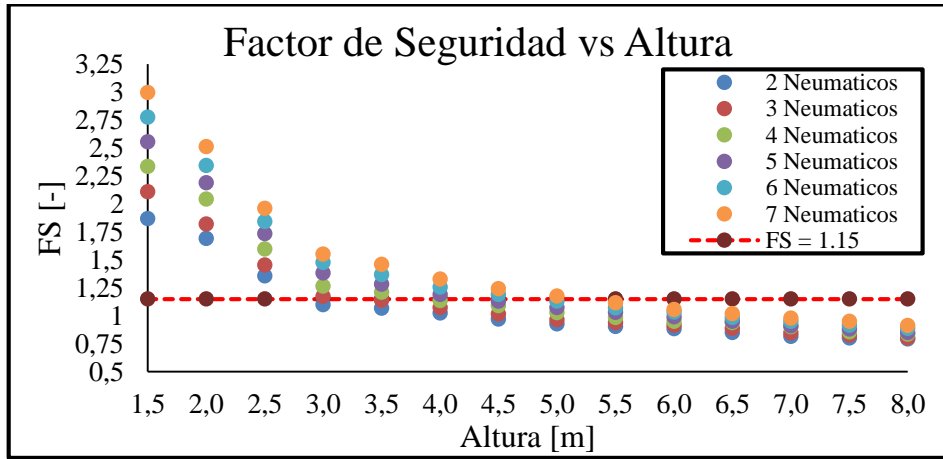


Figura 10.8 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo ML- 45°). Elaboración Propia

10.3.3 Estabilidad Externa Arena [SP] (45°)

La estabilidad externa bajo distintas configuraciones de muros para un suelo arenoso como suelo de relleno y fundación se presenta a continuación mediante la Figura 10.9.

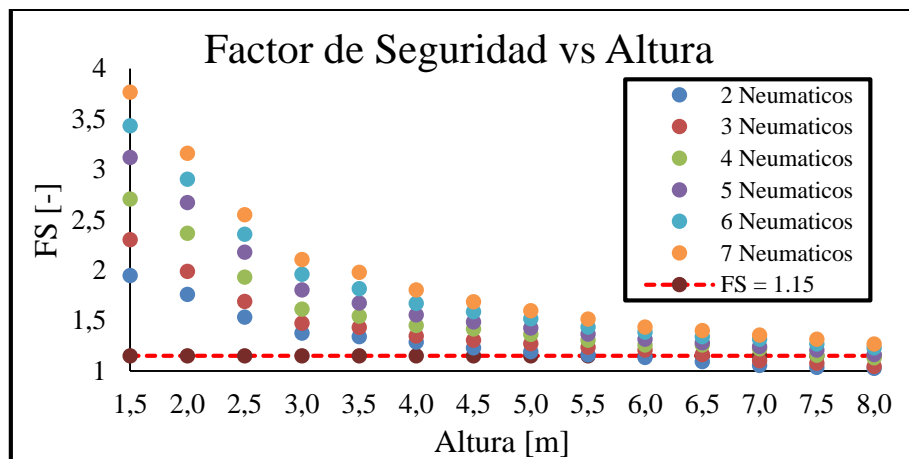


Figura 10.9 Análisis de Estabilidad Externa del Muro (Suelo SP- 45°). Elaboración Propia

10.4 Análisis de estabilidad de neumáticos rellenos con materiales ligeros

10.4.1 Muros de neumáticos

A continuación, se presentan las Tabla 10.1 y Tabla 10.2 que contienen los resultados de la superficie de falla más desfavorable para muros con neumáticos rellenos con suelo y neumáticos rellenos con materiales ligeros para taludes de 45° y 60° respectivamente.

Tabla 10.1 Estabilidad de muro con neumáticos rellenos con suelos y materiales ligeros para un talud de 45°. Elaboración propia.

Configuración	Par (φ, c)	H[m]	F.S. Estático	
			Suelo	Aligerado
7 Neumáticos	(12,0)	1	0,98	0,83
	(12,3)	2	1,12	0,94
	(15,0)	2	1,08	0,92
	(15,3)	4	1,14	0,95
6 Neumáticos	(12,0)	1	0,93	0,75
	(12,3)	1,5	1,13	0,95
	(15,0)	1,5	1,09	0,90
	(15,3)	3,5	1,13	0,95
5 Neumáticos	(12,0)	1	0,84	0,68
	(12,3)	1	1,12	0,96
	(15,0)	1	1,09	0,87
	(15,3)	3	1,12	0,94
4 Neumáticos	(12,0)	1	0,76	0,63
	(12,3)	1	1,04	0,89
	(15,0)	1	0,98	0,78
	(15,3)	2	1,13	0,96
3 Neumáticos	(12,0)	1	0,70	0,55
	(12,3)	1	0,97	0,85
	(15,0)	1	0,88	0,71
	(15,3)	1,5	1,11	0,94
2 Neumáticos	(12,0)	1	0,64	0,52
	(12,3)	1	0,92	0,80
	(15,0)	1	0,81	0,65
	(15,3)	1	1,07	0,93

Tabla 10.2 Estabilidad de muro con neumáticos rellenos con suelos y materiales ligeros para un talud de 60°. Elaboración propia.

Configuración	Par (φ, c)	H[m]	F.S. Estático	
			Suelo	Aligerado
7 Neumáticos	(12,0)	1	0,82	0,71
	(12,3)	1	1,07	0,95
	(15,0)	1	1,06	0,90
	(15,3)	2	1,12	0,93
6 Neumáticos	(12,0)	1	0,76	0,65
	(12,3)	1	1,01	0,90
	(15,0)	1	0,97	0,83
	(15,3)	1,5	1,12	0,96
5 Neumáticos	(12,0)	1	0,70	0,58
	(12,3)	1	0,95	0,84
	(15,0)	1	0,89	0,75
	(15,3)	1	1,13	0,99
4 Neumáticos	(12,0)	1	0,63	0,52
	(12,3)	1	0,89	0,77
	(15,0)	1	0,81	0,65
	(15,3)	1	1,05	0,90
3 Neumáticos	(12,0)	1	0,57	0,47
	(12,3)	1	0,82	0,71

Configuración	Par (φ, c)	H[m]	F.S. Estático	
			Suelo	Aligerado
	(15,0)	1	0,72	0,58
	(15,3)	1	0,97	0,81
2 Neumáticos	(12,0)	1	0,51	0,45
	(12,3)	1	0,76	0,68
	(15,0)	1	0,64	0,58
	(15,3)	1	0,88	0,77

10.4.2 Terraplenes

La Tabla 10.3 posee el factor de seguridad de la cuña más desfavorable para las tres configuraciones de terraplenes que contienen neumáticos rellenos con suelo y con materiales ligeros, para un talud de 45°.

Tabla 10.3 Análisis de estabilidad del terraplén para un talud de 45°. Elaboración propia.

Configuración	Par (φ, c)	H[m]	F.S. Estático	
			Suelo	Aligerado
2 Pistas	(12,0)	1	0,56	1,14
	(12,3)		0,80	1,38
	(15,0)		0,67	1,29
	(15,3)		0,89	1,51
Pista +	(12,0)		0,56	1,14
	(12,3)		0,80	1,38
Ciclovía	(15,0)		0,67	1,29
	(15,3)		0,89	1,52
1 Pista	(12,0)		0,55	1,14
	(12,3)		0,79	1,38
	(15,0)		0,66	1,29
	(15,3)		0,88	1,51

Al analizar la estabilidad de los terraplenes para los taludes de 45° y 60°, se observa que el mínimo factor de seguridad es prácticamente el mismo ya que la superficie de falla redondea al terraplén.

10.5 Ábaco de diseño para un talud de 60°

Se presentan las tablas 10.4, 10.5 y 10.6 que corresponden a los ábacos de diseño para anchos de muros desde 2 neumáticos hasta 7 neumáticos.

Tabla 10.4 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 7 y 6 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 7 neumáticos de ancho con un talud de 60°																																												
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																																											
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)																							
6,5	< 0,99	< 1,03	< 1,04	< 0,99	< 1,04	< 1,09	< 1,07	< 1,05	< 1,02	0,91	0,93	< 1,06	< 0,97	< 1,04	< 1,05	< 1,08	< 1,01	< 1,11	< 1,13	< 1,13	< 1,15																							
6										1,01	1,04		0,97	1,04	1,05	1,08	1,01	1,11	1,13	1,13	1,15																							
5,5										1,02	1,09		1,13	1,04	1,15	1,17	1,23	1,13	1,24	1,26	1,28	1,29																						
5										1,09	1,17		1,22	1,06	1,11	1,22	1,24	1,29	1,19	1,31	1,33	1,37	1,40																					
4,5										1,13	> 1,18		> 1,15	> 1,15	> 1,19	> 1,17	> 1,25	> 1,21	1,11	1,19	> 1,19	> 1,22	> 1,24	> 1,29	> 1,19	> 1,31	> 1,33	> 1,37	> 1,40	> 1,40														
4										1,21									1,17																									
3,5										1,04									1,05																									
3										1,03									1,10	1,05											1,15	1,07	1,12	1,14	1,25	1,19	1,22	1,24	1,29	1,19	1,31	1,33	1,37	1,40
2,5										0,99									1,08	1,22											1,17	1,14	1,25	> 1,21	> 1,17	> 1,19	> 1,22	> 1,24	> 1,29	> 1,19	> 1,31	> 1,33	> 1,37	> 1,40
2										1,09									1,15	> 1,22											> 1,17	1,22	> 1,25	> 1,21	> 1,17	> 1,19	> 1,22	> 1,24	> 1,29	> 1,19	> 1,31	> 1,33	> 1,37	> 1,40
1,5	1,21	> 1,15	> 1,22	> 1,17	> 1,22	> 1,25	> 1,21	> 1,17	> 1,19	> 1,22		> 1,24							> 1,29	> 1,19											> 1,31	> 1,33	> 1,37	> 1,40										

Ábaco de diseño para 6 neumáticos de ancho con un talud de 60°																													
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																												
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)								
5,5	< 0,95	< 1,03	< 1,06	< 1,05	< 1,09	< 1,07	< 1,05	< 1,06	< 1,07	< 0,99	< 1,04	< 1,00	< 1,01	< 1,04	1,02	1,05	< 1,06	1,05	1,06	1,06	1,07								
5										1,07	1,04		1,01	1,13	1,15	1,18	1,17	1,19	1,21	1,23	1,25								
4,5										1,14	1,07		1,10	1,13	1,12	1,25	1,08	1,19	1,21	1,23	1,25								
4										1,14	1,07		1,10	1,13	1,12	1,25	1,08	1,19	1,21	1,23	1,25								
3,5										1,06	1,09		1,12	1,19	1,06	1,12	1,21	1,08	1,19	1,21	1,23	1,25							
3										1,10	1,05		1,12	> 1,19	1,12	1,21	1,15	> 1,19	> 1,21	> 1,15	> 1,19	> 1,21	> 1,18	> 1,17	> 1,19	> 1,21	> 1,23	> 1,25	
2,5										0,95	1,03		1,17	1,11	1,20	1,05	1,17	> 1,21	> 1,25	> 1,15	> 1,19	> 1,21	> 1,15	> 1,18	> 1,17	> 1,19	> 1,21	> 1,23	> 1,25
2										1,07	1,11		> 1,17	1,18	> 1,20	1,13	> 1,17	> 1,21	> 1,25	> 1,15	> 1,19	> 1,21	> 1,15	> 1,18	> 1,17	> 1,19	> 1,21	> 1,23	> 1,25
1,5										1,16	1,19		> 1,17	> 1,18	> 1,20	1,22	> 1,17	> 1,21	> 1,25	> 1,15	> 1,19	> 1,21	> 1,15	> 1,18	> 1,17	> 1,19	> 1,21	> 1,23	> 1,25

Tabla 10.5 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 5 neumáticos de ancho con un talud de 60°																								
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																							
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)			
4,5	No Aplica	No Aplica	< 1,06	< 1,06	< 1,08	< 1,01	No Aplica	< 1,05	< 1,00	< 1,02	0,92	< 1,01	< 0,96	0,96	0,98	1,01	1,00	1,02	1,05	1,07	1,09			
4						1,01			1,00	1,02	1,07		0,96	1,04	1,05	1,11	1,08	1,13	1,15	1,16	1,18			
3,5						1,11			1,07	1,13	1,17		1,01	1,05	1,16	1,18	1,21	1,19	1,24	1,28	1,29	1,31		
3			1,06	1,08	1,20	1,05		1,14	1,22	1,10	1,18													
2,5			1,12	1,06	1,14	1,10		1,23		1,16														
2			1,20	1,11	1,22			1,16	> 1,20		> 1,23	> 1,22	> 1,17		> 1,18	> 1,16	> 1,18	> 1,21	> 1,19	> 1,24	> 1,28	> 1,29	> 1,31	
1,5	> 1,20	1,19	> 1,22		> 1,16																			

Ábaco de diseño para 4 neumáticos de ancho con un talud de 60°																							
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																						
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)		
3,5	No Aplica	No Aplica	< 1,08	< 1,02	< 1,09	0,92	No Aplica	0,85	0,88	0,90	0,93	0,82	0,88	0,91	0,95	0,99	0,97	1,00	1,03	1,04	1,07		
3						1,10		0,98	1,08	1,10	1,14	1,02	1,07	1,11	1,16	1,20	1,17	1,21	1,23	1,23	1,23	1,25	
2,5			1,08	1,02	1,09	1,21		1,05	1,16	1,21	1,25	1,09	1,16	1,23									
2			1,14	1,08	1,14	> 1,21		1,08	> 1,16	> 1,21	> 1,25	1,13	> 1,16	> 1,23	> 1,15	> 1,20	> 1,17	> 1,21	> 1,23	> 1,23	> 1,23	> 1,25	
1,5			1,24	1,16	1,23			1,15															

Tabla 10.6 Ábaco de Diseño para una inclinación de muro de 60° para profundidades de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 3 neumáticos de ancho con un talud de 60°																					
H [m]	Par angulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
2,5			0,79			0,93			0,89	0,91	0,95		0,89	0,93	0,96	1,01	0,98	1,03	1,05	1,08	1,12
2	No Aplica	No Aplica	1,02	No Aplica	No Aplica	1,13	No Aplica	No Aplica	1,09	1,14	1,20	No Aplica	1,10	1,19	1,20	1,23	1,22	1,25	1,27	1,28	1,30
1,5			1,17			1,26			1,22	1,27	> 1,20		1,17	> 1,19	> 1,20	> 1,23	> 1,22	> 1,25	> 1,27	> 1,28	> 1,30

Ábaco de diseño para 2 neumáticos de ancho con un talud de 60°																					
H [m]	Par angulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;5)	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
2	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	0,86	0,92	No Aplica	No Aplica	No Aplica	0,91	0,96	No Aplica	No Aplica	1,01	1,04	1,09
1,5										1,15	1,20	Aplica	Aplica	Aplica	1,18	1,24	Aplica	Aplica	1,31	1,33	1,37

10.6 Análisis Sísmico de muros de neumáticos

Se presentan las tablas 10.7, 10.8 y 10.9 que corresponden a los ábacos de diseño para el caso sísmico para anchos de muros desde 2 neumáticos hasta 7 neumáticos.

Tabla 10.7 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 60° y configuraciones de 7 y 6 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 7 neumáticos de ancho con un talud de 60°																				
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																			
	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
6																				
5,5																				
5																				
4,5																				
4	< 0,91	< 0,95	< 0,96	< 0,97	< 0,95	No Aplica	< 0,95	< 0,95	< 0,97	< 0,99	< 0,97	< 0,98	< 0,96	< 0,97	< 0,96	< 0,97	< 0,97	< 0,99	0,98	1,00
3,5																		0,99	1,01	1,05
3																		0,97	1,02	
2,5																		0,97	1,03	
2		0,95		0,97	1,01		0,95	0,95	0,97	1,05	0,97	0,98	0,96	1,02	1,02	0,97	1,03			
1,5	0,91	1,04	0,96	1,05	> 1,01		1,04	> 1,01	> 1,02	> 1,05	> 1,05	> 1,05	> 1,02	> 1,02	> 1,02	> 1,03	> 1,03	> 1,02	> 1,01	> 1,05

Ábaco de diseño para 6 neumáticos de ancho con un talud de 60°																				
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																			
	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
5,5																				
5																				
4,5																				
4																				
3,5	No aplica	< 1,02	< 1,02	< 1,02	< 1,06	No aplica	< 1,09	< 1,05	< 1,05	< 1,01	< 1,08	< 1,08	< 1,05	< 1,02	< 1,03	< 1,04	< 1,03	< 1,02	< 1,02	< 1,03
3																				
2,5																				
2																				
1,5		1,02		1,02	> 1,06			> 1,05	> 1,05	> 1,01	1,08	> 1,08	> 1,05	> 1,02	> 1,03	> 1,04	> 1,03	> 1,02	> 1,01	> 1,03

Tabla 10.8 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 60° y configuraciones de 5 y 4 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 5 neumáticos de ancho con un talud de 60°																					
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)	
5	No Aplica	< 0,97	No Aplica	< 0,99	< 0,96	No Aplica	< 0,93	< 0,92	< 0,95	< 0,96	No Aplica	< 1,00	< 0,98	< 0,97	< 0,95	< 0,96	< 0,99	0,95	0,95	0,99	0,99
4,5																					
4																					
3,5																					
3																					
2,5																					
2																					
1,5																					

Ábaco de diseño para 4 neumáticos de ancho con un talud de 60°																					
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																				
	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)	
4,5	No Aplica	< 0,97	No Aplica	< 0,94	< 0,98	No Aplica	No Aplica	< 0,97	< 0,95	< 0,98	No Aplica	< 0,93	< 0,98	< 0,93	< 0,95	< 0,97	< 0,98	< 0,95	0,98	0,98	0,99
4																					
3,5																					
3																					
2,5																					
2																					
1,5																					

Tabla 10.9 Ábaco de Diseño para el caso sísmico, con una inclinación de muro de 60° y configuraciones de 3 y 2 neumáticos. Elaboración propia.

Ábaco de diseño para 3 neumáticos de ancho con un talud de 60°																				
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																			
	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
3,5	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	< 0,95	No Aplica	No Aplica	No Aplica	< 0,97	< 0,96	No Aplica	No Aplica	< 0,96	< 0,93	< 0,98	< 0,93	< 0,99	< 0,95	< 0,98	0,97
3										0,96				0,93	0,98	0,93	0,99	0,95	0,98	1,03
2,5										0,96				0,93	0,98	0,93	0,99	1,01	1,04	> 1,03
2										0,97				1,03	0,96	1,01	1,05	1,02	1,05	
1,5										1,05				> 1,03	1,06	> 1,01	> 1,05	> 1,02	> 1,05	

Ábaco de diseño para 2 neumáticos de ancho con un talud de 60°																				
H [m]	Par ángulo de fricción y cohesión del suelo de fundación (ϕ ; c) para un suelo de relleno (35; 0)																			
	(12;7)	(12;10)	(15;5)	(15;7)	(15;10)	(20;0)	(20;2)	(20;5)	(20;7)	(20;10)	(25;0)	(25;2)	(25;5)	(25;7)	(25;10)	(35;0)	(35;2)	(35;5)	(35;7)	(35;10)
2,5	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica	< 0,91	No Aplica	No Aplica	< 0,93	< 0,97	< 0,95	No Aplica	< 0,97	< 0,99	0,94	0,96
2										0,91					0,95		0,97	0,99	1,01	1,04
1,5										1,01					0,93		0,97	1,04	1,05	1,07