



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Comparación entre diferentes métodos de diseño, para muros con suelo reforzado con geosintético

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autor:

Jorge Mauricio Remache Orellana

CI:0105730667

Correo electrónico:

jremache.orellana@gmail.com

Directora:

Ing. Karla Johanna Santacruz Reyes. PhD.

CI: 0301731394

Cuenca-Ecuador

01-octubre-2020



Resumen:

Desde hace varias décadas se ha utilizado el suelo reforzado como una alternativa en los procesos constructivos en el ámbito de la Ingeniería Civil y dependiendo de estos procesos se han ido desarrollando varios métodos de diseño, mismos que contemplan datos de ingreso, procesos de cálculo y resultados particulares para cada uno de ellos. En la bibliografía actual se encuentran varios métodos de diseño para muros con suelo reforzado con geosintético, sin embargo, los resultados que estos métodos generan, tienen diferencias significativas, y no se explica por qué cada método difiere del otro. En el presente trabajo de titulación se realiza una comparación de tres principales métodos de diseño: el primer método propuesto por la Federal Highway Administration (FHWA) en su publicación número FHWA-HRT-11-026, el segundo propuesto por National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) en su reporte 556, y un tercer método denominado FHWA Simplified Procedure desarrollado a partir de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Los tres métodos son aplicados a cuatro casos concretos de tipos de suelos locales, cuyas características se han obtenido de investigaciones en campo por parte del proyecto PRECUPA; todo ello en base a la comparación de los datos de ingreso, en rangos de valores seleccionados, procesos que ejecutan cada uno de los métodos y los resultados que arrojan. Se ha utilizado geomallas y geotextiles en el diseño ya que éstos son los tipos recomendados para el refuerzo de suelos. El método más versátil ante las variaciones de valores de los parámetros propuestos, cumpliendo con los límites y especificaciones es el tercer método, FHWA Simplified Procedure, considerado como el más utilizado para el diseño de muros de tierra mecánicamente estabilizada, MSEW, cuenta con factores de carga y resistencia, factores de seguridad para el diseño del refuerzo, por lo cual es considerado como diseño de equilibrio-límite; con porcentajes de cumplimiento de estabilidad mayores al 75% y porcentajes de influencia de las variaciones de valores de parámetros menores al 51%. Los parámetros más influyentes sobre los tres métodos de manera general son: el ángulo de fricción del suelo reforzado, espaciamiento vertical del refuerzo geosintético, carga muerta debido al puente, altura de muro superior, y el tipo de suelo retenido-fundación, siendo este último, el que mayor porcentaje de variación presenta con respecto a los valores del diseño base. Tanto el espaciamiento del refuerzo como la altura del muro reforzado influyen en gran medida solamente en el Método 2, FHWA GRS-IBS Method, por la cantidad de datos que manejan las ecuaciones para el cálculo de los modos de falla.

Palabras claves: Muros. Suelo reforzado. Geosintético. Métodos de diseño. Rangos de variación. Análisis paramétrico.



Abstract:

For several decades, reinforced soil has been used as an alternative in construction processes in the field of Civil Engineering and according to these processes, various design methods have been developed, which include input data, calculation processes and particular results. for each of them. In the current bibliography there are several design methods for walls with geosynthetic reinforced soil, however, the results that these methods generally have significant differences, and it is not explained why each method differs from the other. In this titling work, a comparison of three main design methods is made: the first method proposed by the Federal Highway Administration (FHWA) in its publication number FHWA-HRT-11-026, the second one proposed by National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) in its report 556, and a third method called FHWA Simplified Procedure developed from the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. The three methods are applied to four specific cases of local soil types. The characteristics have been obtained from field investigations by the PRECUPA project; all this based on the comparison of the input data, in selected ranges of values, processes that execute each of the methods and the results they produce. Geogrids and geotextiles have been used in the design as they are the recommended types for soil reinforcement. The most versatile method in the face of variations in the values of the proposed parameters, complying with the limits and specifications is the third method, FHWA Simplified procedure, considered the most used for the design of mechanically stabilized earth walls, MSEW, it has factors of load and resistance, safety factors for the design of the reinforcement, for which it is considered as a balance-limit design; with stability compliance percentages greater than 75% and percentages of influence of parameter value variations less than 51%. The most influential parameters on the three methods in general are: the friction angle of the reinforced soil, vertical spacing of the geosynthetic reinforcement, dead load due to the bridge, height of the upper wall, and the type of soil retained-foundation, the latter being the one with the highest percentage of variation with respect to the values of the base design. Both the spacing of the reinforcement and the height of the reinforced wall have a great influence only on Method 2, FHWA GRS - IBS Method, due to the amount of data that the equations handle for the calculation of failure modes.

Keywords: Walls. Reinforced soil. Geosynthetic. Design methods. Ranges of variation. Parametric analysis.



Índice

1	CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	8
1.1	Justificación	9
1.2	Objetivos.....	10
1.2.1	Objetivo general	10
1.2.2	Objetivos específicos	10
2	CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	11
2.1	Suelo reforzado.....	11
2.1.1	Definición	11
2.1.2	Antecedentes del suelo reforzado en la ingeniería Civil	11
2.1.3	Suelo reforzado aplicado a muros de retención	12
2.2	Geosintéticos en la ingeniería civil.....	14
2.2.1	Definición	14
2.2.2	Antecedentes y evolución de los geosintéticos	14
2.2.3	Tipos de Geosintéticos.....	15
2.2.4	Factores de seguridad de geosintéticos.....	16
2.3	Análisis paramétricos previos, aplicados a muros con suelo reforzado	17
	Efectos de suelos de fundación	17
	Estudio paramétrico de la capa de refuerzo inferior	18
	Análisis paramétrico del relleno reforzado	18
	Análisis paramétrico entre cinco métodos de diseño de muros con suelo reforzado	18
3	CAPÍTULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS	19
3.1	Determinación de los métodos de diseño	19
3.1.1	Método 1. NCHRP GRS Method (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, 2006)	19
3.1.2	Método 2. FHWA GRS–IBS Method (Adams, y otros, 2011)	20
3.1.3	Método 3. FHWA Simplified Procedure, from AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th edition: (Berg , Christopher , & Samtani, 2009)	21
3.2	Determinación de las ecuaciones gobernantes para cada método de diseño	22
3.2.1	Método 1. NCHRP GRS Method (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006).....	22
3.2.2	Método 2. FHWA GRS–IBS Method (Adams, y otros, 2011)	40



3.2.3	Método 3. FHWA Simplified Procedure, from AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th edition: (Berg , Christopher , & Samtani, 2009).....	50
3.3	Alcance del análisis paramétrico y configuración de las condiciones iniciales.....	66
3.3.1	Alcance del análisis paramétrico comparativo.....	66
3.3.2	Condiciones de carga.....	68
3.3.3	Tipos de suelo retenido.....	68
3.3.4	Tipo de refuerzo geosintético.....	70
3.3.5	Rangos de variación de parámetros geométricos y selección de caso de diseño base para el análisis.....	70
3.3.6	Aplicación de la metodología de diseño.....	73
4	CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	81
4.1	Resultados del estudio paramétrico.....	81
4.1.1	Valores de tracción calculados para los parámetros del caso base.....	81
4.1.2	Grado de influencia de los parámetros sujetos a variación.....	83
4.1.3	Resumen de resultados.....	214
4.2	Discusión de resultados.....	216
4.2.1	Discusión de los principios y suposiciones implícitas de cada método.....	216
5	CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	223
5.1	Conclusiones generales.....	223
5.2	Recomendaciones generales y para futuras investigaciones.....	226
6	REFERENCIAS.....	227
7	ANEXOS.....	229
7.1	Ecuaciones método 1.....	229
7.1.1	ANEXOS DESLIZAMIENTO APOYO.....	229
7.1.2	ANEXOS EXCENTRICIDAD APOYO.....	230
7.1.3	ANEXOS DESLIZAMIENTO DEL MURO REFORZADO.....	230
7.1.4	ANEXOS VOLCAMIENTO DEL MURO REFORZADO PROVOCADO POR LA EXCENTRICIDAD.....	233
7.2	Ecuaciones método 2.....	235
7.2.1	ANEXOS DESLIZAMIENTO DEL MURO REFORZADO.....	235
7.2.2	ANEXOS CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE FUNDACIÓN.....	236
7.2.3	ANEXOS ESTABILIDAD INTERNA, RESISTENCIA REQUERIDA DEL REFUERZO.....	239



7.3	Ecuaciones método 3	241
7.3.1	ANEXOS DESLIZAMIENTO APOYO	241
7.3.2	ANEXOS EXCNTRICIDAD APOYO	242
7.3.3	ANEXOS CAPACIDAD PORTANTE DEL APOYO	243
7.3.4	ANEXOS DESLIZAMIENTO DEL MURO REFORZADO	243
7.3.5	ANEXOS VOLCAMIENTO DEL MURO REFORZADO PROVOCADO POR LA EXCENTRICIDAD.....	246
7.3.6	ANEXOS CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE FUNDACIÓN	247
7.4	Resultados con menor influencia	249
7.4.1	Resultados debido a la variación de la altura del muro	249
7.4.2	Resultados debido a la variación del peso unitario del relleno reforzado	253
7.4.3	Resultados debido a la variación del ángulo de fricción del suelo reforzado	262
7.4.4	Resultados debido a la variación de espaciamiento entre las capas de refuerzo ...	270
7.4.5	Resultados debido a la variación en la altura del muro superior	277
7.4.6	Resultados debido a la variación de la distancia libre entre apoyo y muro reforzado	279
7.4.7	Resultados debido a la variación de la carga viva aplicada.....	284
7.4.8	Resultados debido a la variación del ancho del apoyo de hormigón que soporta la estructura del puente	289
7.4.9	Resultados debido a la variación del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado	291
7.4.10	Resultados debido a la variación de las características del suelo retenido y de fundación	293



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Jorge Mauricio Remache Orellana en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Comparación entre diferentes métodos de diseño, para muros con suelo reforzado con geosintético", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 01 de octubre de 2020

Jorge Mauricio Remache Orellana

C.I: 0105730667



Cláusula de Propiedad Intelectual

Jorge Mauricio Remache Orellana, autor/a del trabajo de titulación "Comparación entre diferentes métodos de diseño, para muros con suelo reforzado con geosintético", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 01 de octubre de 2020



Jorge Mauricio Remache Orellana

C.I: 0105730667



1 CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

La tecnología del suelo reforzado como un recurso estructural en el ámbito de la Ingeniería Civil ha ido ganando importancia en las últimas décadas como una alternativa real de construcción, teniendo como la principal alternativa el suelo reforzado con geosintético y como principal aplicación, los muros de retención (**Holtz, 2001**). En consecuencia, ha surgido la necesidad de desarrollar métodos que faciliten la comprensión, el diseño y aplicación de las estructuras con suelo reforzado, dando paso a que investigadores de distintas organizaciones desarrollen documentos guía para el diseño; todos ellos con el debido sustento teórico, pero con ciertas diferencias uno del otro en sus procesos de diseño.

El suelo como tal, por sus características mecánicas, tiene buena resistencia a la compresión; por el contrario, su resistencia a la tensión es prácticamente nula. Por ello, el concepto de reforzar la masa de suelo con un material que posea buena resistencia a la tensión se puede comparar con el hormigón armado, aunque los mecanismos de refuerzo tanto para el suelo reforzado como para el hormigón armado son distintos. En el caso del suelo reforzado estudiado en el presente trabajo, el elemento que resiste la tensión se conoce como geosintético, y la unión entre el suelo y el refuerzo está dado por la fricción en la interfaz suelo-refuerzo y en algunos casos por la adhesión y la resistencia pasiva. Es así que el uso del suelo reforzado con geosintético (GRS) ha sido usado en la construcción de muchas estructuras de tierra incluyendo muros de retención, demostrando ventajas significativas sobre contrapartes convencionales. Las estructuras de suelo reforzado son más dúctiles, más flexibles, se adaptan mejor a rellenos con características pobres, es más fácil de construir y resulta más económica, además que requiere menos sobre excavación para el cimiento (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006).

El geosintético es un producto plano que se fabrica a partir de material polimérico, usado generalmente como parte integral de una estructura o sistema geotécnico, de ahí su nombre característico (**ASTM D4439, 2006**). En 1970 existían 5 o 6 geosintéticos y para 2001, 600 tipos de geosintéticos se encontraban disponibles en el mundo (**Holtz, 2001**). El desarrollo tecnológico y el uso de este tipo de material ha crecido de manera acelerada influyendo principalmente en áreas como la transportación, la geotecnia, el manejo ambiental, la hidráulica y el desarrollo de ingeniería por parte del sector privado. Se puede observar que la incidencia en el desarrollo y uso de productos geosintéticos es notable, esto debido a que se fabrican con normas de calidad, su aplicación es relativamente sencilla, reemplaza diseños complicados usando suelo u otros materiales de construcción, el costo-beneficio es competitivo con materiales con los mismos objetivos, gran disponibilidad en el mercado, entre otros. Por supuesto, por la variedad de finalidades en las cuales se utilizan los geosintéticos existen diferentes tipos en función de aplicaciones específicas. Los geotextiles tienen como principales funciones: separar materiales, servir como material filtrante, de drenaje, reforzar suelos, lo que hace que este tipo de



geosintético sea el más viable para el mejoramiento estructural de muros de suelo aunque en el principio fueron usados para proteger al hormigón de la erosión y como filtros de suelos granulares detrás de las paredes de retención **(Koerner R. , 2012)**.

Una de las estructuras que se pueden construir con suelo reforzado con geosintético son los muros de retención, los cuales han ido ganando importancia sobre los muros de hormigón armado, por lo que se han desarrollado métodos de diseño específicos para este tipo de estructuras. Generalmente, se ha asumido que los métodos de diseño y guías de construcción de muros con suelo reforzado con geosintéticos son aplicables a estribos con suelo reforzado con geosintético para puentes (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). Por consiguiente, los métodos de diseño más utilizados para este tipo de estructuras son los propuestos por la Administración Federal de Autopistas o Federal Highway Administration con sus siglas en inglés (FHWA) en su publicación número FHWA-HRT-11-026, el Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Autopistas o National Cooperative Highway Research Program con sus siglas en inglés (NCHRP) en su reporte 556, y un tercer método conocido como “FHWA Simplified Procedure”, mismo que se convirtió en la guía de diseño estándar para la AASHTO en 2012 **(Phillips, 2014)**. A pesar de que el objetivo de cada método es el mismo, difieren uno del otro en sus subprocesos, sin explicación alguna. Por lo cual es necesario realizar un análisis comparativo cualitativo y cuantitativo con el fin de generar una memoria descriptiva de cada método donde se resuman las coincidencias y diferencias en la aplicación de los mismos, generando cuadros comparativos en cuanto a datos de entrada y metodologías de cálculo, contribuyendo al entendimiento del diseño de este tipo de estructura con suelo reforzado y otorgando una guía para la aplicación práctica de la estructura objeto de investigación.

1.1 Justificación

En la bibliografía actual se encuentran varios métodos de diseño para muros con suelo reforzado con geosintético, sin embargo, los procesos y resultados correspondientes a cada diseño, tienen diferencias significativas **(Phillips, 2014), (Jones, 1985)**. No obstante, no se explica por qué cada método difiere significativamente del otro; por tanto, la importancia del presente trabajo de titulación se centra en establecer una relación que permita analizar los diferentes métodos, determinar el método que se ajuste mejor a los cambios de valores de los parámetros que intervienen en el diseño de muros reforzados con geosintético, sin que éstos cambios generen inestabilidad en la estructura.

Con los resultados obtenidos se pretende especificar los parámetros de diseño más influyentes para cada método, sus variaciones más significativas y su fundamento teórico; sentando de esta manera un precedente para futuras investigaciones, como: la aplicación práctica de estos métodos de diseño, impulsar el uso de muros con suelo reforzado con geosintético para beneficio de la ciudad y el país. Este trabajo constituye un aporte al entendimiento más pormenorizado de este



tipo de estructuras, el suelo reforzado como tal y de los métodos de diseño más destacados en la actualidad.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo general del presente trabajo de titulación es realizar una comparación de tres métodos de diseño para muros con suelo reforzado con geosintético, en base al comportamiento de cada método, analizando la influencia de la variación de los parámetros de diseño involucrados, en donde se pueda definir de manera sustentada el método más versátil, en base al porcentaje de cumplimiento de los factores de seguridad correspondientes a cada modo de falla.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Establecer el fundamento teórico para cada método de diseño a estudiar.
2. Establecer la metodología que utiliza cada método de diseño.
3. Sistematizar la metodología de cálculo, para cada método de diseño, que permita realizar un estudio paramétrico variando los datos de ingreso incluyendo datos de suelo y refuerzo.
4. Hallar la manera de representar las variaciones producidas por la variación de datos de cada parámetro para cada método de diseño.
5. Realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos para establecer los parámetros de diseño coincidentes y diferentes, los más influyentes para cada método y definir alcances, limitaciones y aplicabilidad de cada método.



2 CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

El presente capítulo se centra en la definición de los conceptos principales en que se basa este trabajo de titulación como es el origen y evolución en cuanto al uso del suelo reforzado con geosintético, desprendiendo de este tema el uso del geosintético como tal y sus antecedentes y los usos en la Ingeniería Civil. Por otro lado, se determinan los métodos de diseño, para muros con suelo reforzado con geosintético definiendo el fundamento teórico en que se basa cada uno de ellos.

2.1 Suelo reforzado

2.1.1 Definición

El suelo reforzado se define como un material confinado por láminas inextensibles colocadas horizontalmente, donde la interacción entre el suelo y el material de refuerzo se da por la fricción generada por la gravedad. Esta definición, considerada como la forma moderna de suelo reforzado, fue establecida por Henry Vidal en el año de 1960, otorgándole el nombre de “Estructura de tierra armada” (Jones, 1985).

2.1.2 Antecedentes del suelo reforzado en la ingeniería Civil

Dentro del ámbito de la construcción, el concepto de suelo reforzado se remonta varios milenios atrás, teniendo como referencia histórica La Biblia, Éxodo 5, 6-7, donde se describe la realización de ladrillos de tierra con inclusión de paja en estos elementos para otorgarle mejor trabajabilidad. Existen ejemplos de construcciones reconocidas como La Gran Muralla China, La Torre de Babel, la antigua ciudad de Agar-Quf al norte de Bagdad, las cuales que han sido construidas en parte o en su totalidad con suelo reforzado; de manera similar, en diversas investigaciones con respecto a las construcciones Romanas y de Galia, se encontró que también hicieron uso de técnicas de construcción con suelo reforzado. En el último siglo se han encontrado avances significativos en cuanto al uso del suelo reforzado con construcciones militares en Gran Bretaña, control en el curso de ríos para la construcción de diques y presas, utilizando chapas de madera en forma horizontal. Entre 1925 y 1930 Francia y Estados Unidos realizaron desarrollos significativos en el concepto de estructuras de suelo reforzado. Francia de la mano del autor Coyne (1927) introduce un muro de retención, el cual contiene una masa de relleno granular, confinada por una matriz de miembros de amarre con anclajes al final y una membrana de revestimiento. (Jones, 1985)

Se observa que el suelo reforzado no es un concepto nuevo, sin embargo, ha tenido una notable evolución en cuanto a los campos de aplicación, la disposición y los tipos de refuerzo, hasta tener la forma moderna del suelo reforzado, definido en este capítulo.

Elementos como muros de retención han sido construidos utilizando el concepto de Henry Vidal, al sur de Francia en el año de 1968, utilizando el acero laminado como refuerzo, siendo un modelo



trascendental para el desarrollo de otras estructuras en base a este concepto, el cual fue patentado en términos muy generales impidiendo que investigadores puedan publicar importantes avances e investigaciones paralelas al tema del suelo reforzado, teniendo que esperar a que la patente pierda validez, dando paso a nuevos horizontes en este campo. Su impacto fue notable y de la mano de organizaciones estatales como el Laboratoire des Ponts et Chaussées de Francia, el United States Department of Transportation de Estados Unidos y por el United Kingdom Department of Transport de Inglaterra, se realizaron investigaciones para el mejor entendimiento del comportamiento y los conceptos relacionados con este tipo de estructura. **(Jones, 1985), (Hausmann, 1990)**

Con la construcción de este tipo de estructuras se fueron evidenciando ciertos problemas y limitaciones a mediano y largo plazo; el uso del refuerzo de acero fue ampliamente discutido ya que, por los efectos de corrosión del mismo, las propiedades de la estructura como tal no eran las mismas al diseño original; es por ello que se realizaron investigaciones para encontrar alternativas de materiales de refuerzo, dando paso a elementos como el acero inoxidable, aluminio, fibra de vidrio, poliéster, poliamida, y algunos otros materiales sintéticos en forma de tiras, mallas o laminas. Dentro de todas las posibles alternativas, los mejores materiales para refuerzo de suelos son los geotextiles, geomallas y geocompuestos que a su vez cuentan con propiedades secundarias a las de refuerzo y suelen utilizarse para sistemas de drenaje, entre otras. **(Hausmann, 1990)**

Con la inclusión de la familia de los geosintéticos, se crea un nuevo concepto, suelo reforzado con geosintético (GRS), llevando a este sistema a ser más confiable en el mundo de la construcción civil y por ende se amplían los campos de aplicación con ejemplos como: estribos para puentes, soportes o contrafuertes inclinados para puentes, estribos para vías de tren, terraplenes, cimentaciones y muros de contención; donde cada uno de ellos utiliza determinado material de relleno, un tipo específico de geosintético, mismos que se ven reflejados con sus propiedades en los métodos de diseño **(Jones, 1985)**.

Aunque los muros con suelo reforzado con geosintético (GRSW) y los muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSEW) son tecnologías de suelo reforzado, las hipótesis en cuanto al manejo de las cargas son diferentes ya que, en el primer caso, las cargas no se transfieren a la cara del muro y en consecuencia la cara del muro no es un elemento estructural, todo lo contrario para el segundo caso de suelo reforzado donde se asume que las cargas se transfieren a la cara y ésta debe ser diseñada como un elemento estructural; es por ello que se debe tener especial cuidado en el manejo de términos con respecto al suelo reforzado **(Phillips, 2014)**.

2.1.3 Suelo reforzado aplicado a muros de retención

Entre 1940 y 1960 se construían muros de retención de gravedad de hormigón y muros de hormigón en voladizo, los cuales se aplicaban principalmente en autopistas. Entre los ingenieros



estructurales no existía la necesidad de investigar nuevas alternativas ya que éstos eran fáciles de diseñar y construir, sin embargo, a partir de 1970 surgieron varias alternativas a las ya existentes; algunas de las alternativas propuestas partían del concepto de suelo reforzado, las cuales fueron ganando importancia hasta el punto de reemplazar sistemas que utilizaban hormigón ya que los muros con suelo reforzado presentaban ventajas significativas como mejor tolerancia al asentamiento debido a su flexibilidad, reducción de la presión lateral del suelo debido al refuerzo que se coloca, estabilidad sin requerir empotramiento o sobreexcavación con el suelo de cimentación, se construye más fácil y rápido, es menos costosa que otras alternativas debido a los materiales y en gran parte a que se puede utilizar el suelo del lugar como relleno, lo cual no se aplica a otros sistemas **(Wu J. , 1994)**.

La historia muestra que las inclusiones para refuerzo de estructuras de tierra se obtienen de diferentes materiales, los cuales han tenido diferentes formas de fabricación y aplicación. Concretamente en muros de retención, la alternativa como material de refuerzo es el geosintético dando paso a los muros con suelo reforzado con geosintético (GRSW), aplicando el diseño base de Henry Vidal.

Los muros con suelo reforzado con geosintético se caracterizan por adquirir un gran soporte por las múltiples capas de geosintético, fabricado expresamente para refuerzo, espaciado a distancias que depende del diseño y embebido en el relleno detrás de la cara del muro, permitiendo al suelo tener un talud más escarpado que un suelo sin refuerzo y consecuentemente proporciona áreas niveladas más grandes ya que el cambio de elevación requiere menor espacio **(Wu J. , 1994)**. En 1992 el Ministerio de Transporte de Japón aprobaba el uso de muros con suelo reforzado con geosintético, debido a los estudios sobre este sistema iniciados en 1982, impulsando construcciones importantes de líneas férreas, las mismas que se denominan estructuras permanentes y que son prueba del buen rendimiento de este sistema **(Tatsuoka, Tateyama, Uchimura, & Koseki, 1997)**.

Un requisito importante en el diseño de estructuras reforzadas es asegurar su estabilidad, por lo cual es necesario recalcar que las características físicas y la colocación del geosintético son cruciales para que éste se cumpla; consecuentemente, se tendrá que determinar la tracción geosintética requerida y la longitud de empotramiento necesaria en base a las solicitudes del suelo de relleno. Un análisis de estabilidad es sólo un paso en el diseño de estructuras de suelo reforzado. **(Leshchinsky & Boedeker, 1990)**

Una estructura de suelo reforzado, que para el caso de la presente investigación se refiera a un muro, debe cumplir tanto estabilidad interna como externa. La estabilidad interna se ocupa de la resistencia a la falla de arranque dentro de la zona de suelo reforzado como resultado de la interacción entre el suelo y el refuerzo. Además de controlar fallas por situaciones en las que una porción reforzada puede deslizarse horizontalmente como un bloque monolítico a lo largo de una de las hojas de refuerzo. La estabilidad externa se enfoca en el control de falla por volteo y



deslizamiento de toda la masa de muro reforzado, además de la capacidad portante del suelo de cimentación sobre el cual reposa el muro **(Leshchinsky & Boedeker, 1990)**.

Las consideraciones generales que se deben tomar en cuenta, como la estabilidad externa, interna y el diseño del revestimiento de fachada se determinan con cada método de diseño que se utilizará para cumplir los objetivos del presente trabajo de investigación se presentan en la sección 2.3 del presente capítulo.

2.2 Geosintéticos en la ingeniería civil

2.2.1 Definición

Un geosintético es un producto que se presenta como una lámina, mismo que ha sido fabricado a partir de polímeros y se utiliza en conjunto con suelo, roca, tierra u otros materiales geotécnicos como parte de proyectos, como estructuras o sistemas, principalmente en la Ingeniería Civil **(ASTM D4439, 2006)**.

2.2.2 Antecedentes y evolución de los geosintéticos

Para entender la importancia y los usos potenciales del geosintético, es necesario mencionar problemas tan básicos para los ancestros del ser humano que, en su estilo de vida de cazadores o recolectores, encontrarse atrapados en pantanos o encontrar cambios repentinos en la topografía por deslizamientos, generaban la necesidad de resolver éstas dificultades utilizando materiales de la época como troncos de árboles o arbustos pequeños y con el método de prueba y error, además de la tecnología, desarrollar más y mejores técnicas que resuelvan estos problemas. Es así que como humanos y su conocimiento de la tecnología empezaron a incluir de manera sistemática elementos que mejoraran el desempeño de superficies, como algunas carreteras de la antigua Roma, que datan del 3000 a.C. Sin embargo, el dilema de como estabilizar el suelo de manera efectiva, ha permanecido hasta el siglo XX, exhortando a la investigación con materiales no convencionales, como es el caso del experimento que realizó el Departamento de Carreteras de Carolina del Sur (SCHD) en 1926 donde se incluyó tela de algodón en la base de una estructura de pavimento, resultando en una reducción de fisuración, desprendimiento de árido y fallas localizadas sobre la vía; con el deterioro de la tela se presentaron fallas, sin embargo se considera a este experimento como el precursor del geosintético. **(Koerner & Te-Yang, 1997)**

Con una tasa de crecimiento notable en su prestigio desde 1960, el geosintético dejaba de ser un concepto nuevo, las comunidades de ingenieros preferían experimentar con este material antes que buscar nuevas alternativas con el fin de proporcionar un mayor campo de aplicabilidad del material, organizaciones como Federal Highway Administration y Federal Highway Administration Officials aceptaron el uso de geosintéticos en puentes y autopistas y para 1992 el consejo de funcionarios de la construcción de América (Building Officials Council of America) incluyeron los geotextiles, geomallas y el control de la geerosión en sus códigos y especificaciones. Prueba de su



gran importancia se refleja en el gasto que Estados Unidos registro, más de 800 millones de dólares, en geomembranas y geotextiles usados en proyectos de ingeniería en 1996 **(Koerner & Te-Yang, 1997)**.

En los proyectos civiles actuales, el geosintético desempeña cinco funciones principales, separación, refuerzo, filtración, drenaje y como barrera de baja permeabilidad **(Koerner R. , 2012)**. Las principales ventajas que este material presenta son: construcción menos dependiente de las condiciones climáticas, menores tiempos de construcción de obra, mejor control de calidad, entre 25 a 30% más barato que sistemas de muros con materiales estándar como el hormigón, baja huella de carbono comparada con otras soluciones, su construcción no requiere de equipos especiales o materiales poco comunes **(Berg , Christopher , & Samtani, 2009)**.

Bajo estas consideraciones se cumple con un objetivo principal, mejor desempeño a menor costo comparado con otros materiales; se aplica al transporte, geotécnica, hidráulica, manejo de agua subterránea y se fabrican a base plástico denominado geopolímero **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.3 Tipos de Geosintéticos

Dentro del concepto de geosintético existe una clasificación de tipos que han sido desarrollados para objetivos específicos, mejorando su desempeño, sin dejar de lado la definición de geosintético. A continuación, se presenta cada uno de los tipos existentes con una breve descripción de cada uno de ellos:

2.2.3.1 Geotextiles

De los primeros geosintéticos conocidos, tiene alrededor de 25 años de antigüedad. En comparación con los textiles tradicionales, los geotextiles utilizan fibras sintéticas en vez de fibras naturales eliminando el problema de la biodegradación y tiempos de vida cortos; Se fabrican como laminas con fibras tejidas o colocadas de manera aleatoria, no tejidas; Permiten el flujo de líquido a través de su espesor y de forma paralela a su plano de fabricación. Cumple con la función de material de separación, refuerzo, filtración y drenaje de manera correcta y como función primaria **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.3.2 Geomallas

Este tipo de geosintético, cuyo uso ha crecido de manera rápida en la comunidad ingenieril, siendo planchas de polietileno, generalmente, formado con una configuración de rejilla con abertura mayor a 0.25 pulgadas (3.35 mm), se pueden fabricar de maneras distintas, tejidas, estirándolas en una o dos direcciones, por la unión de barras **(ASTM D4439, 2006)**. Su función primaria es la de refuerzo en asfaltos en pavimentos, refuerzo en cimentaciones, entre otros, y se puede usar con un geotextil para evitar el transporte de partículas con el agua **(Koerner R. , 2012)**.



2.2.3.3 Geonets

También conocidos como geo-espaciadores, constituyen un grupo especializado de geosintéticos, formados por una extrusión continua de nervaduras poliméricas con ángulos agudos entre sí, se construyen en planchas similares a las geomallas, no tienen la misma flexibilidad que los geotextiles, pero su resistencia es mayor. Su función primaria se enfoca en las obras de drenaje en autopistas, en rellenos sanitarios, en muros de contención, y por su gran resistencia se usa como refuerzo de suelos granulares cuyos diámetros son mayores a la abertura de este geosintético **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.3.4 Geomembranas

Este tipo de geosintético al igual que los geotextiles son los más utilizados en proyectos civiles. Desarrollado por Alemania y Estados Unidos alrededor de 1980, la geomembrana es un material de tipo termoplástico y de características impermeables por lo que su función primaria es la de ser un material de contención, tanto de líquidos como barrera de vapor; se utiliza en obras hidráulicas como canales y reservorios, en obras geotécnicas para el control de expansión de suelos, en obras de transporte como barreras impermeables debajo de pavimentos y en aplicaciones en el área ambiental como barrera de olores en rellenos sanitarios **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.3.5 Geosintéticos con forro de arcilla (GCLs)

Este tipo de geosintético es una combinación de polímeros y suelo natural. Una fina capa de arcilla bentonítica es colocada en medio de dos geotextiles o adherida a una geomembrana, obteniendo una lámina con espesor entre 4 y 6 mm con la función primaria de ser una barrera para líquidos y gases, por lo tanto, sus aplicaciones son similares a las de una geomembrana **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.3.6 Geoespuma

Resultado de un proceso de expansión polimérica, la geoespuma, a diferencia de otros geosintéticos, es producida en bloques livianos de dimensiones variadas, y se usa como relleno en suelos compresibles, como elementos de compresión en muros de contención y como elemento de separación entre muros estructurales **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.3.7 Geocompuestos

Son la combinación de geotextiles, geomembranas, geomallas, geonets, entre sí y en varios casos con otro tipo de sintéticos o suelo; tiene la finalidad de resolver un problema definido otorgando ciertas características específicas al producto, como geotextil y geonet para incrementar resistencia, y fricción; Los geocompuestos se fabrican en función de la demanda del proyecto y las combinaciones son numerosas. Los campos de aplicación son la suma de todos los expuestos en los ítems anteriores **(Koerner R. , 2012)**.

2.2.4 Factores de seguridad de geosintéticos

De forma general, un material de refuerzo debe ofrecer una resistencia mínima mayor con respecto a los esfuerzos a los que se somete, para garantizar estabilidad a corto y largo plazo,



siendo este último, un factor determinante en la vida útil de una obra como tal ya que la exposición prolongada de los materiales a entornos naturales hace que pierdan sus propiedades y por ende su resistencia.

Es por ello que los geosintéticos, dependiendo de su fabricación, cuentan con factores de reducción, los cuales disminuyen la resistencia disponible a largo plazo del geosintético en función de los daños que se pueden producir el momento de la instalación, la fluencia de diseño y por la durabilidad del geosintético; factores comparables a la pérdida de resistencia que se produce en el hierro debido a la corrosión **(Berg , Christopher , & Samtani, 2009)**.

El factor de reducción general RF para utilizarlo como dato durante los análisis respectivos en función de cada método de diseño es $RF = RF_{ID} * RF_{CR} * RF_D$ **(Berg , Christopher , & Samtani, 2009)**.

Donde:

RF = Factor de reducción general.

RF_{ID} = Factor de reducción del geosintético para daño en instalación.

RF_{CR} = Factor de reducción del geosintético para fluencia.

RF_D = Factor de reducción del geosintético para degradación o durabilidad.

2.3 Análisis paramétricos previos, aplicados a muros con suelo reforzado

Varios análisis respecto a parámetros particulares de los suelos reforzados con geosintético se han desarrollado, entre los cuales se tiene:

Efectos de suelos de fundación

En esta investigación se busca definir el comportamiento de un muro reforzado con geosintético que soportará la estructura y cargas de un puente, para lo cual se ha realizado un análisis paramétrico donde se varía el tipo de suelo de fundación, siendo 3 tipos de suelo granular y 2 tipos de suelo arcilloso de diferentes características cada uno, los utilizados para el desarrollo de la investigación y asumiendo que para los suelos granulares las deformaciones no dependen del tiempo y por el contrario, los suelos arcillosos sí. Bajo estas consideraciones se encontró que el tipo de suelo que se utiliza influye en el comportamiento del muro, siendo los suelos más débiles los que generan mayores desplazamientos laterales y verticales, sin embargo, los valores hallados son tolerables, mostrando la versatilidad de este tipo de estructuras ante cambios de parámetros como el suelo de fundación. **(Helwany , Wu, & Froessl, 2003)**



Estudio paramétrico de la capa de refuerzo inferior

El objetivo de la investigación es determinar si se podría mejorar el desempeño de un hipotético caso de muro con suelo reforzado con geosintético, ante el cambio de longitud y rigidez, de 4 a 24 metros y 39.7 kN/m a 759 kN/m, respectivamente, de la capa de refuerzo en la parte inferior del mismo, bajo carga de puente, donde el suelo de fundación es una arcilla blanda de 10 metros de espesor, hallando que en el primer caso donde solo se aumenta la longitud del refuerzo tiene un impacto despreciable con respecto a la estabilidad del muro y para el segundo caso donde adicional al cambio de longitud se aumenta su rigidez, solo reduce la deformación por cortante y los asentamientos siguen siendo significativos (**Skinner & Rowe, 2005**).

Análisis paramétrico del relleno reforzado

Esta investigación busca determinar cómo afecta el cambio en las propiedades del relleno reforzado en el comportamiento de un muro reforzado con geosintético que soporta la carga de un puente, con una altura total de 7.1 metros y carga aplicada progresiva hasta el fallo o en su defecto hasta 1000 kPa; los tipos de suelo de relleno utilizados tienen ángulos de fricción de 34, 37 y 40 grados con compactaciones, aplicando Proctor Estándar, del 95, 100 y 105% respectivamente hallando que, mientras mayor sea el ángulo de fricción del suelo menores deformaciones presenta, tanto horizontales como verticales, y en el caso de éstas últimas se ha obtenido un decremento del 35% en la deformación entre el suelo con ángulo de fricción de 34 grados y el suelo con 40 grados, por lo tanto se demuestra que las propiedades del relleno reforzado tiene gran impacto en el desempeño del muro como tal (**Helwany , Wu, & Kitsabunnarat, 2007**).

Análisis paramétrico entre cinco métodos de diseño de muros con suelo reforzado

El objetivo de esta investigación es determinar los parámetros de diseño más influyentes dentro de cada uno de los métodos de diseño estudiados, variando parámetros geométricos, de tipo de suelo de cimentación, tipo de refuerzo geosintético, entre otros. El análisis se enfoca únicamente en cuantificar la influencia de las variaciones producidas por los parámetros, sobre la máxima fuerza de tracción sobre el refuerzo, (T_{max}), mismo que es un parámetro para controlar la estabilidad interna de un muro reforzado con geosintético que soporta la carga de un puente y carga de tráfico. A pesar de referirse a T_{max} como un parámetro de control para la estabilidad interna, ésta investigación no se enfoca en cumplir con un diseño estable, se enfoca en determinar que método requiere el refuerzo geosintético más resistente y cuáles son los parámetros más influyentes para este requerimiento, hallando que los parámetros con mayor influencia en el comportamiento de la estabilidad interna del muro reforzado, para todos los métodos son la altura del muro, el espaciamiento del refuerzo y el ángulo de fricción del material que se usa como relleno reforzado (**Phillips, 2014**).



3 CAPÍTULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS

En este capítulo se detalla la metodología general que se ha seguido, los materiales y métodos que se han utilizado para lograr los objetivos expuestos en el capítulo 2 de la presente investigación y para lo cual se han planteado 4 etapas:

1. Determinación de los métodos de diseño con el fundamento teórico respectivo.
2. Determinación de las ecuaciones gobernantes para cada método de diseño y aplicación de la metodología de diseño.
3. Alcance del análisis paramétrico, configuración de las condiciones iniciales y selección de los rangos de variación para cada parámetro.
4. Análisis comparativo de los resultados, discusión y conclusiones.

En la última etapa propuesta para alcanzar los objetivos del presente trabajo de investigación se realizará un análisis comparativo de los resultados obtenidos para establecer los parámetros de diseño coincidentes y diferentes, los más influyentes para cada método y definir alcances, limitaciones y aplicabilidad de cada método. Los resultados y su análisis se presentarán en el capítulo 4. Las conclusiones en el capítulo 5.

3.1 Determinación de los métodos de diseño

Este paquete de trabajo se centra en establecer los métodos de diseño que serán objeto de comparación, verificar que la bibliografía sea actualizada y de origen confiable. Habiendo definido el fundamento teórico, se realizará un estudio general de cada uno de los métodos propuestos con la finalidad de entender el conjunto de procedimientos utilizados para el diseño del muro reforzado con geosintético.

3.1.1 Método 1. NCHRP GRS Method (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, 2006)

Según los autores, este método fue desarrollado a partir de una extensa revisión de literatura incluyendo publicaciones antiguas del método 3 cuando no se incluía la parte de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), además de experimentos a escala real y estudios de modelación numérica. Este método resulta la principal guía de diseño y construcción para estribos de puentes con suelo reforzado con geosintético. Otorga ejemplos de diseño con diferentes casos de aplicación, facilitando el entendimiento y aplicación de las metodologías sugeridas.

A continuación, se listan los pasos que presenta esta guía de diseño aplicada a estribos de puentes con suelo reforzado con geosintético, y que además se aplicaría de la misma manera para muros de retención con revestimiento flexible; cabe recalcar que el diseño está basado en estudios de literatura, experimentos a escala real y estudios analíticos.

Paso 1. Establecer geometría del muro, cargas externas y parámetros de diseño



Paso 2. Establecer propiedades del suelo.

Paso 3. Establecer requerimientos de diseño.

- Establecer requerimientos de diseño para estabilidad externa.
- Establecer requerimientos de diseño para estabilidad interna.

Paso 4. Determinar capacidad portante admisible del relleno reforzado.

Paso 5. Establecer longitud de refuerzo,

Paso 6. Chequear estabilidad externa del muro reforzado con la longitud de refuerzo preliminar establecida en el paso 5.

Paso 7. Evaluar estabilidad interna en cada nivel de refuerzo.

Paso 8. Determinar la rigidez y resistencia requeridas para el refuerzo.

3.1.2 Método 2. FHWA GRS-IBS Method (Adams, y otros, 2011)

Este manual presenta los procedimientos recomendados para el diseño de sistemas integrados de puentes con la tecnología de suelo reforzado con geosintético. Este método de diseño está basado en 40 años de investigación estatal y federal en Estados Unidos de América, investigación referente a la aplicación del suelo reforzado como estribo para puentes y como muro de contención, considerado como la alternativa ideal de diseño para puentes de un solo tramo. La guía cuenta con varios ejemplos que facilitan el entendimiento de los procesos que se deben seguir para una correcta aplicación del método. Adicionalmente, existe una guía para la construcción del elemento reforzado que se ha diseñado.

A continuación, se muestran los pasos generales que la guía propone para realizar el diseño:

Paso 1. Establecer requisitos del proyecto, geometría, condiciones de carga, criterios de desempeño.

Paso 2. Evaluación de sitio para establecer propiedades del suelo.

Paso 3. Determinar profundidad y volumen de excavación, seleccionar la longitud mínima de refuerzo.

Paso 4. Calcular cargas aplicables, presiones y esfuerzos laterales

Paso 5. Análisis de estabilidad externa.

- Evaluar deslizamiento directo.
- Evaluar capacidad de carga.



Paso 6. Análisis de estabilidad interna.

- Evaluar capacidad última.
- Resistencia requerida del refuerzo.

3.1.3 Método 3. FHWA Simplified Procedure, from AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th edition: (Berg , Christopher , & Samtani, 2009)

Método considerado como el más utilizado para el diseño de muros de tierra mecánicamente estabilizada, MSEW, basado en los procesos de diseño por factores de carga y resistencia, LRFD, mismo que es una revisión y actualización del manual FHWA NHI00-043 basado en procesos de diseño por esfuerzos permisibles, ASD, por lo cual el Método 3 cuenta con factores de carga y resistencia, factores de seguridad para el diseño del refuerzo, por lo cual es considerado como diseño de equilibrio-límite (**Berg , Christopher , & Samtani, 2009**).

El proceso seguido por este método de diseño incluye:

Paso 1. Requerimientos del proyecto: Dimensiones, cargas, criterios de desempeño.

Paso 2. Propiedades del suelo de fundación y requerimientos para relleno reforzado

Paso 3. Estimar profundidad de empotramiento del muro y longitud de refuerzo.

Paso 4. Definir cargas nominales actuantes sobre la estructura, combinaciones de carga, factores de carga y resistencia.

Paso 5. Evaluación de estabilidad externa.

- Deslizamiento en la base
- Límite de excentricidad (Overturning)
- Capacidad portante del suelo de fundación.

Paso 6. Evaluación de estabilidad interna.

- Estimar superficie de falla crítica
- Espaciamiento del refuerzo geosintético
- Calcular cargas horizontales y cargas máximas en cada capa de refuerzo.
- Verificar cumplimiento de factores de seguridad.

Los métodos detallados paso a paso para lograr el diseño de muros con suelo reforzado con geosintético se presentan más adelante.



3.2 Determinación de las ecuaciones gobernantes para cada método de diseño

Este paquete de trabajo consiste en recopilar de forma ordenada y coherente el conjunto de procedimientos, ecuaciones de cada método y sus variables. Las metodologías de diseño se sistematizarán haciendo uso de la hoja de cálculo Excel, con el propósito de facilitar procesos que resultan iterativos cuando varíen los valores de los parámetros de ingreso durante el proceso de diseño y poder recopilar, interpretar y exponer los resultados de manera clara.

3.2.1 Método 1. NCHRP GRS Method (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006)

Las ecuaciones, procedimientos y explicación que se desarrollan a continuación han sido obtenidos de la referencia bibliográfica descrita en el título de la presente sección.

3.2.1.1 Estabilidad externa del apoyo reforzado

Chequeo de estabilidad de la porción reforzada donde se aplican las cargas externas.

Control de deslizamiento.

Para controlar la falla por deslizamiento de la porción reforzada donde se apoya la estructura del puente, como se detalla en la Figura 1, se debe cumplir con un factor de seguridad, calculado mediante la **Ecuación 1**. El factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.5 para garantizar estabilidad y su cálculo se basa en la razón de las cargas estabilizantes o verticales multiplicadas por un factor de reducción en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, y la cargas desestabilizantes u horizontales aplicadas en el apoyo, como se muestra en la Figura 5. Es de destacar que para evaluar este modo de falla no se toma en cuenta la carga viva como estabilizadora, ya que, al no tener acción constante en el tiempo sobre el apoyo, se anula su acción completamente para tener un diseño más seguro. En el caso que no se cumpla con el factor de seguridad se debe considerar colocar un suelo reforzado con un mayor ángulo de fricción.

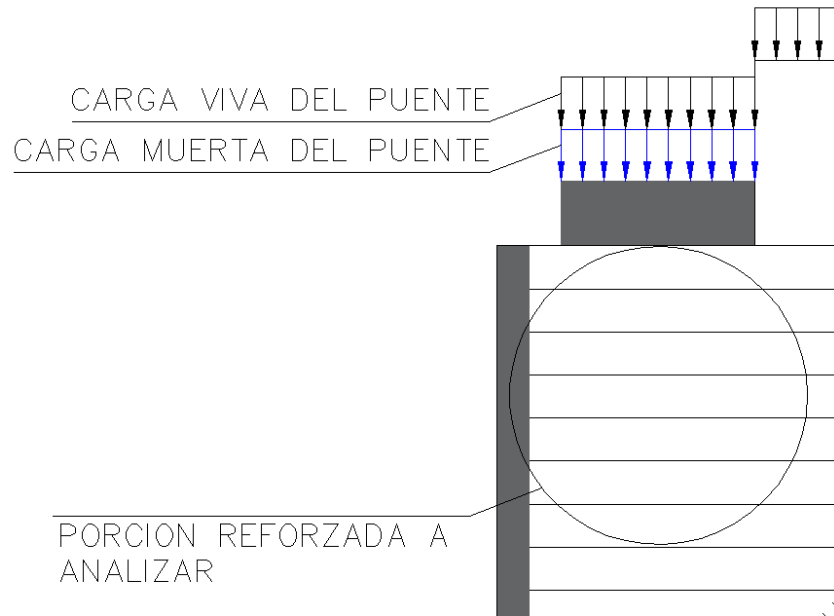


Figura 1: Porción reforzada donde se apoya la estructura del puente.

$$FS_{sliding} = \frac{(\sum Va - LL) \tan \phi_{rf}}{\sum Fa} \geq 1.5$$

Ecuación 1

Donde:

$FS_{sliding}$ = Factor de seguridad mínimo para controlar estabilidad al deslizamiento.

$\sum Va$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 2**

LL = Carga viva nominal debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

ϕ_{rf} = Ángulo de fricción del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

$\sum Fa$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 3**

La carga total vertical que actúa sobre el apoyo se calcula de acuerdo a la **Ecuación 2** como la sumatoria de todas las cargas actuantes. La carga horizontal total que actúa sobre el apoyo es el resultado de la suma de todas las cargas horizontales, como se muestra en la **Ecuación 3**, producidas por la acción del tráfico, la acción del muro superior de aproximación al puente y por la placa de hormigón, donde se apoya la viga del puente, como se muestra en la Figura 2.

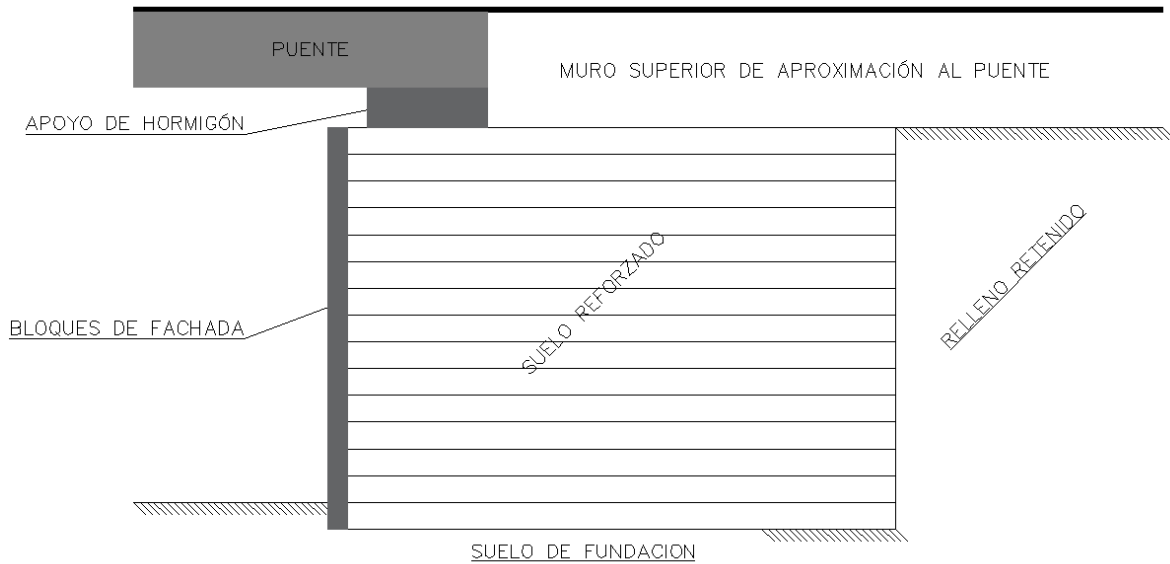


Figura 2: Detalle de las partes principales de la estructura general.

$$\sum Va = V1 + DL + LL$$

Ecuación 2

Donde:

$\sum Va$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el apoyo

V1 = Carga vertical producida por la placa de hormigón, definido en la **Ecuación A1**, en el capítulo de Anexos.

DL = Carga muerta debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

LL = Carga viva debido al puente, parámetro variado como parte del análisis.

Las componentes de la carga horizontal total se calculan aplicando la teoría de presión lateral activa de tierra de Rankine, tomando en cuenta las consideraciones de la misma como la nulidad de fricción muro-suelo, el suelo llega a la falla y que el relleno debe ser horizontal apoyado en un muro vertical. La distribución de presión lateral se muestra en la Figura 5 y su cálculo en la **Ecuación A2** para la carga de tráfico y en la **Ecuación A3** para la carga producida por el muro superior. La fuerza horizontal F2, producida por acción de la placa de hormigón, toma un valor constante de 1.75 kN/m para el diseño, por recomendación de (Phillips, 2014).



$$\sum Fa = Fq + F1 + F2$$

Ecuación 3

Donde:

 $\sum Fa$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el apoyo Fq = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A2**, en el capítulo de Anexos $F1$ = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A3**, en el capítulo de Anexos $F2$ = Fuerza horizontal producida por el peso propio de la placa de hormigón; un valor de 1.75 kN/m se usó en el análisis

Control de Excentricidad (e')

Para controlar el volcamiento como una falla producida por la excentricidad que las cargas aplicadas en el apoyo puedan generar, el método establece un límite máximo de excentricidad en función del ancho de la placa de hormigón que soporta las cargas, como se muestra en la **Ecuación 4**, donde $\sum M_{RA}$ es la sumatoria de los momentos resistentes, o que estabilizan a la estructura, producidos por las cargas verticales aplicadas en el apoyo con respecto al punto **A** como se muestra en la Figura 5 y calculado mediante la **Ecuación A4** presentada en anexos. $\sum M_{OA}$ es la sumatoria de los momentos de volcamiento, o desestabilizantes, producidos por las cargas horizontales aplicadas en el apoyo con respecto al punto **A** como se muestra en la Figura 5 y calculado mediante la **Ecuación A5** y $\sum Va$ es la sumatoria de fuerzas verticales actuando en el apoyo, como se muestra en la **Ecuación 2**.

$$e' = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{RA} - \sum M_{OA}}{\sum Va} < \frac{B}{6}$$

Ecuación 4

Donde:

 e' = Excentricidad producida en el apoyo debido a las cargas del puente y de soporte de hormigón B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis



$\sum M_{RA}$ = Sumatoria de momentos resistentes con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A4**, en el capítulo de Anexos

$\sum M_{OA}$ = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A5**, en el capítulo de Anexos

$\sum Va$ = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 2**

Control de la Capacidad portante admisible

Se debe controlar la falla por capacidad portante de la porción reforzada donde se aplican las cargas de la estructura del puente. Para ello la presión vertical total aplicada debe ser menor a la presión admisible como se muestra en la **Ecuación 5**. Es necesario explicar que la sumatoria de las cargas aplicadas en el apoyo definido como $\sum Va$ se divide para el ancho de aplicación de las mismas para obtener la presión vertical total. La presión admisible del relleno reforzados se halla siguiendo los siguientes pasos:

1. Se define el espaciamiento del refuerzo y el ángulo de fricción del relleno reforzado, con lo cual, mediante la Tabla 1 se halla un valor de carga admisible inicial.
2. Con la ayuda de la Figura 3 se halla un factor de corrección en función del ancho de la placa de hormigón (sill width).
3. De acuerdo a la guía de diseño, para un diseño donde se utilice placa de hormigón integrada al muro, se aplica un factor de reducción de 1.0 y para el caso de utilizar una placa aislada se aplica un factor de reducción de 0.75; ya que se usa una placa de hormigón aislada del muro, se aplica un factor de reducción de 0.75.
4. Multiplicando los valores y factores de los pasos 1, 2 y 3 se encuentra la carga admisible.

En este caso no se toma en cuenta el tipo y características del refuerzo geosintético que se utiliza, solamente el espaciamiento del mismo entre los estratos de relleno reforzado.

$$p_{sill} = \frac{\sum Va}{B - 2e'} < q_{allow} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

p_{sill} = Presión aplicada en el apoyo

e' = Excentricidad producida en el apoyo debido a las cargas del puente y del soporte de hormigón, definida en la **Ecuación 4**



B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

$\sum Va$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 2**

q_{allow} = Presión que soporta el apoyo, en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, del espaciamiento del refuerzo, ancho y tipo de soporte, usando la Tabla 1.

Espaciamiento de refuerzo	Ángulo de fricción del relleno para diseño						
	$\phi = 34^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 36^\circ$	$\phi = 37^\circ$	$\phi = 38^\circ$	$\phi = 39^\circ$	$\phi = 40^\circ$
0.2m (8 in)	180 kPa (26 psi)	190 kPa (27.5 psi)	200 kPa (29 psi)	220 kPa (32 psi)	235 kPa (34 psi)	255 kPa (37 psi)	280 kPa (40.5 psi)
0.4m (16 in)	125 kPa (18 psi)	140 kPa (20 psi)	155 kPa (22.5 psi)	175 kPa (25 psi)	195 kPa (28 psi)	215 kPa (31 psi)	240 kPa (34.5 psi)

Tabla 1: Cargas admisibles recomendadas para un muro con suelo reforzado con geosintético, con apoyo integrado. Estructura emplazada en un suelo de fundación competente. Modificado de: Wu, J. T., Lee, K. Z., Helwany, S. B., & Ketchart, K. (2006a). *Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing*. Usado justamente, 2020.

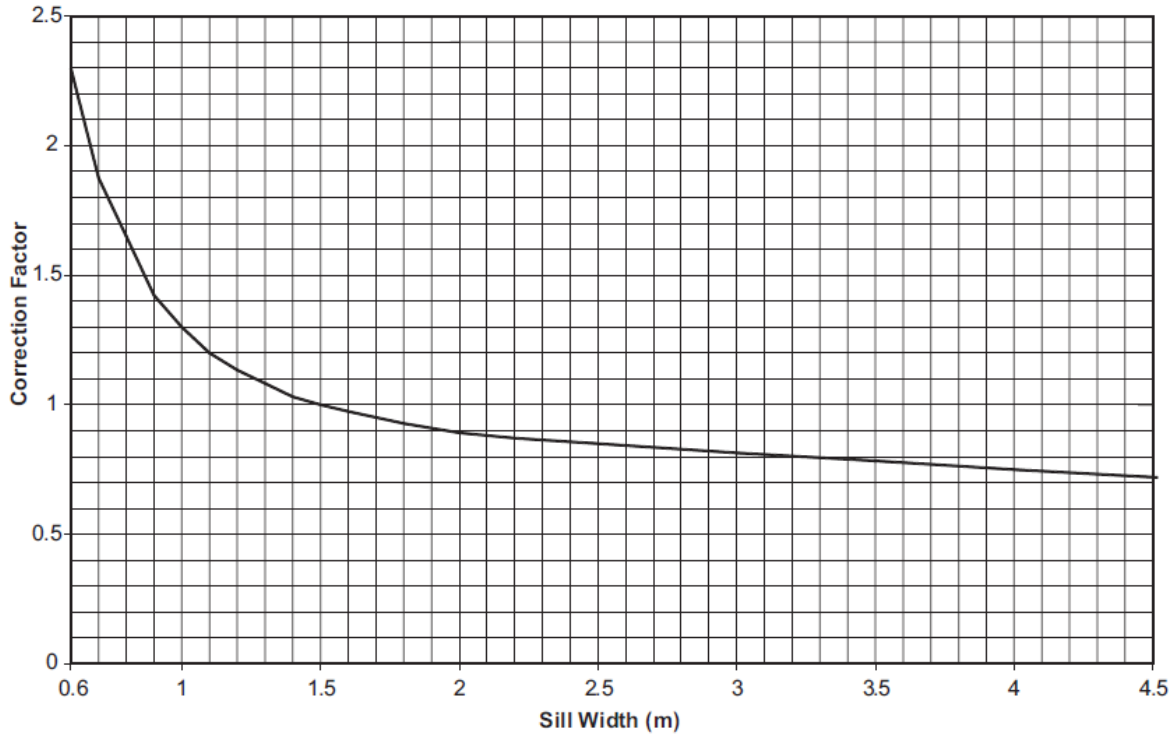


Figura 3: Relación entre ancho de apoyo y factor de corrección. Modificado de Wu, J. T., Lee, K. Z., Helwany, S. B., & Ketchart, K. (2006a). *Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing*. Usado justamente, 2020.

3.2.1.2 Estabilidad externa del muro reforzado

Chequeo de estabilidad del volumen reforzado con respecto al suelo de fundación.

Chequeo de deslizamiento directo

Para controlar la falla por deslizamiento del volumen reforzado se debe cumplir con un factor de seguridad, calculado mediante la **Ecuación 6**. El factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.5 para garantizar estabilidad del muro reforzado y su cálculo se basa en la razón de las cargas estabilizantes o verticales multiplicadas por un factor de reducción en función del ángulo de fricción del suelo de fundación, y la cargas desestabilizantes u horizontales. En este caso se toman en cuenta todas las cargas actuantes en la estructura, tanto externas como internas como se muestra en la Figura 5, sin embargo, es de destacar que para evaluar este modo de falla no se toma en cuenta la carga viva, ya que, al no tener acción constante en el tiempo sobre la estructura como carga estabilizadora, se anula su acción completamente para tener un diseño más seguro. En el caso que no se cumple con el factor de seguridad se debe mejorar las características del relleno reforzado y/o el suelo de fundación.



$$FS_{sliding} = \frac{(\sum V - LL - Vq) \tan \phi_{fs}}{\sum F} \geq 1.5 \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el suelo de fundación, definido en la **Ecuación 7**

LL = Carga viva debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

Vq = Fuerza vertical producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A8**, en el capítulo de Anexos

ϕ_{fs} = Ángulo de fricción del suelo de fundación, parámetro variado como parte del análisis

$\sum F$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el suelo de fundación, definido en la **Ecuación 8**

La carga total vertical que actúa sobre la estructura reforzada se calcula de acuerdo a la **Ecuación 7**, como la sumatoria de todas las cargas actuantes incluyendo la carga total sobre el apoyo, descrita en la **Ecuación 2**. Las cargas adicionales son producidas por el peso propio de muro, definido en la **Ecuación A6**, el peso propio del muro superior de aproximación al puente, definido en la **Ecuación A7** y por carga de tráfico definida en la **Ecuación A8** donde la carga distribuida se ha definido con un valor constante promedio de 12kN/ m², recomendado por **(Phillips, 2014)**.

Las cargas y sus líneas de acción se muestran en la Figura 5.

$$\sum V = V4 + V5 + Vq + \sum V a \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el suelo de fundación

$V4$ = Fuerza vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A6**, en el capítulo de Anexos

$V5$ = Fuerza vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A7**, en el capítulo de Anexos

Vq = Fuerza vertical producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A8**, en el capítulo de Anexos



$\sum V a$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 2**

Las componentes de la carga horizontal total se calculan aplicando la teoría de presión lateral activa de tierra de Rankine, tomando en cuenta las consideraciones de la misma como la nulidad de fricción muro-suelo, el suelo llega a la falla y que el relleno debe ser horizontal apoyado en un muro vertical. La carga horizontal total es el resultado de la suma de todas las cargas horizontales que actúan sobre el muro, como se muestra en la **Ecuación 8**, incluyendo la carga total sobre el apoyo, $\sum F a$, definida en la **Ecuación 3** y las cargas producidas por el empuje horizontal del suelo retenido sobre del muro reforzado, $F4$, definida en la **Ecuación A10**, y por acción del muro superior, $F3$, definida en la **Ecuación A9**, donde se incluye la carga de tráfico.

Las cargas y sus líneas de acción se muestran en la Figura 5.

$$\sum F = F3 + F4 + \sum F a \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

$\sum F$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el suelo de fundación

$F3$ = Fuerza horizontal producida por la presión lateral del suelo debido a la acción del muro superior de aproximación al puente y la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A9**, en el capítulo de Anexos

$F4$ = Fuerza horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido, definida en la **Ecuación A10**, en el capítulo de Anexos

$\sum F a$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 3**

Chequeo de excentricidad para el volumen reforzado (e)

Para controlar el volcamiento como una falla producida por la excentricidad que las cargas existentes en la estructura puedan generar, se ha establecido un límite máximo de excentricidad en función de la longitud del refuerzo o lo que es lo mismo en función del ancho del muro reforzado, como se muestra en la **Ecuación 9**. Para lo cual se deben calcular los momentos resistentes y momentos de volcamiento con respecto al punto **C**, ubicado en la arista de la base del muro, producidos por las cargas verticales y horizontales respectivamente, como se muestra en la Figura 5. El cálculo de los momentos totales se muestra en la **Ecuación A11** y **Ecuación A13**. Es importante destacar que se ha excluido la acción del momento producido por la carga de



tráfico, calculado mediante la **Ecuación A12** ya que no actúa de forma constante y si inclusión podría generar un diseño no seguro.

El momento resultante se lo deberá dividir para la resultante producida por la sumatoria de las cargas verticales, $\sum V$, que influyen sobre el suelo de fundación excluyendo la carga de tráfico y finalmente se restará de la mitad de la longitud del refuerzo para obtener el valor de excentricidad buscado y compararlo con el límite permitido.

Las ecuaciones detalladas para el cálculo de los momentos se describen en anexos en la sección 7.1.4.

$$e = \frac{L}{2} - \frac{(\sum M_R - M_s) - \sum M_o}{\sum V - Vq} < \frac{L}{6} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

e = Excentricidad del muro debido a las cargas actuantes sobre el suelo de fundación

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como: $L = 0.7 * H'$

$\sum M_R$ = Sumatoria de momentos resistentes con respecto al punto C, base del muro, definido en la **Ecuación A11**, en el capítulo de Anexos

M_s = Momento con respecto al punto C, causado por la carga de tráfico, definido en la **Ecuación A12**, en el capítulo de Anexos

$\sum M_o$ = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al punto C, base del muro, definido en la **Ecuación A13**, en el capítulo de Anexos

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el suelo de fundación, definido en la **Ecuación 7**

Vq = Fuerza vertical producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A8**, en el capítulo de Anexos

Chequeo capacidad portante admisible del suelo de fundación

Se debe controlar que la presión producida por la carga de la estructura, aplicada sobre el suelo de fundación, sea menor a la capacidad portante admisible del suelo de fundación, como se muestra en la **Ecuación 10**. La capacidad portante se debe determinar por medio de un estudio de suelos externo ya que el método no ofrece ecuaciones o tablas para un cálculo aproximado. Para calcular la presión de contacto se debe determinar la longitud de influencia, como se muestra en la



Ecuación 12 y compararlo con la longitud de refuerzo efectiva, L' ; este proceso sirve para determinar la menor longitud de acción de la carga y por ende la mayor presión que deberá soportar el suelo de fundación, como se muestra en la **Ecuación 11**.

La longitud de influencia y longitud de refuerzo se muestran en la Figura 4.

$$p_{contact} < q_{af} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

$p_{contact}$ = Presión aplicada sobre el suelo de fundación debido al peso de la estructura, definida en la **Ecuación 11**

q_{af} = capacidad portante admisible del suelo de fundación

$$p_{contact} = \frac{\sum V}{L'} \quad \text{Si } D_1 > L'$$

$$p_{contact} = \frac{\sum V}{D_1} \quad \text{Si } D_1 < L' \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

$p_{contact}$ = Presión aplicada sobre el suelo de fundación debido al peso de la estructura

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el suelo de fundación, definido en la **Ecuación 7**

L' = Longitud de refuerzo efectiva, definida en la $L' = L - 2e$

D_1 = Longitud de influencia en el nivel de fundación, definida en la **Ecuación 12**

$$D_1 = d + (B - 2e') + \frac{H_1}{2} \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

D_1 = Longitud de influencia en el nivel de fundación

d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis



B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e' = Excentricidad producida en el apoyo debido a las cargas del puente y del soporte de hormigón, definida en la **Ecuación 4**

H_1 = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

3.2.1.3 Evaluación de la estabilidad interna en cada nivel de refuerzo

Chequeo de falla por arranque o desprendimiento del refuerzo.

Este tipo de falla hace referencia al desprendimiento del refuerzo geosintético del suelo por acción de las fuerzas de tracción que se generan sobre el refuerzo, por lo cual, para controlar la falla por arranque del refuerzo geosintético, se debe cumplir con un factor de seguridad mínimo; para calcular el valor del factor de seguridad, para cada capa de refuerzo, se debe dividir el valor de resistencia al arranque del refuerzo para la tensión máxima que la capa soporta; si este valor es mayor a 1.5 se garantiza que no habrá desprendimiento, como se muestra en la **Ecuación 13**.

$$FS_{pullout} = Pr/T_{max} > 1.5 \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

$FS_{pullout}$ = Factor de seguridad para chequeo de falla por arranque del refuerzo

Pr = Resistencia al arranque o desprendimiento del refuerzo, definida en la **Ecuación 14**

T_{max} = Máxima fuerza de tracción en el refuerzo a una profundidad z , definida en la **Ecuación 21**

La resistencia al arranque del refuerzo geosintético, es un esfuerzo vertical normal a la interface suelo-refuerzo, multiplicado por factores dependientes del tipo y colocación del refuerzo, un factor de resistencia al arranque que depende del ángulo de fricción del relleno reforzado, como se muestra en la **Ecuación 14**. El ancho en que se distribuye el esfuerzo, Le , dependerá de la profundidad en que se encuentre la capa de refuerzo.

$$Pr = F^* * \alpha * (\sigma_v * Le) * C * Rc \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:



P_r = Resistencia al arranque o desprendimiento del refuerzo geosintético

F^* = factor de resistencia al arranque, calculado en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, ϕ_{rf} , y definida como: $F^* = 2/3 * \tan \phi_{rf}$.

α = factor de corrección para tipo de geosintético; 0.6 para geotextil y 0.8 para geomalla.

$(\sigma_v * Le)$ = Fuerza normal en la interface suelo-refuerzo a profundidad variable “z” incluyendo carga de tráfico, definida en la **Ecuación 15**.

C = Se toma un valor de 2.0 para correas, mallas y membranas.

R_c = Relación de cobertura; se toma un valor de 1.0 para un 100% de cobertura de refuerzo

La fuerza normal en la interface suelo-refuerzo se calcula mediante la **Ecuación 15** y la componen dos factores:

1. Por el esfuerzo vertical debido al peso propio del suelo actuando sobre la capa que se analiza multiplicado por la longitud, Le , que actúa como el ancho de aplicación de la carga y está en función de la profundidad a la que se encuentra la capa en análisis.
2. Por el esfuerzo vertical distribuido debido a las cargas que actúan en el apoyo (carga viva, muerta) multiplicado por, Li , longitud de empotramiento en el área de influencia dentro de la zona resistente, mismo que se obtiene directamente según la geometría del muro.

El esfuerzo vertical debido al peso del suelo se calcula mediante la **Ecuación 16**, y el esfuerzo vertical debido a las cargas en el apoyo se calcula mediante la **Ecuación 19** en función del ancho efectivo de la carga aplicada, D . La **Ecuación 17** y **Ecuación 18** se utilizan para calcular “ Le ” de forma geométrica en función de la superficie de falla, como se muestra en la Figura 4. La **Ecuación 20** se utiliza para calcular el ancho efectivo, D , en función de la profundidad en donde se encuentra la capa de refuerzo que se analiza.

Ya que para cada capa de refuerzo geosintético se realiza el mismo proceso de cálculo para controlar la falla por desprendimiento de la misma, variando la profundidad, se ha utilizado la herramienta Excel para simplificar el procedimiento iterativo.

$$(\sigma_v * Le) = (\sigma_{vs} * Le) + (\Delta\sigma_v * Li) \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

Le = Longitud de empotramiento en la zona resistente detrás de la superficie de falla a una profundidad “z”, definida en la **Ecuación 17**



L_i = Longitud de empotramiento en el área de influencia dentro de la zona resistente, medida directamente en planos de diseño.

σ_{vs} = Esfuerzo vertical debido al suelo a profundidad "z", definida en la **Ecuación 16**

$\Delta\sigma_v$ = Esfuerzo vertical distribuido desde el apoyo, definida en la **Ecuación 19**

$$\sigma_{vs} = (\gamma_{rf} * H_2) + (\gamma_{rf} * z) \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

σ_{vs} = Esfuerzo vertical debido al suelo a profundidad "z"

H_2 = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

γ_{rf} = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H_1 .

$$L_e = L - L_a \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde:

L_e = Longitud de empotramiento en la zona resistente detrás de la superficie de falla a una profundidad "z"

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como: $L = 0.7 * H'$

L_a = longitud de empotramiento en la zona activa a profundidad variable "z", definida en la **Ecuación 18**

$$L_a = (H_1 - z) * \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_{rf}}{2}\right) \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

L_a = longitud de empotramiento en la zona activa a profundidad variable "z"

H_1 = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

ϕ_{rf} = Ángulo de fricción del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis



z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H1.

$$\Delta\sigma_v = \frac{\sum Va}{D} \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

$\Delta\sigma_v$ = Esfuerzo vertical distribuido desde el apoyo

$\sum Va$ = Sumatoria de fuerzas verticales actuando en el apoyo, definida en la **Ecuación 2**

D = Ancho efectivo de la carga aplicada a profundidad variable " z ", definida en la **Ecuación 20**, en función de la condición impuesta.

$$\begin{aligned} D &= (B - 2e') + z \quad \text{para } z \leq (2 * d) \\ D &= d + (B - 2e') + z/2 \quad \text{para } z > (2 * d) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

D = Ancho efectivo de la carga aplicada a profundidad variable " z "

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e' = Excentricidad producida en el apoyo debido a las cargas del puente y del soporte de hormigón, definida en la **Ecuación 4**

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H1.

d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

La máxima fuerza de tracción en cada nivel de refuerzo se calcula mediante la **Ecuación 21**, en función del esfuerzo horizontal producido en cada capa, multiplicando por el espaciamiento entre capas de refuerzo.

El esfuerzo horizontal total en cada capa se calcula mediante la **Ecuación 22**, donde se incluye la carga vertical por peso propio del relleno, la carga vertical distribuida desde el apoyo y la carga de tráfico, aplicando la teoría de presión lateral de tierra activa de Rankine, verificando el cumplimiento de las consideraciones de la misma, como se detalla en la sección 3.2.1.1,. Al utilizar refuerzo geosintético en el diseño, el coeficiente de presión lateral de tierra es constante en todo



el muro por lo cual no es necesario hallar este dato por cada capa. Se incluye también el esfuerzo suplementario horizontal, producido por la sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el apoyo, como se muestra en la **Ecuación 23**.

$$T_{max} = \sigma_h * s \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

T_{max} = Máxima fuerza de tracción en el refuerzo a una profundidad z debido a las cargas

σ_h = Esfuerzo horizontal en cada nivel de refuerzo, definido en la **Ecuación 22**

s = Espaciamiento vertical entre capas de refuerzo, parámetro variado como parte del análisis

$$\sigma_h = K_{a(rf)} * (\sigma_{vs} + \Delta\sigma_v + q) + \Delta\sigma_h \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal en cada nivel de refuerzo

$K_{a(rf)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del relleno reforzado, calculada en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, ϕ_{rf} , definida como: $K_{a(rf)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{rf}}{2} \right)$

σ_{vs} = Esfuerzo vertical debido al suelo a profundidad " z ", definida en la **Ecuación 16**

$\Delta\sigma_v$ = Esfuerzo vertical distribuido desde el apoyo, definida en la **Ecuación 19**

q = Carga de tráfico; un valor de 12 kN/m² se usó en el análisis, como valor recomendado

$\Delta\sigma_h$ = Esfuerzo suplementario horizontal a profundidad " z ", definido en la **Ecuación 23**

$$\Delta\sigma_h = 2 * \sum Fa * \left(\frac{I_1 - z}{I_1^2} \right) \quad \text{para } z \leq I_1$$

$$\Delta\sigma_h = 0 \quad \text{para } z > I_1 \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde:

$\Delta\sigma_h$ = Esfuerzo suplementario horizontal a profundidad " z "

$\sum Fa$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 3**

I_1 = Profundidad de influencia causada por las fuerzas horizontales en el muro

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H_1 .

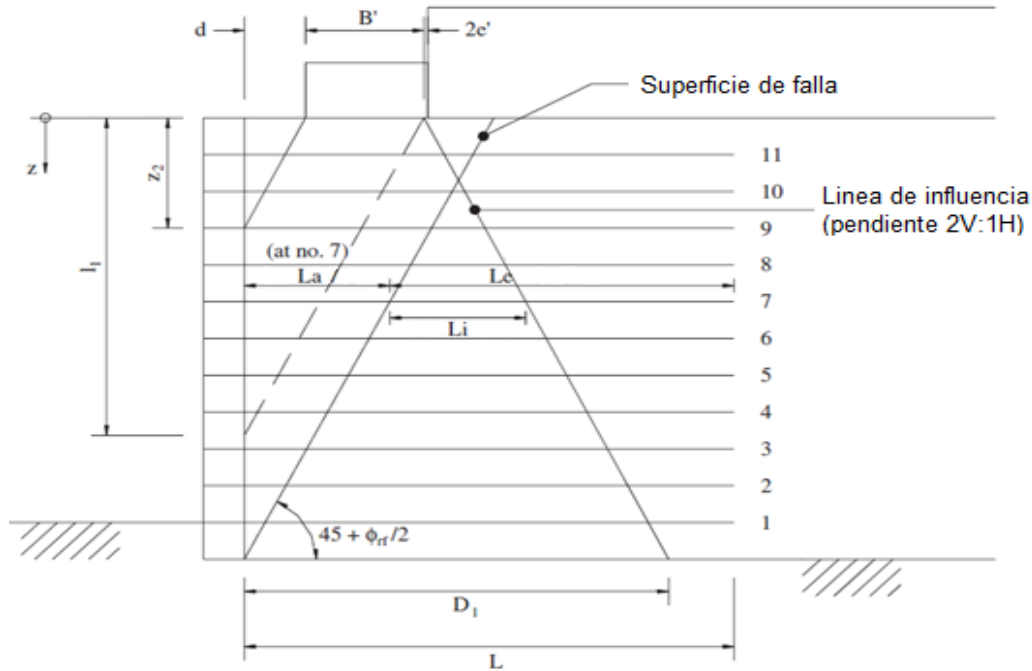


Figura 4: Longitudes de empotramiento en zona activa (L_a), zona de influencia (L_i), zona resistente (L_e) y superficie de falla, para determinar resistencia al desprendimiento del refuerzo geosintético. Modificado de: Wu, J. T., Lee, K. Z., Helwany, S. B., & Ketchart, K. (2006). Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing. Usado justamente, 2020.

Determinar la rigidez y resistencia requeridas del refuerzo

El segundo modo de falla que se debe controlar cuando se evalúa la estabilidad interna, se basa en determinar la resistencia última requerida para que el refuerzo tenga un buen desempeño a largo plazo bajo las cargas de servicio y no se deforme excesivamente o se rompa. Por lo cual se determina la fuerza de tracción máxima en el muro, $T_{@ \epsilon = 1.0 \text{ percent}}$, y este valor se multiplica por un factor de seguridad, en función del espaciamiento, como se muestra en la **Ecuación 24**, siendo esta última, la resistencia mínima que deba tener el refuerzo geosintético para garantizar estabilidad.

El refuerzo geosintético que cumpla con la resistencia mínima se aplicará en todo el perfil del muro. No se permite la utilización de refuerzo con diferentes resistencias últimas.

$$T_{ult} = F_s * T_{@\epsilon=1.0percent}$$

Ecuación 24

Donde:

T_{ult} = Resistencia ultima mínima requerida del refuerzo

F_s = Factor de seguridad para refuerzo. **$F_s = 5.5$ para $s \leq 0.2m$; $F_s = 3.5$ para $s = 0.4m$**

$T_{@ \epsilon = 1.0percent}$ = Rigidez mínima requerida del refuerzo, calculada en función del esfuerzo horizontal máximo de todas las capas de refuerzo, $\sigma_{h(max)}$, y su espaciamiento vertical, s , definida como: $T_{@ \epsilon = 1.0percent} = \sigma_{h(max)} * s$

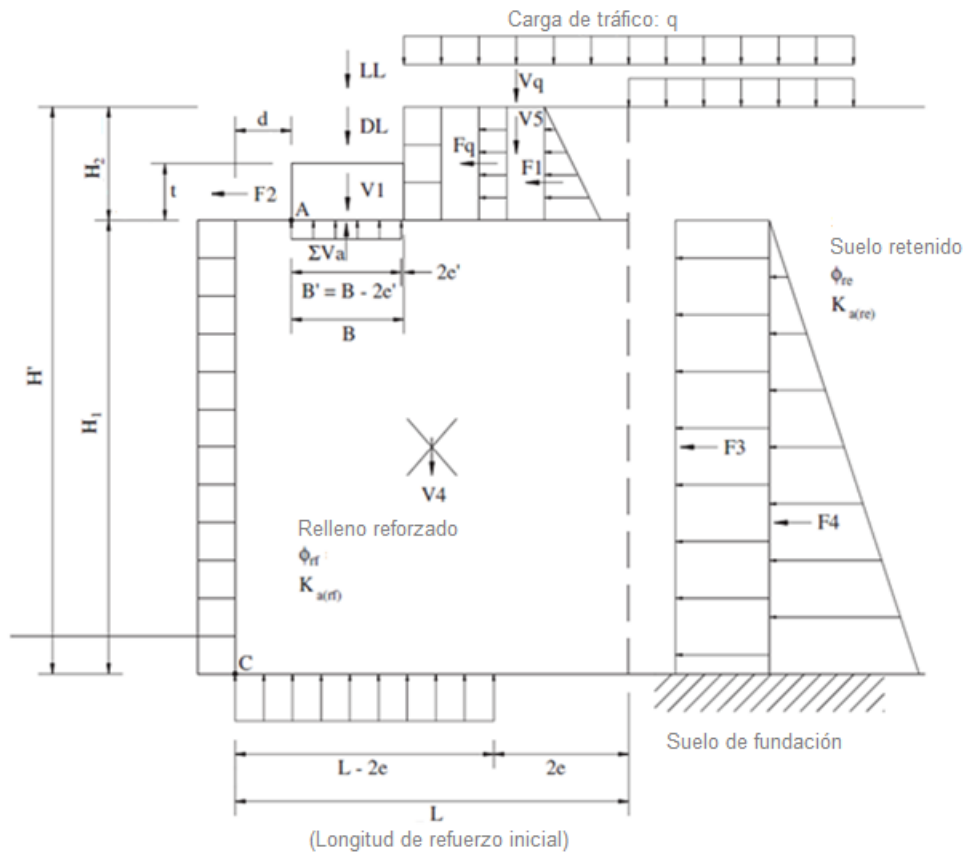


Figura 5: Cargas actuantes en la estructura reforzada para el método 1. Modificado de: Wu, J. T., Lee, K. Z., Helwany, S. B., & Ketchart, K. (2006). Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing. Usado justamente, 2020.



3.2.2 Método 2. FHWA GRS-IBS Method (Adams, y otros, 2011)

3.2.2.1 Análisis de estabilidad externa

Deslizamiento directo

Para controlar la falla por deslizamiento directo del volumen reforzado se debe cumplir con un factor de seguridad. El factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.5, igual que el método 1, para garantizar estabilidad del muro reforzado. Su cálculo se basa en la razón de las cargas estabilizantes producidas por las cargas verticales, R_n , y la cargas desestabilizantes u horizontales, F_n , calculado mediante la **Ecuación 25**. En este caso se toman en cuenta todas las cargas actuantes en la estructura, tanto externas como internas como se muestra en la Figura 7, al final de esta sección, exceptuando la carga viva, para conseguir un diseño más seguro.

En el caso que no se cumple con el factor de seguridad se debe mejorar las características del relleno reforzado y/o el suelo de fundación.

$$FS_{slide} = \frac{R_n}{F_n} \geq 1.5$$

Ecuación 25

Donde:

FS_{slide} = Factor de seguridad para falla por deslizamiento

R_n = Fuerza resistente, definida en la **Ecuación 26**

F_n = Fuerza total desestabilizante, definida en la **Ecuación 28**

La resultante de la sumatoria de las cargas estabilizantes o verticales, W_t , se multiplica por un factor de fricción entre la base del muro y el cimiento, calculado en función del ángulo de fricción que conforma la capa de rodadura, como se muestra en la **Ecuación 26**, el cual es el mismo que el suelo de fundación y el suelo retenido.

$$R_n = W_t * \mu$$

Ecuación 26

Donde:

R_n = Fuerza resistente

W_t = Carga vertical total, definido en la **Ecuación 27**



μ = Factor de fricción entre la base del muro y el cimiento, calculado en función del ángulo de fricción que conforma la capa de rodadura, ϕ_{rb} , definido como: $\mu = \frac{2}{3} * \tan \phi_{rb}$

La carga vertical total que actúa sobre la estructura reforzada se calcula de acuerdo a la **Ecuación 27**, como la sumatoria de todas las cargas actuantes incluyendo el peso muerto de la estructura del puente sobre el apoyo, ($q_b * b$), el peso propio de muro, definido en la **Ecuación A15** y el peso propio de la capa de rodadura de aproximación al puente, ($q_{rb} * b_{rb}$); su carga distribuida se calcula mediante la **Ecuación A16**. La carga de tráfico se excluye del análisis de este modo de falla.

Las cargas y sus líneas de acción se muestran en la Figura 7.

$$W_t = W + q_b b + q_{rb} b_{rb} \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

W_t = Carga vertical total

W = Carga debido al peso del muro reforzado, definido en la **Ecuación A15**, en el capítulo de Anexos

q_b = Peso muerto del puente, parámetro variado como parte del análisis

b = Ancho del apoyo en que actúa la carga debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A16**, en el capítulo de Anexos

b_{rb} = ancho sobre el muro donde la carga debido a la capa de rodadura actúa; un valor de 0.25m se usó en el análisis, por recomendación del autor.

Las componentes de la carga horizontal total se calculan aplicando la teoría de presión lateral activa de tierra de Rankine, de la misma forma que en el Método 1. La carga horizontal total es el resultado de la suma de todas las cargas horizontales que actúan sobre el muro, como se muestra en la **Ecuación 28**, incluyendo las cargas producidas por el empuje horizontal del suelo retenido sobre del muro reforzado definida en la **Ecuación A17**, la carga producto del peso de la capa de rodadura de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A18** y la producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A19**.

Las cargas y sus líneas de acción se muestran en la Figura 7.



$$F_n = F_b + F_{rb} + F_t \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde:

F_n = Fuerza horizontal total

F_b = Fuerza horizontal debido al relleno retenido, definido en la **Ecuación A17**

F_{rb} = Fuerza horizontal debido al suelo que conforma la capa de rodadura, definida en la **Ecuación A18**

F_t = Fuerza horizontal debido a la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A19**

Chequeo capacidad portante admisible del suelo de fundación

Se debe controlar que la presión producida por la carga de la estructura, aplicada sobre el suelo de fundación, sea menor a la capacidad portante admisible del suelo de fundación, para lo cual el método plantea que se debe cumplir con un factor de seguridad mínimo, el cual se calcula como la razón entre la capacidad portante del suelo de fundación y el esfuerzo total en la base del muro, como se muestra en la **Ecuación 29**.

Contrario al método 1, el método 2 aplica la teoría regular de mecánica de suelos, propuesto originalmente por Terzaghi, mediante el uso de tablas para hallar de manera aproximada el valor de la capacidad portante del suelo de fundación, en función de las características del suelo, del ancho efectivo de fundación, B' , profundidad de excavación del cimiento y haciendo uso de la Tabla 2, en consecuencia la capacidad portante del suelo de fundación se determina haciendo uso de la **Ecuación 30**.

$$FS_{bearing} = \frac{q_n}{\sigma_{v,base,n}} \geq 2.5 \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

$FS_{bearing}$ = Factor de seguridad para falla por capacidad portante del suelo de fundación

q_n = Capacidad portante del suelo de fundación, definido en la **Ecuación 30**

$\sigma_{v,base,n}$ = Esfuerzo total en la base del muro, definido en la **Ecuación 33**

$$q_n = c_f * N_c + \frac{1}{2} * B' * \gamma_f * N_\gamma + \gamma_f * D_f * N_q \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:



q_n = Capacidad portante del suelo de fundación

c_f = cohesión del suelo de fundación; un valor de cero se usó en el análisis, como recomendación del método de diseño

N_c, N_γ, N_c = Coeficientes adimensionales de capacidad de carga, definidos por la Tabla 2, como se muestra a continuación

γ_f = Peso unitario del suelo de fundación, parámetro variado como parte del análisis

B' = Ancho efectivo de fundación, definido en la **Ecuación 31**

D_f = profundidad de empotramiento del muro reforzado. Determinado como: $D_f = 0.25 * B_{total}$, como se muestra en la Figura 6

ϕ_f	Nc	Nq	Ny	ϕ_f	Nc	Nq	Ny
0	5.14	1	0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26
9	7.9	2.3	1	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3	1.7	35	46.1	33.3	48
13	9.8	3.3	2	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Tabla 2: Factores de capacidad de carga. Modificado de: AASHTO. (2007). LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition. Table 10.6.3.1.2a-1.

El ancho efectivo de fundación, B' , para el cálculo de la capacidad portante del suelo de fundación, depende del ancho total del suelo de fundación menos el doble de la excentricidad del muro, como se muestra en la **Ecuación 31**. No se considera directamente el ancho del muro ya que el método recomienda que la base de fundación sea mayor con la finalidad de distribuir mejor las cargas de la estructura reforzada sobre el suelo, incluso se recomienda utilizar capas de suelo reforzado en el cimiento cuando la capacidad del suelo de fundación en sí mismo no es suficientemente resistente.

$$B' = B_{RSF} - 2 * e_{B,n} \quad \text{Ecuación 31}$$

Donde:

B' = Ancho efectivo de fundación

B_{RSF} = Ancho total del suelo de fundación, calculado en función del ancho del muro reforzado, definido como: $B_{RSF} = B_{total} + 0.25B_{total}$, como se muestra en la Figura 6

$e_{B,n}$ = Excentricidad del muro, definido en la **Ecuación 32**

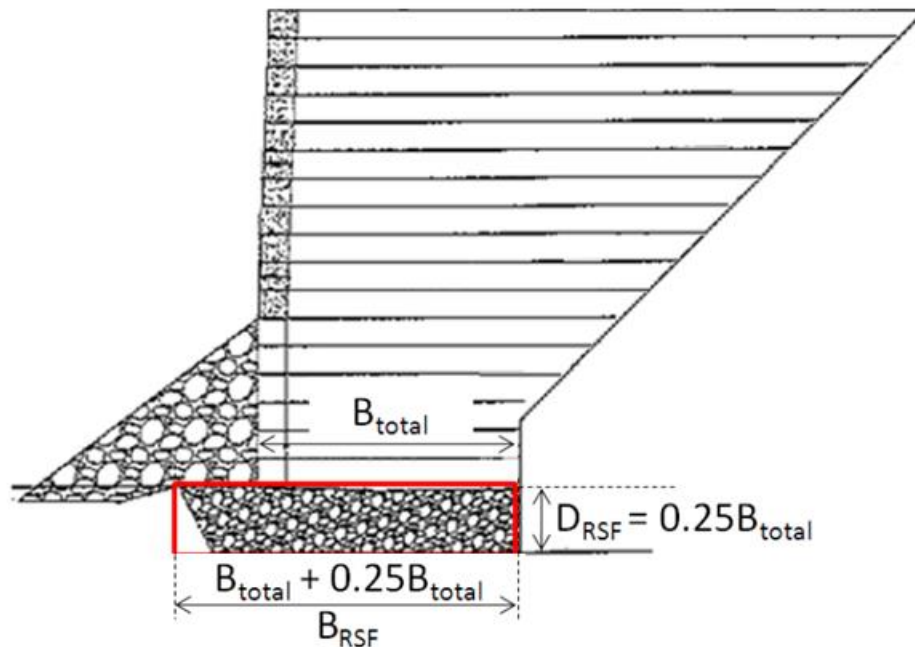


Figura 6: Detalle de dimensiones del suelo de fundación. Modificado de: Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., & Hartman, J. (2011). Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Interim Implementation Guide.



Hallar el valor de excentricidad del muro reforzado, calculado mediante la **Ecuación 32**, es necesario para chequear la capacidad portante del relleno de fundación. Contrario al procedimiento del Método 1, la excentricidad presente no genera volcamiento, por lo cual el método no contempla una metodología para controlar este tipo de falla. Su cálculo se basa en la resta entre los momentos de volcamiento, como se muestra en la **Ecuación A21** y los momentos resistentes, como se muestra en la **Ecuación A22**, todo ello dividido para el total de las cargas verticales actuantes en la estructura reforzada, como se muestra en la **Ecuación A23**.

Cabe destacar que los momentos resistentes, generados por las cargas verticales, incluyen carga viva, muerta, de tráfico y la carga generada por la capa de rodadura; los cálculos detallados de los momentos con sus brazos de palanca se muestran en el capítulo de Anexos.

$$e_{B,n} = \frac{\sum M_D - \sum M_R}{\sum V} \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

$e_{B,n}$ = Excentricidad del muro producido por las cargas impuestas

$\sum M_D$ = Sumatoria de momentos de volcamiento en el muro, definido en la **Ecuación A21**

$\sum M_R$ = Sumatoria de momentos resistentes en el muro, definido en la **Ecuación A22**

$\sum V$ = Sumatoria de cargas verticales, definido en la **Ecuación A23**

La presión total en la base del muro se calcula mediante la **Ecuación 33**, la cual está en función de la sumatoria de las cargas verticales actuantes dividido para la longitud de aplicación de la misma, sobre el suelo de fundación que es la resta del ancho total B_{RSF} y el doble de la excentricidad del muro reforzado.

$$\sigma_{v,base,n} = \frac{\sum V}{B_{RSF} - 2 * e_{B,n}} \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

$\sigma_{v,base,n}$ = Presión total en la base del muro

$\sum V$ = Sumatoria de cargas verticales, definido en la **Ecuación A23**



B_{RSF} = Ancho total del suelo de fundación, calculado en función del ancho del muro reforzado, definido como: $B_{RSF} = B_{total} + 0.25B_{total}$, como se muestra en la Figura 6

$e_{B,n}$ = Excentricidad del muro, definido en la **Ecuación 32**

3.2.2.2 Análisis de estabilidad interna

Control de la Capacidad portante admisible del apoyo

Es importante tener en cuenta la estabilidad de la porción reforzada sobre la cual se aplican las cargas viva y muerta del puente, apoyo, por lo cual el método controla la falla capacidad portante del apoyo. Para ello la presión vertical total aplicada debe ser menor a la presión admisible, como se muestra en la **Ecuación 34**. Aunque el Método 1 considera el control de falla del apoyo como parte de la estabilidad externa, en definición se trata de lo mismo, sin embargo, en este caso no se toma en cuenta el deslizamiento y el volcamiento del apoyo.

$$V_{applied} = q_b + q_{LL} \leq V_{allow,an} \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde:

$V_{applied}$ = Esfuerzo vertical aplicado

q_b = Carga muerta del puente, parámetro variado como parte del análisis

q_{LL} = Carga viva del puente, parámetro variado como parte del análisis

$V_{allow,an}$ = Capacidad de carga permisible sobre el apoyo del muro, determinado en la **Ecuación 35**

La capacidad de carga del apoyo reforzado se define mediante la **Ecuación 35**, en función de la capacidad última del apoyo del muro reforzado dividido para un factor de seguridad de 3.5. El cálculo de la capacidad última del apoyo depende de variables como el espaciamiento del refuerzo, el tamaño máximo del agregado del relleno reforzado, la resistencia requerida última del refuerzo y el coeficiente de presión pasiva de la estructura reforzada, como se muestra en la **Ecuación 36**.

$$V_{allow,an} = \frac{q_{ult,an}}{FS_{capacity}} \quad \text{Ecuación 35}$$



Donde:

$V_{allow,an}$ = Capacidad de carga permisible sobre el apoyo del muro

$q_{ult,an}$ = Capacidad última del apoyo del muro reforzado, determinado en la **Ecuación 36**

$FS_{capacity}$ = Factor de seguridad para chequeo de capacidad de carga del apoyo igual a 3.5 como indica la guía de diseño.

$$q_{ult,an} = \left[0.7 \left(\frac{Sv}{6 \cdot d_{max}} \right) * \frac{T_f}{Sv} \right] * K_{pr} \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

$q_{ult,an}$ = Capacidad última del apoyo del muro reforzado

Sv = Separación vertical entre capas de refuerzo, parámetro variado como parte del análisis

d_{max} = Tamaño máximo de agregado del relleno reforzado; un valor de 1.28cm se usó en el análisis, como dato inicial.

T_f = Resistencia última requerida del refuerzo

K_{pr} = Coeficiente de presión pasiva debido al suelo reforzado, calculado en función del ángulo de fricción del suelo reforzado, ϕ_r , definido como: $K_{pr} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_r}{2} \right)$

Tracción máxima en el refuerzo y resistencia última requerida

Para controlar la estabilidad interna, con respecto a las capas de refuerzo geosintético, la tracción máxima en cada capa, T_{max} , debe ser menor que la resistencia última admisible del refuerzo (T_{req}) y debe ser menor que la resistencia al 2% de tensión del refuerzo. La tracción máxima se calcula en cada capa mediante la **Ecuación 37**, y su cálculo está en función del esfuerzo horizontal en cada capa, el espaciamiento entre capas y el tamaño máximo del agregado que se usa como relleno.

$$T_{max} = \left(\left[\frac{\sigma_h}{0.7 \left(\frac{Sv}{6 \cdot d_{max}} \right)} \right] * Sv \right) < T_{req} \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

T_{max} = Máxima fuerza de tracción en el refuerzo a una profundidad z debido a las cargas

σ_h = Esfuerzo horizontal en cada nivel de refuerzo, definido en la **Ecuación 38**



S_v = Separación vertical entre capas de refuerzo, parámetro variado como parte del análisis

d_{max} = Tamaño máximo de agregado del relleno reforzado; un valor de 1.28cm se usó en el análisis.

T_{req} = Resistencia última del refuerzo requerida, definida en la **Ecuación 39**

El esfuerzo horizontal total en cada capa se calcula mediante la **Ecuación 38**, donde se incluye la acción de la carga vertical por peso propio del relleno reforzado, la carga debido a la estructura del puente, la carga debido a la capa de rodadura de aproximación al puente y la carga de tráfico, aplicando la teoría de presión lateral de tierra activa de Rankine, el cual es constante en todo el perfil del muro.

El cálculo de los factores que componen la presión horizontal total en cada nivel del refuerzo se realiza mediante la **Ecuación A25**, **Ecuación A26**, **Ecuación A27**, **Ecuación A28**. Ya que para el proceso de cálculo para cada capa de refuerzo se utilizan las mismas ecuaciones, donde la variable es la profundidad de la misma, el proceso iterativo se realiza mediante la herramienta Excel.

$$\sigma_h = \sigma_{h,W} + \sigma_{h,bridge,eq} + \sigma_{h,rb} + \sigma_{h,t} \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

σ_h = Presión horizontal en cada nivel de refuerzo

$\sigma_{h,W}$ = Presión lateral de tierra usando la condición de esfuerzo activa de Rankine, definida en la **Ecuación A25**, en el capítulo de Anexos

$\sigma_{h,bridge,eq}$ = Esfuerzo lateral debido a la carga equivalente del puente, definido en la **Ecuación A26**, en el capítulo de Anexos

$\sigma_{h,rb}$ = Esfuerzo lateral debido a la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A27**, en el capítulo de Anexos

$\sigma_{h,t}$ = Esfuerzo lateral debido a la carga de tráfico, definido en la **Ecuación A28**, en el capítulo de Anexos.

Resistencia requerida del refuerzo

La resistencia última del refuerzo requerida, para cumplir con la primera condición de estabilidad interna, como se muestra en la **Ecuación 37**, se calcula como la razón del valor de la máxima fuerza de tracción en la capa de refuerzo y un factor de resistencia de 0.4, como se muestra en la **Ecuación 39**. Con ello se garantiza que el refuerzo tenga un buen desempeño a largo plazo bajo las

cargas de servicio y no se deforme excesivamente o se rompa. Sin importar que ya exista estabilidad interna, el método impone un valor mínimo de 70kN/m correspondiente a la resistencia última del refuerzo requerida, T_{req} .

$$T_{req} = \frac{T_{max}}{0.4} \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde:

T_{req} = Resistencia última del refuerzo requerida

T_{max} = Máxima fuerza de tracción en el refuerzo a una profundidad z debido a las cargas, definida en la **Ecuación 37**

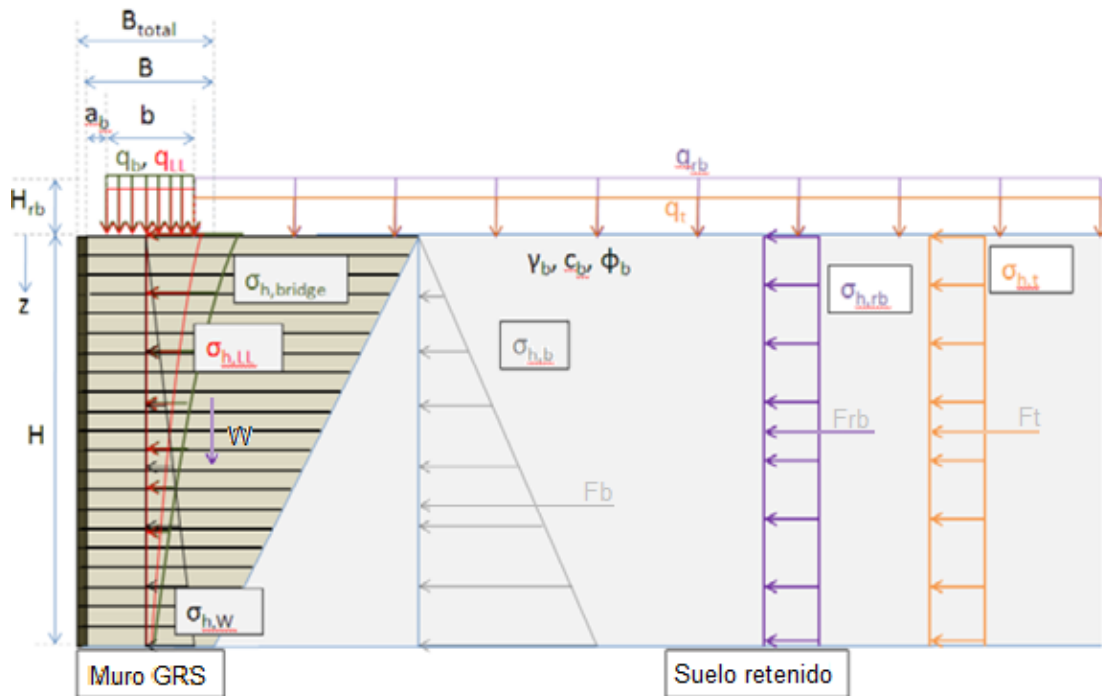


Figura 7: Cargas actuantes sobre el muro reforzado para el Método 2. Modificado de: Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., & Hartman, J. (2011). Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Interim Implementation Guide.

3.2.3 Método 3. FHWA Simplified Procedure, from AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th edition: (Berg, Christopher, & Samtani, 2009)

El método propuesto, incluye en sus cálculos el uso de factores de resistencia para cada tipo de falla como se muestra en la Tabla 3.

Item	Simbología	Factor de resistencia	Referencia AASHTO (2007)
Deslizamiento del apoyo reforzado	ϕ_s	0.80	Tabla 10.5.5.2.2-1
Deslizamiento del muro respecto al suelo de fundación	ϕ_s	1.00	Tabla 11.5.6-1
Capacidad de carga de	ϕ_b	0.65	Tabla 11.5.6-1
Resistencia a la tensión (Para correas metálicas)	ϕ_t	0.75	Tabla 11.5.6-1
Resistencia al desprendimiento del refuerzo	ϕ_p	0.90	Tabla 11.5.6-1

Tabla 3: Resumen de factores de resistencia para diseño. Modificado de: Berg, R. R., Christopher, B. R., & Samtani, N. C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II.

3.2.3.1 Estabilidad externa del apoyo

Chequeo de estabilidad de la porción reforzada donde se aplican las cargas externas.

Control de deslizamiento

Para controlar la falla por deslizamiento de la porción reforzada donde se aplican las cargas debido a la estructura del puente se debe cumplir con la relación capacidad/demanda (CDR), calculado mediante la **Ecuación 40**. En este caso no se aplica un factor de seguridad ya que el Método utiliza factores de resistencia, para garantizar estabilidad. Su cálculo se basa en la razón de las cargas estabilizantes o verticales multiplicadas por el factor de resistencia respectivo y la tangente del ángulo de fricción del relleno reforzado, y la cargas desestabilizantes u horizontales aplicadas en el apoyo, como se muestra en la Figura 10. Para evaluar este modo de falla no se toma en cuenta la carga viva como estabilizadora, para tener un diseño más seguro.

$$CDR = \frac{\phi_s * V_A * \tan \phi_1}{F_A} \geq 1.0 \quad \text{Ecuación 40}$$

Donde:

CDR = Relación capacidad demanda sobre el apoyo

ϕ_s = Factor de resistencia aplicable para evaluación al deslizamiento del apoyo, como se muestra en la Tabla 3



V_A = Sumatoria de fuerzas verticales, excluyendo cargas vivas, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 41**

ϕ_1 = Ángulo de fricción del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

F_A = Sumatoria de fuerzas horizontales incluyendo la producida por la carga de tráfico, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 42**

La carga total vertical que actúa sobre el apoyo se calcula de acuerdo a la **Ecuación 41** como la sumatoria de las cargas actuantes producidas por el peso de la placa de hormigón, como se muestra en la **Ecuación A29**.

$$V_A = V1 + DL \quad \text{Ecuación 41}$$

Donde:

V_A = Sumatoria de fuerzas verticales, excluyendo cargas vivas, actuando en el apoyo

$V1$ = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón, definido en la **Ecuación A29** en el capítulo de Anexos

DL = Carga muerta debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

La carga horizontal total que actúa sobre el apoyo es el resultado de la suma de todas las cargas horizontales, como se muestra en la **Ecuación 42**, producidas por la acción del tráfico, la acción del muro superior de aproximación al puente y por la placa de hormigón, donde se apoya las vigas del puente.

Las componentes de la carga horizontal total se calculan aplicando la teoría de presión lateral activa de tierra de Rankine, de la misma manera que en los métodos 1 y 2. La distribución de presión lateral se muestra en la Figura 10 y su cálculo en la **Ecuación A30** para la carga de tráfico y en la **Ecuación A31** para la carga producida por el muro superior. La fuerza horizontal $F2$, producida por acción de la placa de hormigón, toma un valor constante de 1.75kN/m para el diseño, por recomendación de (Phillips, 2014).

$$F_A = F_{S1} + F1 + F2 \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:



F_A = Sumatoria de fuerzas horizontales incluyendo la producida por la carga de tráfico, actuando en el apoyo

F_{S1} = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A30**, en el capítulo de Anexos

$F1$ = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A31**, en el capítulo de Anexos

$F2$ = Fuerza horizontal producida por la placa de hormigón; un valor de 1.75KN/m se usó en el análisis

Control de volcamiento por excentricidad (e_f)

Para controlar el volcamiento como una falla producida por la excentricidad que las cargas aplicadas en el apoyo puedan generar, el método establece un límite máximo de excentricidad en función del ancho de la placa de la placa de hormigón, de igual manera que el Método 1, como se muestra en la **Ecuación 43**. Los momentos se generan con respecto al punto **A** como se muestra en la Figura 10.

$$e_f = \frac{b_f}{2} - \frac{M_{RA} - M_{OA}}{V_A} < \frac{b_f}{6} \quad \text{Ecuación 43}$$

Donde:

e_f = Valor límite de excentricidad para el apoyo

b_f = Ancho de la placa de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

M_{RA} = Sumatoria de momentos resistentes, excluyendo la acción de cargas vivas, con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A32**, en el capítulo de Anexos

M_{OA} = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A33**, en el capítulo de Anexos

V_A = Sumatoria de fuerzas verticales, excluyendo cargas vivas, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 41**

Control de la Capacidad portante admisible

Se debe controlar la falla por capacidad portante de la porción reforzada donde se aplican las cargas de la estructura del puente. Para ello la relación entre la capacidad de carga del apoyo y el



esfuerzo vertical aplicado debe ser mayor que uno, como se muestra en la **Ecuación 44**. En éste método no existe una metodología para calcular la capacidad de carga del apoyo reforzado, por lo cual, se ha tomado el valor calculado en el Método 1, en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, del espaciamiento del refuerzo, ancho y tipo de soporte, usando la Tabla 1 y Figura 3.

$$CDR = \frac{q_r}{\sigma_v} > 1 \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde:

CDR = Relación capacidad demanda para verificar la capacidad portante del apoyo reforzado

q_r = Carga que soporta el apoyo, calculada en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, del espaciamiento del refuerzo, ancho y tipo de soporte, de igual manera que en el Método 1

σ_v = Esfuerzo vertical aplicada en el apoyo incluyendo carga viva, definido en la **Ecuación 45**

El esfuerzo vertical aplicado en el apoyo se calcula mediante la **Ecuación 45**, en función de la sumatoria de las fuerzas verticales, V_{Ab} , donde se incluye la contribución de la carga viva, como se muestra en la **Ecuación 46** para crear el efecto de fuerza extrema y maximizar el esfuerzo vertical total sobre el apoyo. Y se divide para el ancho del soporte de hormigón menos el doble de la excentricidad sobre el apoyo, incluido la carga viva, que resulta en el ancho de aplicación de la carga vertical.

La excentricidad en el apoyo con respecto al punto **A** incluida la carga viva se muestra en la **Ecuación 47**. Es de destacar que la carga viva genera momento estabilizante, como se muestra en la **Ecuación A34** y el momento de volcamiento solo lo generan las cargas de tráfico, empuje de muro superior y el peso propio de la placa de hormigón, como se muestra en la **Ecuación A35**.

$$\sigma_v = \frac{V_{Ab}}{b_f - 2e_f L} \quad \text{Ecuación 45}$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo vertical aplicada en el apoyo incluyendo carga viva



V_{Ab} = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 46**

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e_{fL} = Valor límite de excentricidad para el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 47**

$$V_{Ab} = V1 + DL + LL \quad \text{Ecuación 46}$$

Donde:

V_{Ab} = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el apoyo, incluyendo cargas vivas

$V1$ = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón, definido en la **Ecuación A29**

DL = Carga muerta debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

LL = Carga viva debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

$$e_{fL} = \frac{b_f}{2} - \frac{M_{RAb} - M_{OAb}}{V_{Ab}} < \frac{b_f}{6} \quad \text{Ecuación 47}$$

Donde:

e_{fL} = Valor límite de excentricidad para el apoyo, incluyendo cargas vivas

M_{RAb} = Sumatoria de momentos resistentes, incluyendo la acción de cargas vivas, con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A34**, en el capítulo de Anexos

M_{OAb} = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A35**, en el capítulo de Anexos

V_{Ab} = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 46**

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

3.2.3.2 Análisis de estabilidad externa del muro reforzado

Evaluación de deslizamiento directo



Para controlar la falla por deslizamiento del volumen reforzado se comprueba la relación capacidad/demanda, en donde no se considera la carga de tráfico como un elemento resistente ya que no es constante en el tiempo. Con ello se garantiza estabilidad del muro reforzado, como se muestra en la **Ecuación 48**.

Su cálculo se basa en la razón de las cargas estabilizantes o verticales multiplicadas por un factor de resistencia y la tangente del ángulo de fricción del suelo de fundación, y la cargas desestabilizantes u horizontales, como se muestra en la **Ecuación 49** y **Ecuación 50** respectivamente. En este caso se toman en cuenta todas las cargas actuantes en la estructura, tanto externas como internas como se muestra en la Figura 10, sin embargo, para evaluar este modo de falla no se toma en cuenta la carga viva, ya que, al no tener acción constante en el tiempo sobre la estructura como carga estabilizadora, se anula su acción completamente para crear el efecto de fuerza extrema y maximizar el esfuerzo horizontal total para tener un diseño más seguro. En el caso que no se cumple con el factor de seguridad se debe mejorar las características del relleno reforzado y/o el suelo de fundación.

$$CDR = \frac{V_{Fm}}{H_m} \geq 1.0 \quad \text{Ecuación 48}$$

Donde:

CDR = Relación capacidad demanda para verificar la resistencia al deslizamiento directo del muro reforzado

V_{Fm} = Carga resistencia al deslizamiento en la base del muro reforzado, definido en la **Ecuación 49**

H_m = Sumatoria de cargas laterales sobre el muro reforzado, definido en la **Ecuación 50**

La carga total vertical que actúa sobre la estructura reforzada se calcula de acuerdo a la **Ecuación 49**, como la sumatoria de todas las cargas actuantes incluyendo la carga total sobre el apoyo, P_{NL} , descrita en la **Ecuación A38**. Las cargas adicionales son producidas por el peso propio de muro, definido en la **Ecuación A36**, el peso propio del muro superior de aproximación al puente, definido en la **Ecuación A37**. Esta carga total se multiplica por el factor de resistencia correspondiente para este modo de falla como se muestra en la Tabla 3 y por la tangente del ángulo de fricción del suelo de fundación.

Las cargas y sus líneas de acción se muestran en la Figura 10.



$$V_{Fm} = \phi_s * (V4 + V5 + P_{nL}) * \tan(\phi_{fd}) \quad \text{Ecuación 49}$$

Donde:

V_{Fm} = Carga resistencia al deslizamiento en la base del muro reforzado, definido en la **Ecuación 49**

ϕ_s = Factor de resistencia aplicable para evaluación al deslizamiento del muro, igual a 1.0, como se muestra en la Tabla 3

$V4$ = Carga vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A36**

$V5$ = Fuerza vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A37**

P_{nL} = Carga neta P sobre la base del apoyo debido al puente, definida en la **Ecuación A38**

ϕ_{fd} = Ángulo de fricción del suelo de fundación, parámetro variado como parte del análisis

Las componentes de la carga horizontal total se calculan aplicando la teoría de presión lateral activa de tierra de Rankine, de la misma manera que en métodos anteriores. La carga horizontal total es el resultado de la suma de todas las cargas horizontales que actúan sobre el muro, como se muestra en la **Ecuación 50**, incluyendo la carga total sobre el apoyo, F_A , definida en la **Ecuación 42**.

Las cargas y sus líneas de acción se muestran en la Figura 10.

$$H_m = F3 + F4 + F_{S2} + F_A \quad \text{Ecuación 50}$$

Donde:

H_m = Sumatoria de cargas laterales sobre el muro reforzado

$F3$ = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo debido al muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A39**, en el capítulo de Anexos

$F4$ = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido, definida en la **Ecuación A40**, en el capítulo de Anexos

F_{S2} = Carga horizontal producida por la carga vertical del tráfico, definida en **Ecuación A41**, en el capítulo de Anexos



F_A = Sumatoria de cargas horizontales incluyendo la producida por la carga de tráfico, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 42**

Chequeo de excentricidad para el volumen reforzado (e_B)

Para controlar el volcamiento como una falla producida por la excentricidad que las cargas existentes en la estructura puedan generar, se ha establecido un límite máximo de excentricidad en función de la longitud del refuerzo o lo que es lo mismo en función del ancho del muro reforzado, como se muestra en la **Ecuación 51**. Para lo cual se deben calcular los momentos resistentes y momentos de volcamiento con respecto al punto **B**, ubicado en la arista de la base del muro, producidos por las cargas verticales y horizontales respectivamente, como se muestra en la Figura 10.

Las ecuaciones detalladas para el cálculo de los momentos se describen en ANEXOS.

$$e_B = \frac{L}{2} - \frac{M_{RB} - M_{OB}}{V_B} < \frac{L}{6}$$

Ecuación 51

Donde:

e_B = Excentricidad para el muro

L = Longitud inicial del refuerzo

M_{RB} = Suma de momentos resistentes con respecto al punto B en la base del muro, definida en la **Ecuación A43**, en el capítulo de Anexos

M_{OB} = Suma de momentos de volcamiento con respecto al punto B en la base del muro, definida en la **Ecuación A45**, en el capítulo de Anexos

V_B = Suma de cargas verticales estabilizantes actuando sobre el suelo de fundación, definidas en la **Ecuación A42**, en el capítulo de Anexos

Chequeo capacidad portante admisible del suelo de fundación

Se debe controlar que la presión producida por la carga de la estructura, aplicada sobre el suelo de fundación, sea menor a la capacidad portante factorizada admisible del suelo de fundación, como



se muestra en la **Ecuación 52**. Las cargas actuantes consideradas para este modo de falla se muestran en la Figura 10.

La capacidad portante del suelo de fundación se determina haciendo uso de la **Ecuación 53**, basada bajo las mismas condiciones y principios que en el Método 2, haciendo uso de las mismas tablas, con la diferencia que en este caso no se toma en cuenta la profundidad del cimiento.

$$q_R = \phi_b * q_n \geq \sigma_{Vmax} \quad \text{Ecuación 52}$$

Donde:

q_R = Capacidad portante factorizada del suelo de fundación

ϕ_b = factor de resistencia para evaluación de capacidad portante del suelo de fundación, igual a 0.65

q_n = Capacidad portante neta del suelo de fundación

σ_{Vmax} = Esfuerzo vertical máximo en la base del muro debido a cargas externas y peso propio, definido en la **Ecuación 55**

$$q_n = c_f * N_c + \frac{1}{2} * L' * \gamma_f * N_\gamma \quad \text{Ecuación 53}$$

Donde:

q_n = Capacidad portante del suelo de fundación

c_f = Cohesión del suelo de fundación; un valor de 0.0 se usó en el análisis

N_c, N_γ, N_c = Coeficientes adimensionales de capacidad de carga, definidos por la Tabla 2.

γ_f = Peso unitario del suelo de fundación, parámetro variado como parte del análisis

L' = Ancho efectivo de fundación, calculado en función de la longitud del refuerzo y la excentricidad del muro incluyendo la carga viva como se muestra en la **Ecuación 54**, y definido como: $L' = L - 2e_{BL}$

Es necesario hallar la excentricidad del muro reforzado, calculado mediante la **Ecuación 54**, para determinar el ancho efectivo de fundación, L' . Su cálculo se basa en la resta entre los momentos resistentes, como se muestra en la **Ecuación A46** y los momentos de volcamiento, como se muestra en la **Ecuación A47**, todo ello dividido para el total de las cargas verticales actuantes en la estructura reforzada, exceptuando la carga sobre el apoyo, como se muestra en la **Ecuación A48**.



Cabe destacar que los momentos resistentes, generados por las cargas verticales, no incluyen carga viva y muerta; los cálculos detallados de los momentos con sus brazos de palanca se muestran en el capítulo de Anexos.

$$e_{BL} = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBM} - M_{OBM}}{\sum V} < \frac{L}{6} \quad \text{Ecuación 54}$$

Donde:

e_{BL} = Excentricidad en el muro incluyendo cargas vivas

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

M_{RBM} = Suma de momentos resistentes debido a cargas verticales estabilizantes que actúan sobre el muro reforzado, definido en la **Ecuación A46**, en el capítulo de Anexos

M_{OBM} = Suma de momentos de volcamiento debido a cargas horizontales que actúan sobre el muro reforzado, definido en la **Ecuación A47**, en el capítulo de Anexos

$\sum V$ = Sumatoria de cargas verticales, definido en la **Ecuación A48**, en el capítulo de Anexos

La presión total en la base del muro se calcula mediante la **Ecuación 55**, la cual está en función del esfuerzo vertical debido al peso propio del muro, como se muestra en la **Ecuación 56** y del esfuerzo vertical aplicado sobre el apoyo debido a la estructura del puente, como se muestra en la **Ecuación 57**.

$$\sigma_{Vmax} = \sigma_V + \Delta\sigma_{V-F} \quad \text{Ecuación 55}$$

Donde:

σ_{Vmax} = Esfuerzo vertical máximo en la base del muro debido a cargas externas y peso propio

σ_V = Esfuerzo vertical debido al peso propio del muro, definida en la **Ecuación 56**

$\Delta\sigma_{V-F}$ = Esfuerzo vertical sobre el apoyo debido al puente, incluyendo carga viva, definida en la **Ecuación 57**

$$\sigma_V = \frac{\sum V}{L - 2e_{BL}} \quad \text{Ecuación 56}$$

Donde:



σ_V = Esfuerzo vertical debido al peso propio del muro

$\sum V$ = Sumatoria de cargas verticales, definido en la **Ecuación A48**, en el capítulo de Anexos

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

e_{BL} = Excentricidad en el muro incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 54**

$$\Delta\sigma_{v-f} = \frac{P_{wL}}{(b_f - 2e_{fL}) + \left(c_f + \frac{H}{2}\right)} \quad \text{Ecuación 57}$$

Donde:

$\Delta\sigma_{v-f}$ = Esfuerzo vertical sobre el apoyo debido al puente, incluyendo carga viva

P_{wL} = Carga nominal en la base del apoyo, definida en la **Ecuación 58**

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e_{fL} = Valor límite de excentricidad para el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 47**

c_f = espacio libre entre el borde del apoyo de hormigón y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

$$P_{wL} = V_{Ab} - h\gamma_2(b_f + c_f) - \gamma_2 h_{eqF}(b_f + c_f) \quad \text{Ecuación 58}$$

Donde:

P_{wL} = Carga nominal en la base del apoyo

V_{Ab} = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 46**

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

c_f = espacio libre entre el borde del apoyo de hormigón y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis

h_{eqF} = Altura de suelo equivalente para carga de tráfico; un valor de 0.6m se usó en el análisis

3.2.3.3 Análisis de estabilidad interna

Resistencia de refuerzo requerida

El segundo modo de falla que se debe controlar cuando se evalúa la estabilidad interna, se basa en determinar la resistencia última requerida para que el refuerzo tenga un buen desempeño a largo plazo bajo las cargas de servicio y no se deforme excesivamente o se rompa. Por lo cual se determina la fuerza de tracción última requerida, como se muestra en la **Ecuación 59**, en función de la carga máxima en la capa de refuerzo, T_{max} , un factor de resistencia correspondiente a este modo de falla, como se muestra en la Tabla 3, y los factores de reducción específicos para cada tipo de geosintético, lo cual indica que en éste método de diseño, se pueden utilizar distintos tipos de geosintético en el diseño.

$$T_{req} = \frac{T_{max} * RF_{ID} * RF_{CR} * RF_D}{\emptyset} \quad \text{Ecuación 59}$$

Donde:

T_{req} = Resistencia ultima mínima requerida del refuerzo

T_{max} = Carga máxima en la capa de refuerzo, definido en la **Ecuación 61**

RF_{ID} = Factor de reducción del geosintético para daño por instalación, parámetro variado como parte del análisis dependiendo del tipo de refuerzo a usar

RF_{CR} = Factor de reducción del geosintético para fluencia, parámetro variado como parte del análisis dependiendo del tipo de refuerzo a usar

RF_D = Factor de reducción del geosintético para degradación, parámetro variado como parte del análisis dependiendo del tipo de refuerzo a usar

\emptyset = Factor de resistencia para refuerzo geosintético, un valor de 0.9 se usó en el análisis, como se muestra en la Tabla 3

$$\Delta\sigma_v = \frac{P_{wL}}{(b_f - 2e_{fL}) + (c_f + \frac{z}{2})} \quad \text{Ecuación 60}$$

Donde:

$\Delta\sigma_v$ = Esfuerzo vertical desde el apoyo

P_{wL} = Carga nominal en la base del apoyo, definida en la **Ecuación 58**



b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e_{fL} = Valor límite de excentricidad para el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 47**

c_f = espacio libre entre el borde del apoyo de hormigón y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H.

La máxima fuerza de tracción en cada nivel de refuerzo se calcula mediante la **Ecuación 61**, en función del esfuerzo horizontal producido en cada capa, multiplicando por el espaciamiento entre capas de refuerzo.

$$T_{max} = \sigma_h * S_v \quad \text{Ecuación 61}$$

Donde:

T_{max} = Carga máxima en la capa de refuerzo

σ_h = Esfuerzo horizontal por las cargas del puente, definido en la **Ecuación 62**

S_v = Espaciamiento vertical del refuerzo, parámetro variado como parte del análisis

El esfuerzo horizontal total se calcula mediante la **Ecuación 62**, donde se incluye la carga vertical por peso propio del muro reforzado y la carga de tráfico, la carga vertical del muro superior de aproximación al puente y la carga vertical distribuida desde el apoyo multiplicado por el coeficiente de presión lateral de tierra; a esto se le debe sumar un esfuerzo horizontal que actúa sobre el apoyo y tiene una profundidad de influencia L1.

$$\sigma_h = K_r(\gamma_1(z + h_{eqM}) + h * \gamma_2 + \Delta\sigma_v) + \Delta\sigma_h \quad \text{Ecuación 62}$$

Donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal total actuando en el muro

K_r = Coeficiente de presión lateral de tierra del relleno reforzado, definido en la **Ecuación 63**

γ_1 = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H.



h_{eqM} = Altura de suelo equivalente para carga de tráfico; un valor de 0.6m se usó en el análisis

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

$\Delta\sigma_v$ = Esfuerzo vertical desde el apoyo, definido en la **Ecuación 60**

$\Delta\sigma_h$ = Esfuerzo horizontal que actúa sobre el apoyo, definido en la **Ecuación 64**

El coeficiente de presión lateral de tierra, aunque sea igual, no se aplica directamente como el coeficiente de presión lateral de tierra activa de Rankine. En este caso, depende del valor de la relación K_r/K_a que se encuentra en función del tipo de geosintético, como se muestra en la Figura 8, donde K_a si es el coeficiente de presión lateral de tierra activa de Rankine.

Haciendo uso de la Figura 8, se verifica que la relación K_r/K_a es igual a 1.0 porque se está usando geosintético como refuerzo. Por lo tanto, si se despeja K_r con estas condiciones se obtiene la **Ecuación 63**, que aunque es la misma que K_a , su origen no es igual.

$$K_r = (1.0)K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) \quad \text{Ecuación 63}$$

Donde:

K_r = Coeficiente de presión lateral de tierra del relleno reforzado

K_a = Coeficiente de presión lateral de tierra de Rankine para condición activa, calculado en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, ϕ_1 , definido como: $K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right)$

ϕ_1 = Ángulo de fricción del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

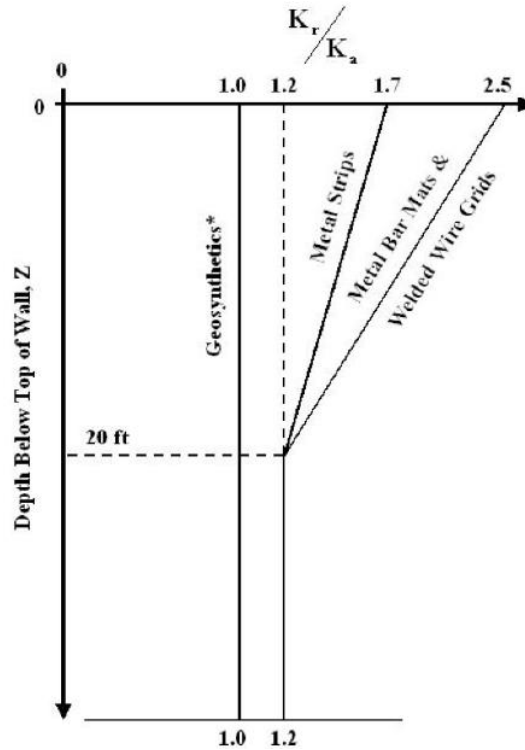


Figura 8: Valores para la relación K_r/K_a , en función del tipo de refuerzo. Modificado de: Berg, R. R., Christopher, B. R., and Samtani, N. (2009). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Slopes, Design and Construction Guidelines." Vol. I - FHWA-NHI-10-024, Vol. II – FHWA-NHI-10-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

La distribución de esfuerzo horizontal desde el muro superior de aproximación al puente, $\Delta\sigma_h$, se representa en la **Ecuación 64**, en función de la sumatoria de cargas horizontales actuando en el apoyo, la profundidad de influencia para esta carga, como se indica en la **Ecuación 65**, la cual indica el límite de su aplicación en base a las condiciones que el método impone.

La distribución supone que todas las presiones horizontales desde el muro superior, F_A , entran en la zona reforzada y son recogidas por el refuerzo. No se aplica presión horizontal al puente (Phillips, 2014). La distribución de presión se muestra en la Figura 9.

$$\Delta\sigma_h = \frac{2 * F_A(L_1 - z)}{L_1^2} \quad \text{cuando } z \leq L_1$$

Ecuación 64

$$\Delta\sigma_h = 0 \quad \text{cuando } z > L_1$$

Donde:

$\Delta\sigma_h$ = Esfuerzo horizontal debido al muro superior de aproximación al puente

F_A = Sumatoria de cargas horizontales incluyendo la producida por la carga de tráfico,

actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 42**

L_1 = Profundidad de influencia para la carga lateral que actúa sobre el apoyo, definido en la **Ecuación 65**

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H.

$$L_1 = \left(c_f + (b_f - 2e_{fL}) \right) * \tan \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad \text{Ecuación 65}$$

Donde:

L_1 = Profundidad de influencia para la carga lateral que actúa sobre el apoyo

c_f = espacio libre entre el borde del apoyo de hormigón y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e_{fL} = Valor límite de excentricidad para el apoyo, incluyendo cargas vivas, definido en la **Ecuación 47**

ϕ_1 = Ángulo de fricción del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis.

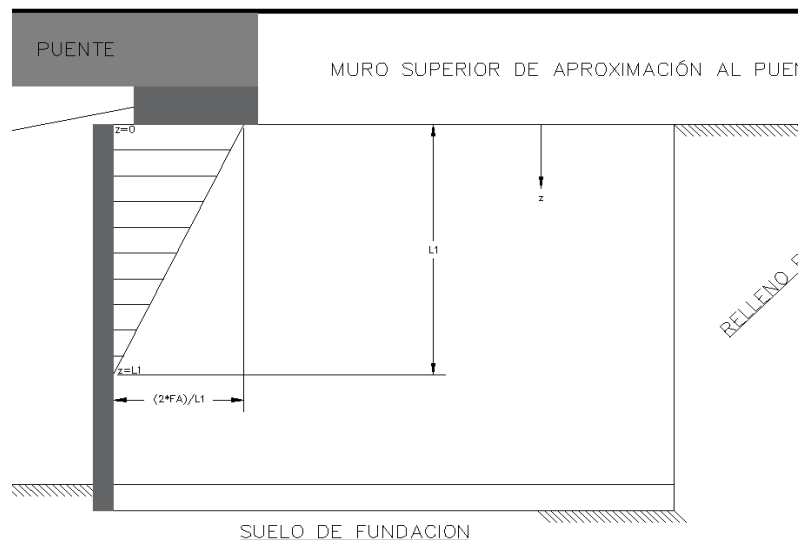


Figura 9: Distribución de la presión horizontal, F_a , en función de la profundidad del muro reforzado.

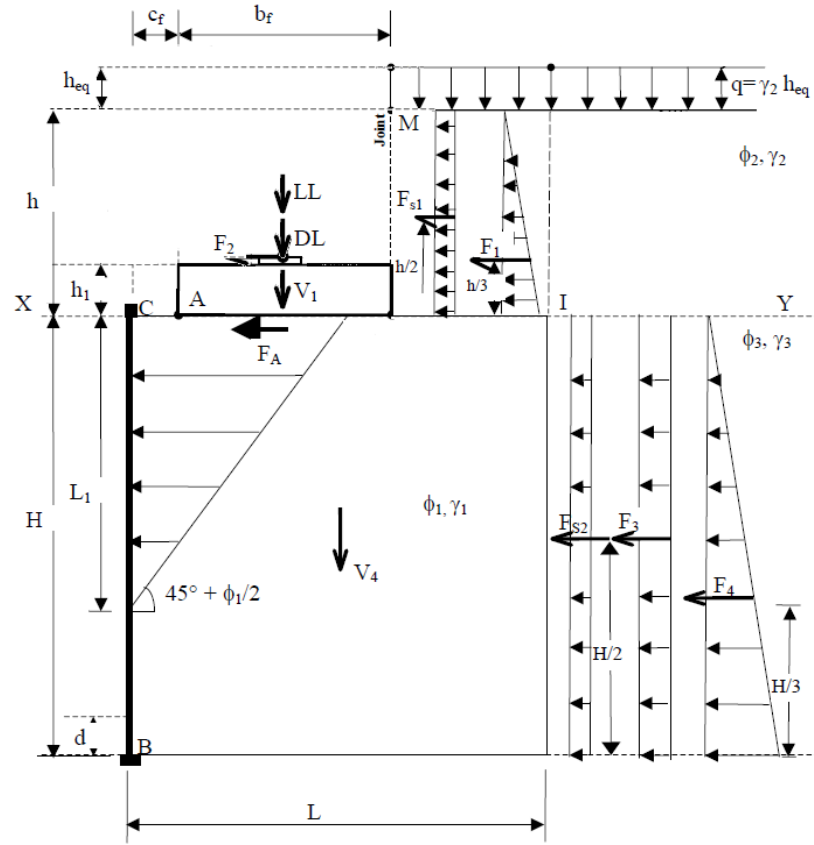


Figura 10: Cargas actuantes sobre el muro reforzado para el Método 3. Modificado de: Berg, Ryan R. P.E.; Christopher, Barry R. Ph.D., P.E.; Samtani, Naresh C. Ph.D., P.E. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II.

3.3 Alcance del análisis paramétrico y configuración de las condiciones iniciales

3.3.1 Alcance del análisis paramétrico comparativo

Debido a la cantidad de parámetros que involucran cada diseño, se ha determinado un límite hasta donde se extiende la presente investigación procurando que los parámetros a comparar sean comunes en al menos dos de los métodos de diseño. Es por ello que se ha elegido a la altura del muro, peso unitario y ángulo de fricción del relleno reforzado, tipo de refuerzo, espaciamiento del refuerzo, altura del muro superior de aproximación al puente, distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado, cargas viva y muerta de la superestructura, ancho del apoyo, tamaño máximo del agregado del suelo reforzado y el tipo de suelo de fundación, como los 12 parámetros objeto de análisis, mismos que tomarán diferentes valores de un rango determinado en la sección 3.3.5 para determinar el comportamiento del muro reforzado ante estos cambios.

El análisis incluye diseño para cumplimiento de estabilidad externa e interna. No se incluye análisis sismoresistente ya que en dos de los métodos utilizados no se presenta explícitamente un análisis al respecto y los resultados no tendrían validez para la comparación de parámetros para este caso específico. No se incluye análisis de estabilidad de taludes o estabilidad global, ya que en todos los casos se tendría un similar proceso y resultados, sin conseguir una variabilidad en los parámetros que se quieren estudiar.

A continuación se muestran los mecanismos de falla externos, objeto de evaluación en el presente estudio; cabe aclarar que el Método 2 no analiza el mecanismo de falla por volteo ya que se considera que el elemento estructural reforzado es relativamente dúctil y su análisis se limita a inspecciones insitu y comparaciones con desempeño a lo largo del tiempo (Adams, y otros, 2011).

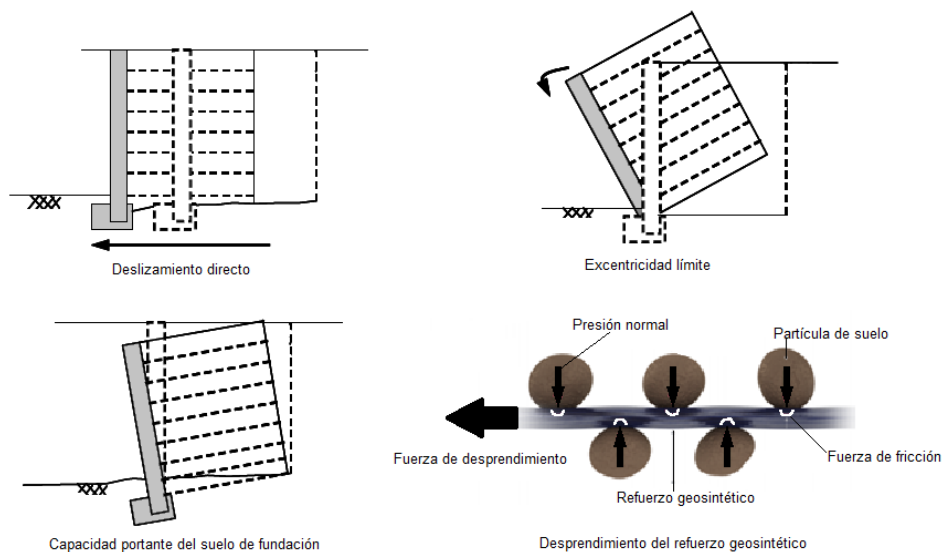


Figura 11: Modos de falla que influyen en la estabilidad externa e interna. Modificado de: Berg, R. P., Christopher, B. P., & Samtani, N. P. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I.

Dentro de los datos de ingreso se incluye el tipo de suelo de fundación y sus características físicas como el peso específico, ángulo de fricción y cohesión, dependiendo del método de diseño que se use, como un solo parámetro de variación, por lo cual en este paquete de trabajo se seleccionarán 4 tipos de suelo que serán tomados en el diseño como suelo retenido y de fundación. Se utilizan características de suelos que hayan sido caracterizados en proyectos de investigación debidamente justificados, que trabajaban con litología de la ciudad de Cuenca.

3.3.2 Condiciones de carga

Debido al tipo de estructura que se analiza en la presente investigación, muros, los tipos de cargas y esfuerzos actuantes sobre el mismo son variados, sin embargo, en este caso particular se ha elegido que las cargas sean producidas por un puente, incluyendo carga de tráfico como se muestra en la Figura 12.



Figura 12: Esquema de cargas actuantes externas sobre el muro para todos los métodos. Modificado de: Berg, R. P., Christopher, B. P., & Samtani, N. P. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I.

Los rangos de variación de los parámetros que se presentan a continuación han sido seleccionados de acuerdo a la investigación realizada por (Phillips, 2014), la cual se detalla en la sección 2.3., datos obtenidos en la investigación del proyecto (PRECUPA, 1998) y a las recomendaciones y limitaciones que las guías de diseño de cada método plantea en base a los resultados de sus investigaciones, como se muestra a continuación.

3.3.3 Tipos de suelo retenido

Uno de los parámetros de variación dentro del análisis es el tipo de suelo sobre el cual se construiría el muro con suelo reforzado con geosintético, por lo cual a continuación se presentan los tipos de suelos locales elegidos con sus respectivas características, datos que se han obtenido del proyecto (PRECUPA, 1998).



Donde:

ϕ' f = Ángulo de fricción en condiciones drenadas del suelo de fundación.

ϕ' b = Ángulo de fricción en condiciones drenadas del suelo retenido.

c'f = Cohesión en condiciones drenadas del suelo de fundación.

c'b = Cohesión en condiciones drenadas del suelo retenido.

γ f = Peso específico natural del suelo de fundación.

γ b = Peso específico natural del suelo retenido.

Suelos aluviales			
Ángulo de fricción	ϕ' f, ϕ' b	grados	26
Cohesión efectiva	c'f, c'b	kN/m ²	0
Peso unitario	γ f, γ b	kN/m ³	18

Tabla 4: Propiedades mecánica de suelo aluvial.

Arcillas varvadas			
Ángulo de fricción	ϕ' f, ϕ' b	grados	20
Cohesión efectiva	c'f, c'b	kN/ m ²	10
Peso unitario	γ f, γ b	kN/ m ³	14.5

Tabla 5: Propiedades mecánicas de arcillas varvadas.

Formación Mangán (Facie granular)			
Ángulo de fricción	ϕ' f, ϕ' b	grados	30
Cohesión efectiva	c'f, c'b	kN/ m ²	75
Peso unitario	γ f, γ b	kN/ m ³	21

Tabla 6: Propiedades mecánicas de suelo de la formación Mangán.



Formación Azogues (Tobas y lutitas)			
Ángulo de fricción	$\phi'f, \phi'b$	grados	30
Cohesión efectiva	$c'f, c'b$	kN/ m ²	50
Peso unitario	$\gamma f, \gamma b$	kN/ m ³	20

Tabla 7: Propiedades mecánicas de tobas y lutitas de la formación Azogues.

3.3.4 Tipo de refuerzo geosintético

El tipo de refuerzo es otro parámetro de variación dentro del presente estudio. De acuerdo a **(Koerner R. , 2012)**, dentro de los geosintéticos que el mercado ofrece, los geotextiles y geomallas se pueden utilizar como material de refuerzo.

Los tipos de refuerzo utilizados y sus factores de reducción se detallan a continuación y su aplicación dependerá del método de diseño que se analice.

Geomalla de polietileno tereftalato (PET): $RF_{ID} = 1.3$, $RF_{CR} = 1.45$, $RF_D = 1.15$.

Geotextil de polipropileno (PP): $RF_{ID} = 1.4$, $RF_{CR} = 4.5$, $RF_D = 1.3$.

Geotextil de polietileno tereftalato (PET): $RF_{ID} = 1.4$, $RF_{CR} = 2.0$, $RF_D = 1.6$

Geomalla de polietileno de alta densidad (HDPE): $RF_{ID} = 1.2$, $RF_{CR} = 2.6$, $RF_D = 1.1$.

Donde:

RF_{ID} = Factor de reducción del geosintético para daño en instalación.

RF_{CR} = Factor de reducción del geosintético para fluencia.

RF_D = Factor de reducción del geosintético para degradación o durabilidad.

3.3.5 Rangos de variación de parámetros geométricos y selección de caso de diseño base para el análisis

El método 1 recomienda que la altura máxima del muro es de 10 metros, ángulo de fricción para el relleno reforzado debe ser mayor a 34 y menor a 40 grados y debe tener una granulometría específica donde 100% pase el tamiz de 4 pulgadas, 100-60% pase el tamiz No. 40, 0-15% pase el tamiz No. 200, debiendo estar libre de materia orgánica y con un índice de plasticidad menor a 6; espacio libre mínimo de 15 centímetros, pero se recomienda un valor medio de 30 centímetros. Este método limita el espaciamiento del refuerzo a 0.2 y 0.4 metros, ancho del apoyo de la viga entre 0.6 y 4.5 metros (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006).



El método 2 recomienda que el suelo para refuerzo debe estar debidamente compactado mínimo al 95% de la densidad seca máxima de acuerdo a AASHTO T-99, índice plástico menor o igual a 6 y una gradación aproximada donde el 100% pase el tamiz de 2 pulgadas, 94-100% pase el tamiz de 1 pulgada, 63-72% pase el tamiz de 3/8 de pulgada, 32-41% pase el tamiz No. 10, 14-24% pase el tamiz No. 40 y 6-12% pase el tamiz No. 200. La altura máxima se limita a 30 pies (9.1 metros), espaciamiento entre capas de refuerzo menor a 12 pulgadas (0.3 metros), espacio libre mayor a 8 pulgadas (20 centímetros), ancho de apoyo de viga mayor a 2 pies (0.6 metros), ancho de base de cimiento mínimo de 6 pies (1.8 metros) debiendo cumplir la relación $B/H > 0.3$, profundidad de excavación de fundación igual a $0.25B$ (**Adams, y otros, 2011**).

El método 3 en su guía de diseño recomienda que la altura mínima del muro sea de 5 pies (1.5 metros); aunque no existe una límite máximo, los ejemplos de diseño del documento muestran muros de 23 pies (7 metros), por otro lado se recomienda un espaciamiento máximo entre capas de refuerzo de 32 pulgadas (80 centímetros), una longitud mínima de refuerzo de $0.7H$, donde H es la altura total del muro y una inclinación máxima de la pared del muro de 10 grados con la finalidad de aplicar la ecuación simplificada del coeficiente de presión activa (**Berg , Christopher , & Samtani, 2009**).

En base a los límites que cada método de diseño recomienda para los parámetros sujetos de comparación en este estudio, se han seleccionado rangos de variación como se muestra en la Tabla 8, mismos que no son exactamente iguales a los recomendados, con el objetivo de generar resultados particulares y que los valores intermedios entre mínimos y máximos tengan un patrón de variación.

Debido a la cantidad de combinaciones que se pueden generar al variar los parámetros de forma aleatoria, haciendo que la extensión de la investigación sea muy amplia y poco significativa, se ha propuesto un **caso de diseño base**, sobre el cual se irán aplicado los rangos de valores de cada parámetro y verificando el comportamiento del muro reforzado. Para el caso de diseño base los valores de los parámetros de diseño son aproximados a la media entre los extremos, exceptuando el espaciamiento entre capas de refuerzo y el espacio libre entre el apoyo de viga y la cara del muro reforzado, los cuales tienen los valores mínimos recomendados para garantizar un diseño base que cumpla con estabilidad externa e interna, como se muestra en la Tabla 8.

Parámetro de diseño		Variable	Unidad	Valor más bajo	Valor de Caso Base	Valor más alto
Altura de muro		H	m	3	4.8	8.4
Altura de muro superior		h	m	0.3	0.9	1.5
Ancho de apoyo de viga		b	m	0.6	0.9	1.8
Espacio libre		d	m	0.3	0.3	0.7
Carga muerta del puente		qLL	kN/ m ²	62	160	312
Carga viva del puente		qb	kN/ m ²	72	160	264
Carga de tráfico		q	kN/ m ²	12	12	12
Relleno reforzado	Ángulo de fricción	ϕ_{rf}	grados	34	38	55
	Diámetro máximo de partícula	dmax	m	0.0127	0.0127	0.0508
	Peso unitario	γ_{rf}	kN/m ³	18	19.64	23.6
Refuerzo	Espaciamiento refuerzo	Sv	m	0.2	0.2	0.6
	Factor reducción	FR	---	2.17	2.17	8.19

Tabla 8: Variación de valores de parámetros para análisis.

Los valores tomados en función de cada parámetro se presentan a continuación en la Tabla 9 y Tabla 10. Los valores del parámetro tipo de suelo retenido se muestra en la sección 3.3.3.

H (m)	γ_{rf} (kN/m ³)	Sv (m)	Tipos de refuerzo	Ángulo de fricción	dmax (m)
3.0	18.00	0.20	PET geotextil RF=2.17	34	0.0127
3.6	18.85	0.25		37	0.0191
4.2	19.64	0.30	PP geotextil RF=8.19	38	0.0254
4.8	20.40	0.35		40	0.0318
5.4	21.20	0.40	PET geogrid RF=4.48	43	0.0381
6.0	22.00	0.45		46	0.0445
6.6	22.80	0.50	HDPE geogrid RF=3.432	49	0.0508
7.2	23.60	0.55		52	
7.8		0.60		55	
8.4					

Tabla 9: Rango de valores correspondientes a la altura de muro, peso específico del relleno reforzado, espaciamento de refuerzo, tipo de refuerzo, ángulo de fricción del relleno reforzado y diámetro máximo de partícula.



h (m)	b(m)	d(m)	DL (kN/m ²)	LL (KN/m ²)
0.30	0.60	0.30	62	72
0.45	0.75	0.35	93	95
0.60	0.90	0.40	125	120
0.75	1.05	0.45	160	145
0.90	1.20	0.50	190	160
1.05	1.35	0.58	215	190
1.20	1.50	0.65	250	215
1.35	1.65	0.70	280	240
1.50	1.80		312	264

Tabla 10: Rango de valores correspondientes a altura de muro superior, ancho de apoyo de hormigón, espacio libre, carga muerta y carga viva.

3.3.6 Aplicación de la metodología de diseño

Definidos los métodos, las ecuaciones, los parámetros y sus rangos de variación, y el alcance de la presente investigación, se procedió a sistematizar los procedimientos de cada método mediante la herramienta informática EXCEL para el caso de diseño base, siguiendo los pasos que se muestran a continuación:

1. Definición de los parámetros de entrada

Son los datos iniciales e independientes de cálculos o aplicación de fórmulas adicionales, indispensables para el diseño del elemento reforzado; se debe cuidar que los valores sean coherentes con las unidades y que el nombre de la variable a la que se le asigna el valor sea el mismo que en las ecuaciones, todo ello para evitar resultados erróneos. Estos parámetros de entrada, como se muestra en la Figura 13, serán sujeto de cambio en sus valores para analizar el comportamiento de la estabilidad interna y externa.

4	Propiedad de diseño		Variable	Unidad
5	Altura total		H'	m
6	Altura de muro		H1	m
7	Altura de muro superior		H2	m
8	ancho de apoyo		B	m
9	espacio libre		d	m
10	espesor de apoyo		t	m
11	Carga muerta del puente		DL	KN/m
12	Carga viva del puente		LL	KN/m
13	Carga de tráfico		q	KN/m ²
14	Peso específico del Ho		$\gamma_{concreto}$	KN/m ³
15	Relleno reforzado	Angulo de fricción	ϕ_{rf}	grados
16		Diámetro máximo de partícula	dmax	m
17		Peso unitario	γ_{rf}	KN/m ³
18	Suelo retenido y de fundación	Angulo de fricción	ϕ_{re}	grados
19		Peso unitario	γ_{re}	KN/m ³
20	Refuerzo	Espaciamiento refuerzo	Sv	m
21		Factor reducción	FR	---

Figura 13: Parámetros iniciales requeridos para el diseño de un muro con suelo reforzado con geosintético.

2. Definición de los modos de falla a evaluar

La forma en la cual se evalúa el diseño de un muro reforzado depende del método que se aplique, es por ello que a continuación se detallan los modos de falla que cada método toma en cuenta para lograr un diseño que cumpla con estabilidad interna y externa.

Método 1:

- Deslizamiento en el apoyo.
- Excentricidad en el apoyo.
- Capacidad portante de la porción reforzada donde se aplican las cargas de puente.
- Deslizamiento del muro reforzado.
- Excentricidad del muro reforzado.
- Capacidad portante del suelo de fundación.
- Evaluación de estabilidad interna en cada nivel de refuerzo, basada en dos parámetros, desprendimiento (Pullout) y resistencia requerida (Treq).

Método 2:

- Deslizamiento directo del muro reforzado.
- Capacidad portante del suelo de fundación.
- Capacidad portante de la porción reforzada donde se aplican las cargas de puente.

- Evaluación de estabilidad interna en cada nivel de refuerzo. Resistencia requerida del refuerzo.

Método 3:

- Deslizamiento en el apoyo.
- Excentricidad en el apoyo.
- Capacidad portante de la porción reforzada donde se aplican las cargas de puente.
- Deslizamiento del muro reforzado.
- Excentricidad del muro reforzado.
- Capacidad portante del suelo de fundación.
- Evaluación de estabilidad interna en cada nivel de refuerzo en función de la resistencia mínima requerida del refuerzo.

3. Ingreso y programación de las ecuaciones gobernantes para cada modo de falla

La principal razón de utilizar la herramienta informática Excel es la facilidad de programación de ecuaciones y la obtención de resultados en base a los datos iniciales y los cambios que puedan tener, en tiempo real, es por ello que en este paso se han programado todas las expresiones de cálculo de cada modo de falla en función de los datos iniciales como se muestra en la Figura 14, donde se tiene el nombre de la variable, su unidad, el valor obtenido y la ecuación respectiva.

2.Estabilidad en el apoyo (DESLIZAMIENTO)			
V1	KN/m	6.37	$V1 = (B * t) * \gamma_{concreto}$
Ka_rf		0.24	$K_{a(rf)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{rf}}{2} \right)$
Fq	KN/m	2.57	$Fq = K_{a(rf)} * q * H_2$
F1	KN/m	1.89	$F1 = \frac{1}{2} * K_{a(rf)} * \gamma_{rf} * H_2^2$
F2	KN/m	1.75	Dato inicial
$\sum Va$	KN/m	294.37	$\sum Va = V1 + DL + LL$
$\sum Fa$	KN/m	6.21	$\sum Fa = Fq + F1 + F2$
FS_sliding		18.91	$FS_{sliding} = \frac{(\sum Va - LL) \tan \phi_{rf}}{\sum Fa}$
Condicion	$FS_{sliding} \geq 1.5$		

Figura 14: Ingreso de ecuaciones necesarias para el diseño en función de cada modo de falla.

4. Ingreso de los valores del caso base para los parámetros de entrada

Luego de haber definido los parámetros iniciales y las ecuaciones gobernantes de cada método, se han ingresado los valores correspondientes al caso de diseño base, de cada parámetro, como se muestra en la Figura 15, y en consecuencia valores para cada una de

las ecuaciones ingresadas, verificando el comportamiento del muro reforzado ante las cargas impuestas.

4	Propiedad de diseño		Variable	Unidad	Valor caso base
5	Altura total		H'	m	5.7
6	Altura de muro		H1	m	4.8
7	Altura de muro superior		H2	m	0.9
8	ancho de apoyo		B	m	0.9
9	espacio libre		d	m	0.3
10	espesor de apoyo		t	m	0.3
11	Carga muerta del puente		DL	KN/m	144
12	Carga viva del puente		LL	KN/m	144
13	Carga de tráfico		q	KN/m ²	12
14	Peso específico del Ho		$\gamma_{concreto}$	KN/m ³	23.6
15	Relleno reforzado	Angulo de fricción	ϕ_{rf}	grados	38
16		Diámetro máximo de partícula	dmax	m	0.0127
17		Peso unitario	γ_{rf}	KN/m ³	19.64
18	Suelo retenido y de fundacion	Angulo de fricción	ϕ_{re}	grados	30
19		Peso unitario	γ_{re}	KN/m ³	20
20	Refuerzo	Espaciamiento refuerzo	Sv	m	0.2
21		Factor reduccion	FR	---	2.17

Figura 15: Ingreso de los valores del caso de diseño base a la hoja de cálculo.

5. Verificación del cumplimiento de los factores de seguridad y condiciones de diseño para cada modo de falla

Dependerá explícitamente de cada método y los factores de seguridad y límites que el mismo proponga en su diseño. Para el caso particular de esta investigación, se ha programado la hoja de cálculo para que, de acuerdo a la variación de los valores de los parámetros, si cumple con los límites, la celda tomará un color verde; todo ello para facilitar la revisión del diseño, como se muestra en la Figura 14.

6. Aplicación de los rangos de variación correspondientes a cada uno de los parámetros elegidos para esta investigación

Con el diseño base aplicado para cada uno de los métodos en hojas de cálculo distintas, se procedió de manera ordenada a realizar los cambios en los valores de cada parámetro, para lo cual y con la finalidad de visibilizar de forma clara los resultados, cada valor que tome cada uno de los parámetros tiene su propia hoja de cálculo y cada método tiene su propio archivo. Los valores designados a cada parámetro se muestran en la Tabla 9 y Tabla 10.



7. Presentación de resultados

Aplicando cada rango de valores presentados correspondientes a cada uno de los parámetros se han obtenido variaciones en cada diseño y por ende resultados importantes para la presente investigación; la forma en la cual se han podido reflejar los cambios provocados es mediante los valores que van tomando los factores de seguridad o relaciones capacidad/demanda, ordenados a manera de gráficas de barras, una gráfica por cada modo de falla, como se muestra en la Figura 16, agrupadas en función del parámetro correspondiente; de esta manera se podrá analizar porcentaje de influencia de cada parámetro en función de cada modo de falla. Este proceso para mostrar resultados corresponde a la parte de estabilidad externa del muro reforzado. Los cambios producidos internamente se han reflejado haciendo uso de gráficas de curvas donde se muestra la carga máxima en cada capa de refuerzo y la resistencia requerida de la misma; cada curva corresponde a un valor específico del parámetro que se está analizando, como se muestra en la Figura 17. Para resumir los resultados del comportamiento interno de la estructura reforzada se muestran graficas de curvas con el valor máximo de carga y resistencia requerida en función del rango de valores del parámetro que se analiza; cada curva corresponde a cada uno de los tres métodos analizados, como se muestra en la Figura 18.

En resumen, las gráficas de resultados por parámetro, por método de diseño son las siguientes:

- Valores de factor de seguridad o relación capacidad/demanda para estabilidad al deslizamiento del apoyo en función de la variación de valores del parámetro analizado.
- Valores de excentricidad del apoyo en función de la variación de valores del parámetro analizado.
- Valores de la razón capacidad portante/demanda del apoyo en función de la variación de valores del parámetro analizado.
- Valores de factor de seguridad para estabilidad al deslizamiento del muro en función de la variación de valores del parámetro correspondiente.
- Valores de excentricidad del muro en función de la variación de la variación de valores del parámetro correspondiente.
- Valores de la razón capacidad portante/demanda del suelo de fundación en función de la variación de valores del parámetro analizado.
- Valores de carga máxima en cada capa de refuerzo en función de la altura de muro.
- Valores de resistencia a la tracción requerida de cada capa de refuerzo en función de la altura de muro.
- Valores más elevados de carga sobre el refuerzo, correspondiente a cada valor que toma el parámetro analizado.

- Valores más elevados de resistencia requerida del refuerzo, correspondiente a cada valor que toma el parámetro analizado.

A continuación, se muestran los tipos de gráficas generadas y cómo interpretarlas en función de cada modo de falla.

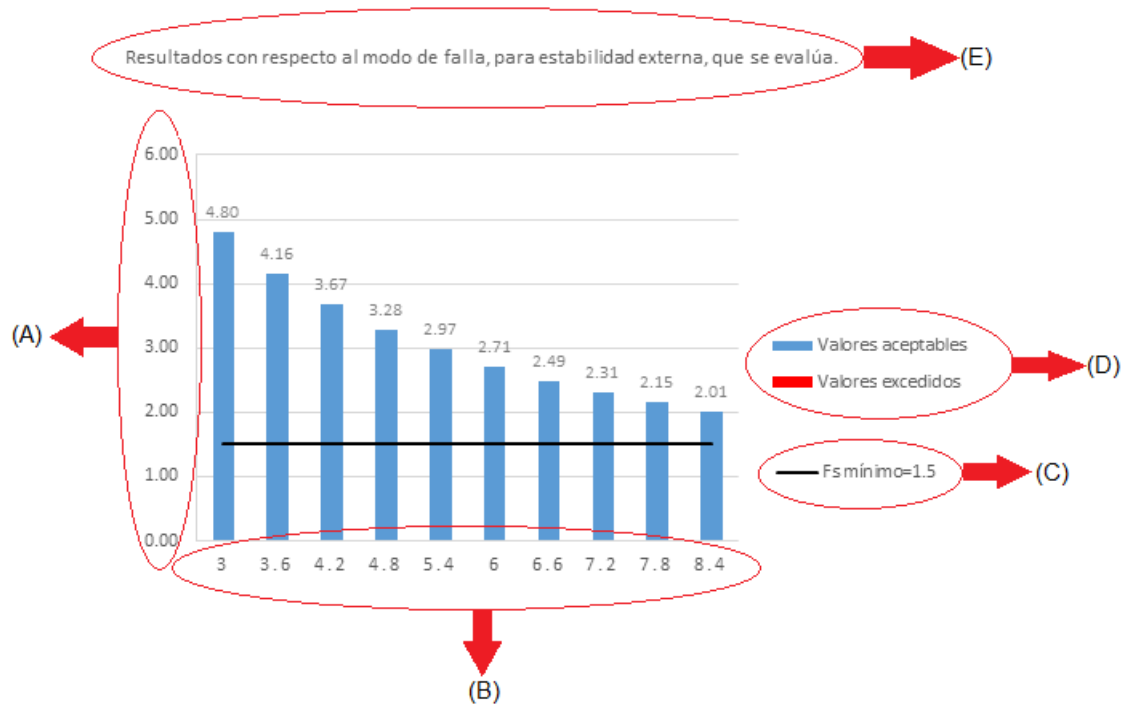


Figura 16: Gráfica de barras tipo que representa el comportamiento del modo de falla ante el cambio en el valor del parámetro que se analiza.

Donde:

(A): Valores de factor de seguridad o relación capacidad/demanda.

(B): Rango de variación del parámetro respectivo.

(C): Factor de seguridad o relación capacidad/demanda, dependiendo del modo de falla, que indica si el diseño es válido o no en ese apartado.

(D): Código de colores para distinguir valores aceptables o no en la gráfica de barras.

(E): Título del gráfico que detalla el modo de falla sobre el cual se obtienen los resultados.

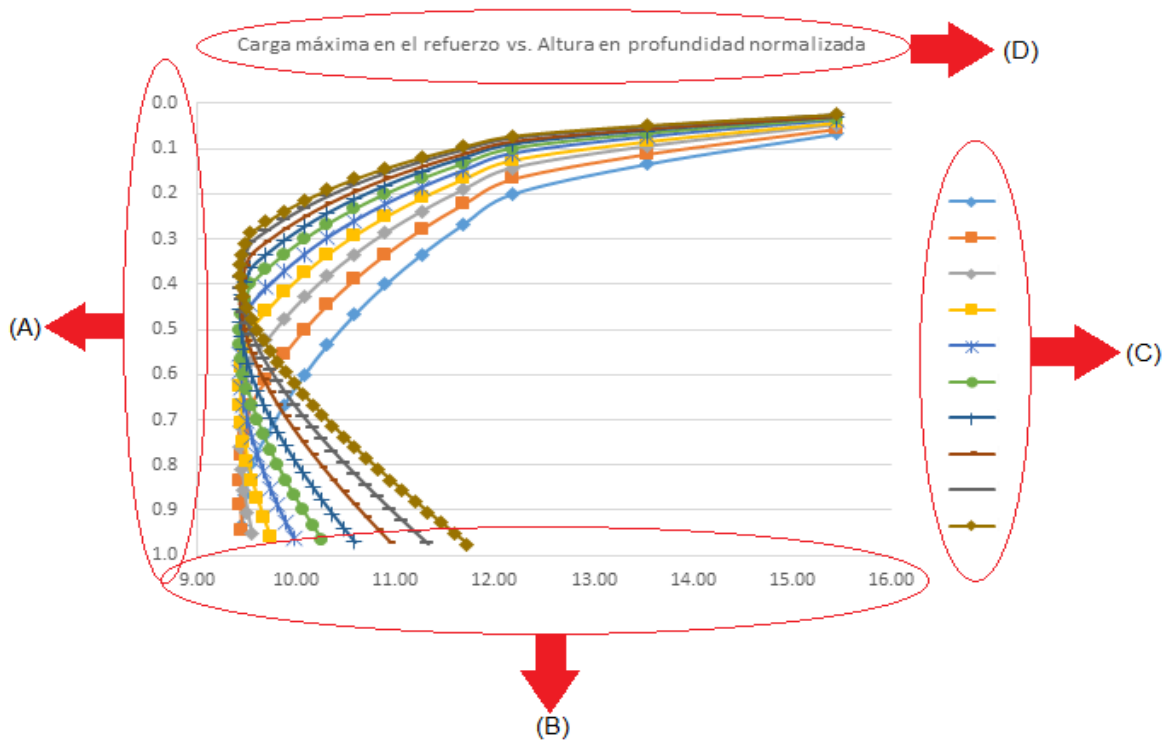


Figura 17: Representación de las cargas generadas sobre las capas de refuerzo geosintético, en función del parámetro analizado.

Donde:

(A): Valores de altura de muro.

(B): Máxima carga de tracción o resistencia requerida en el refuerzo.

(C): Rango de valores del parámetro respectivo.

(D): Título del gráfico.

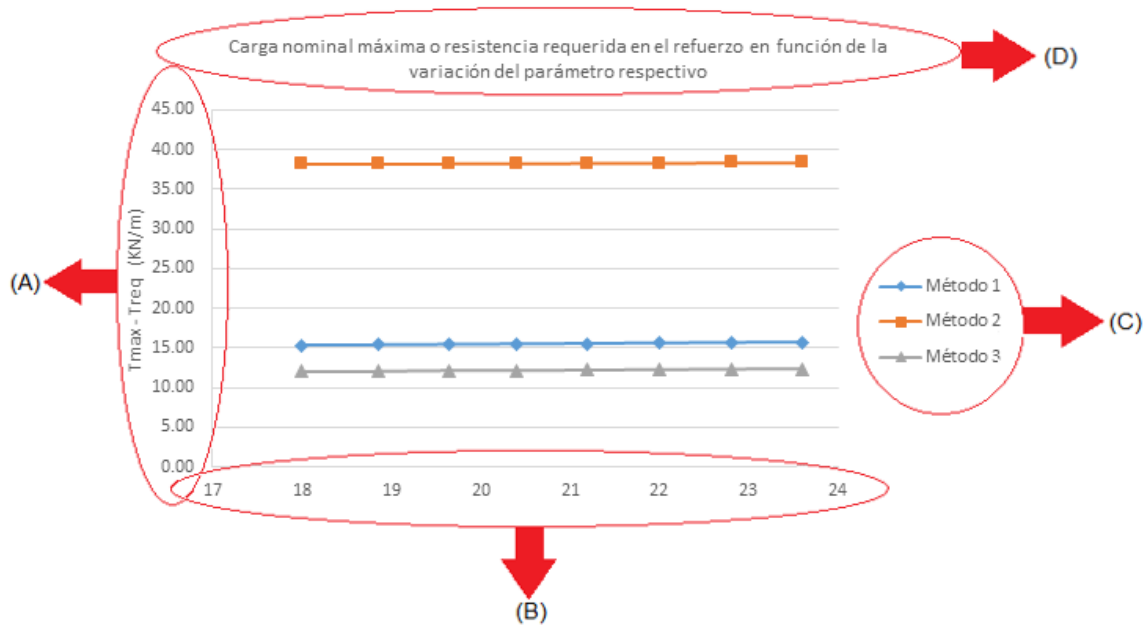


Figura 18: Resumen de cargas máximas en el refuerzo por método de diseño en función de cada parámetro.

Donde:

(A): Carga nominal o resistencia requerida más elevada sobre la capa de refuerzo por cada valor que toma el parámetro que se analiza.

(B): Rango de variación del parámetro respectivo.

(C): Método de diseño.

(D): Título del gráfico.

Como se muestra en las gráficas anteriores, los resultados se han condensado en función de cada parámetro y dentro de cada parámetro en función de cada modo de falla. Ya que la presente investigación tiene como objetivo comparar los métodos de diseño elegidos, en el capítulo 4, se muestran los resultados más influyentes por parámetro y por método de diseño a manera de gráfica de barras con los porcentajes de variación correspondientes.

4 CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados del estudio paramétrico

Para realizar el análisis paramétrico comparativo, se presentan los resultados obtenidos a partir de la aplicación de los rangos de variación mostrados en la Tabla 4, Tabla 5, Tabla 6, Tabla 7 y Tabla 8. En el caso de que un parámetro dado no se aplique en alguno de los métodos no se mostrará ningún resultado. Los resultados se muestran como gráficos de barras y líneas de tendencia presentados de manera ordenada y conveniente para una mejor comprensión.

4.1.1 Valores de tracción calculados para los parámetros del caso base

En esta sección se presentan los valores obtenidos correspondientes a las tensiones máximas, T_{max} , que cada capa de refuerzo soporta, y las resistencias máximas requeridas, T_{req} , en las capas para cada uno de los tres métodos con los datos del caso base, como se detalla en la sección 3.3.6, representados de manera gráfica en la Figura 19, Figura 20 y Figura 21.

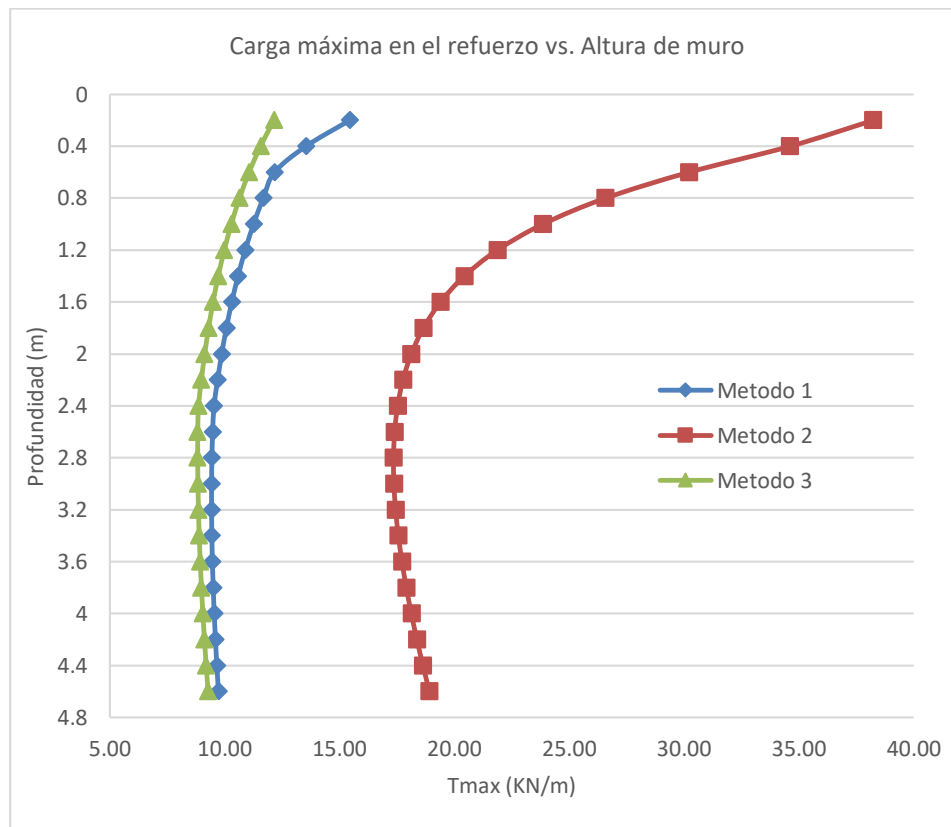


Figura 19: Carga máxima por capa de refuerzo en función de la altura del muro (reflejada como profundidad) con los parámetros del caso base para cada método de diseño.

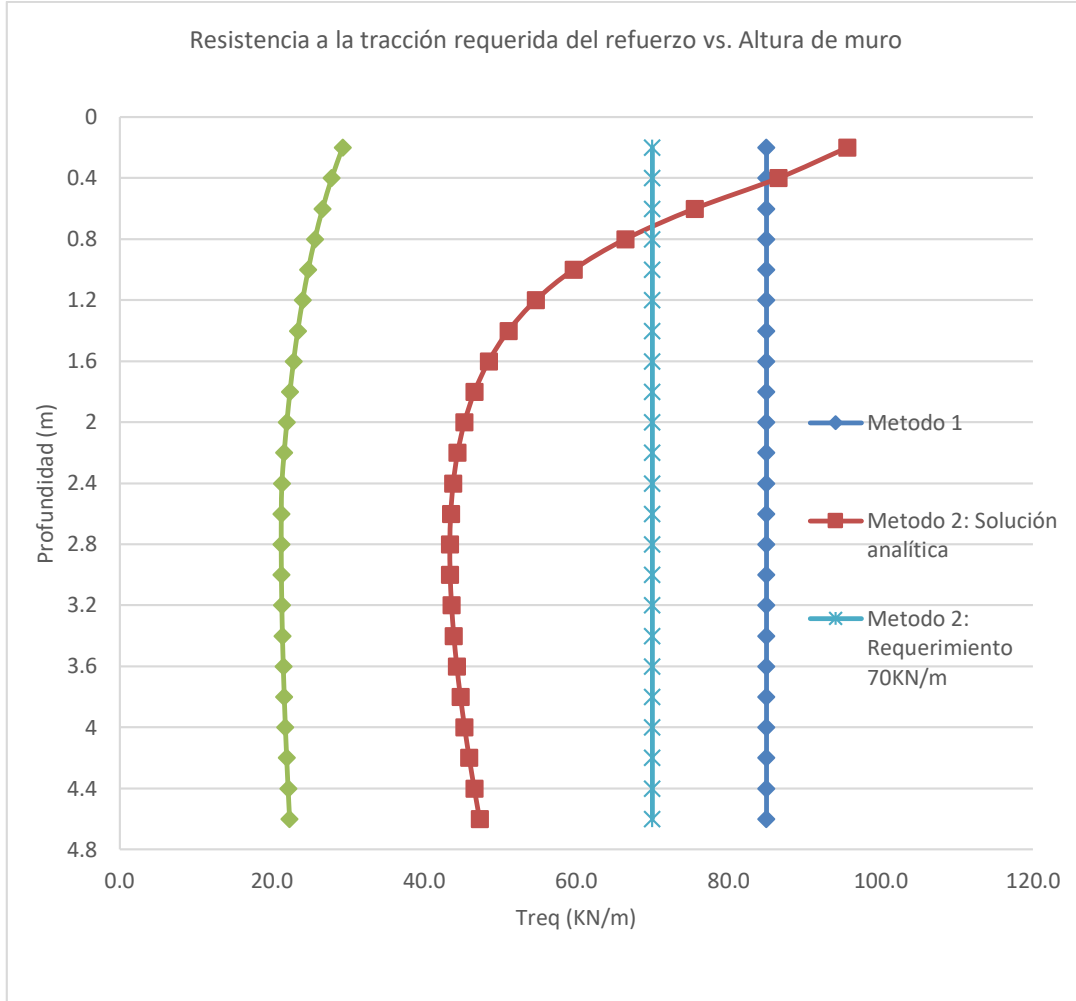


Figura 20: Resistencia a la tracción requerida para cada capa de refuerzo en función de la altura del muro (reflejada como profundidad) con los parámetros del caso base para cada método de diseño

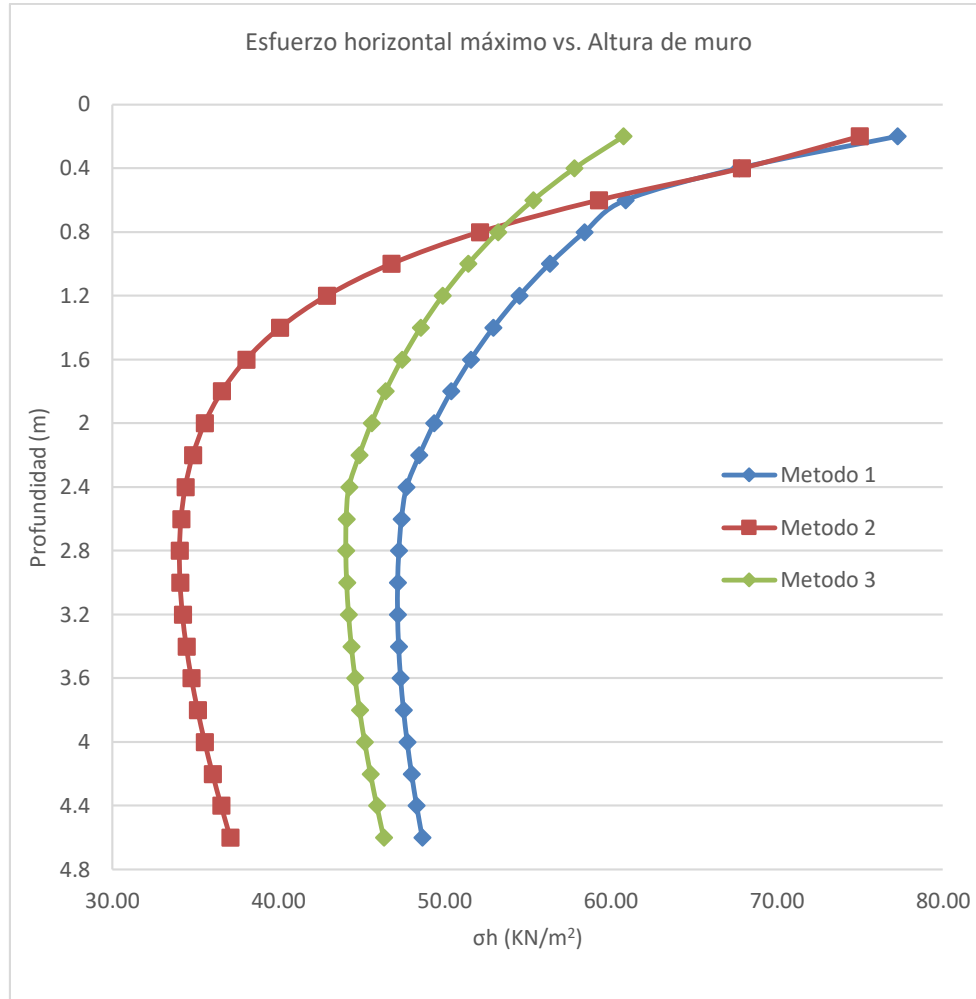


Figura 21: Esfuerzo máximo por capa de refuerzo en función de la altura del muro (reflejada como profundidad) con los parámetros del caso base para cada método de diseño

4.1.2 Grado de influencia de los parámetros sujetos a variación

En esta sección se determina la influencia de la variación de los valores de los parámetros sobre los factores de seguridad y las relaciones capacidad demanda que controlan los modos de falla de la estabilidad externa, además de cómo los parámetros influyen en el cálculo de la carga máxima en el refuerzo y la resistencia a la tracción requerida del refuerzo, todo ello para cada método evaluado, generando datos del comportamiento general de cada método ante las variaciones, estabilidad, limitaciones y consecuentemente determinar el método más estable.

4.1.2.1 Resultados debido a la variación de la altura del muro

El aumento en la altura del muro desde el menor valor de 3.0 metros hasta el más alto de 8.4 metros incluyendo el caso base de 4.8 metros resultó en que, no existe influencia significativa con

respecto a la estabilidad al deslizamiento y excentricidad en el apoyo, resultados que se muestran en el capítulo de Anexos, sección 7.4.1.

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro muestran que para el Método 1 el 100% de los casos aplicados del parámetro H cumplen con el factor de seguridad mínimo, siendo el caso con menor altura de muro el que otorga un FS mayor y viceversa, como se muestra en la Figura 22; se halló una variación decreciente de FS del 7.90% entre el caso base y el extremo máximo. Para el Método 2 el 80% de los casos aplicados cumple con la relación capacidad/demanda mínima, como se muestra en la Figura 23, donde para valores mayores a 7.2 metros no es estable; se halló una variación decreciente de CDR del 44% entre el caso base y el extremo máximo. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados del parámetro H cumplen con la relación capacidad/demanda mínima, siendo el caso con menor altura de muro el que otorga un valor mayor y viceversa como se muestra en la Figura 24; se halló una variación decreciente de CDR del 7.9% entre el caso base y el extremo máximo.

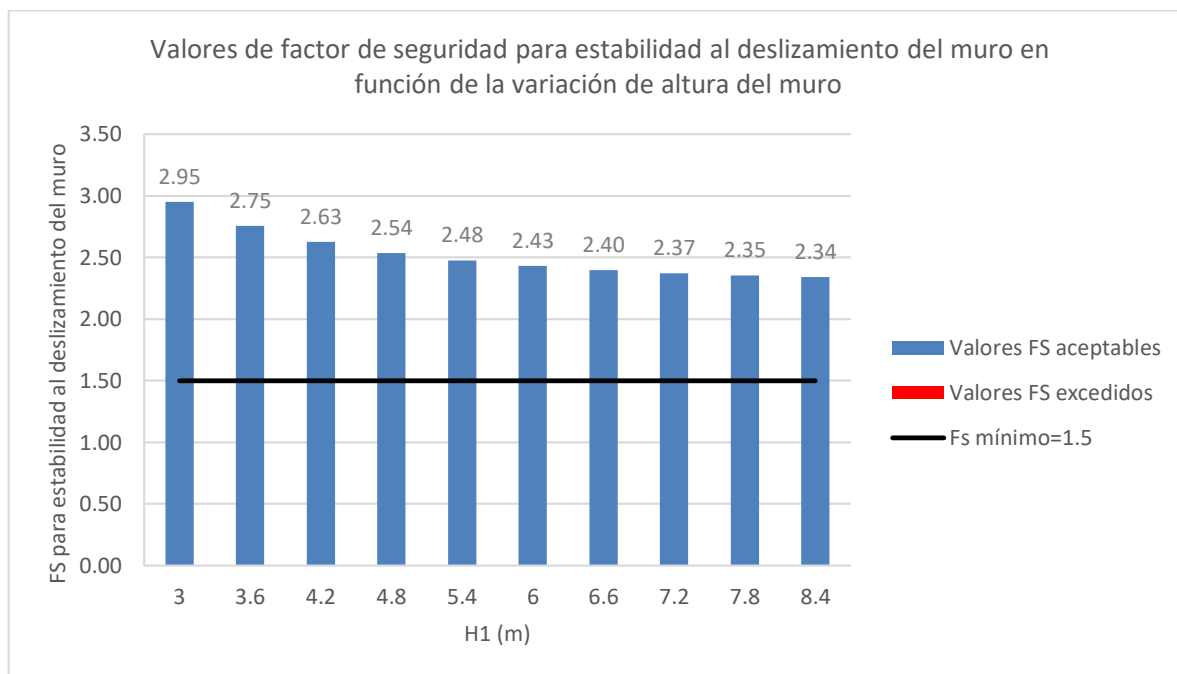


Figura 22: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

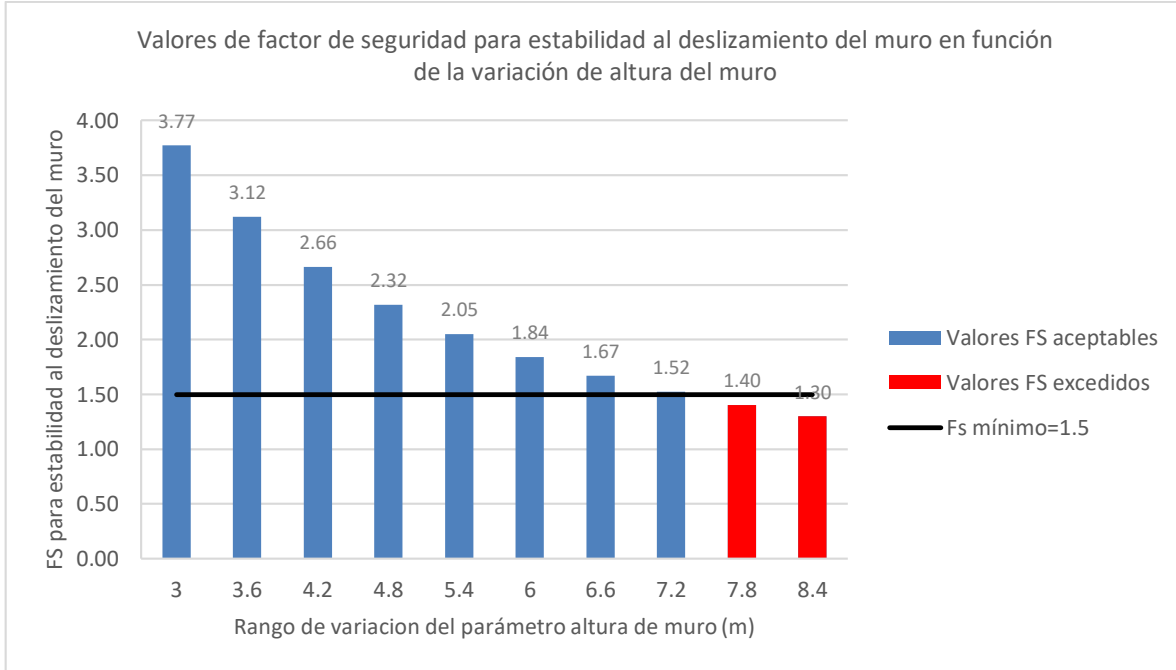


Figura 23: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

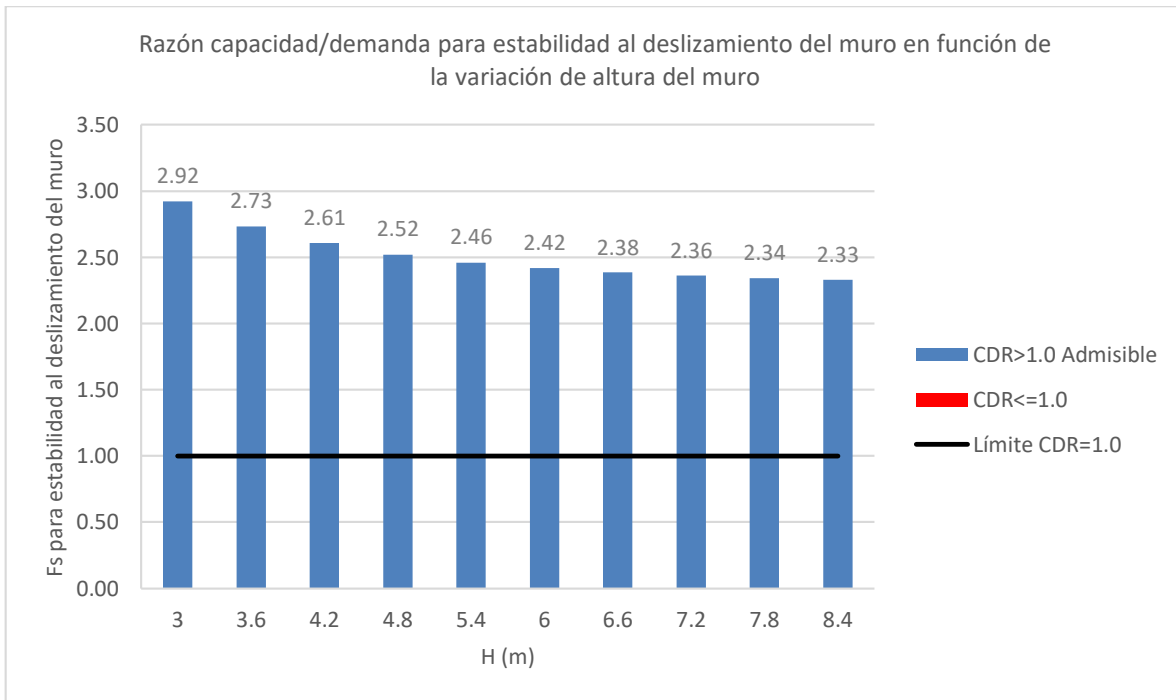


Figura 24: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1 el 100% de los casos aplicados del parámetro H son mayores que el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 25; se halló una variación creciente del valor de excentricidad del 43.3% entre el caso base y el extremo máximo. Se observa que el valor de excentricidad límite varía dependiendo del valor de altura de muro, debido a que la altura de muro influye directamente en la longitud de refuerzo a utilizar y esto determina el ancho del muro reforzado y en consecuencia su límite de excentricidad. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, hallando una variación creciente del 303% entre los extremos. Para efectos de comparación, si el límite fuese el mismo que para los demás métodos el 40% de los casos serían válidos, como se muestra en la Figura 26. Para el Método 3 el 80% de los casos aplicados del parámetro H son mayores que el valor máximo admisible, siendo los casos mayores a 7.8 metros los que cumplen con el límite de excentricidad para evitar falla por volteo, como se muestra en la Figura 27; se halló una variación creciente del valor de excentricidad del 41.3% entre el caso base y el extremo máximo. El límite de excentricidad varía de la misma forma que en el Método 1 ya que utilizan la misma expresión para definir este valor.

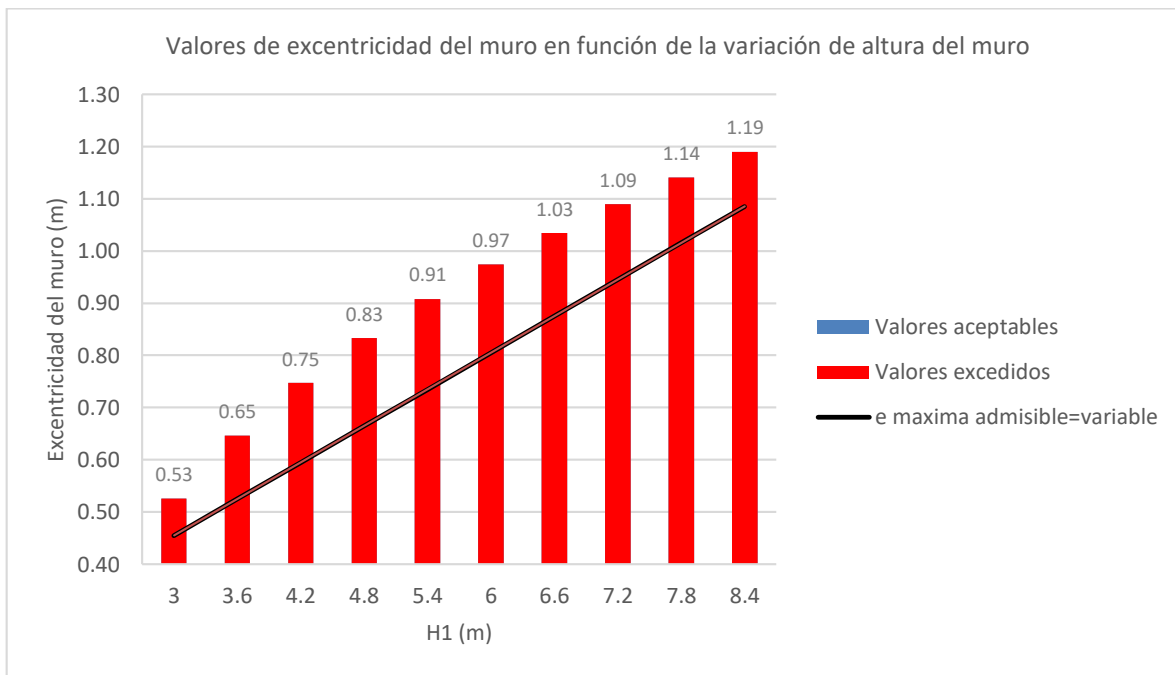


Figura 25: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

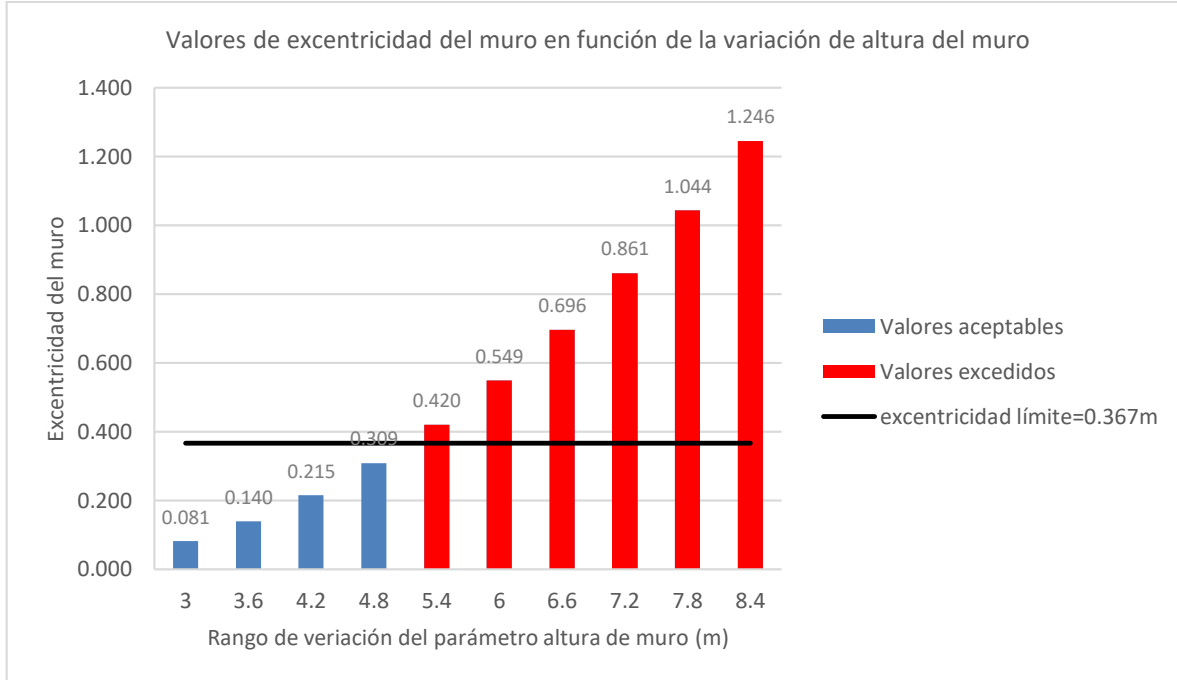


Figura 26: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

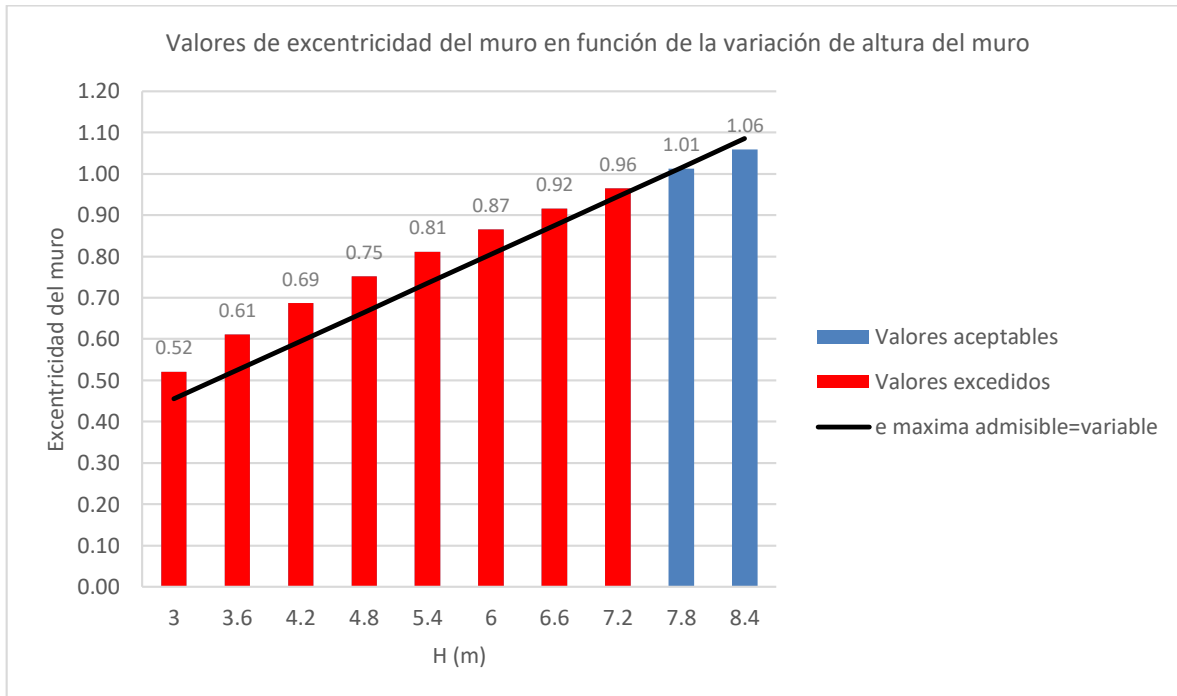


Figura 27: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1 el 90% de los casos aplicados del parámetro H cumplen con la relación capacidad/demanda mínima, siendo el caso de 8.4 metros el que es inestable, como se muestra en la Figura 28; se halló una variación decreciente del 260.5% entre el CDR del caso base y el extremo máximo. Para el Método 2 el 50% de los casos aplicados del parámetro H cumplen con el factor de seguridad mínimo, siendo los casos mayores a 5.4 metros los que generan inestabilidad, como se muestra en la Figura 29; se halló una variación decreciente del 92.7% entre el factor de seguridad del caso base y el extremo máximo. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados del parámetro H cumplen con la relación capacidad/demanda mínima, como se muestra en la Figura 30; se halló una variación creciente del 28.4%, entre el factor del caso base y el correspondiente al mayor valor de altura de muro. Contrario al Método 1, a mayor altura de muro mayor estabilidad, debido a que por las ecuaciones que se usan, mientras se amplifica la altura del muro, se amplifica la longitud de refuerzo y también la profundidad del cimiento. Con respecto a la longitud de refuerzo, mientras mayor sea su valor, mayor será la capacidad portante del suelo de cimentación; como se muestra en la **Ecuación 53**.

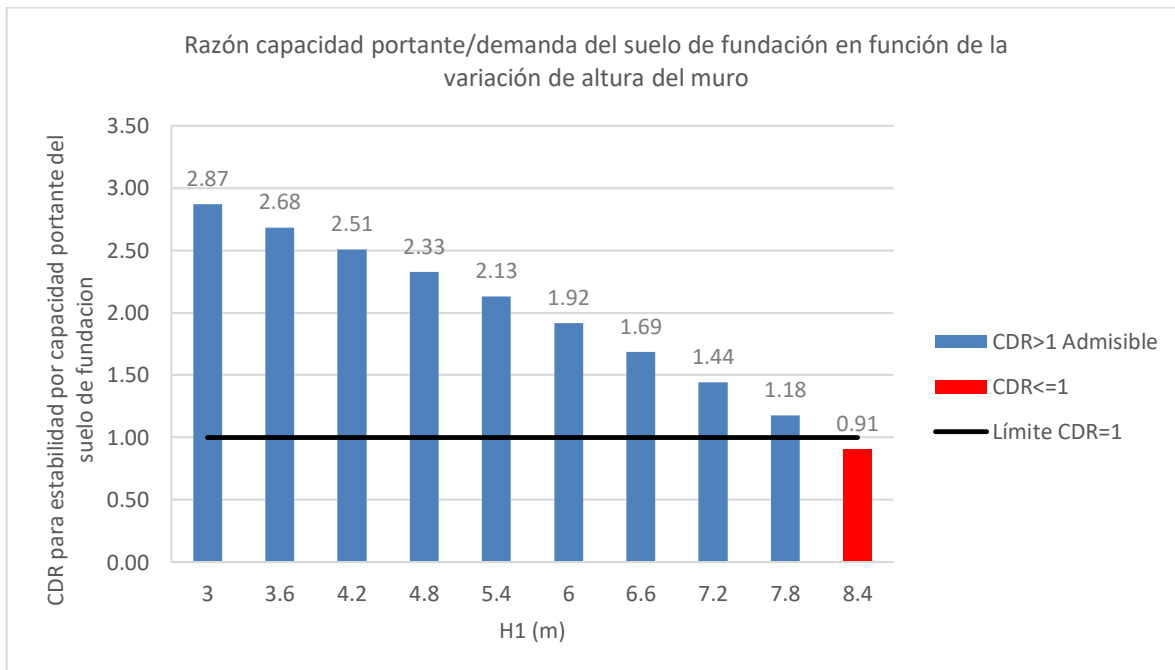


Figura 28: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

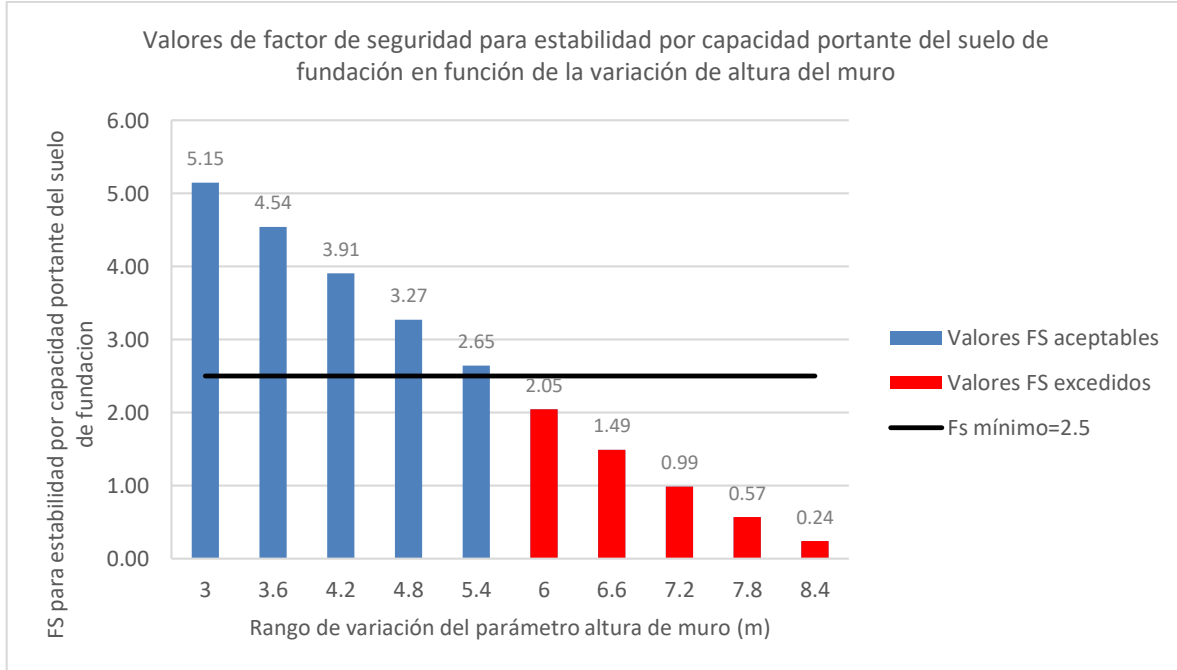


Figura 29: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

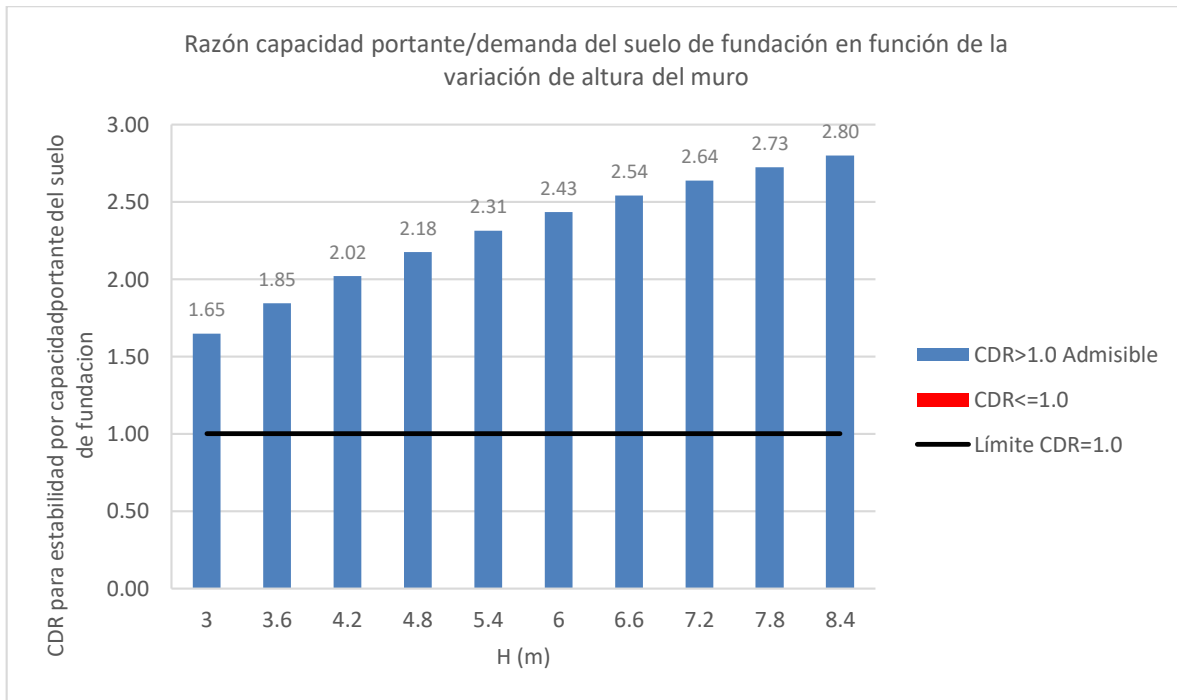


Figura 30: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

La altura del muro no tiene influencia en los valores más elevados de la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y por ende en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} , para ninguno de los métodos evaluados, teniendo una variación del 0.0% con respecto al caso base. Esto se debe a que las cargas máximas suceden en la parte superior del muro debido a las cargas del puente. El Método 2 otorga los valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 31 y Figura 32.

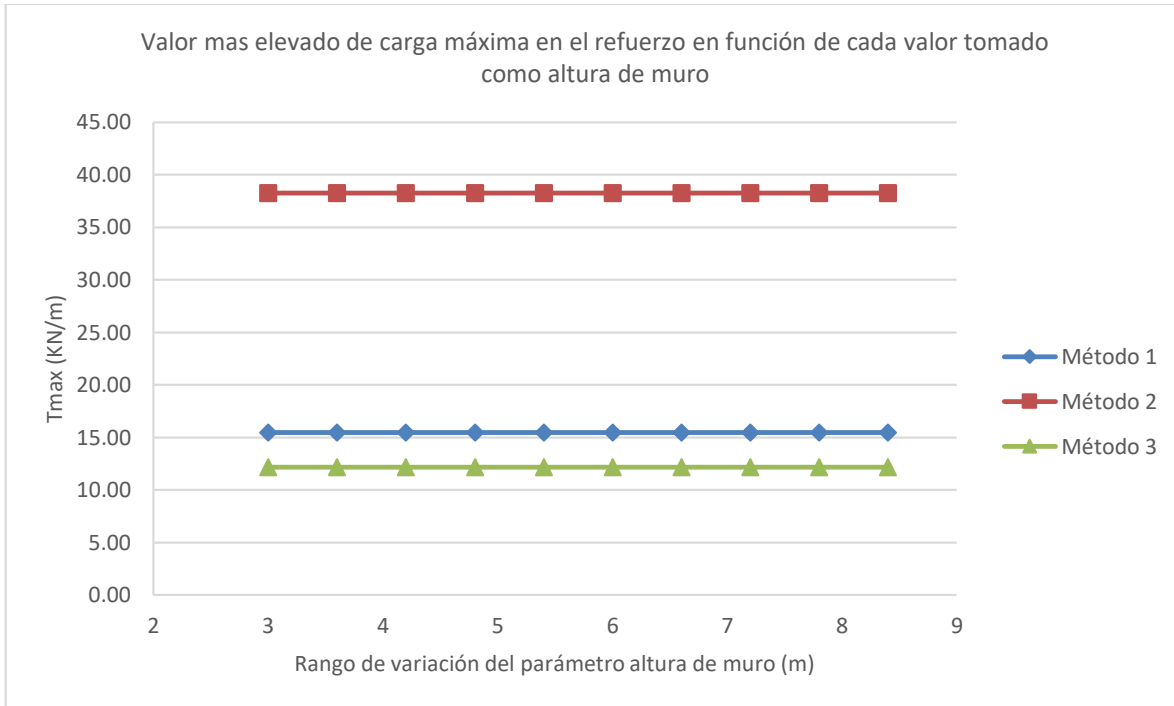


Figura 31: Influencia de la altura del muro en la carga más elevada en el refuerzo

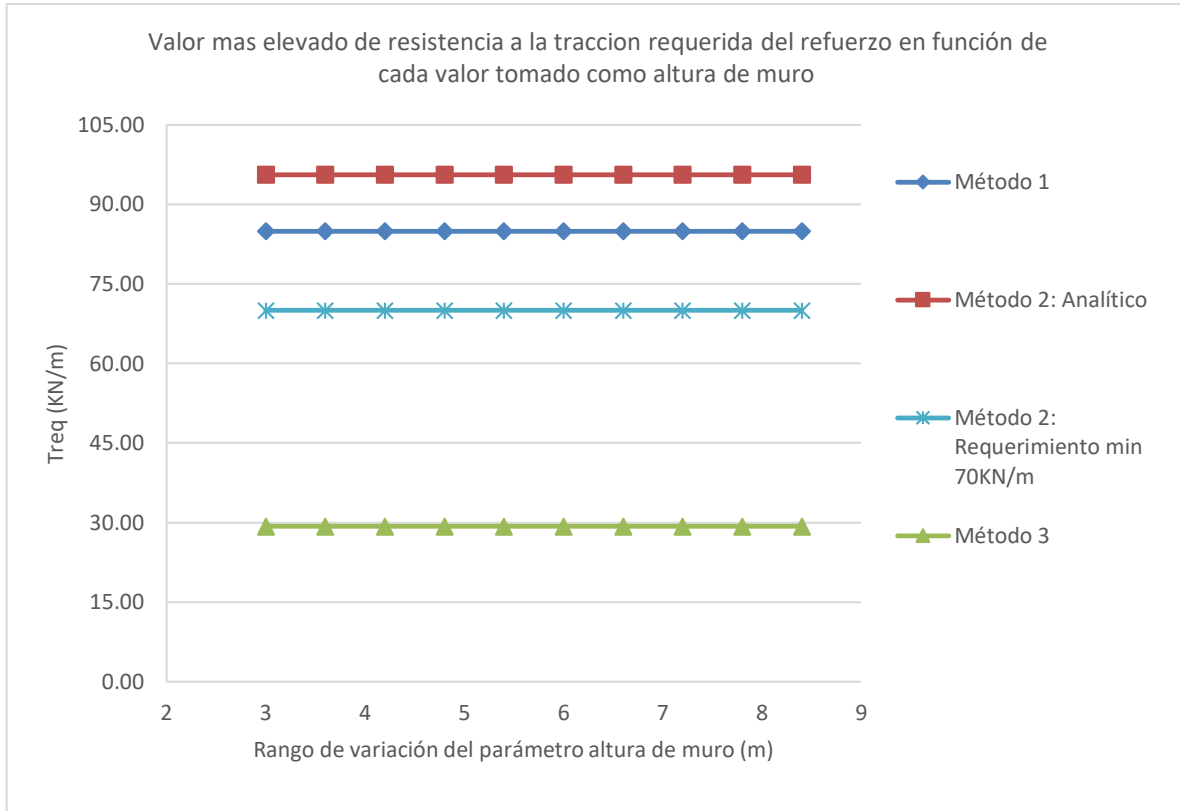


Figura 32: Influencia de la altura del muro en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

La altura del muro, incide en el grado de curvatura de la línea de tendencia de la distribución de carga en el perfil del muro; mientras mayor es la altura del muro, mayor será la carga en la parte inferior del mismo, hecho que ocurre de la misma forma en los tres métodos evaluados como se muestra en la Figura 33, Figura 34 y Figura 35.

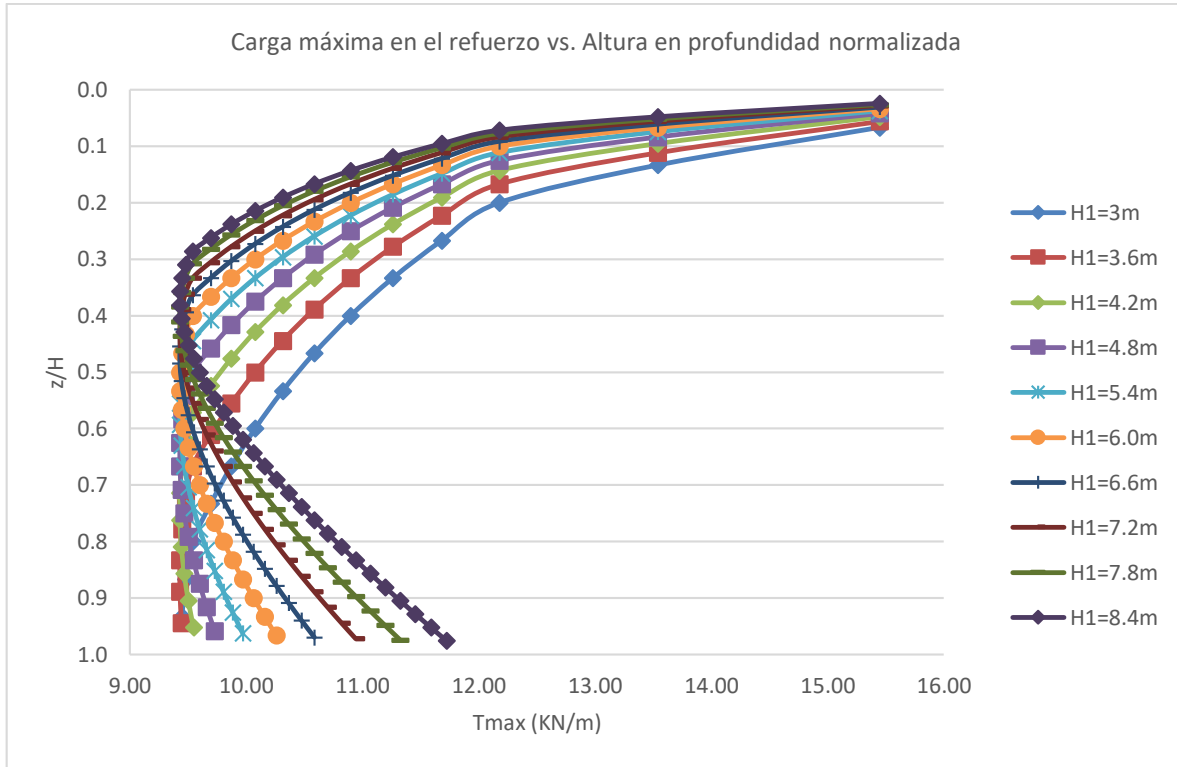


Figura 33: Influencia de la altura del muro reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

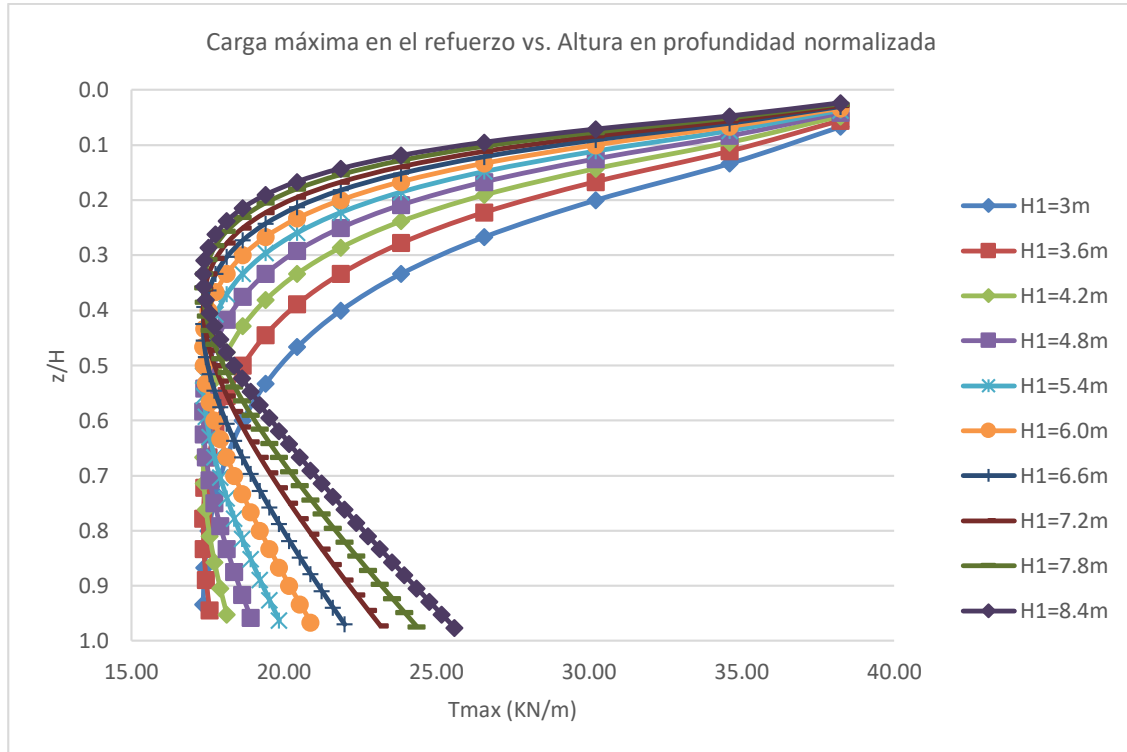


Figura 34: Influencia de la altura del muro reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

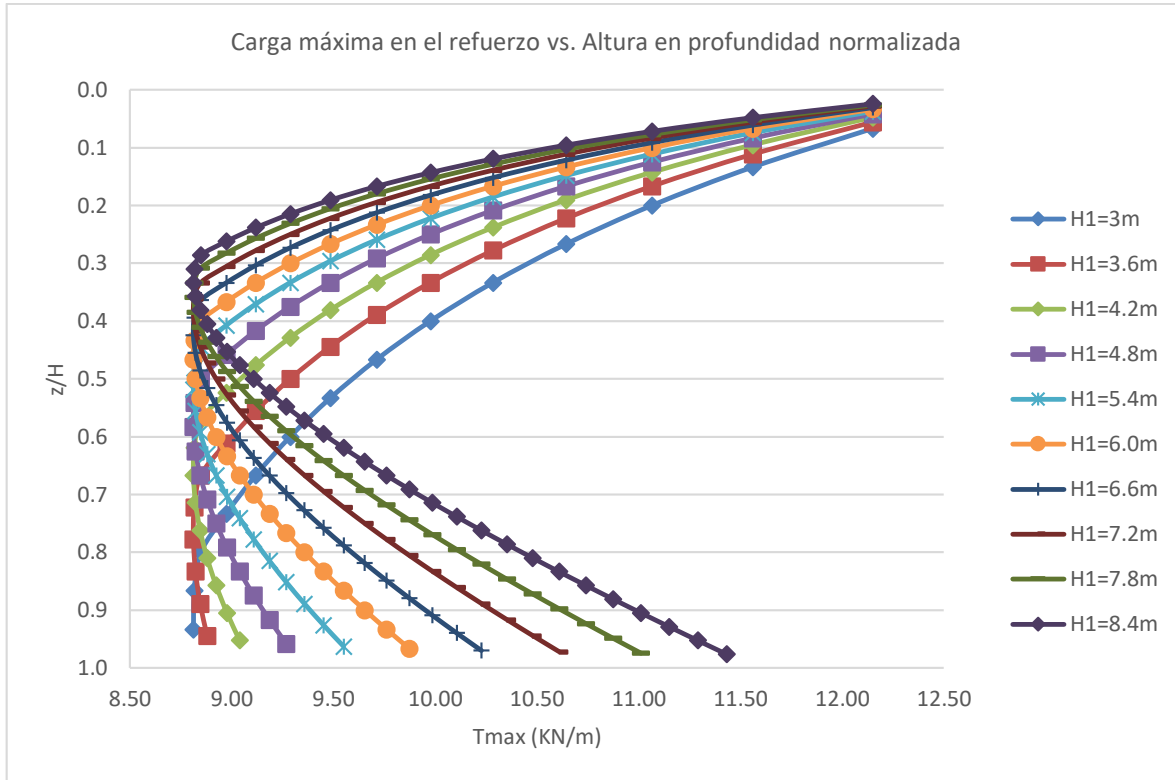


Figura 35: Influencia de la altura del muro reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

4.1.2.2 Resultados debido a la variación del peso unitario del relleno reforzado

El aumento del parámetro desde el menor valor de 18 kN/m^3 hasta el más alto de 23.6 kN/m^3 incluyendo el caso base de 19.64 kN/m^3 no influye de manera significativa en su estabilidad, en los modos de falla de deslizamiento, excentricidad y capacidad portante del apoyo, tampoco en el caso del deslizamiento del muro reforzado y la capacidad portante del suelo de fundación, en los métodos usados. En todos los casos los factores de seguridad o relaciones capacidad/demanda cumplen y no generan inestabilidad. Las respectivas gráficas se muestran en el capítulo de Anexos, sección 7.4.2.

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1 el 75% de los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado resultan en valores de excentricidad menores que el valor máximo admisible, siendo los casos con valores de pesos unitarios menores a 19.64 kN/m^3 los que exceden el límite de excentricidad, como se muestra en la Figura 36; se halló una variación decreciente de 13.2%. El Método 2 es un caso

particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, hallando una variación decreciente de 16.2%. Para efectos de comparación, si el límite fuese el mismo que para los demás Métodos el 100% de los casos serían válidos, como se muestra en la Figura 37. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado cumplen con el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 38; se halló una variación creciente de 9.7%. Los porcentajes de variación se calculan entre el valor de excentricidad del caso base y el correspondiente al máximo valor de peso unitario

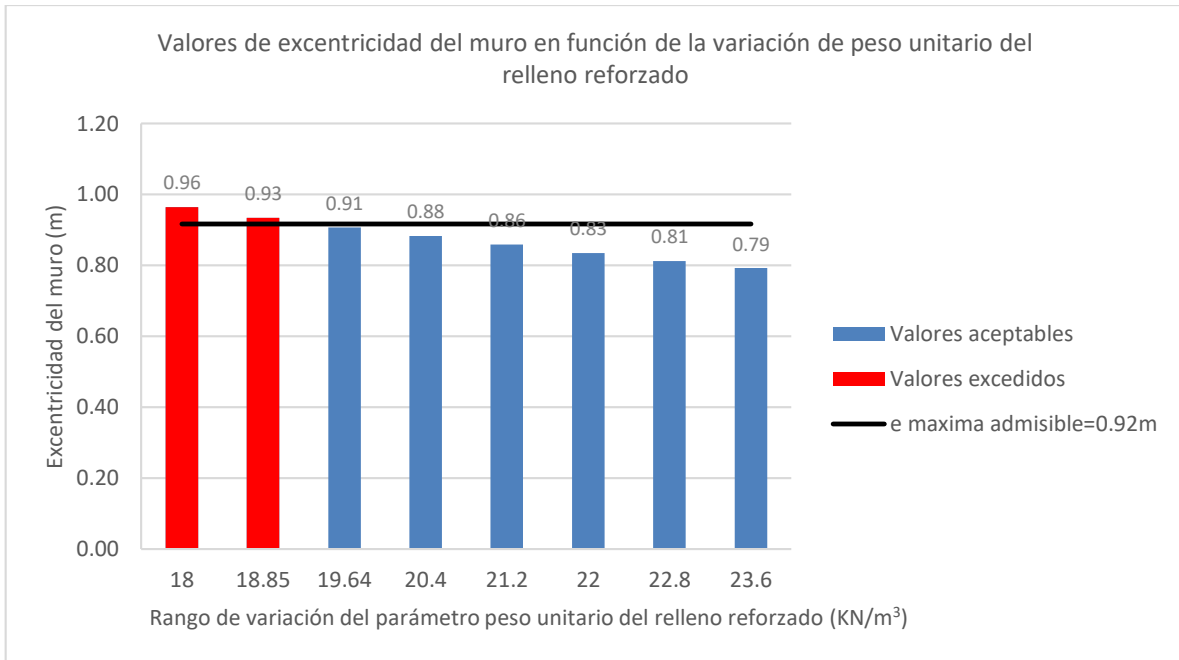


Figura 36: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

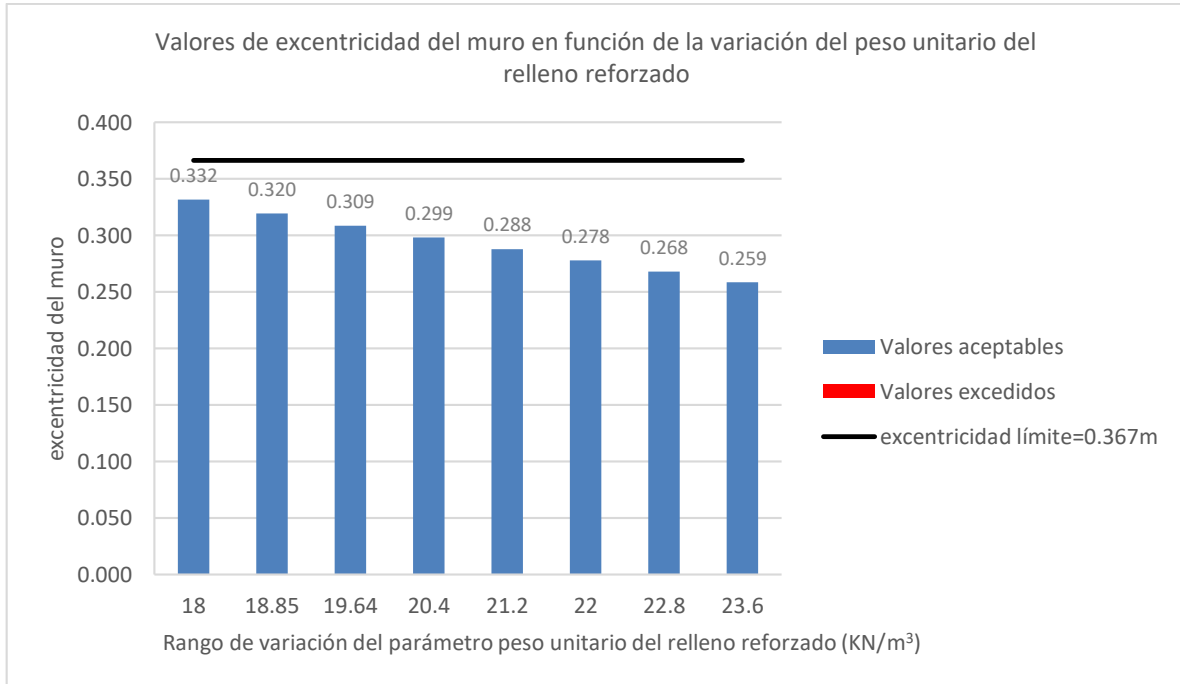


Figura 37: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

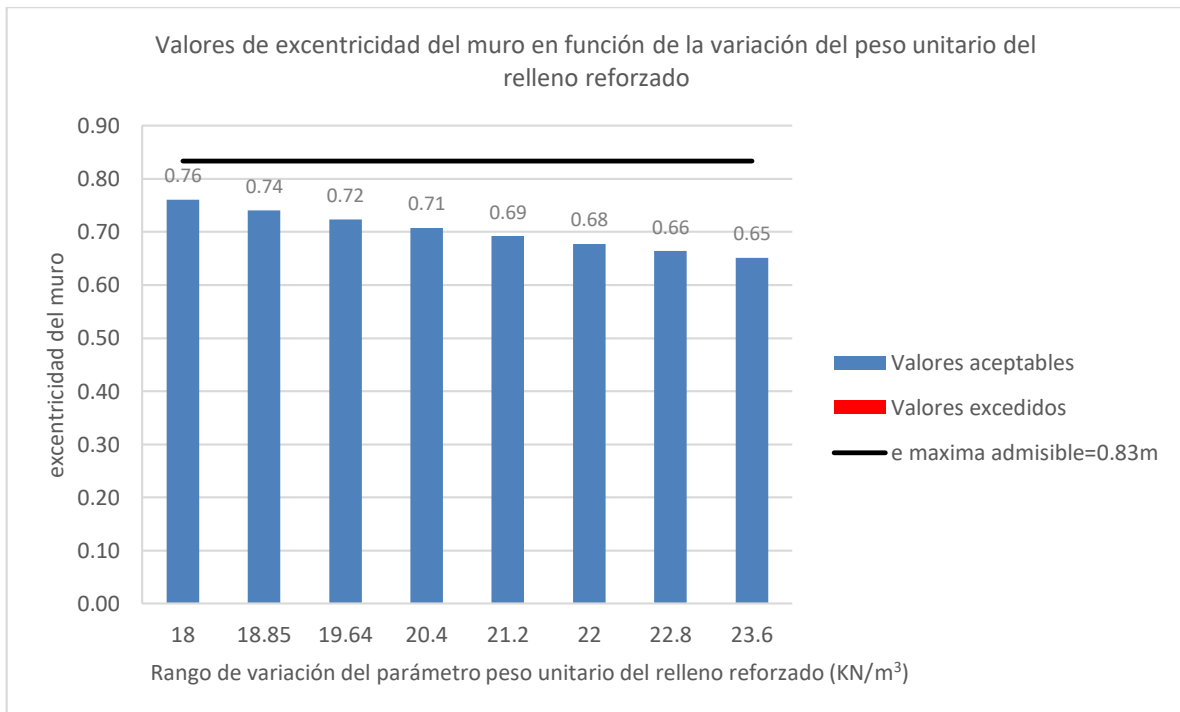


Figura 38: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado influyen en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} . En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de peso unitario como se muestra en la Figura 39 con 1.7% de variación.

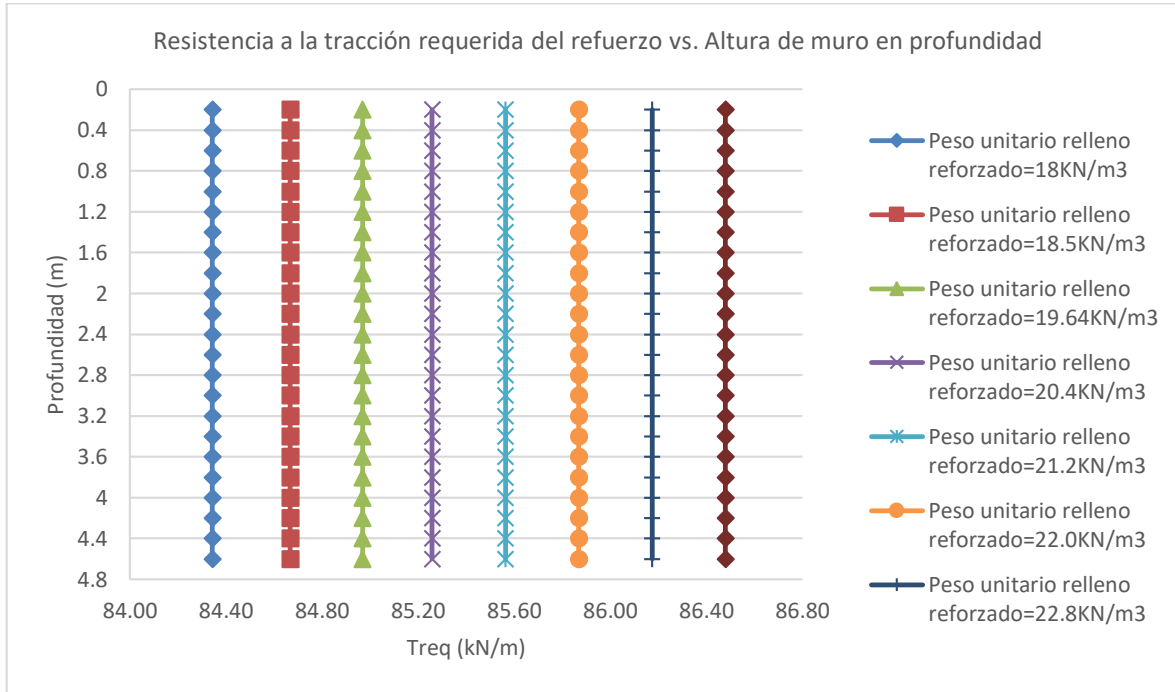


Figura 39: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

Para los demás casos el peso unitario de relleno reforzado incide en el grado de curvatura de la línea de tendencia de la distribución de carga en el perfil del muro, mientras mayor el valor de peso unitario, mayor la carga en la parte inferior de muro, como se indica en la Figura 40, Figura 41 y Figura 42 para T_{max} y en la Figura 39, Figura 43 y Figura 44 para T_{req} .

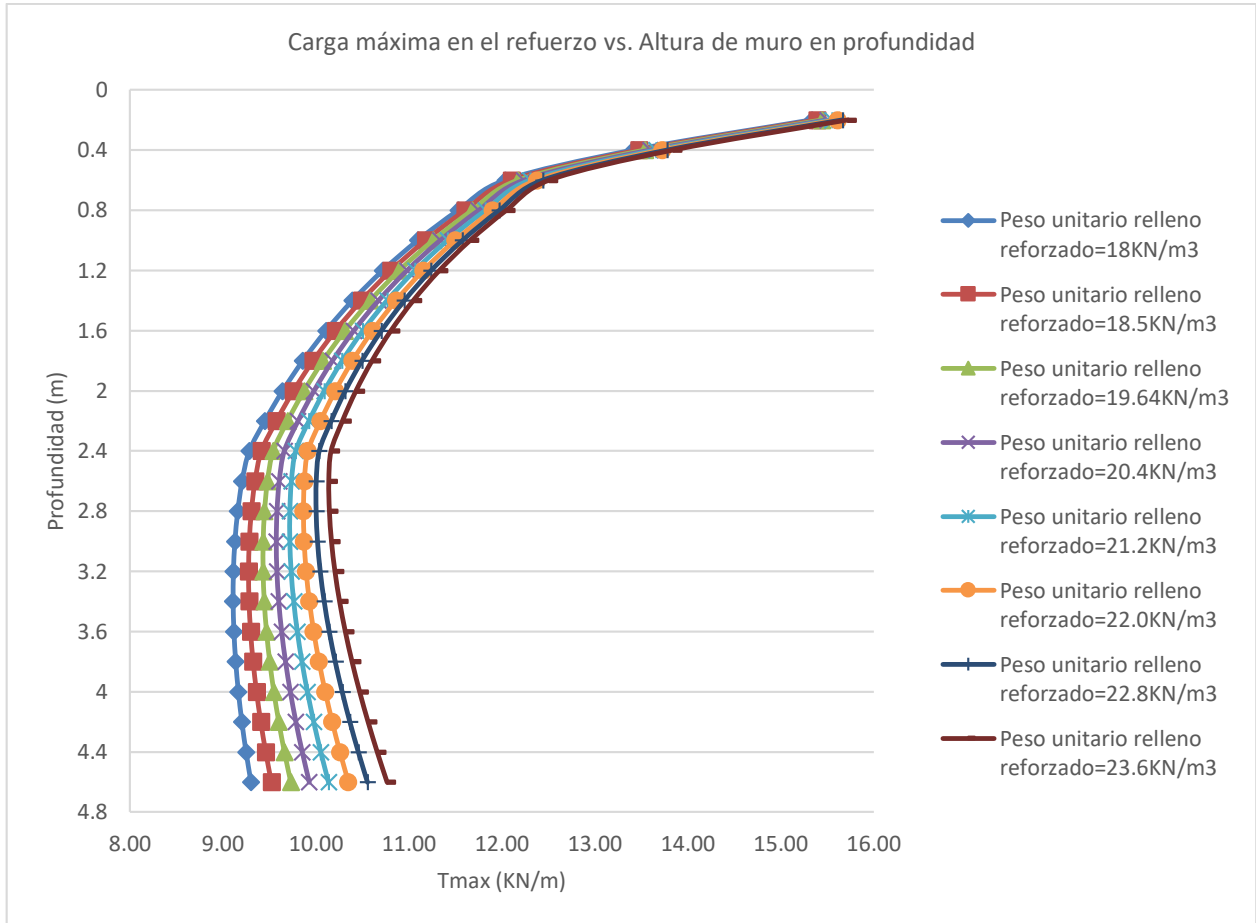


Figura 40: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

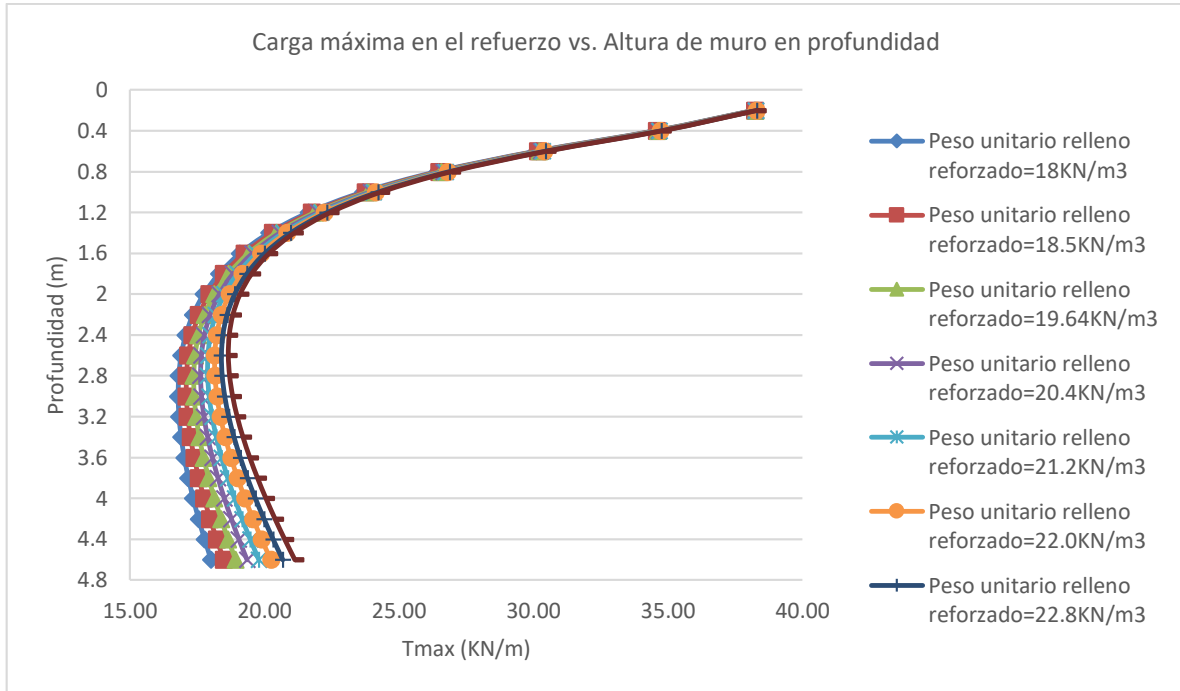


Figura 41: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

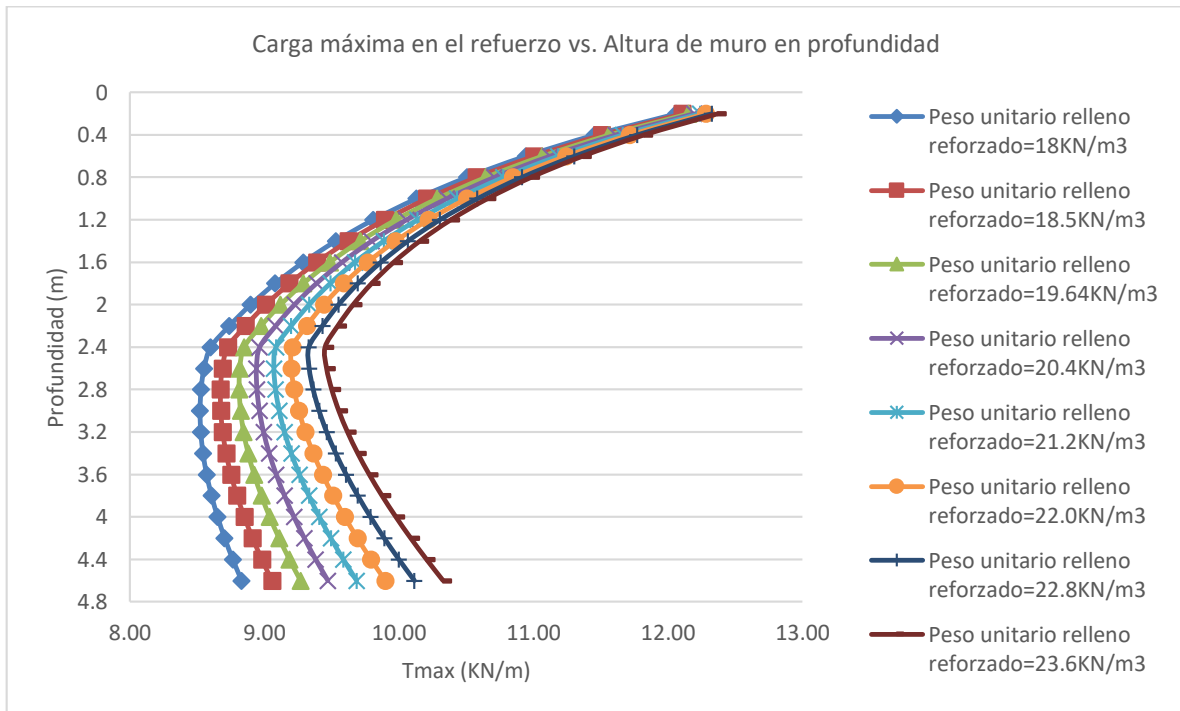


Figura 42: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

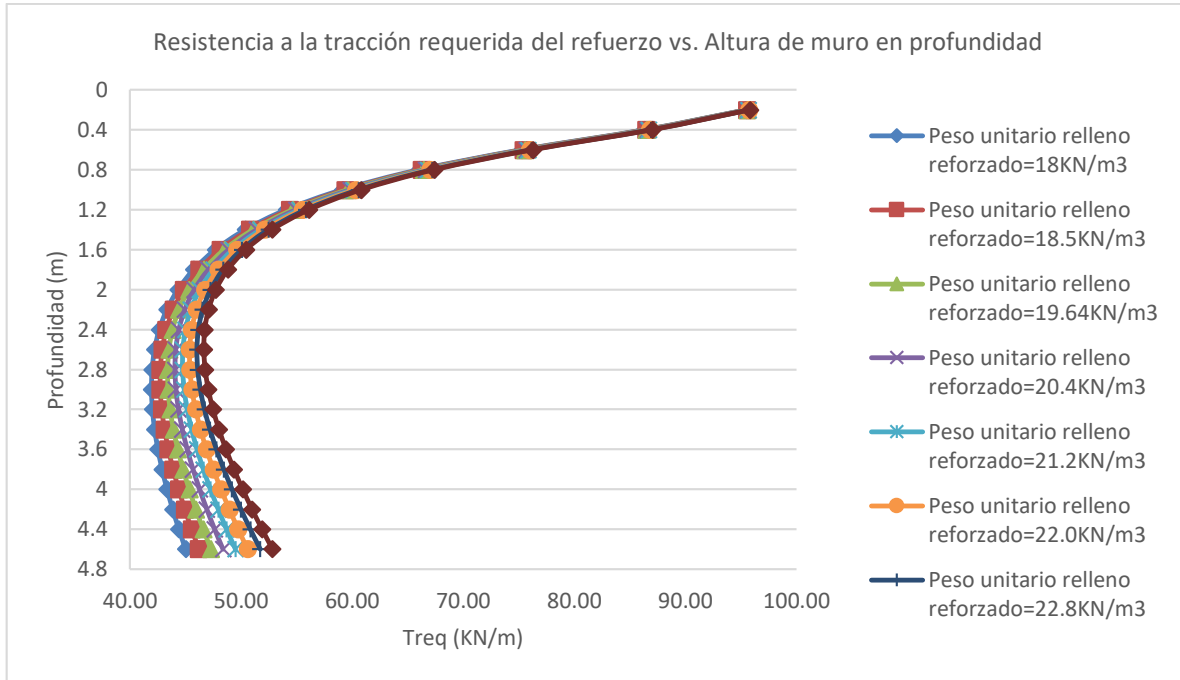


Figura 43: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

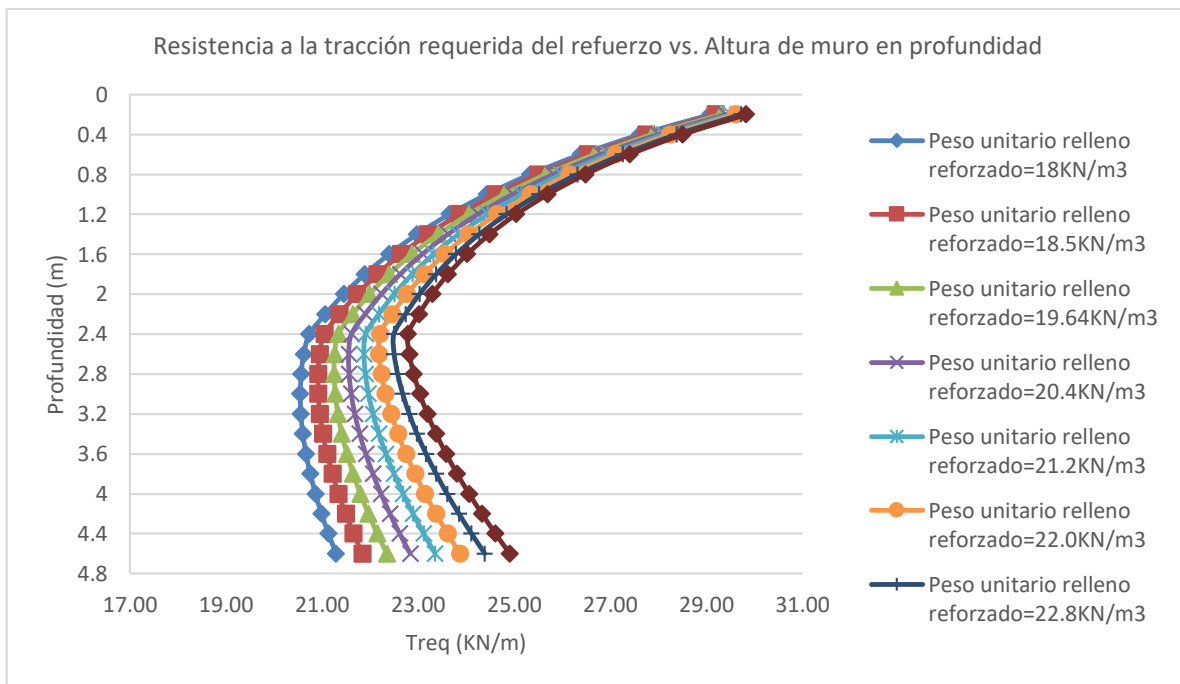


Figura 44: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Las cargas más elevadas se encuentran en la parte superior debido a las cargas del puente, que para el caso de T_{max} se halló una variación creciente de 1.74% para el Método 1, 0.24% para el Método 2 y 1.48% para el Método 3, y para el caso de T_{req} se halló una variación de 1.77% para el Método 1, 0.3% para el Método 2 y 1.77% para el Método 3. Porcentajes calculados entre la carga para el caso base y la carga para el máxima valor de peso unitario. El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 45 y Figura 46.

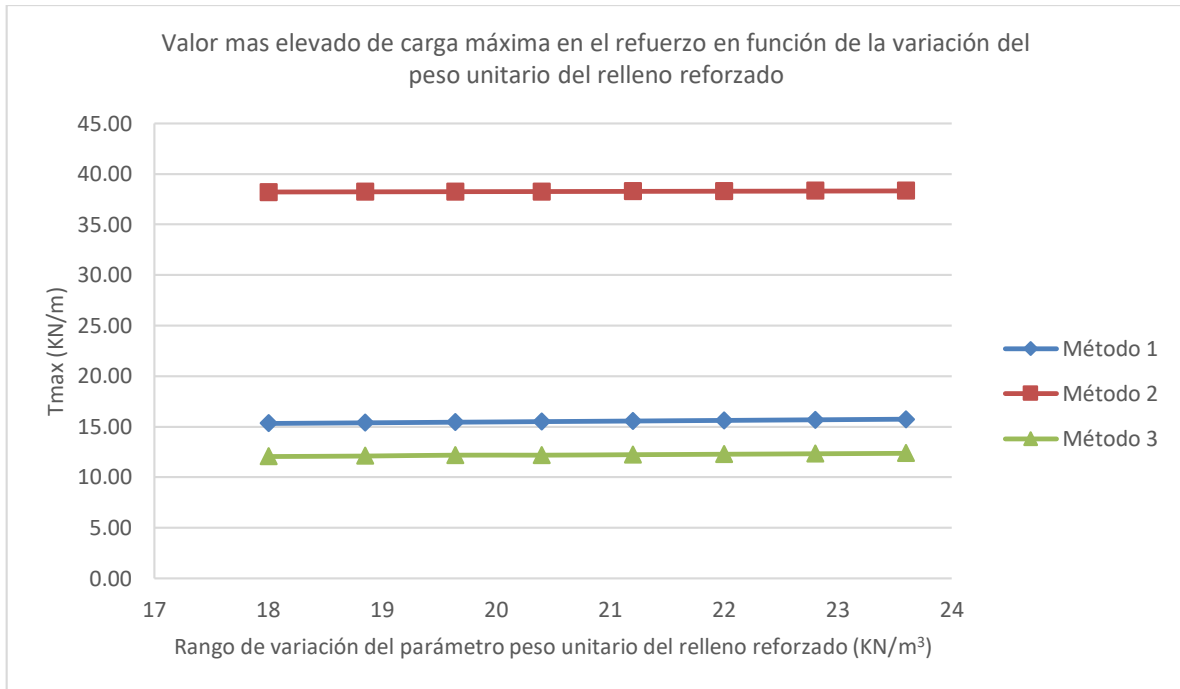


Figura 45: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la carga más elevada en el refuerzo

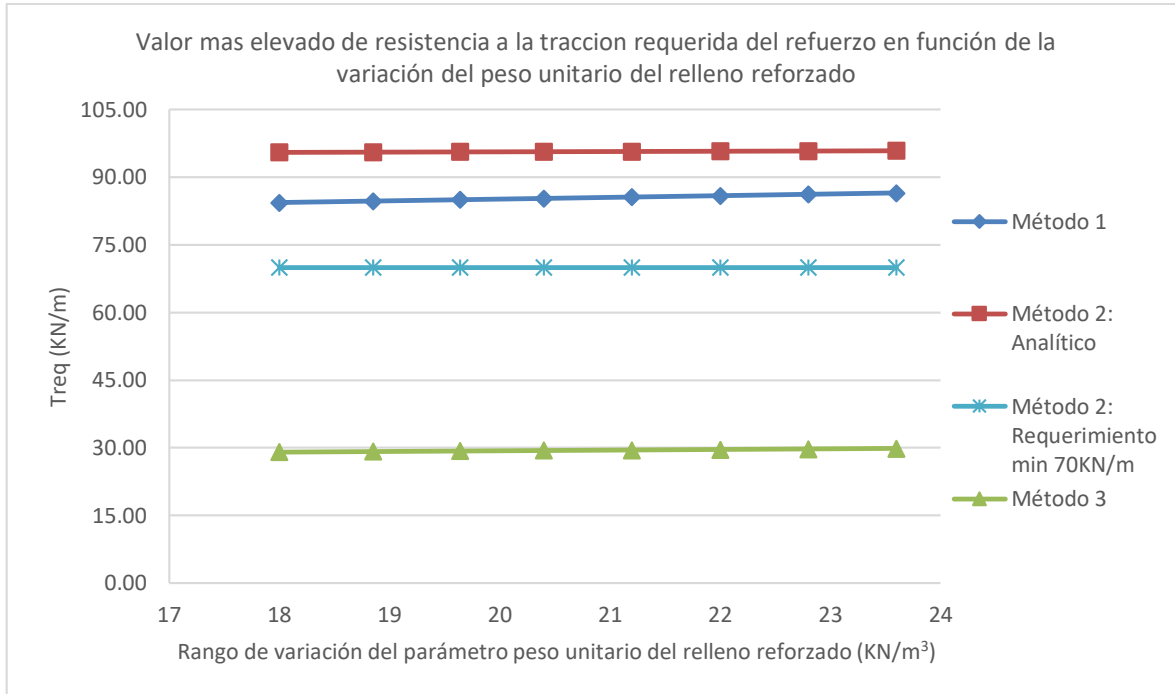


Figura 46: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.3 Resultados debido a la variación del ángulo de fricción del suelo reforzado

La variación del ángulo de fricción del suelo reforzado muestra que, el aumento del parámetro desde el menor valor de 34 grados hasta el más alto de 55 grados incluyendo el caso base de 38 grados, no afecta de forma significativa a la excentricidad del apoyo, y los valores están muy alejados del límite máximo. De manera similar no influye al deslizamiento del muro, todos los casos de ángulo de fricción aplicados cumplen con este modo de falla. No afecta a la excentricidad del muro, cumple con estabilidad. No afecta a la capacidad portante del relleno reforzado. Las respectivas gráficas se muestran en el capítulo de Anexos, sección 7.4.3.

El aumento del parámetro desde el menor valor de 34 grados hasta el más alto de 55 grados incluyendo el caso base de 38 grados muestra que con respecto a la estabilidad al deslizamiento del apoyo, tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de ángulo de fricción cumplen con el factor de seguridad mínimo y la relación capacidad/demanda mínima, respectivamente, siendo el caso con menor valor el que otorga un factor menor y viceversa, como se muestra en la Figura 47 y Figura 48; se halló una variación creciente de 214% para el Método 1 y 216.5% para el Método 3, calculados entre el factor de caso base y el correspondiente al máximo valor de ángulo de fricción. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

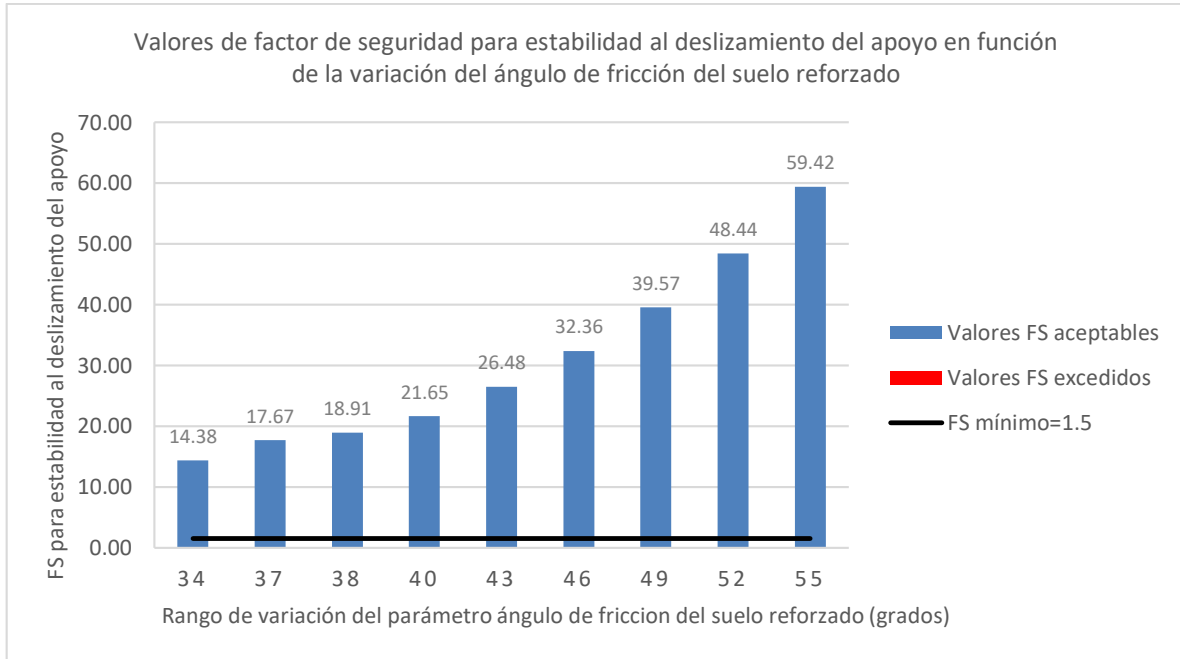


Figura 47: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

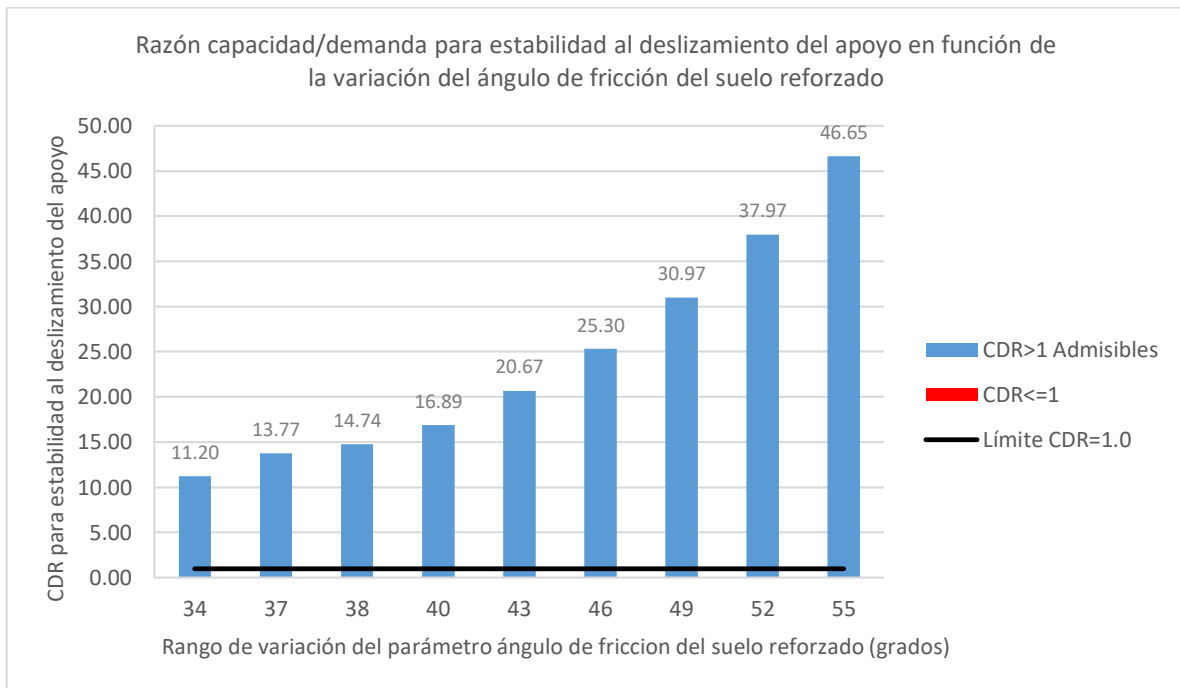


Figura 48: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados para estabilidad por capacidad portante del apoyo muestran que para el Método 1 y Método 3, el 0.0% de los casos aplicados de ángulo de fricción cumplen con la relación capacidad/demanda mínima, como se muestra en la Figura 49 y Figura 51, además se halló una variación de 20.3% para el Método 1 y Método 3, entre el factor del caso base y el correspondiente al máximo valor de ángulo de fricción. Es de esperarse este resultado ya que la ecuación que se utiliza para hallar la capacidad portante y las cargas actuantes son las mismas, como se indica en la **Ecuación 5** y **Ecuación 44** para el Método 1 y 3 respectivamente.

Para el caso del Método 2, el 22% de los casos aplicados de ángulo de fricción cumplen con la relación capacidad/demanda mínima, siendo los casos menores a 52 grados los que generan inestabilidad, como se muestra en la Figura 50; se halló una variación creciente de 136%, entre los extremos ya definidos.

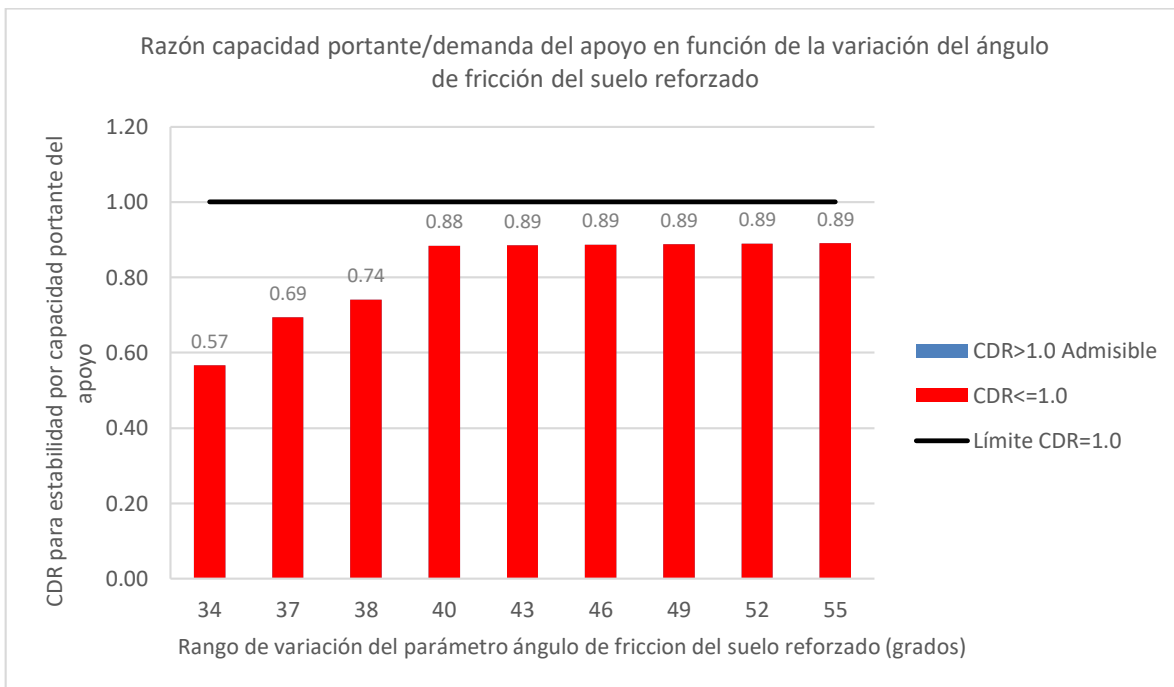


Figura 49: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

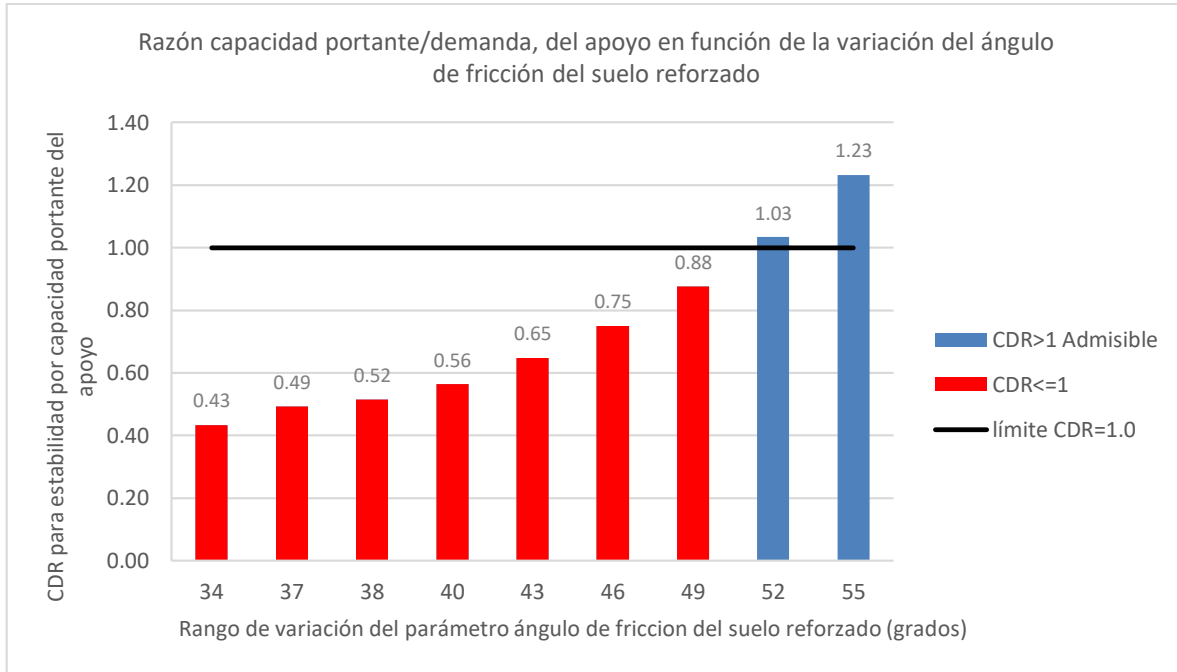


Figura 50: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

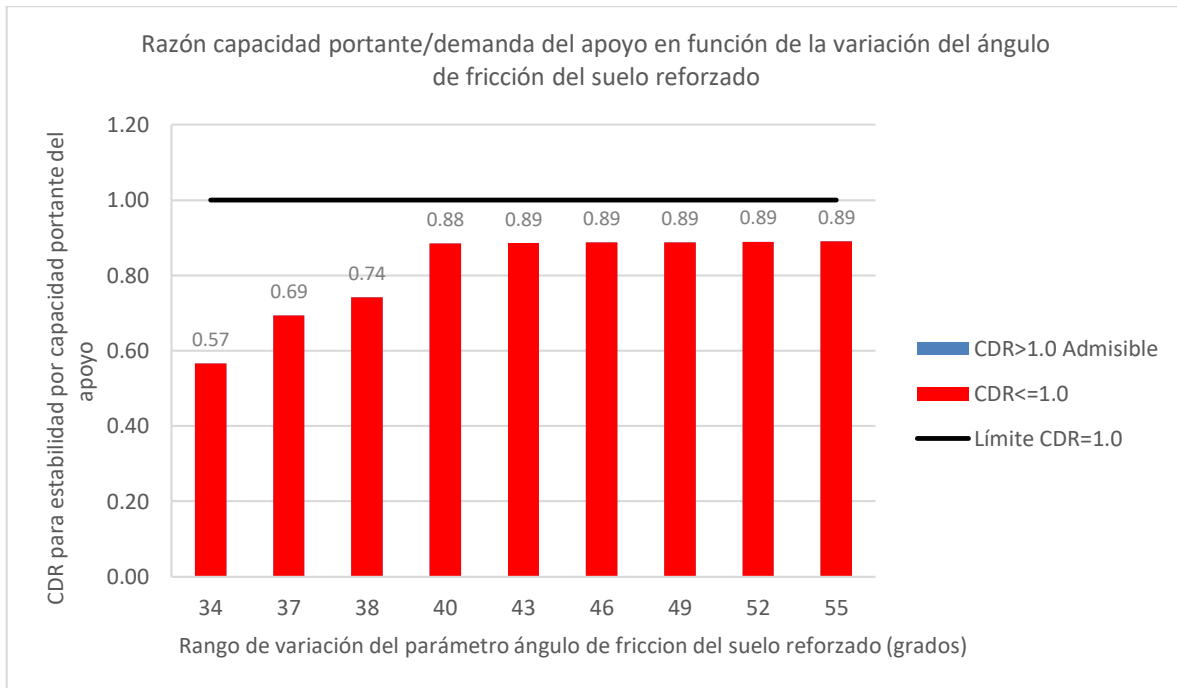


Figura 51: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los casos aplicados de ángulo de fricción de suelo reforzado influyen en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} . En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de ángulo de fricción como se muestra en la Figura 55 con 58.6% de variación decreciente. Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, donde los valores máximos ocurren en la parte superior del muro debido a las cargas del puente y de manera progresiva disminuyen en función de la profundidad y la variación del ángulo de fricción resulta en que, a mayor valor, menor es la carga máxima sobre el refuerzo, T_{max} , como se indica en la Figura 52, Figura 53 y Figura 54; consecuentemente la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , también será menor como se indica en la Figura 56 y Figura 57 para el Método 2 y Método 3 respectivamente.

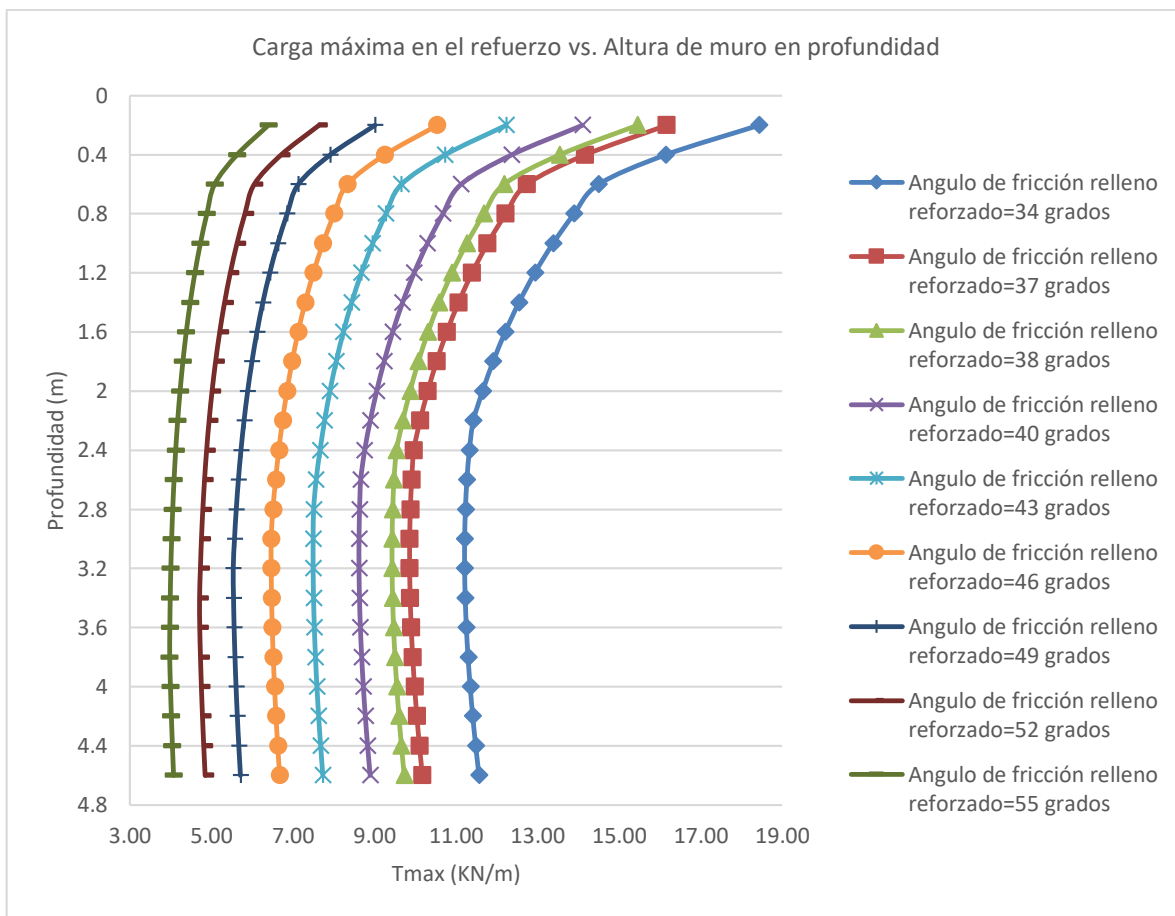


Figura 52: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

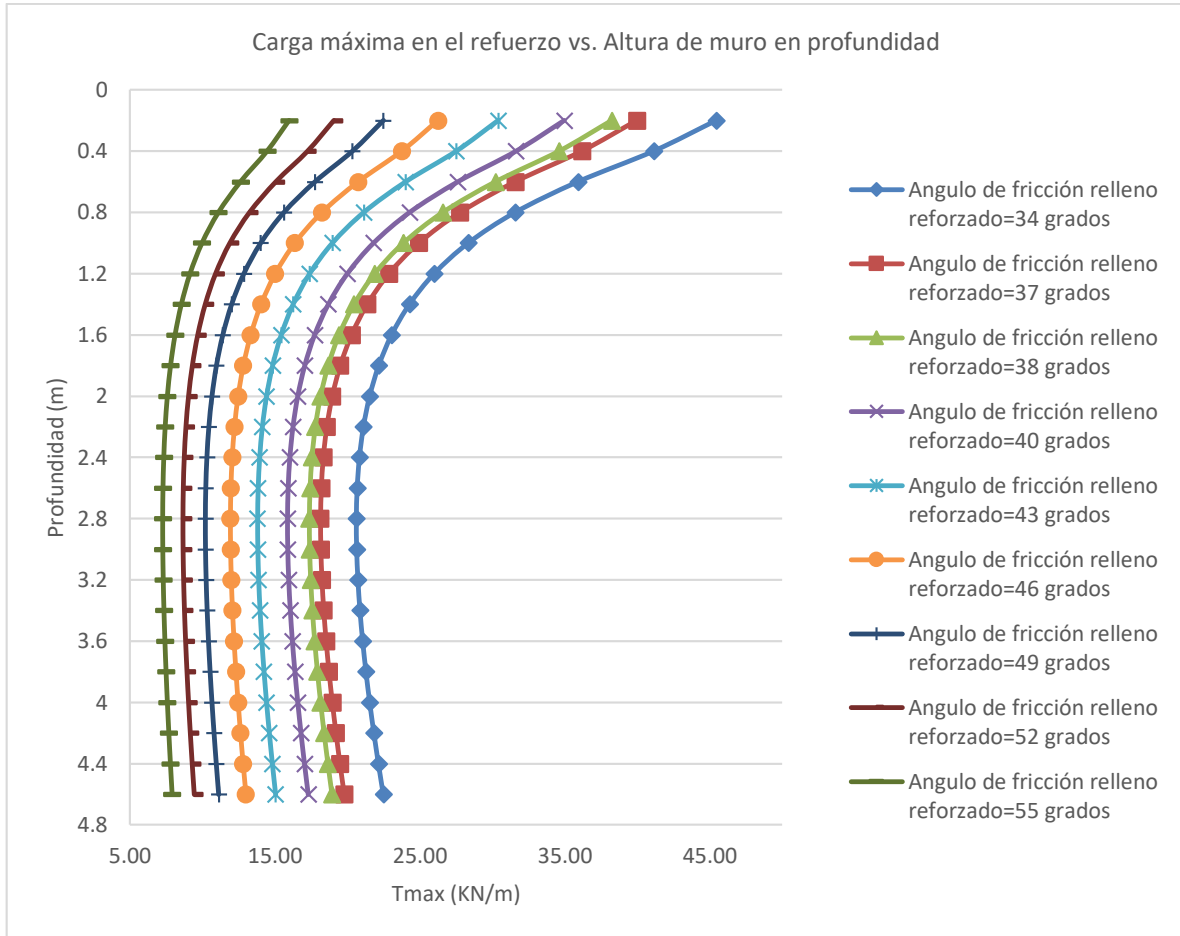


Figura 53: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

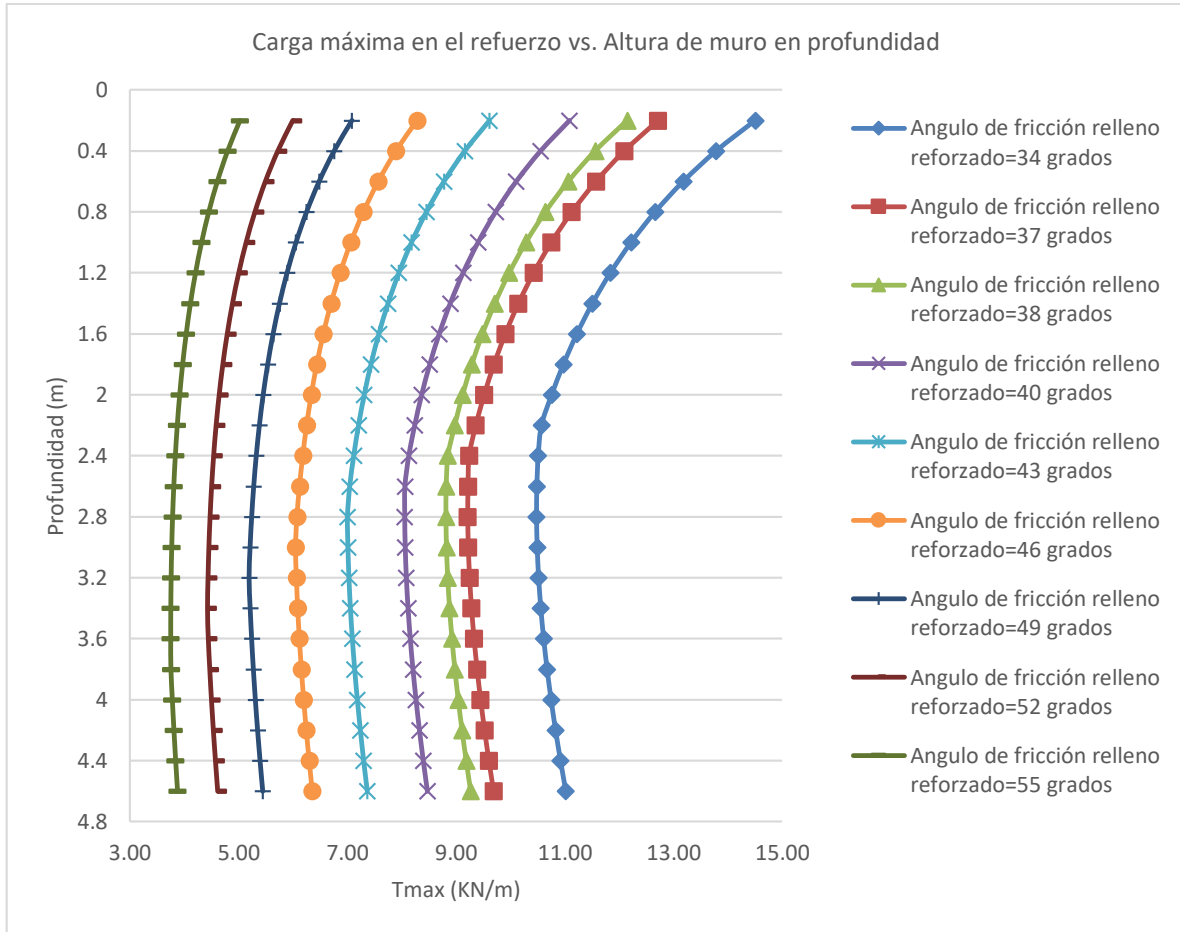


Figura 54: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

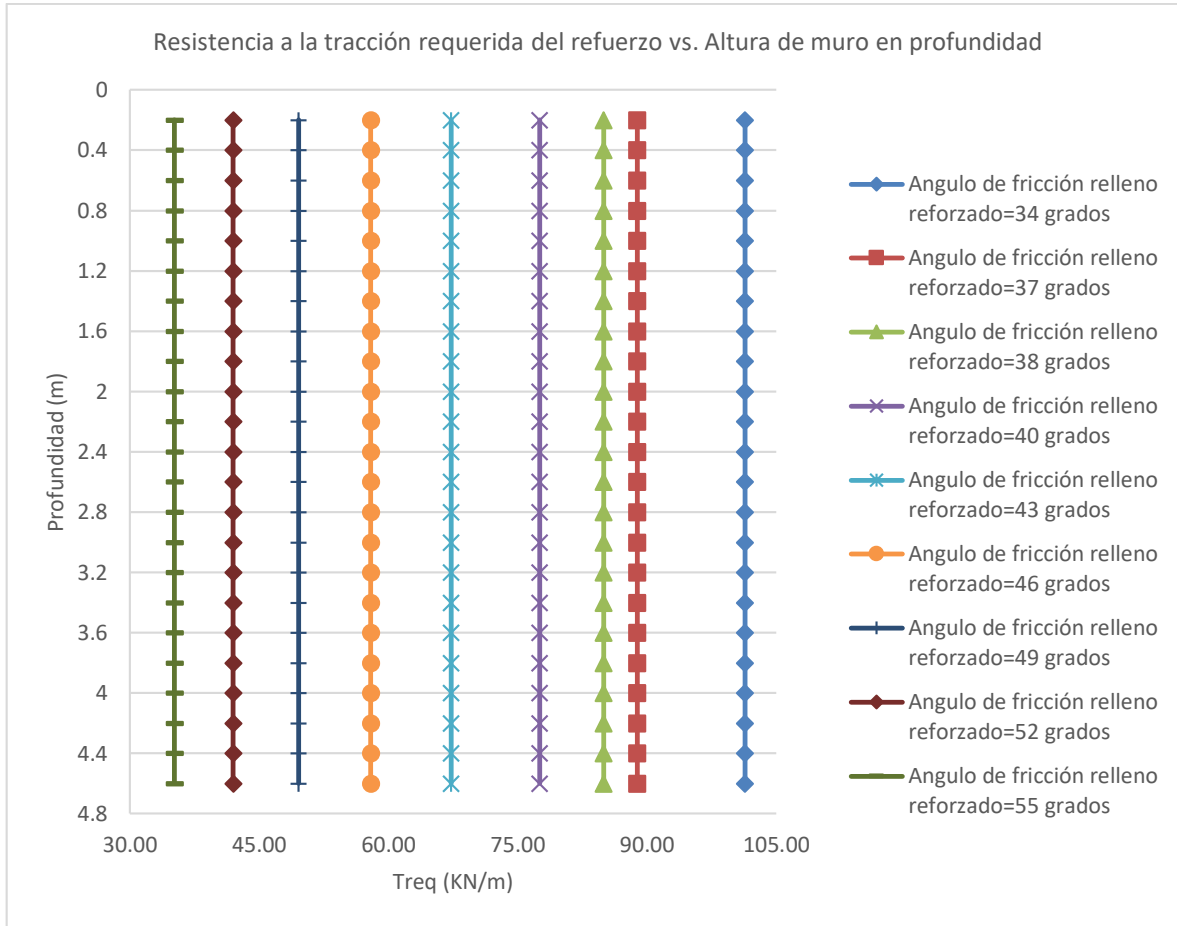


Figura 55: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

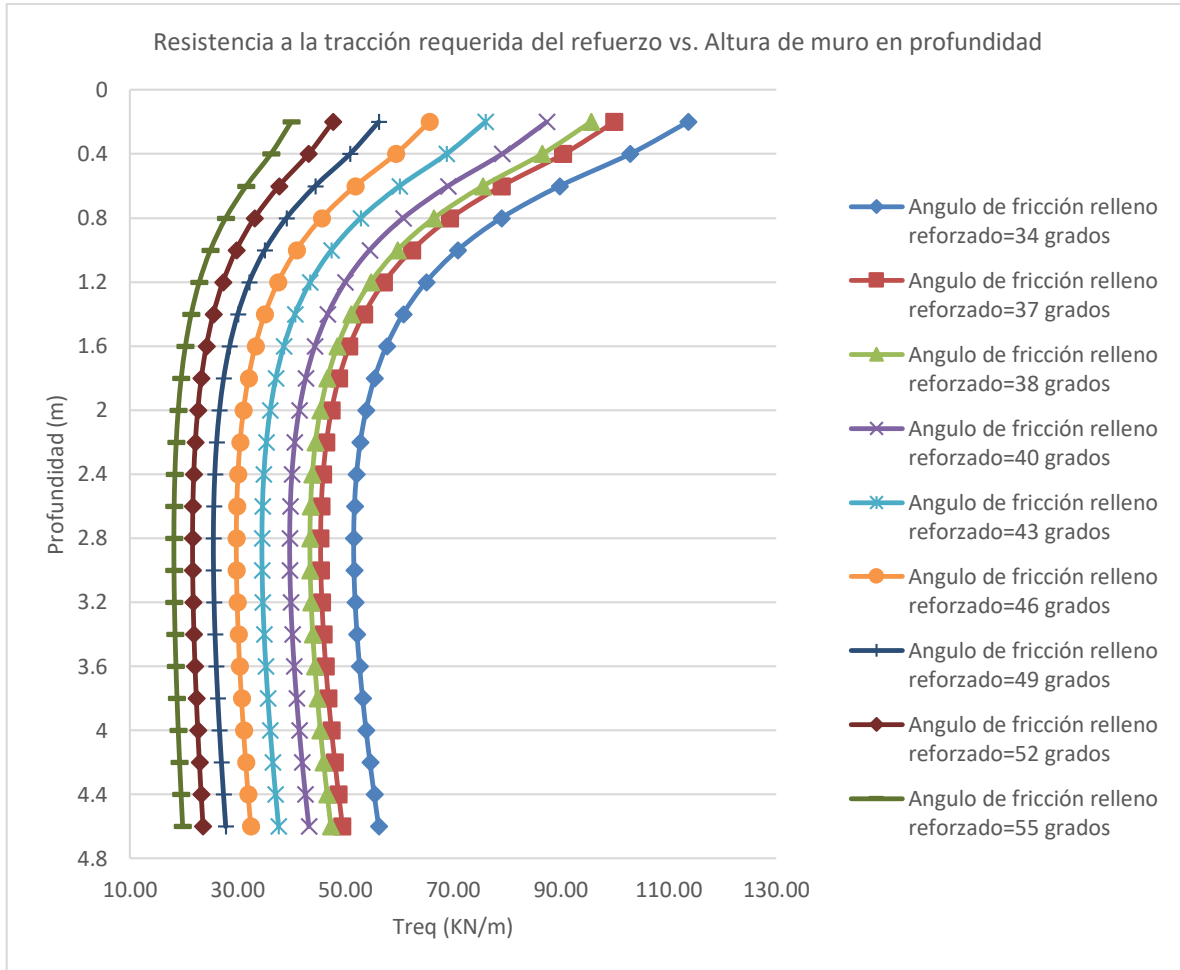


Figura 56: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

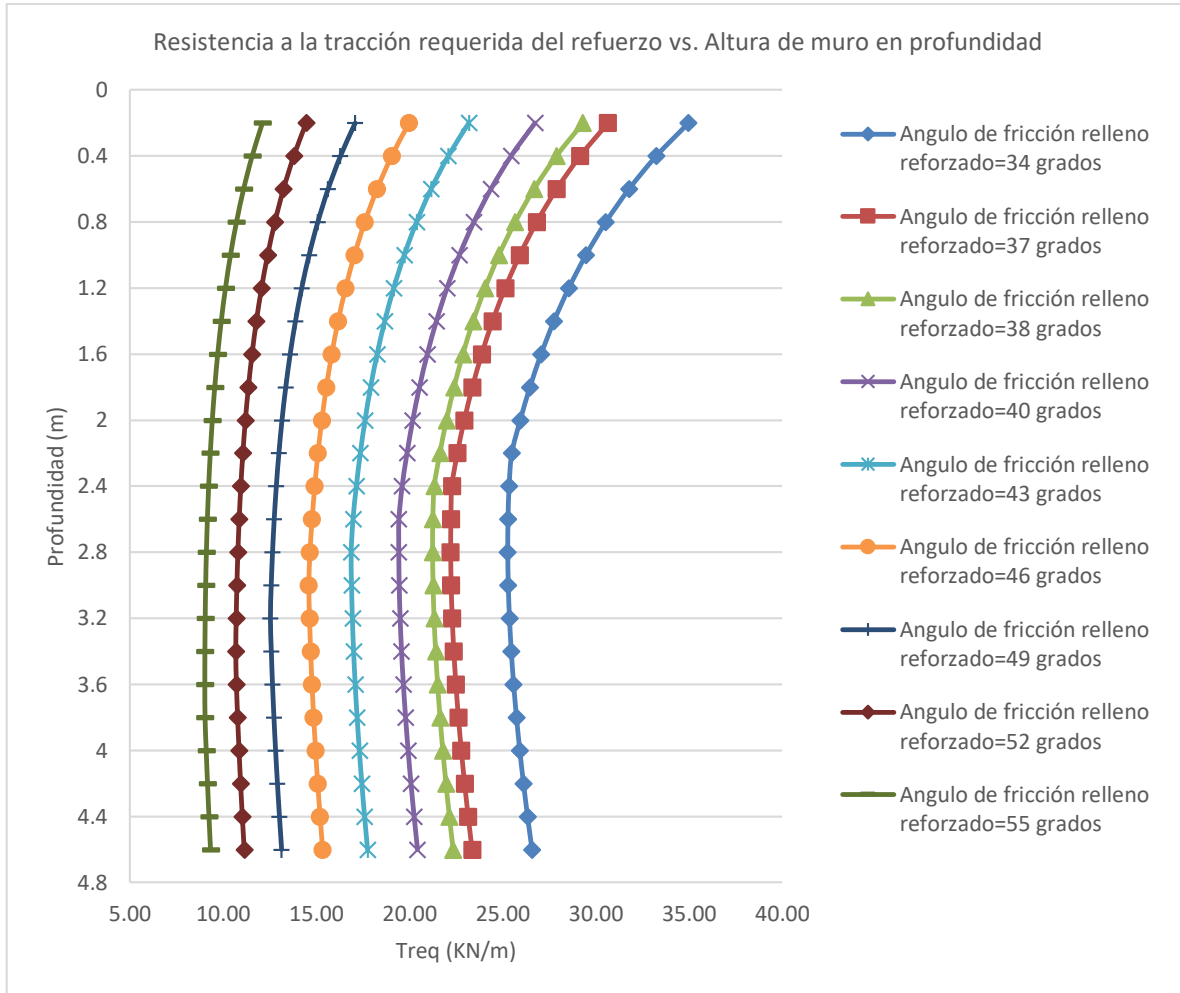


Figura 57: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de T_{max} se halló una variación decreciente de 58% para el Método 1, 58.2% para el Método 2 y 58.7% para el Método 3 y para el caso de T_{req} se halló una variación de 58.2% para el Método 2 y 58.7% para el Método 3. El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 58 y Figura 59 y los rangos de variación son similares entre los métodos evaluados.

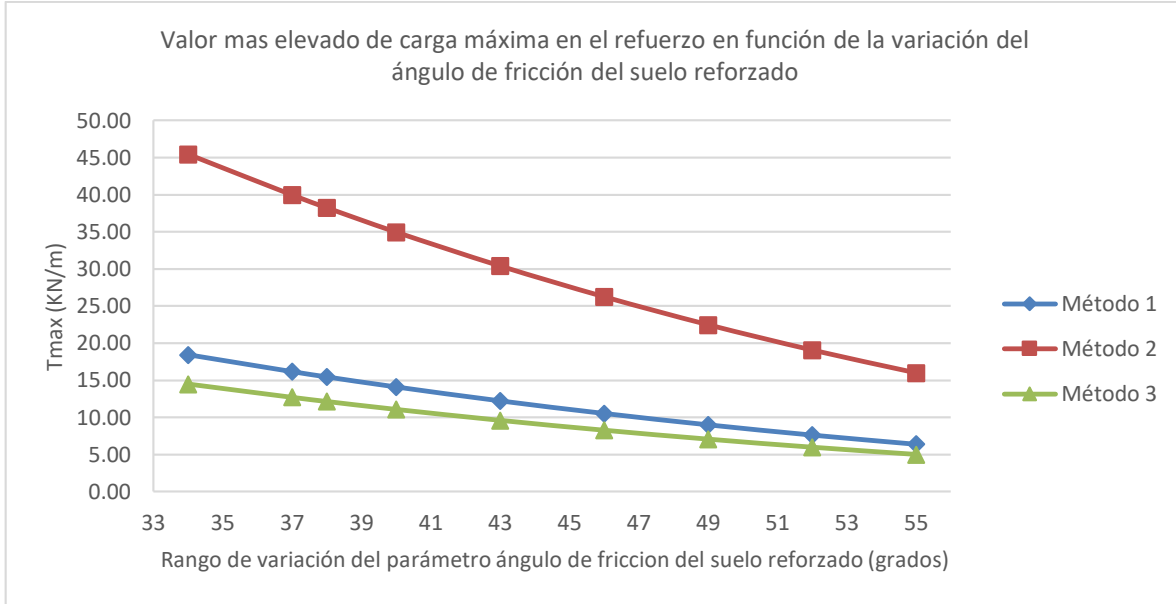


Figura 58: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la carga más elevada en el refuerzo

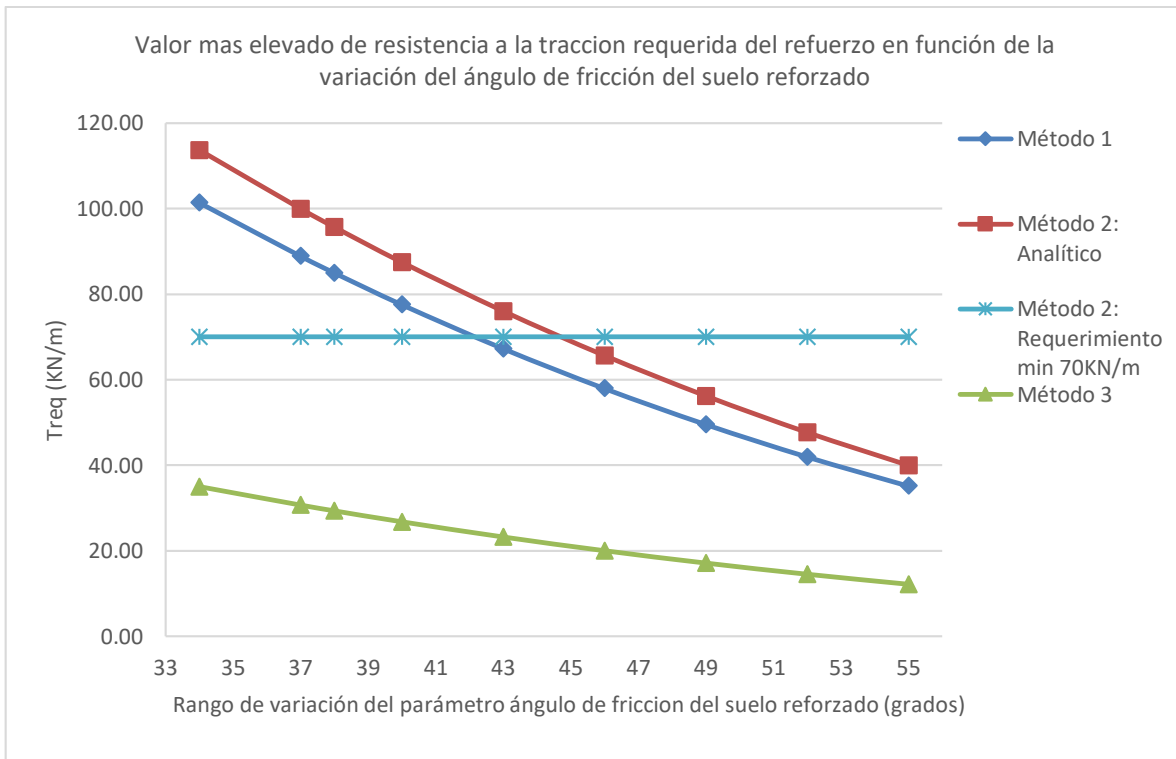


Figura 59: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.4 Resultados debido a la variación del tipo de refuerzo

Los resultados inducidos por la variación del tipo de refuerzo no influyen en los métodos 1 y 2, sus guías de diseño no contemplan este parámetro como variable. Sin embargo, el método 3 si lo hace, teniendo incidencia en la estabilidad interna de la estructura reforzada. Los 4 tipos de refuerzo que se han utilizado influyen en la resistencia a la tracción requerida en el Método 3, como se muestra en la Figura 60. Los valores de Treq más elevados se presentan en la Figura 61, con una variación de 277% entre los extremos.

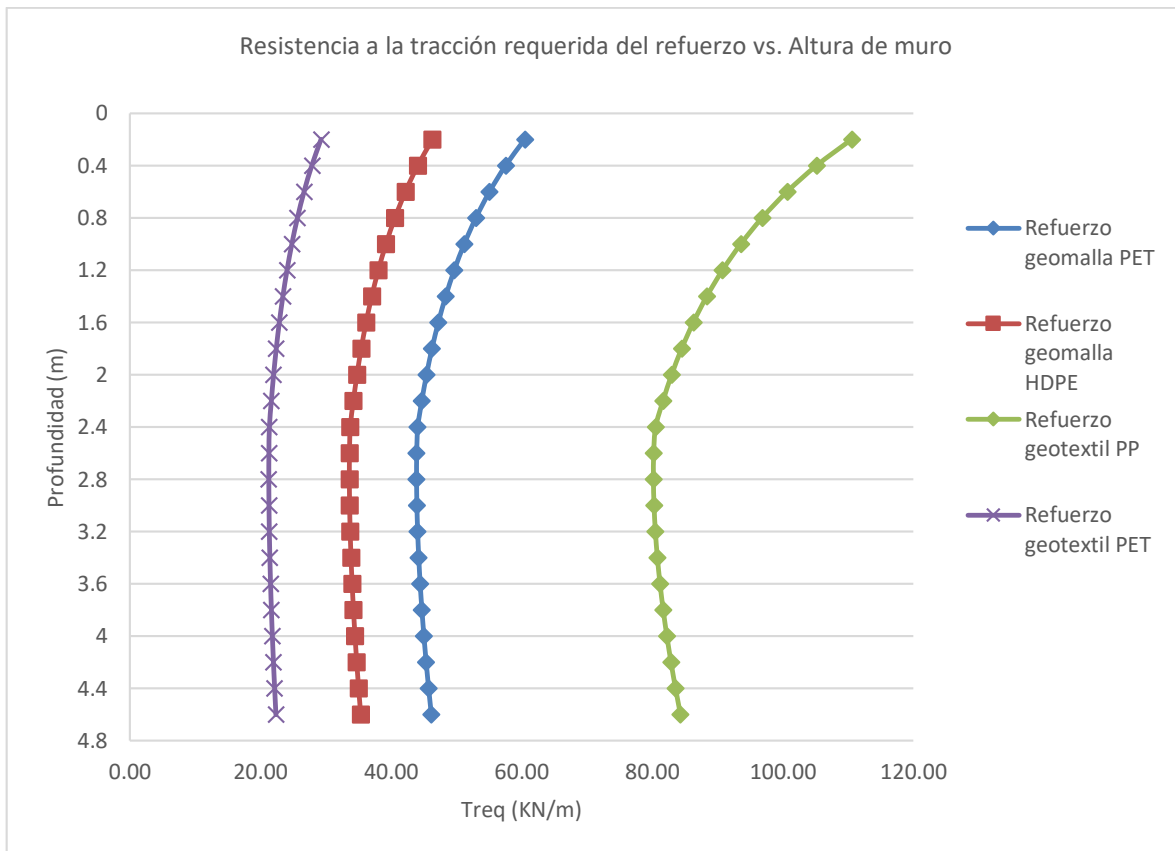


Figura 60: Influencia del tipo de refuerzo en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

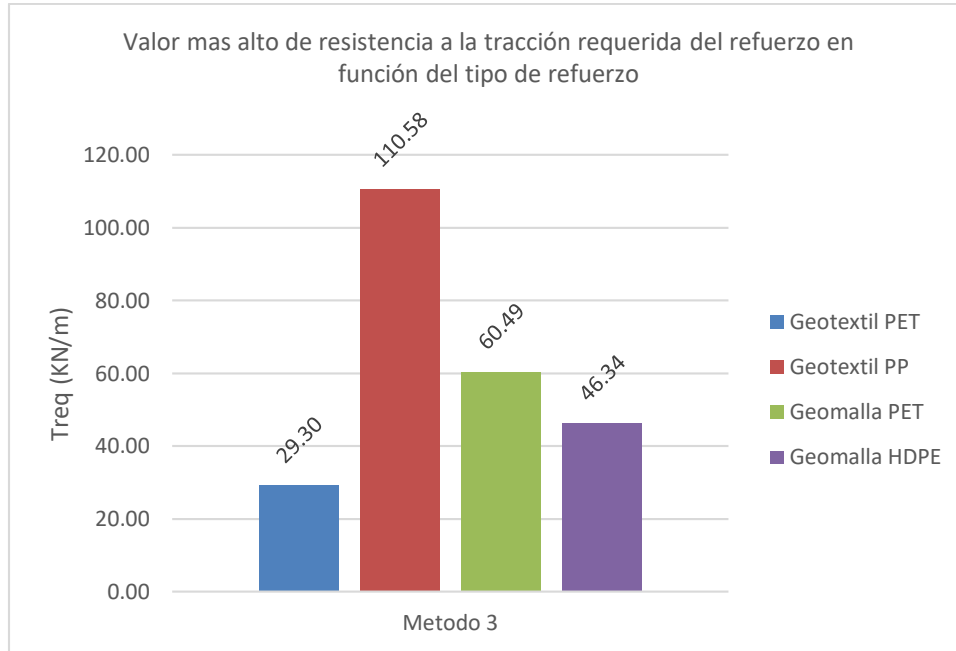


Figura 61: Influencia del tipo de refuerzo en la resistencia a la tracción requerida máxima del refuerzo para el Método 2 y Método 3

4.1.2.5 Resultados debido a la variación de espaciamento entre las capas de refuerzo

La variación del espaciamento entre las capas de refuerzo no influye en la estabilidad externa del muro, tanto para el Método 1, Método 2 y Método 3, con variación del 0.0% con respecto al caso base y cumpliendo con los límites de estabilidad que cada método aplica en el control de los modos de falla. Las respectivas gráficas se muestran en el capítulo de Anexos, sección 7.4.4. Esto debido a que en las ecuaciones que se utilizan para analizar los modos de falla correspondientes a estabilidad externa no se considera esta variable.

Existe una excepción en el control de falla del apoyo por capacidad portante del relleno reforzado. El aumento del parámetro desde el menor valor de 0.2 metros hasta el más alto de 0.6 metros incluyendo el caso base, que en este caso es el valor más bajo, muestra que para el Método 2, el 0.0% de los casos aplicados cumplen con la relación capacidad/demanda mínima; mientras mayor es el valor de espaciamento, mayor es la inestabilidad, como se muestra en la Figura 63, con una variación decreciente del 94.2% entre el caso base y el valor extremo. Esto se debe a que la ecuación que permite calcular la capacidad de carga del suelo reforzado depende directamente de este parámetro, lo cual no sucede en los métodos 1 y 3, como se muestra en la Figura 62 y Figura 64, a continuación.

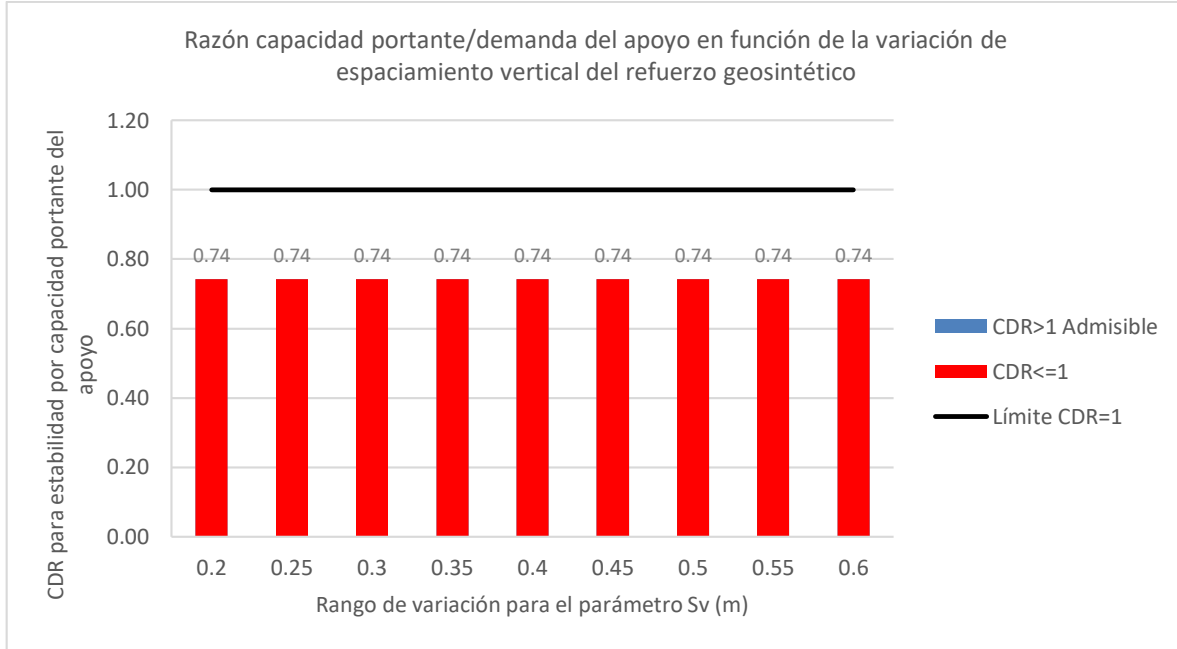


Figura 62: Influencia del espaciamento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

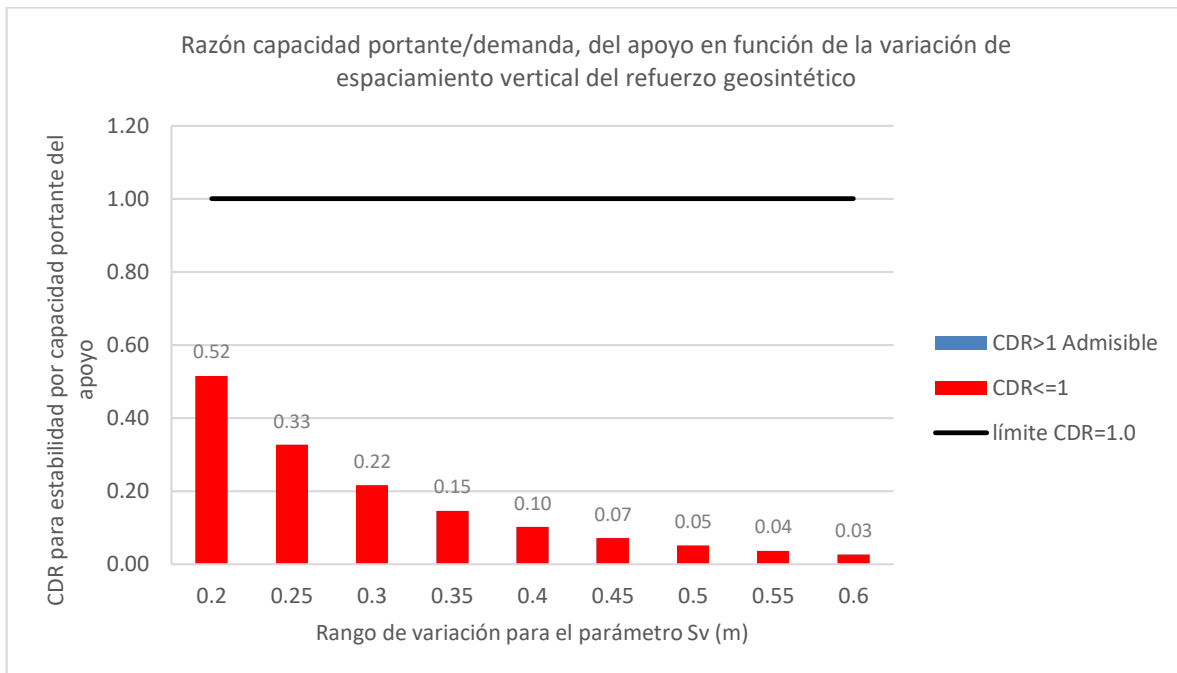


Figura 63: Influencia del espaciamento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

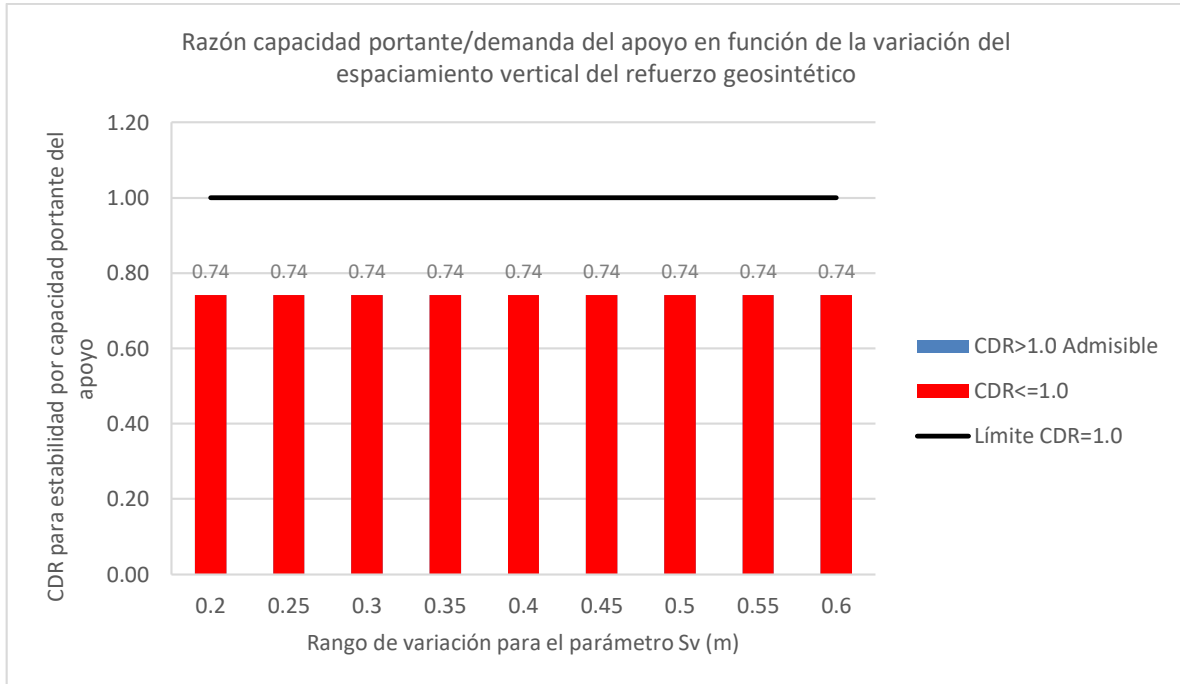


Figura 64: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, los casos aplicados de espaciamiento entre las capas de refuerzo influyen en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} , como se muestran en las figuras a continuación, donde a mayor espaciamiento entre capas de refuerzo, mayor carga se genera sobre las mismas. La distribución de las cargas depende del método analizado.

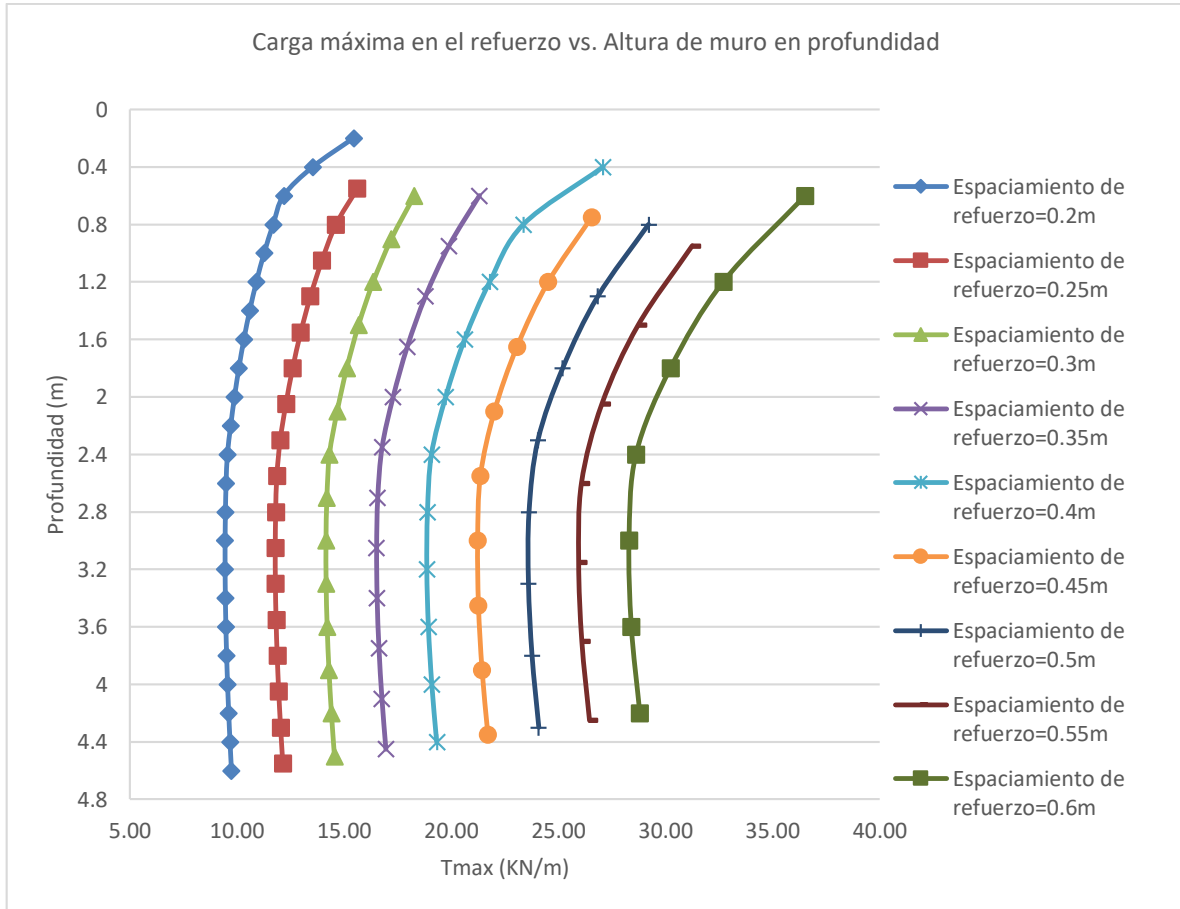


Figura 65: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, la cual no varía bruscamente en su forma ante los cambios del parámetro, solamente se desplaza hacia la derecha, indicando que a mayor espaciamiento entre las capas de refuerzo, mayor es la carga máxima sobre el refuerzo, T_{max} , como se indica en la Figura 65 para el Método 1, Figura 66 para el Método 2 y Figura 67 para el Método 3; en consecuencia, será mayor la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , como se indica en la Figura 69 y Figura 70 para el Método 2 y Método 3 respectivamente.

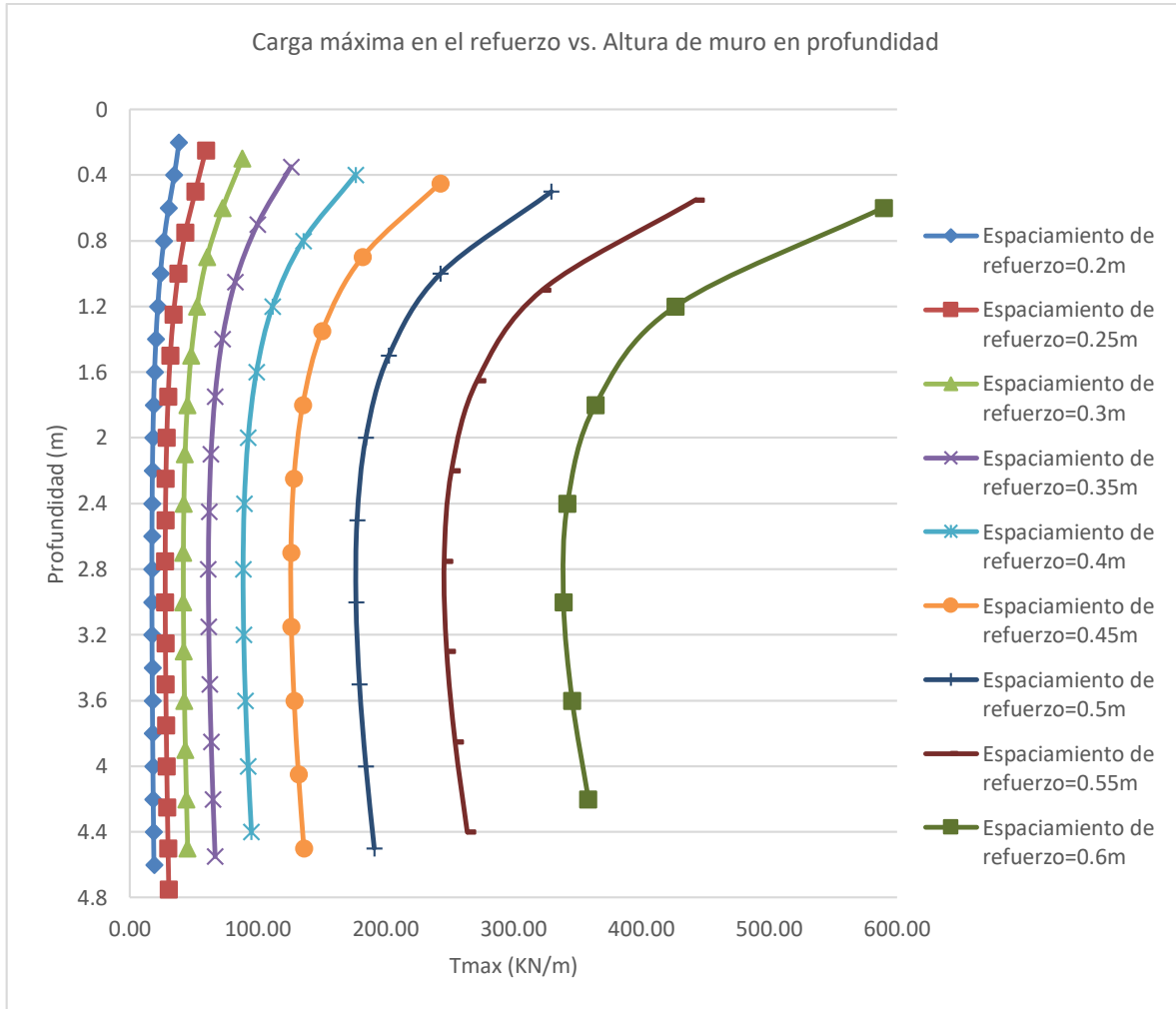


Figura 66: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

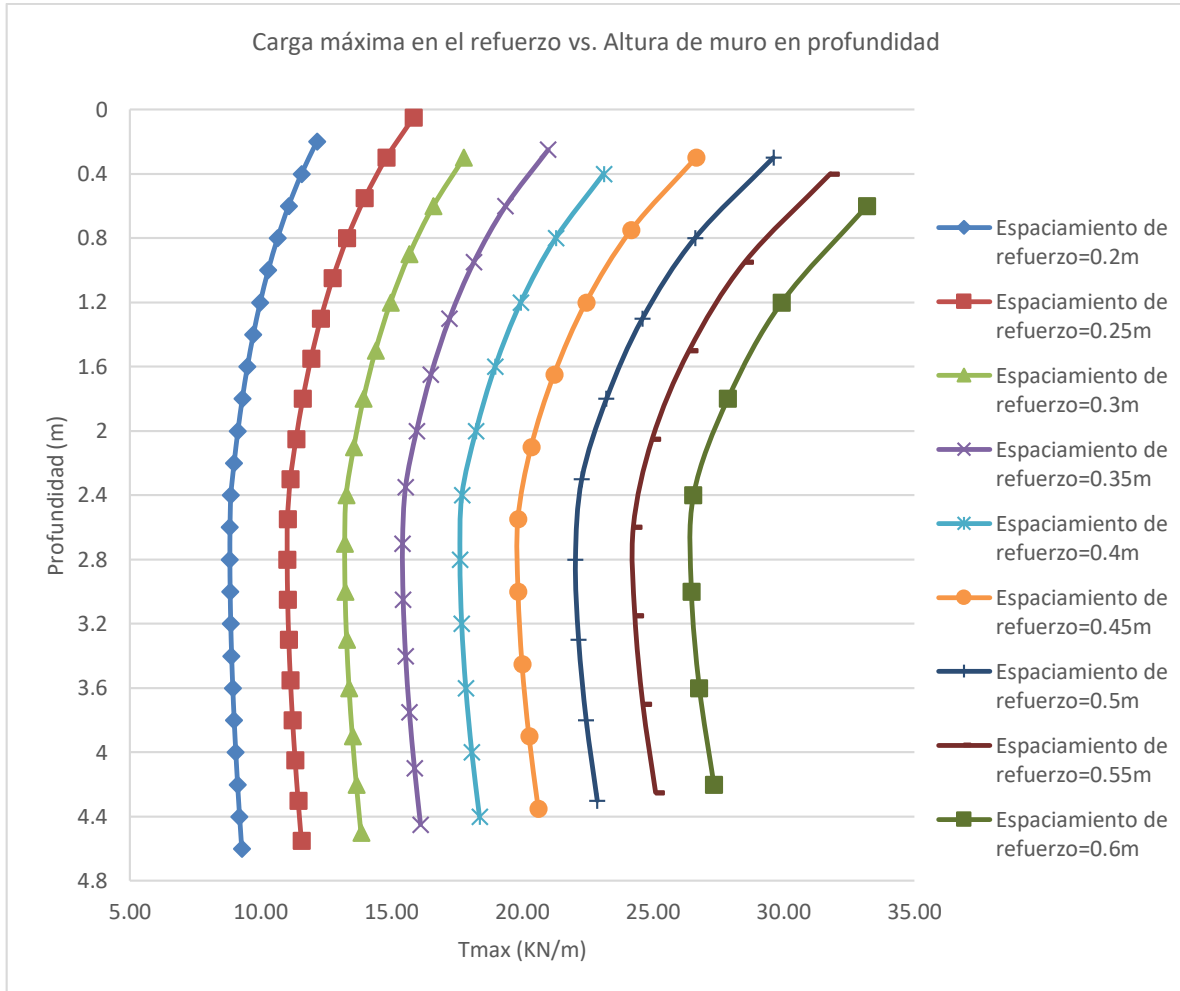


Figura 67: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de espaciamiento entre las capas de refuerzo como se muestra en la Figura 68 con 136.4% de variación creciente entre los extremos. Aunque el rango de espaciamiento varía con intervalos de 5 centímetros, el incremento de T_{req} no es equitativo.

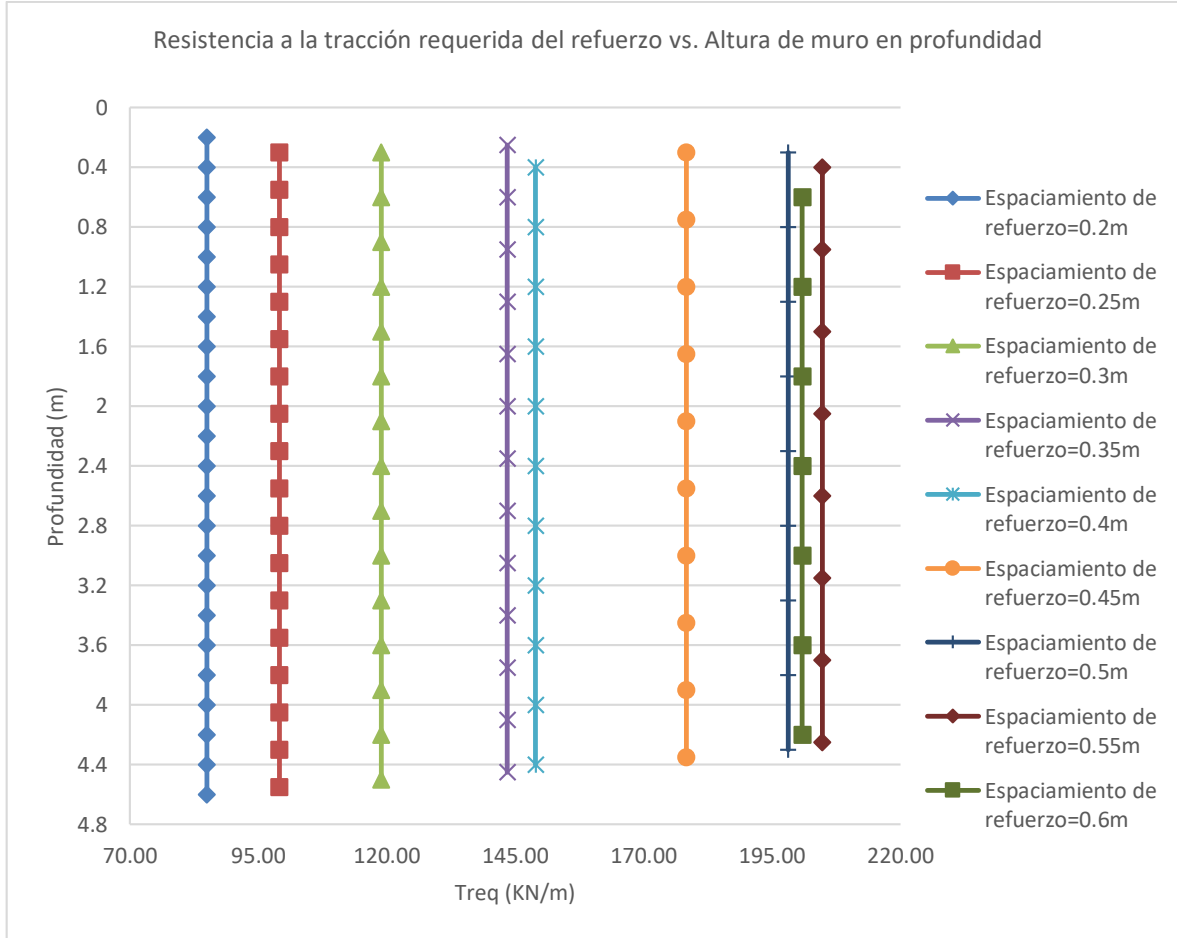


Figura 68: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

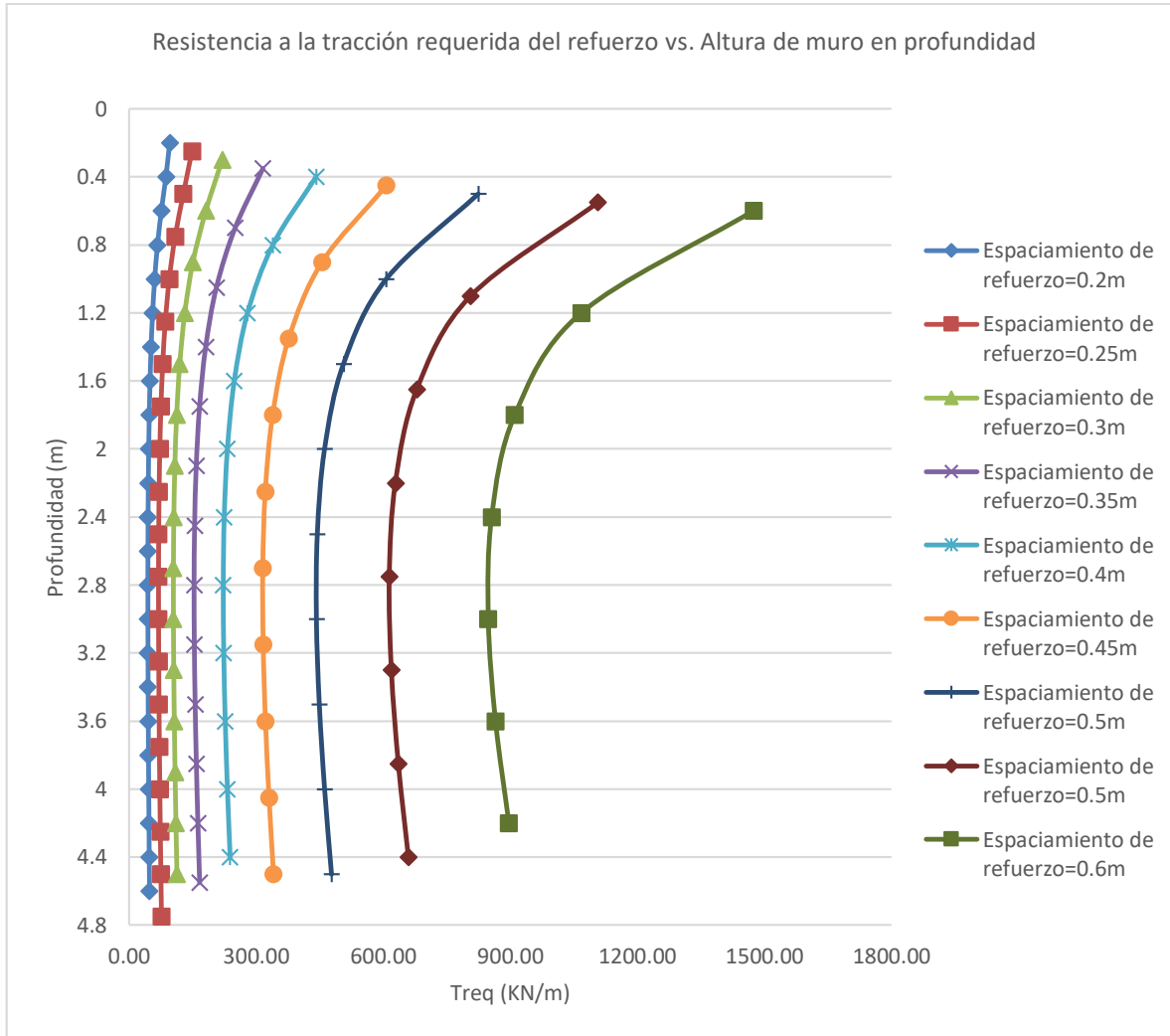


Figura 69: Influencia del espaciado vertical del refuerzo geosintético en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

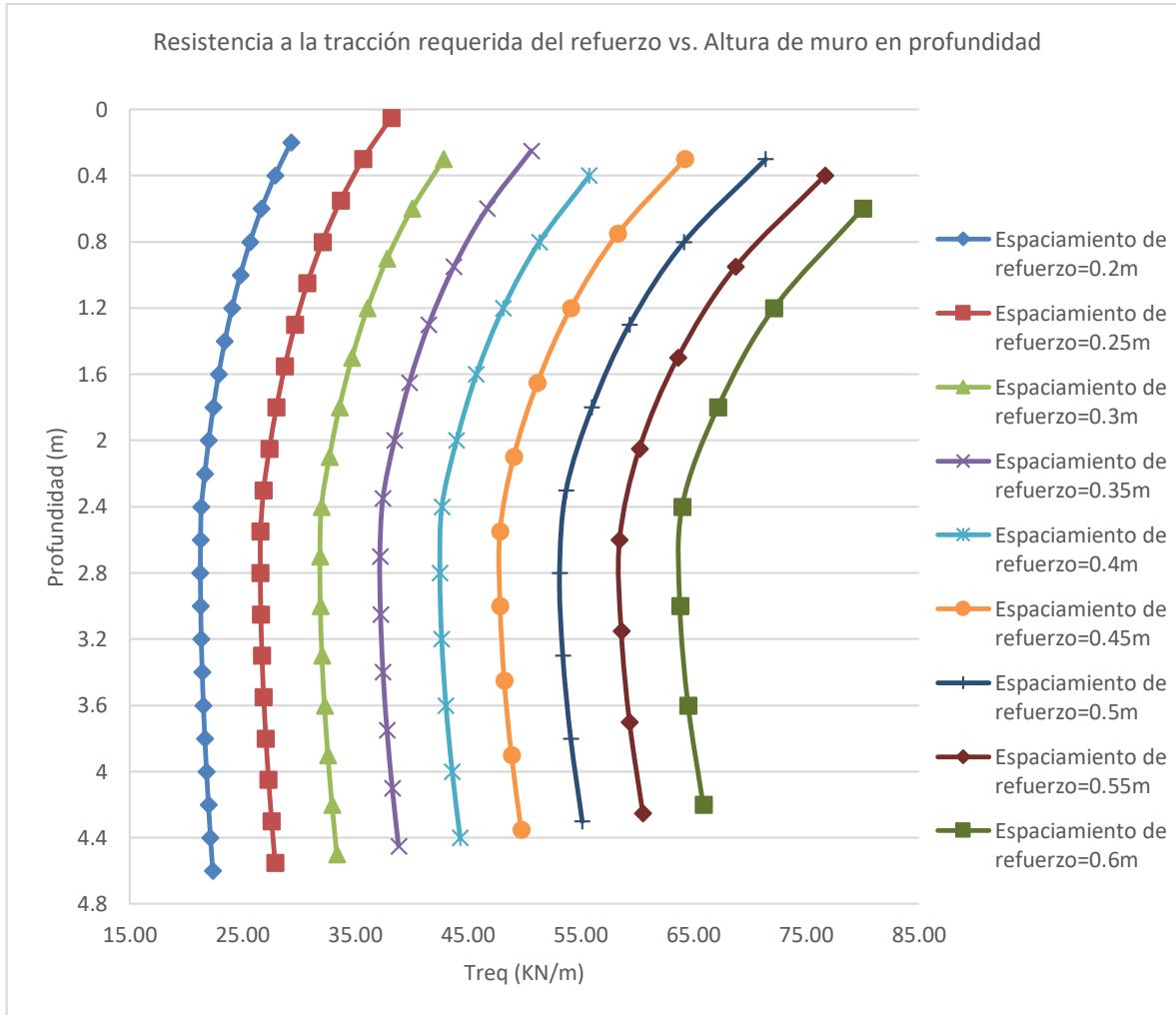


Figura 70: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de Tmax se halló una variación de 136.4% para el Método 1, 1441.8% para el Método 2 y 173.2% para el Método 3. La variación para Treq será la misma que Tmax. El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para Tmax y Treq que los otros métodos, como se muestra en la Figura 71 y Figura 72.

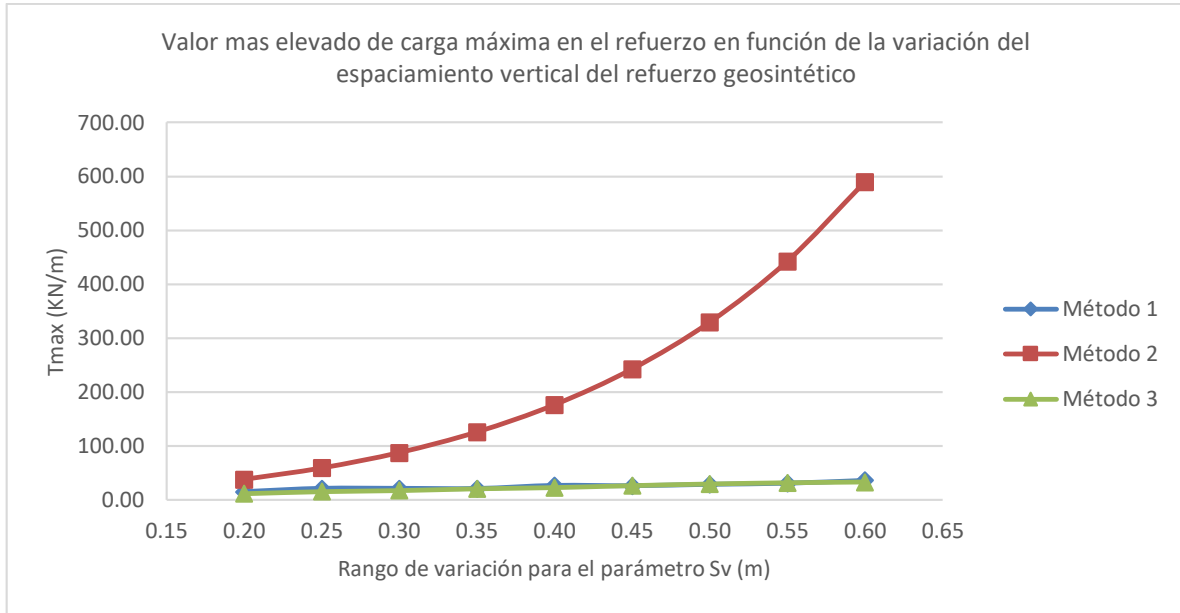


Figura 71: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la carga más elevada en el refuerzo

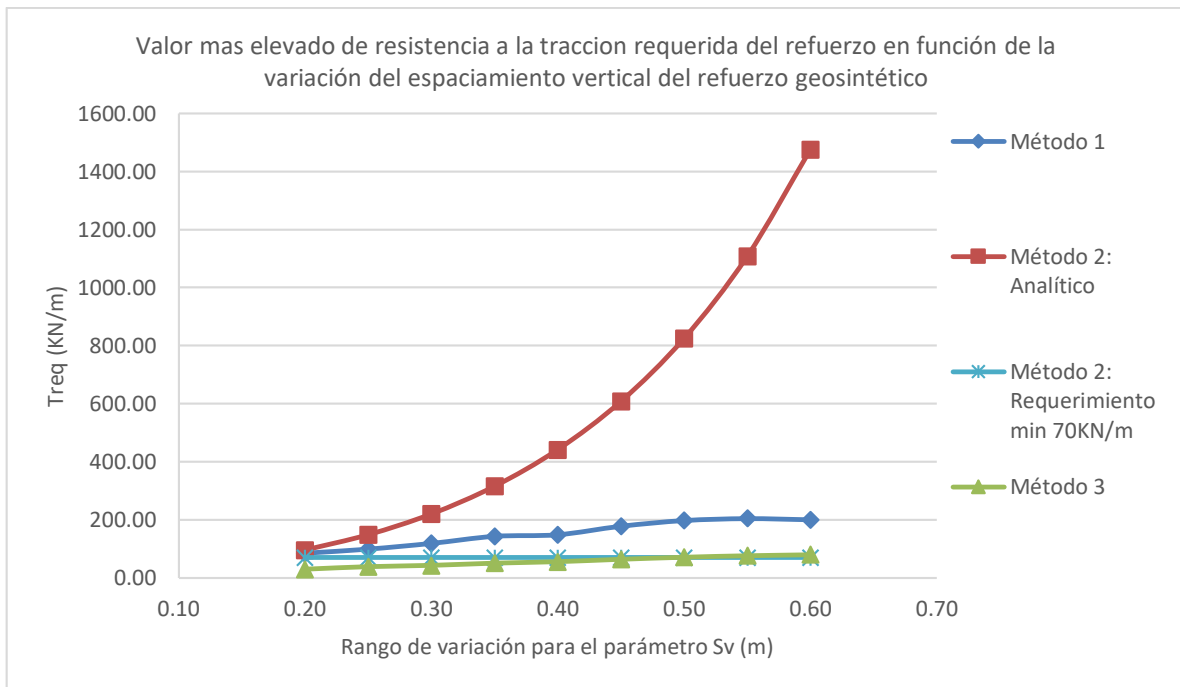


Figura 72: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.6 Resultados debido a la variación en la altura del muro superior

La variación en la altura del muro superior no tiene influencia en los resultados para estabilidad por capacidad portante del apoyo para ninguno de los métodos evaluados, resultados que se muestran en la sección 7.4.5, en el capítulo de Anexos.

Los resultados inducidos por la variación del muro superior de aproximación al puente muestran que influye en todos los métodos evaluados, pero no en todos los parámetros de diseño y control. El aumento del parámetro desde el menor valor de 0.3 metros hasta el más alto de 1.5 metros incluyendo el caso base de 0.9 metros muestra que con respecto a la estabilidad al deslizamiento del apoyo, tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de altura de muro superior cumplen con el factor de seguridad mínimo y la relación capacidad/demanda mínima, respectivamente, siendo el caso con menor valor el que otorga un factor mayor y viceversa, como se muestra en la Figura 73 y Figura 74; se halló una variación decreciente del 45% para el Método 1 y 44.8% para el Método 3 entre los extremos definidos anteriormente. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

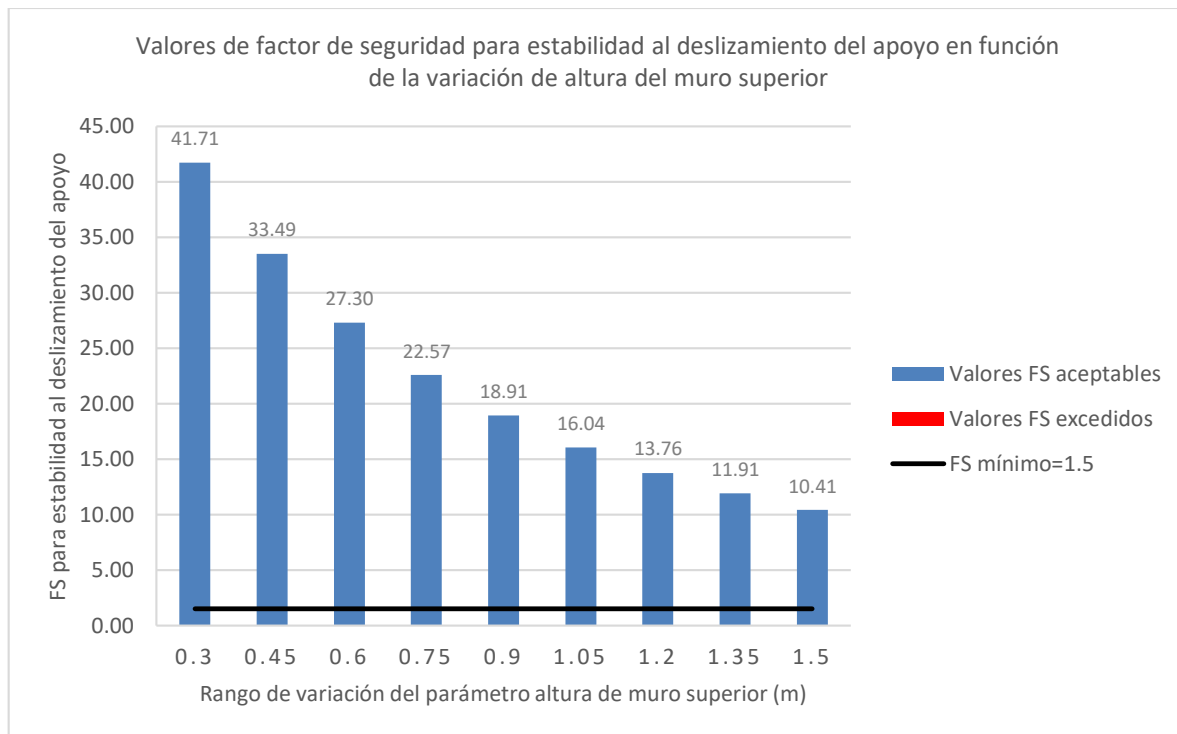


Figura 73: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

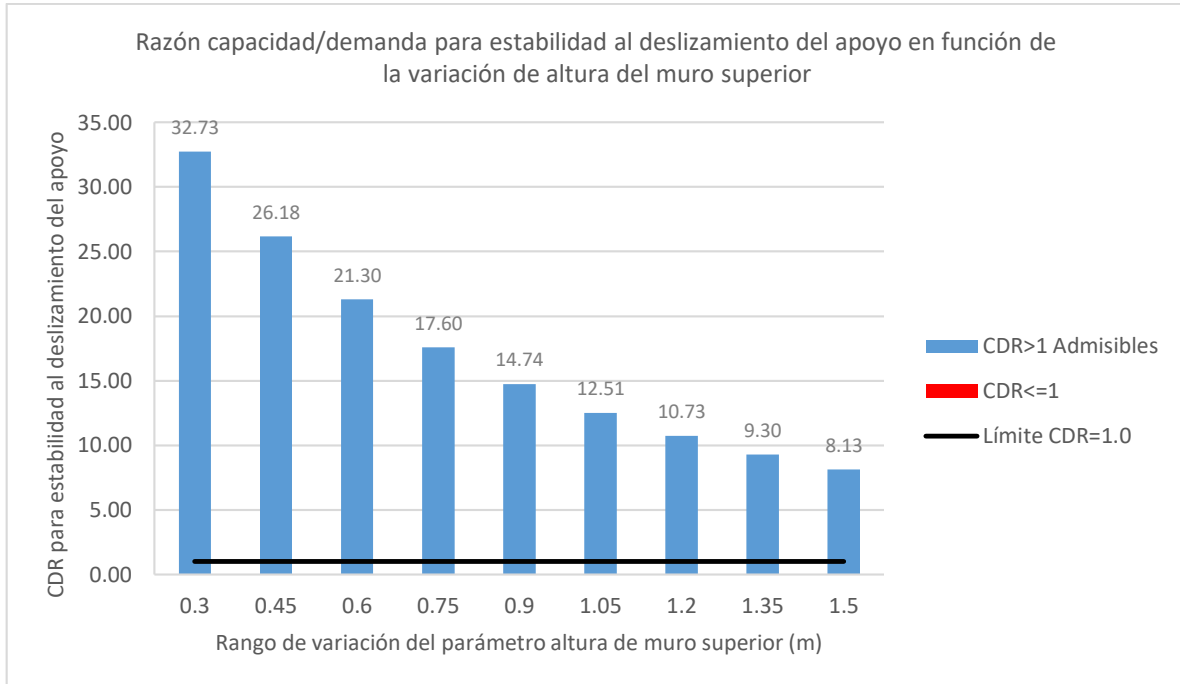


Figura 74: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: *The Simplified Procedure*

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del apoyo muestran que tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de altura de muro superior son menores que el límite máximo admisible, como se muestra en la Figura 75 y Figura 76 respectivamente; se halló una variación creciente del 184% para el Método 1 y 193% para el Método 3 entre los extremos definidos anteriormente. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

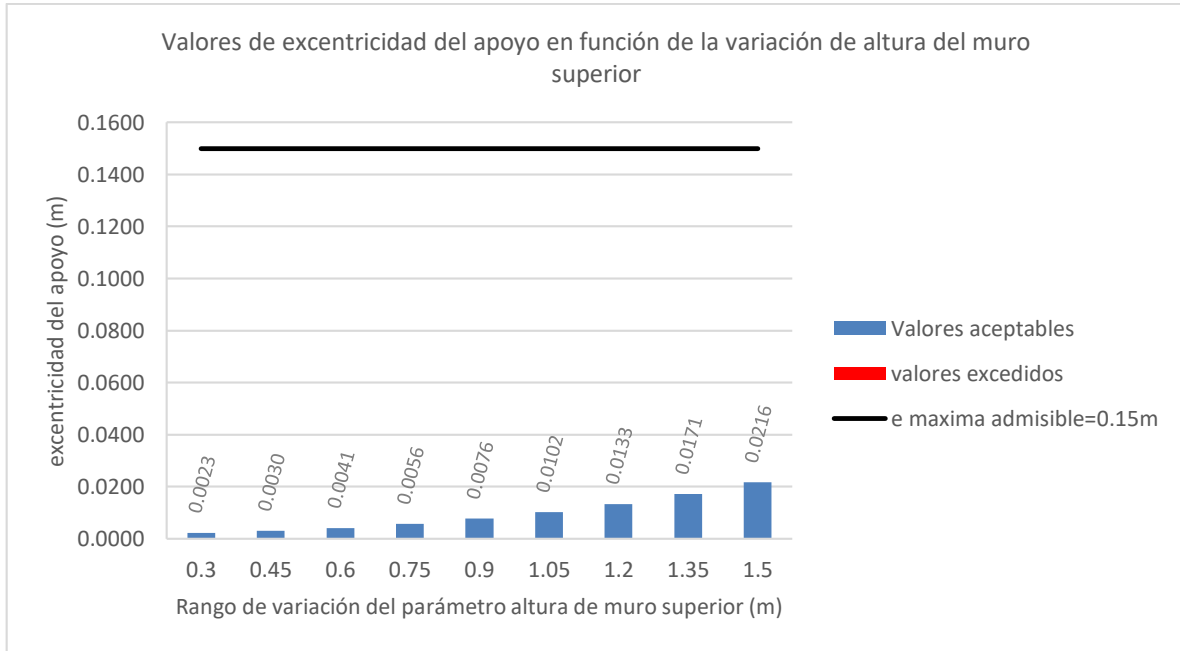


Figura 75: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

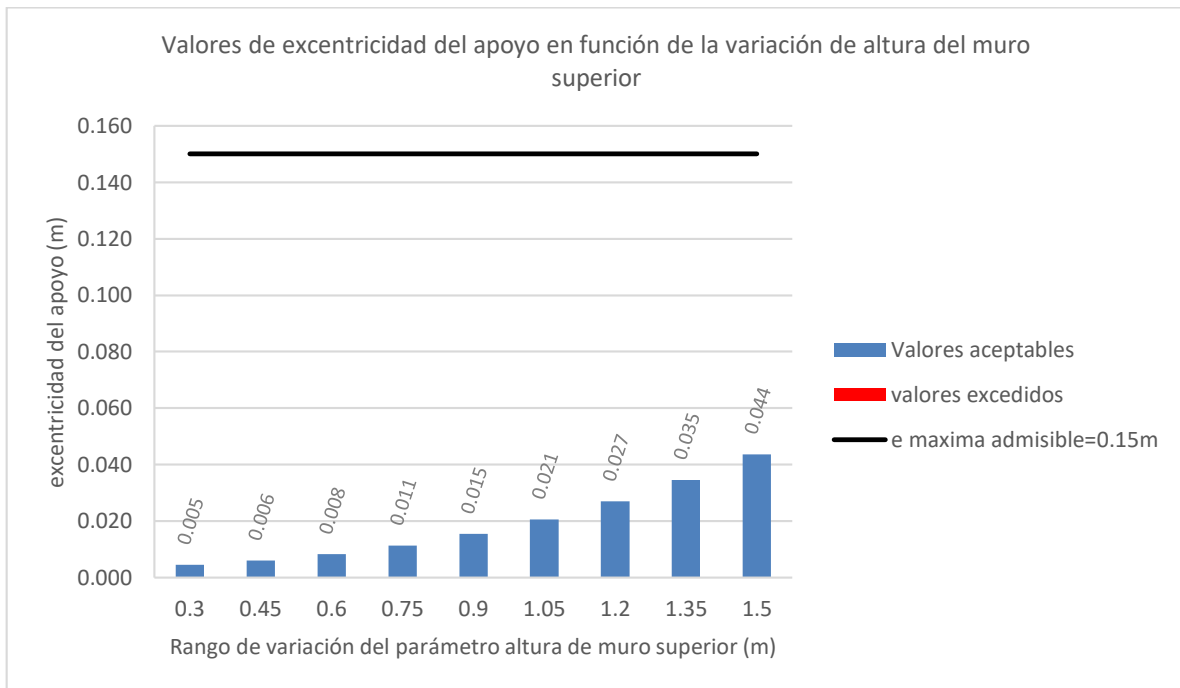


Figura 76: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de altura de muro superior cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, siendo el parámetro con menor valor el que otorga un factor mayor y viceversa, como se muestra en la Figura 77, Figura 78 y Figura 79; se halló una variación decreciente del 5.00% para el Método 1, 12.5% para el Método 2 y 4.66% para el Método 3 entre los extremos válidos. Se ha encontrado similitud en los resultados entre el Método 1 y 3.

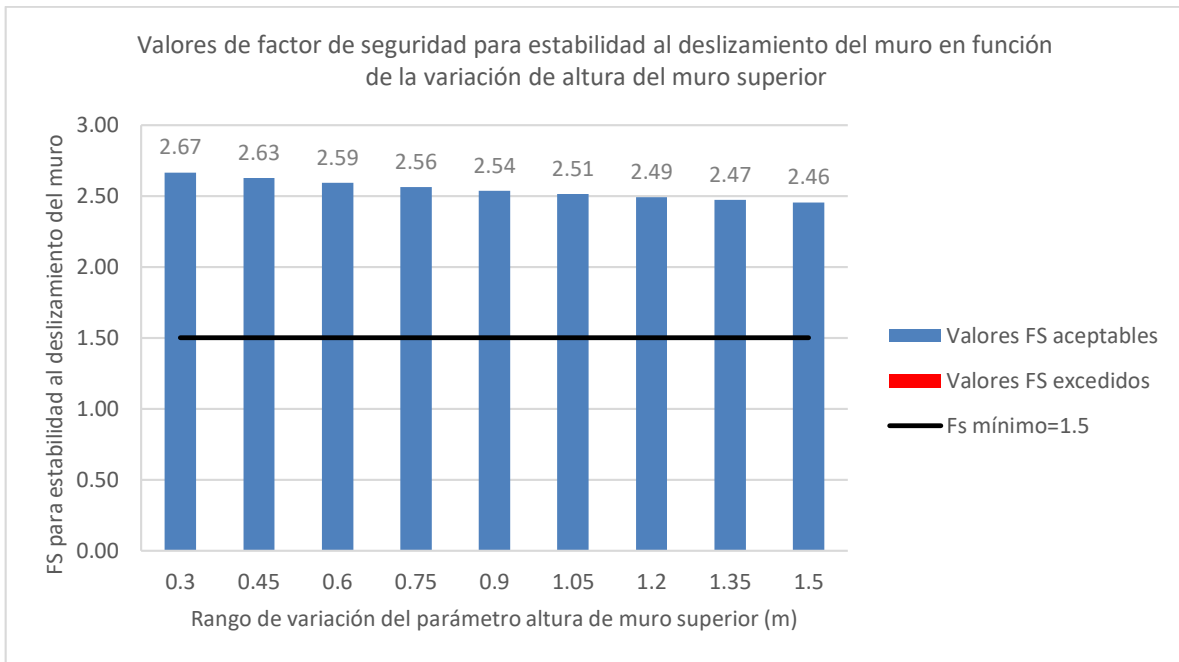


Figura 77: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

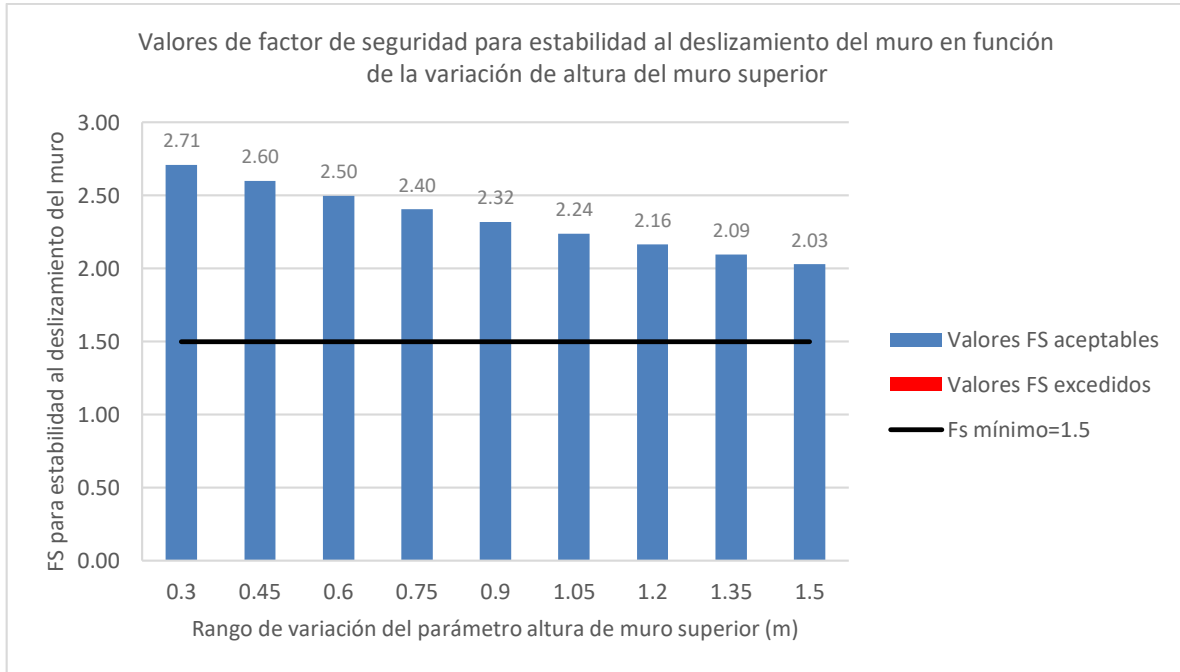


Figura 78: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

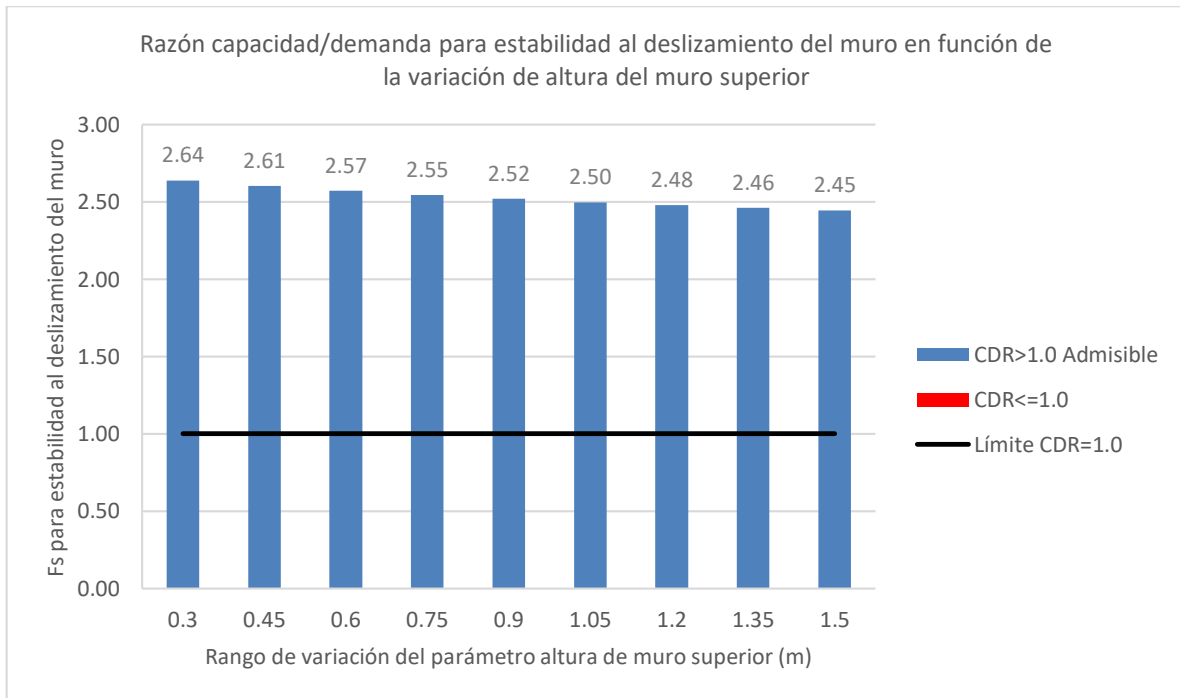


Figura 79: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que Método 1 el 100% de los casos aplicados de altura de muro superior son mayores que el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 80; se halló una variación creciente del 7.4%. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, hallando una variación creciente del 148.5%. Para efectos de comparación, si el límite fuese el mismo que para los demás métodos el 44% de los casos serían válidos, como se muestra en la Figura 81. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados de altura de muro superior son mayores que el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 82; se halló una variación creciente, del 6.8% entre los extremos definidos anteriormente. En los Métodos 1 y 3 se observa que el límite de excentricidad (línea de color negro), varía en función del valor de altura de muro superior, ya que, este valor en conjunto con la altura del muro reforzado, influyen directamente en la longitud del refuerzo y por ende en el límite de excentricidad.

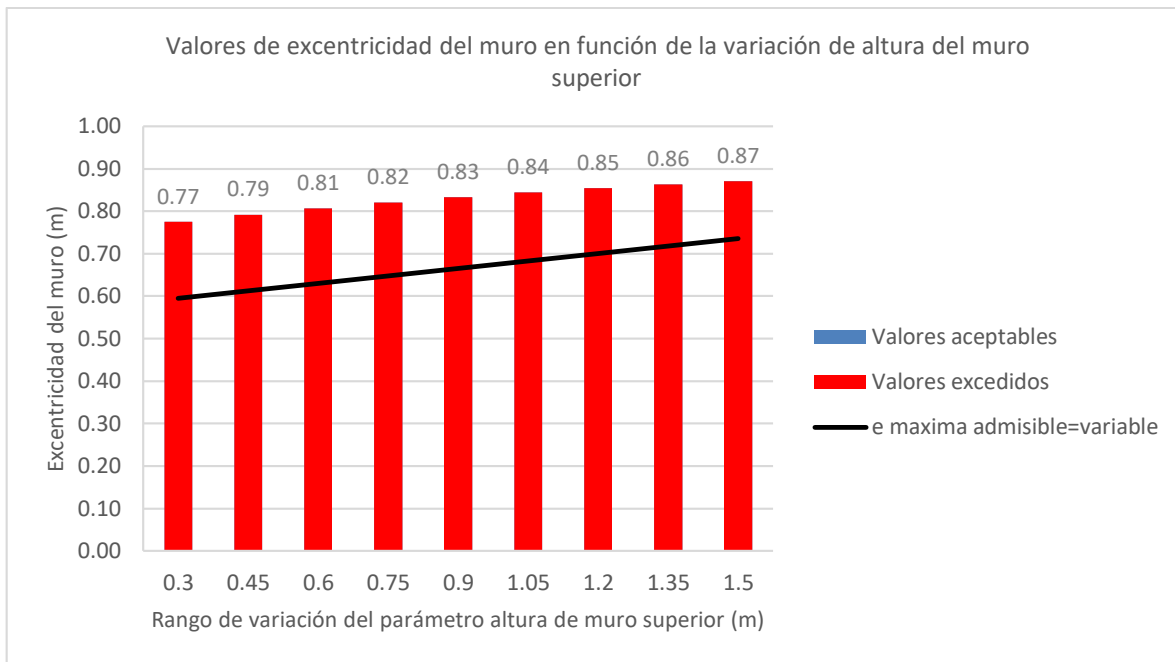


Figura 80: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

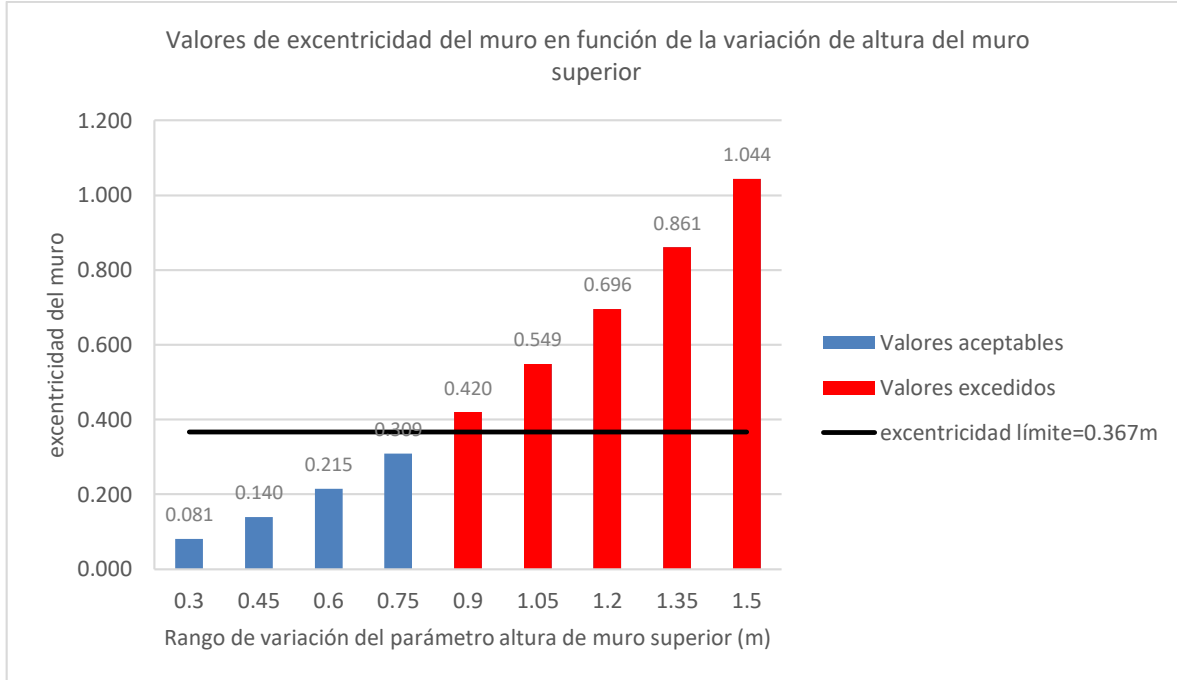


Figura 81: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

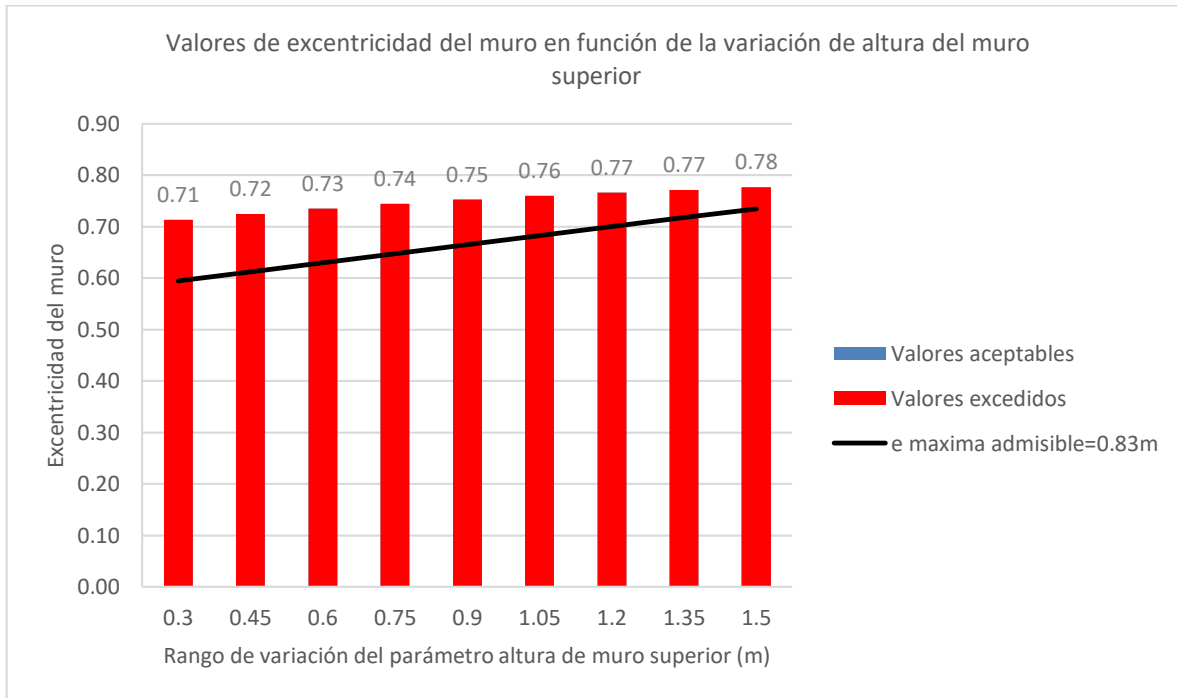


Figura 82: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de altura de muro superior cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 83, Figura 84 y Figura 85; se halló una variación decreciente de 3% para el Método 1 y 10.7% para el Método 2. El Método 3 presenta una variación creciente del 12% debido a que cuando se incrementa el valor del parámetro que se analiza, se incrementa la longitud de refuerzo y por ende la capacidad portante del suelo de fundación, como se muestra en la **Ecuación 53**.

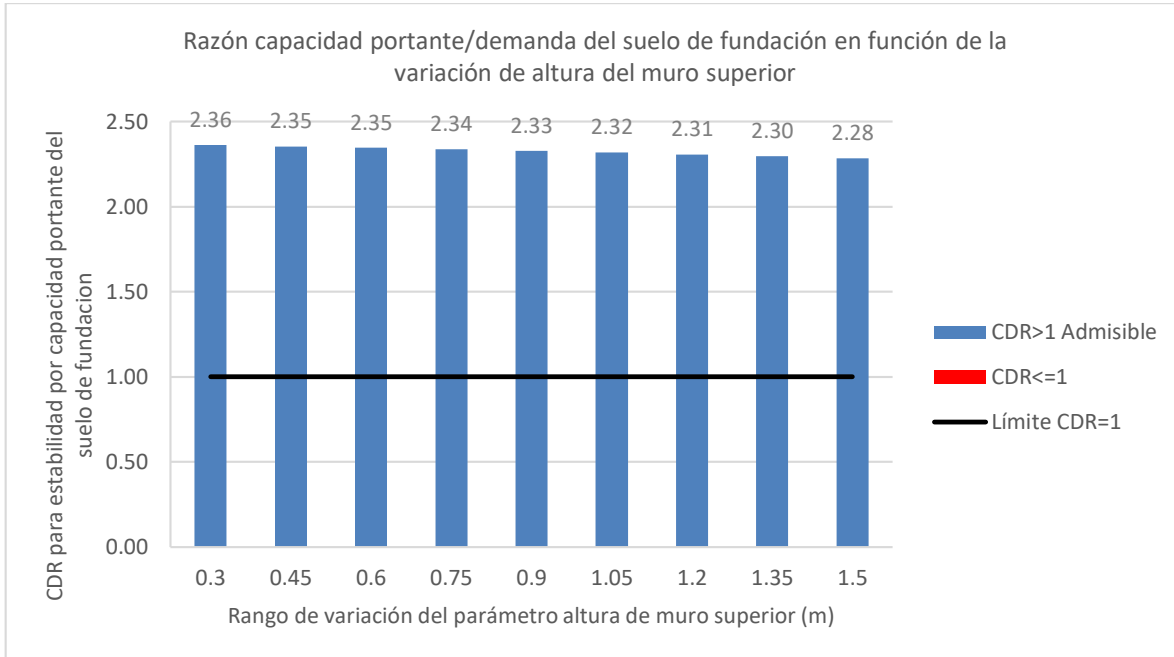


Figura 83: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

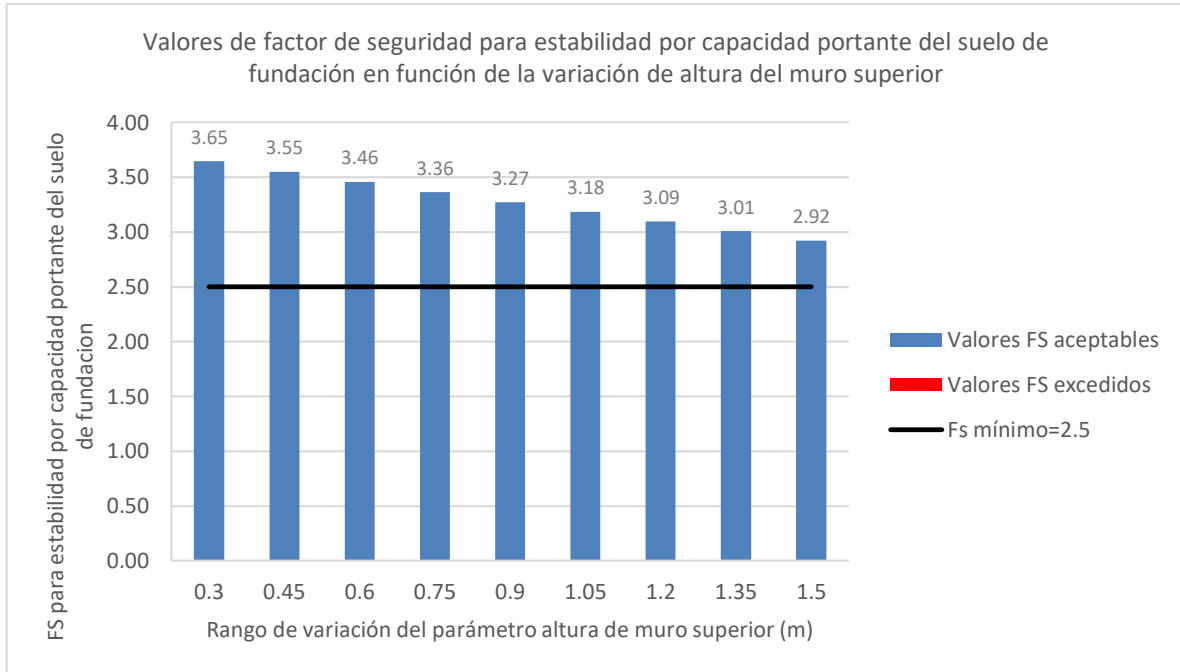


Figura 84: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

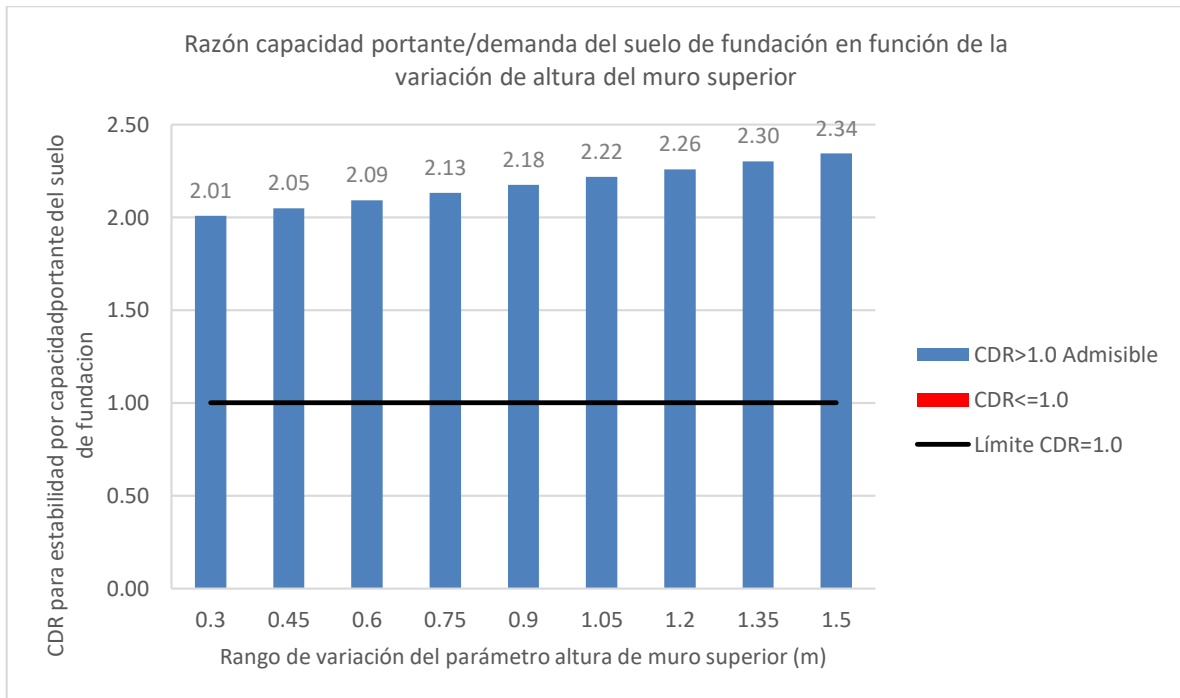


Figura 85: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, los casos aplicados de altura de muro superior influyen levemente en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} .

En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de espaciamiento entre las capas de refuerzo como se muestra en la Figura 89 con 11% de variación creciente entre los extremos. Aunque el rango de espaciamiento varía con intervalos de 15 centímetros, el incremento de T_{req} no es equitativo. Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, la cual no varía bruscamente en su forma ante los cambios del parámetro, solamente se desplaza hacia la derecha, indicando que a mayor altura de muro superior, mayor es la carga máxima sobre el refuerzo, T_{max} , como se indica en la Figura 86 para el Método 1, Figura 87 para el Método 2 y Figura 88 para el Método 3; en consecuencia, será mayor la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , como se indica en la Figura 90 y Figura 91 para el Método 2 y Método 3 respectivamente.

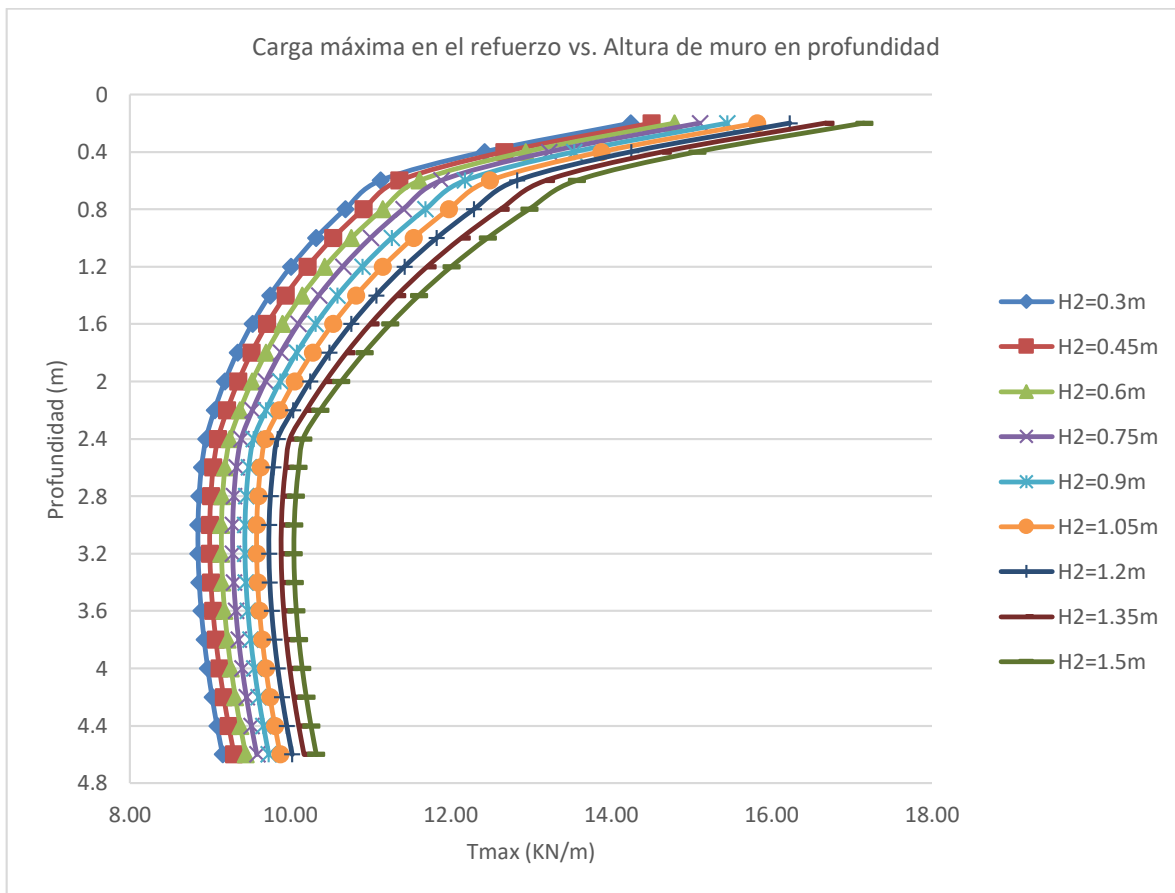


Figura 86: Influencia de la altura del muro superior en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

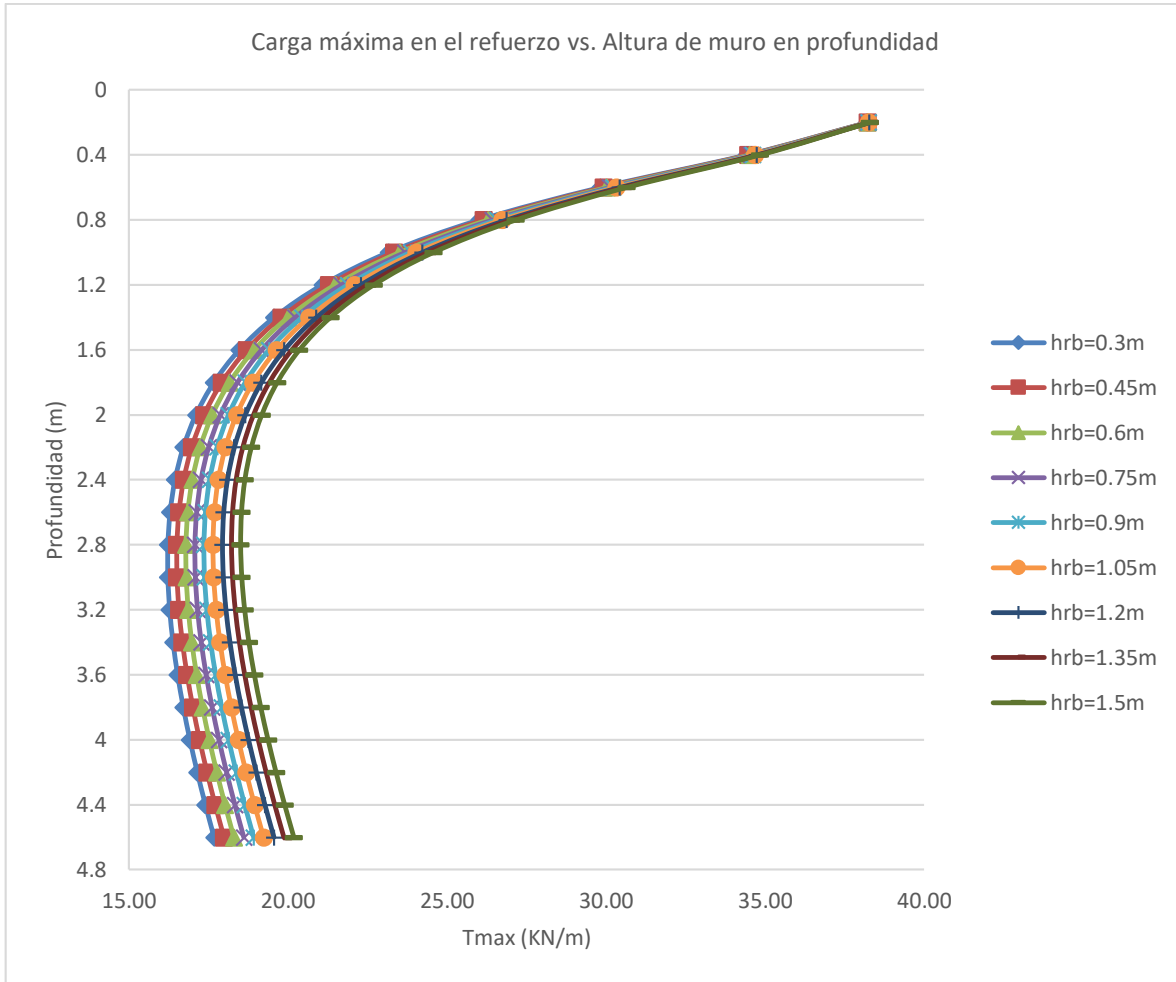


Figura 87: Influencia de la altura del muro superior en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

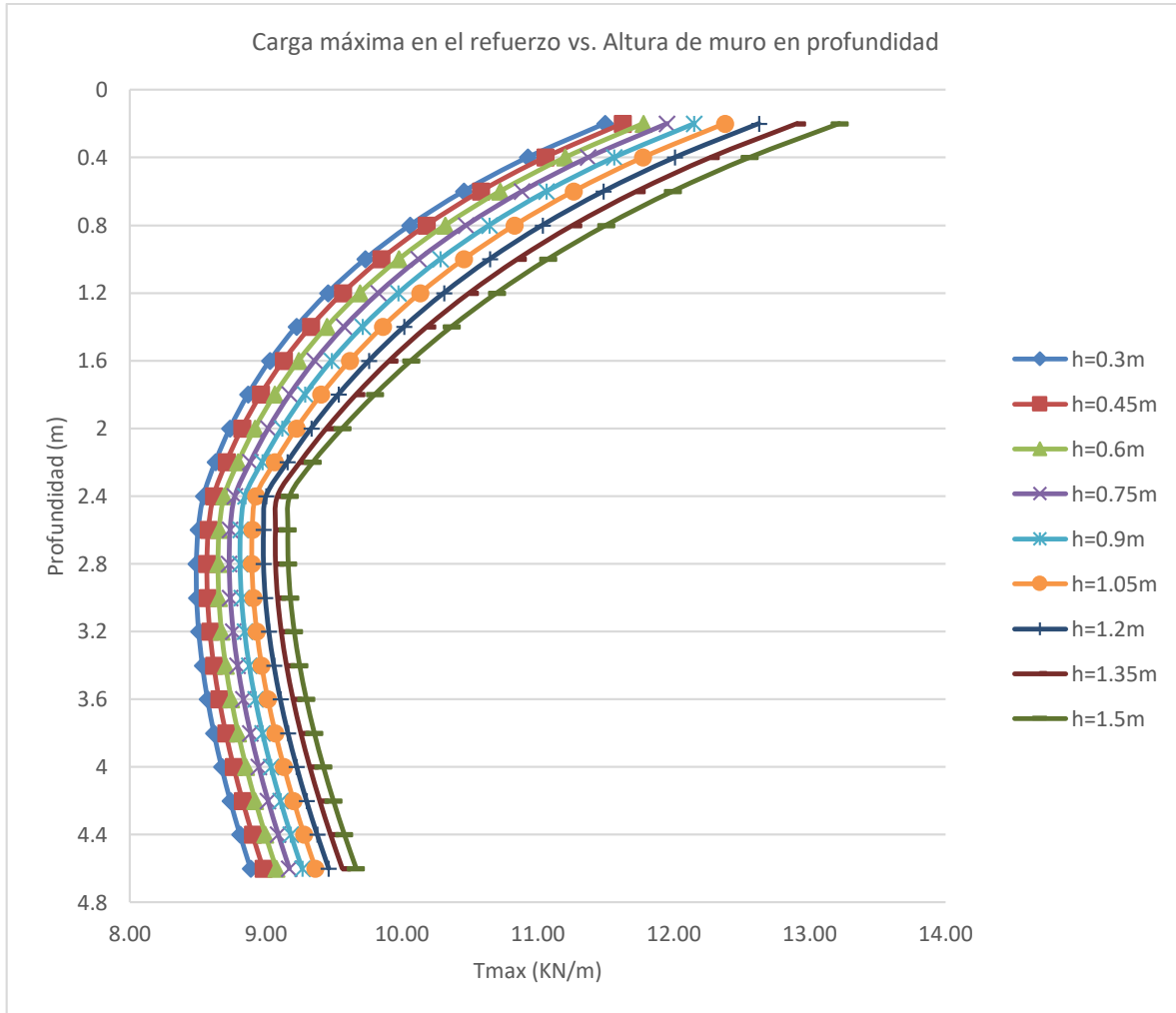


Figura 88: Influencia de la altura del muro superior en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

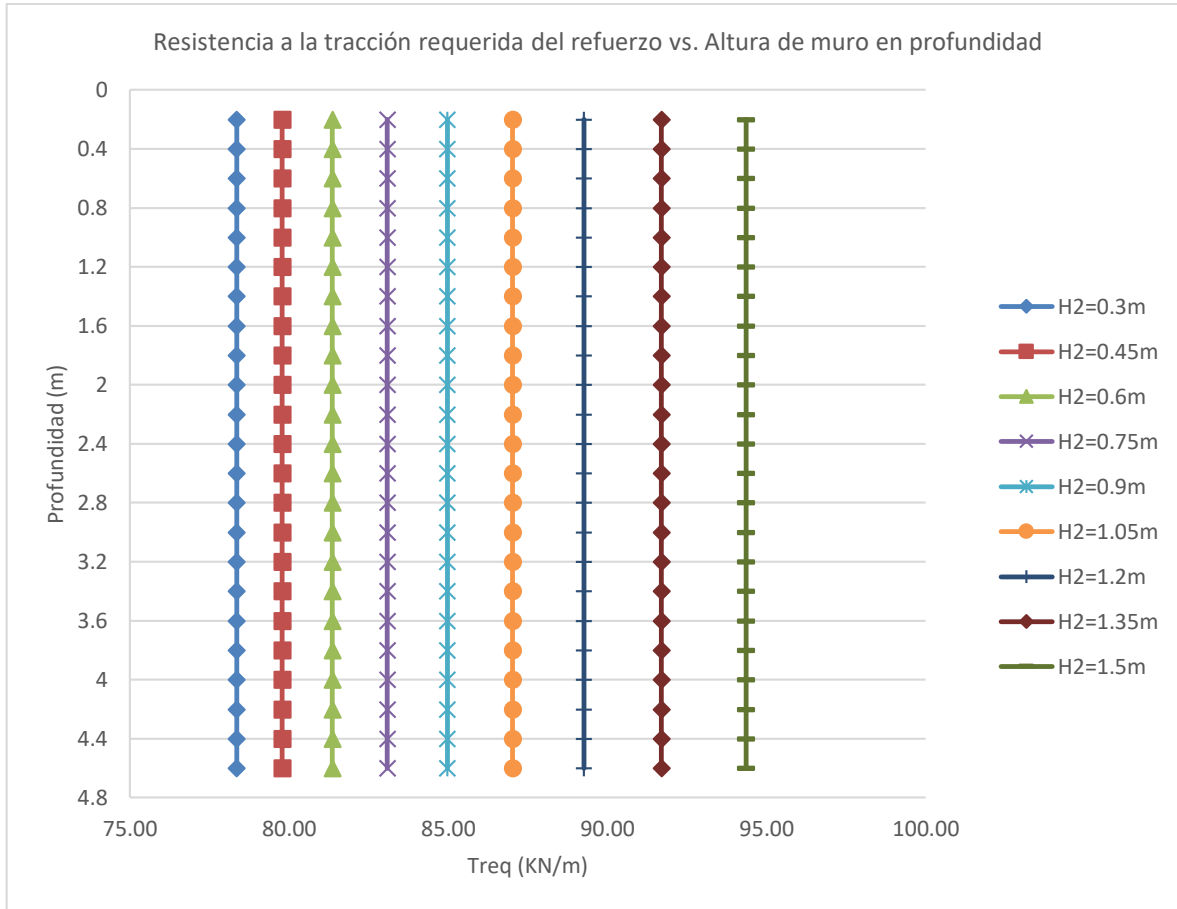


Figura 89: Influencia de la altura del muro superior en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

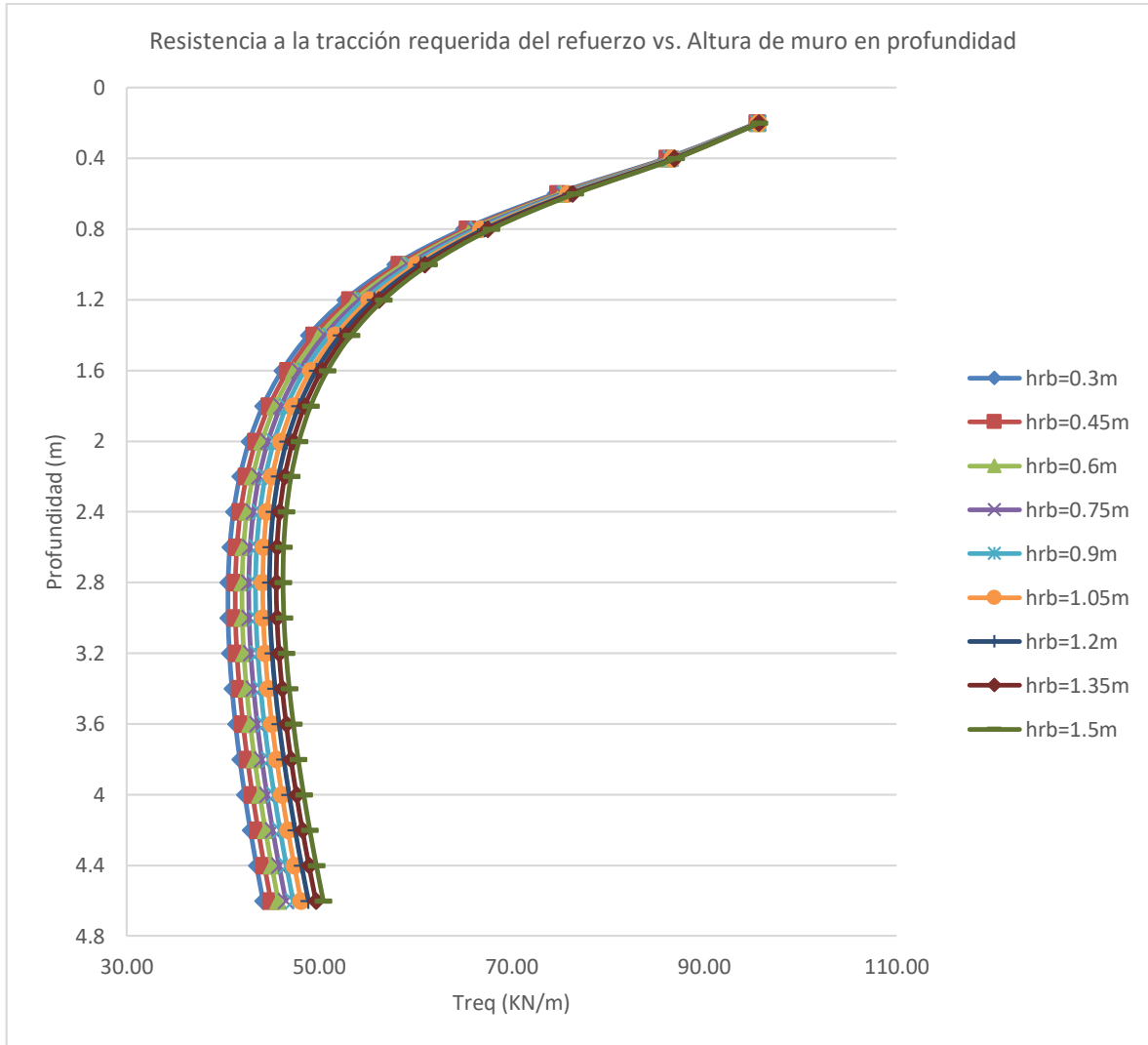


Figura 90: Influencia de la altura del muro superior en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

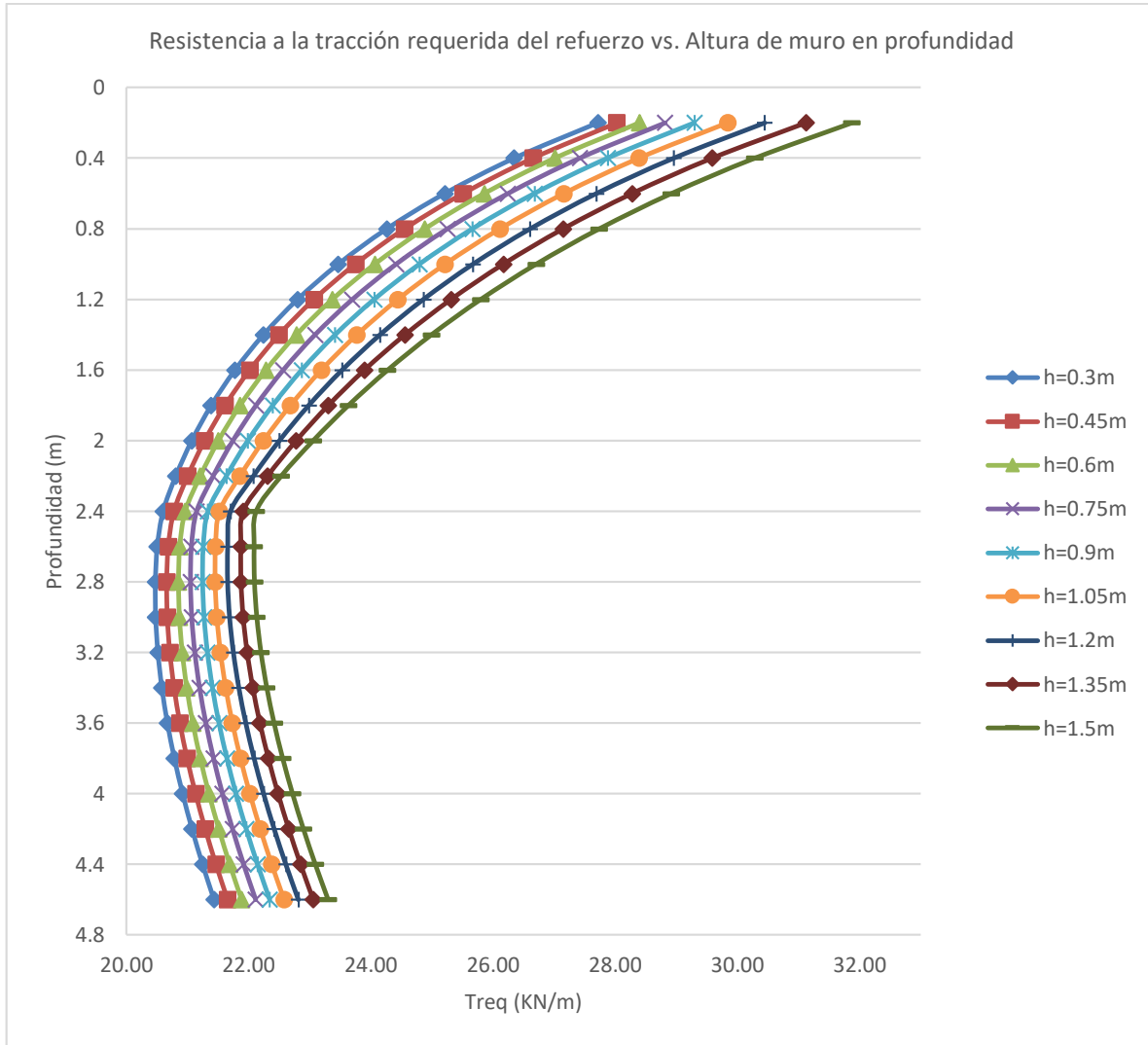


Figura 91: Influencia de la altura del muro superior en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de T_{max} se halló una variación de 11% para el Método 1, 0.1% para el Método 2 y 8.8% para el Método 3 y para el caso de T_{req} se halló una variación creciente de 0.1% para el Método 2 y 8.8% para el Método 3, entre los extremos. El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 92 y Figura 93. El Método 1 el mayor produce el mayor porcentaje de variabilidad.

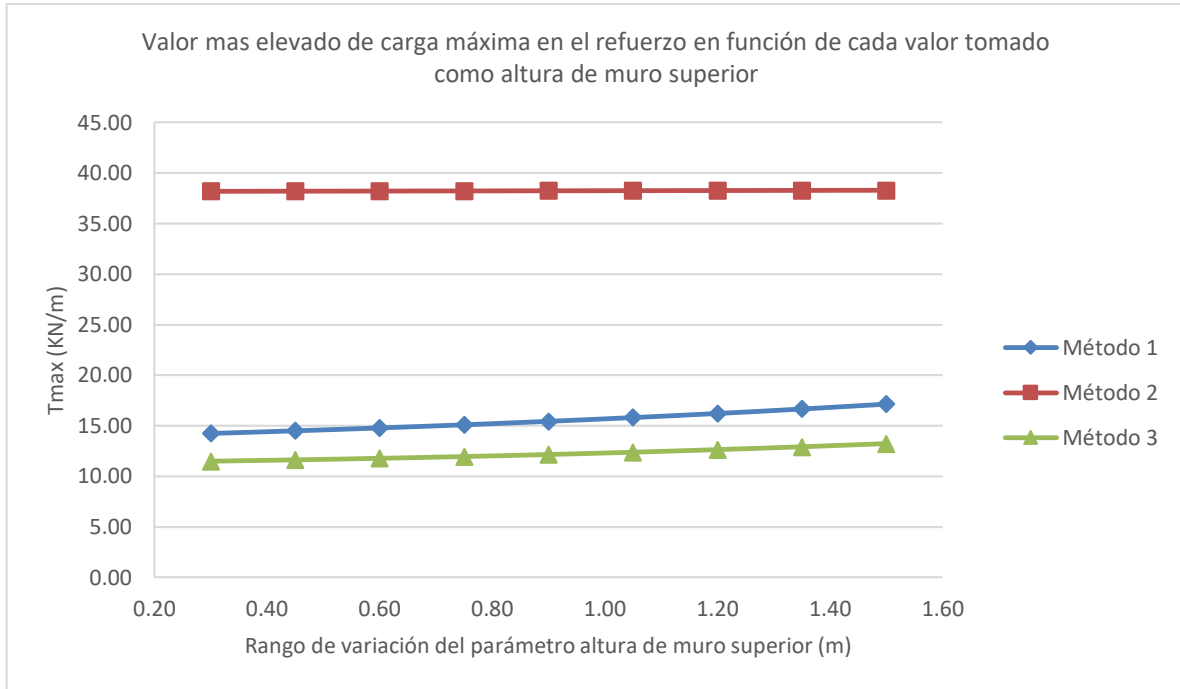


Figura 92: Influencia de la altura del muro superior en la carga más elevada en el refuerzo

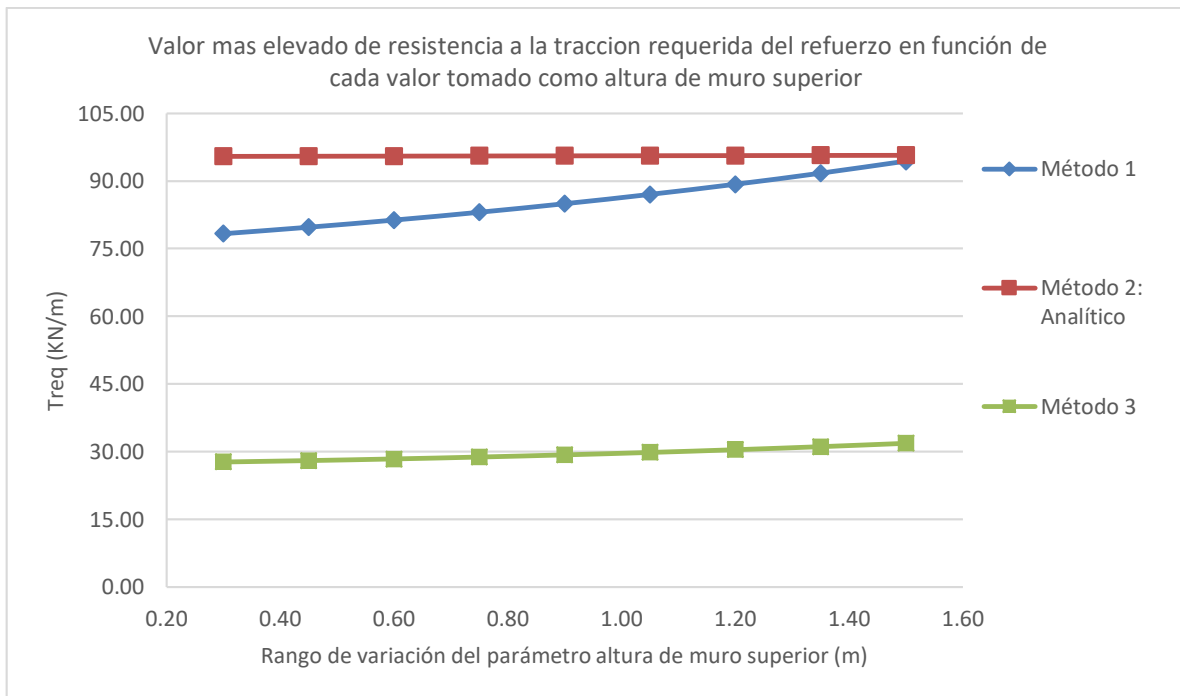


Figura 93: Influencia de la altura del muro superior en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.7 Resultados debido a la variación de la distancia libre entre apoyo y muro reforzado

La distancia libre entre el apoyo y muro reforzado muestran que para el aumento del parámetro desde el menor valor de 0.3 metros hasta el más alto de 0.7 metros incluyendo el caso base de 0.3 metros no influyen en la estabilidad del apoyo en ninguno de los métodos, así como en el deslizamiento del muro reforzado con respecto al suelo de fundación, resultados que se muestran en la sección 7.4.6, en el capítulo de Anexos.

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de distancia libre entre apoyo y muro reforzado son menores que el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 94, Figura 95 y Figura 96; se halló una variación decreciente del 15.4% para el Método 1, 68% para el Método 2 y 11% para el Método 3 entre los extremos válidos. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad por lo que para efectos de comparación se asume que se basa en la ecuación del Método 1.

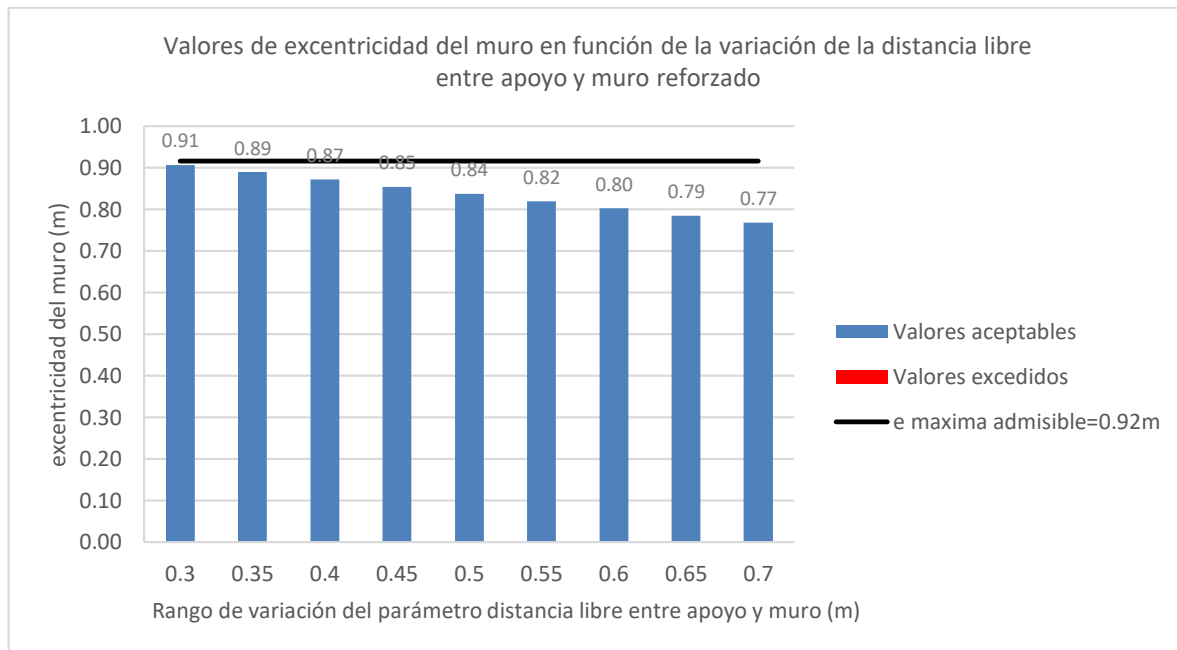


Figura 94: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

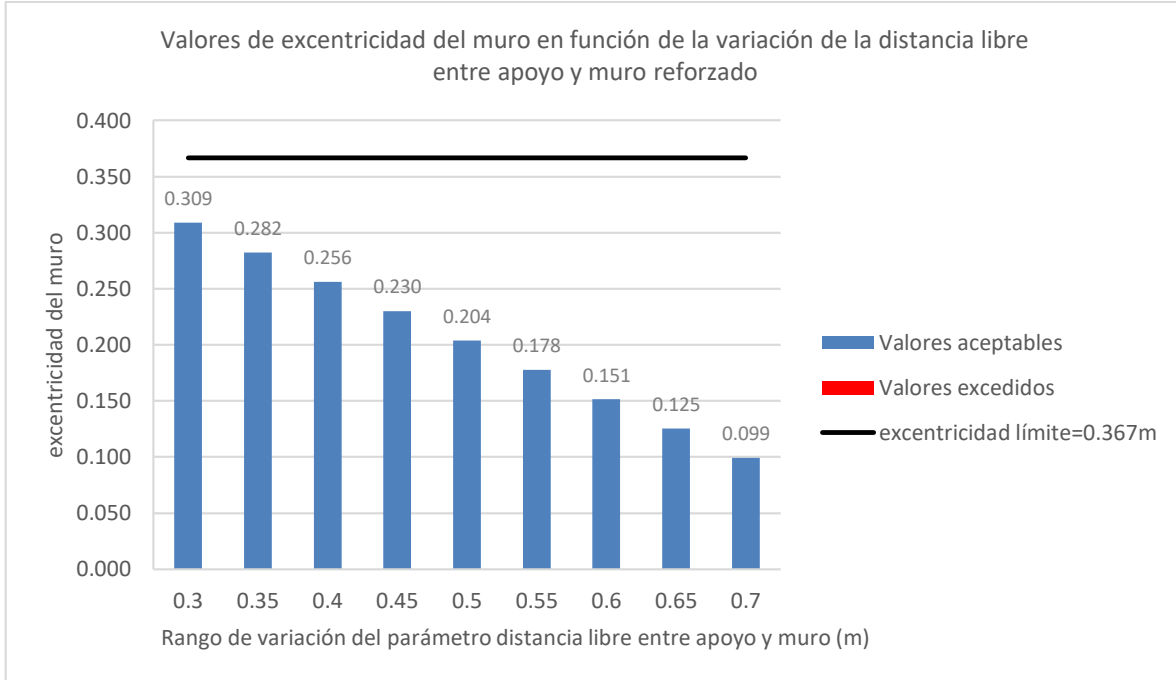


Figura 95: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

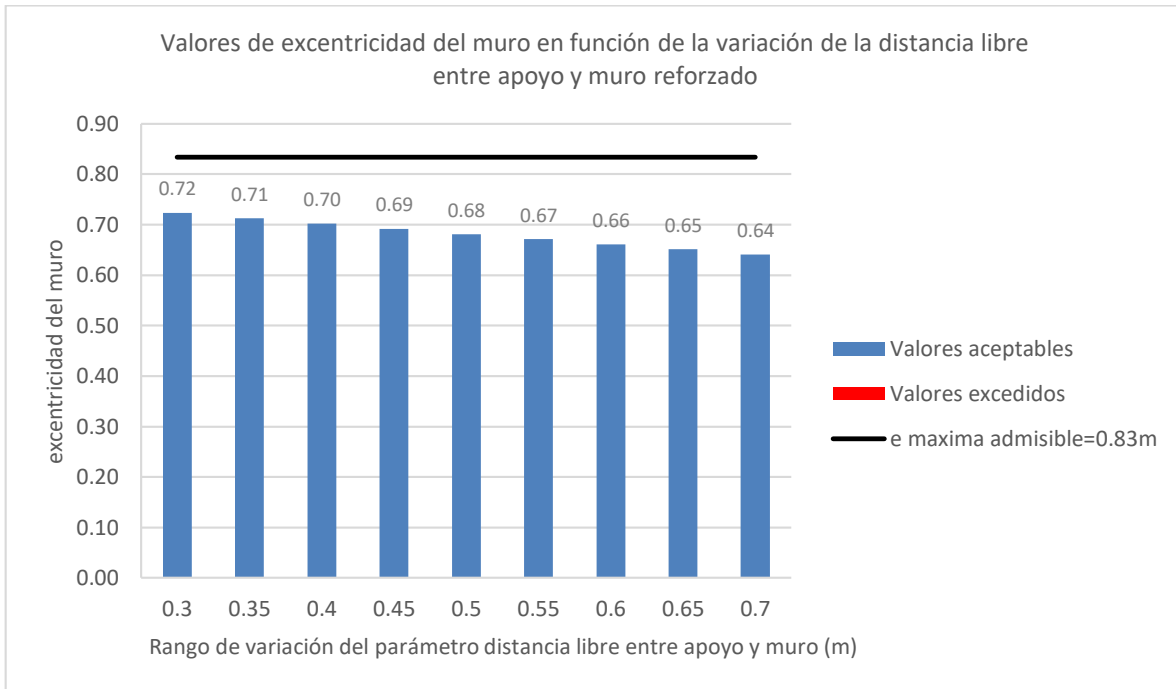


Figura 96: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de distancia libre entre apoyo y muro reforzado cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 97, Figura 98 y Figura 99; se halló una variación creciente de 25.7% para el Método 1, 32.4% para el Método 2 y 4.1% para el Método 3 entre los extremos válidos.

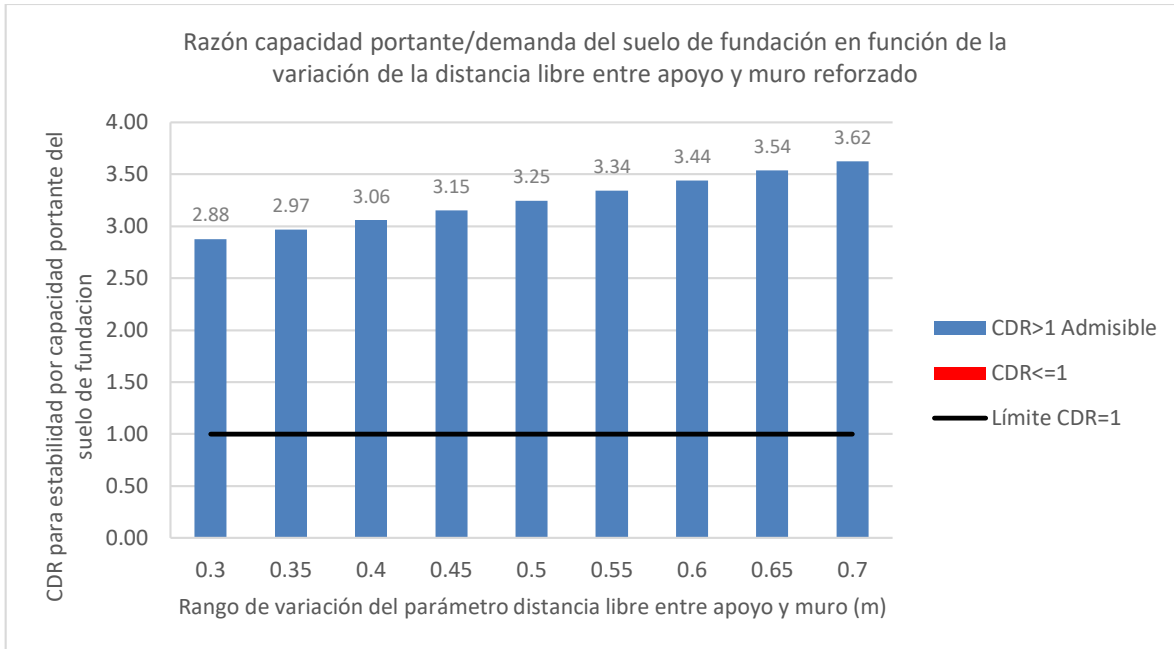


Figura 97: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

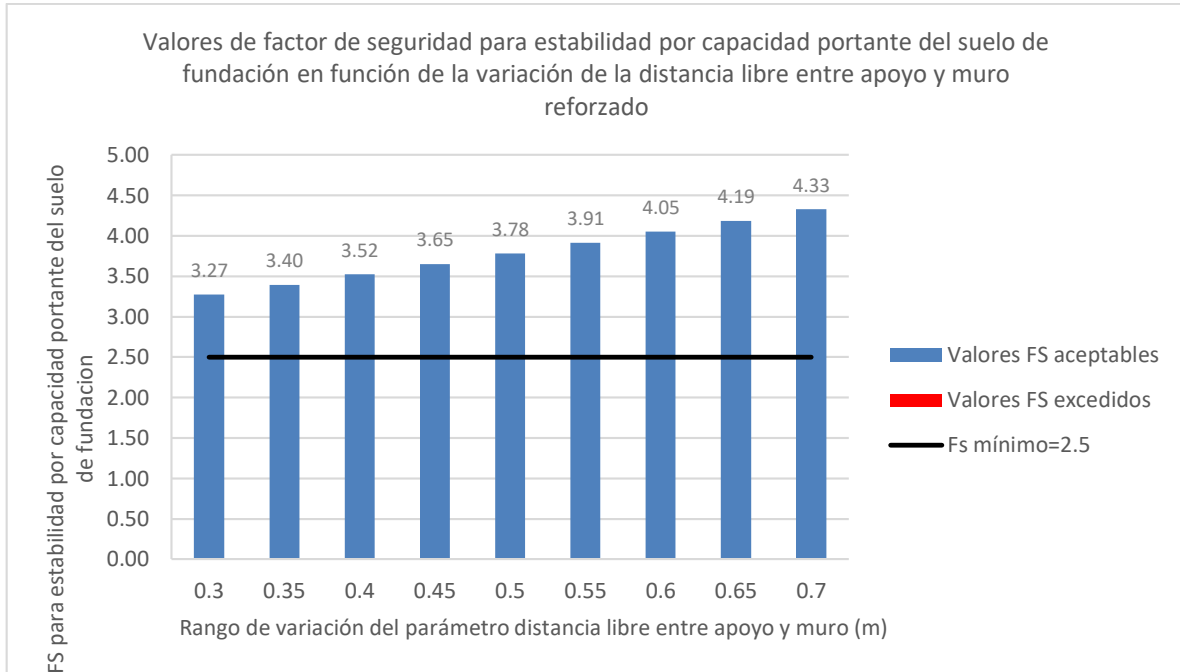


Figura 98: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

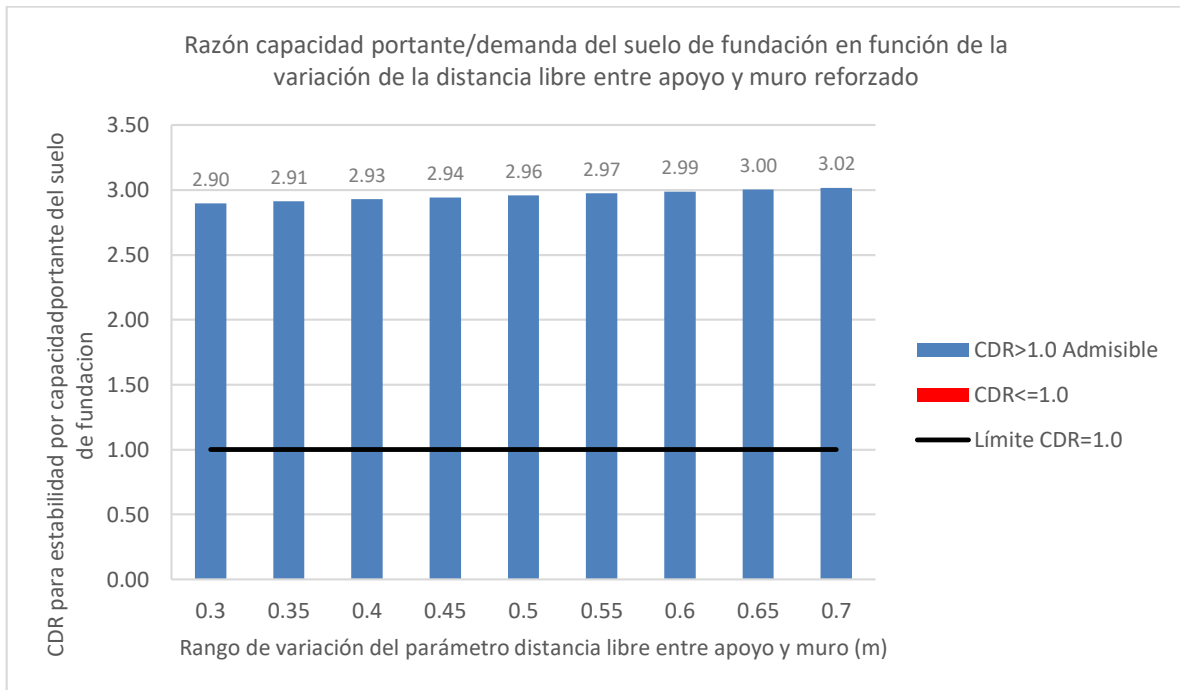


Figura 99: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, los casos aplicados de distancia libre entre apoyo y muro reforzado influyen levemente en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} . Esto para los métodos 1 y 3. El Método 2 no es sensible a este parámetro como se muestra en la Figura 100, sin embargo este método otorga los valores máximos para T_{max} y T_{req} .

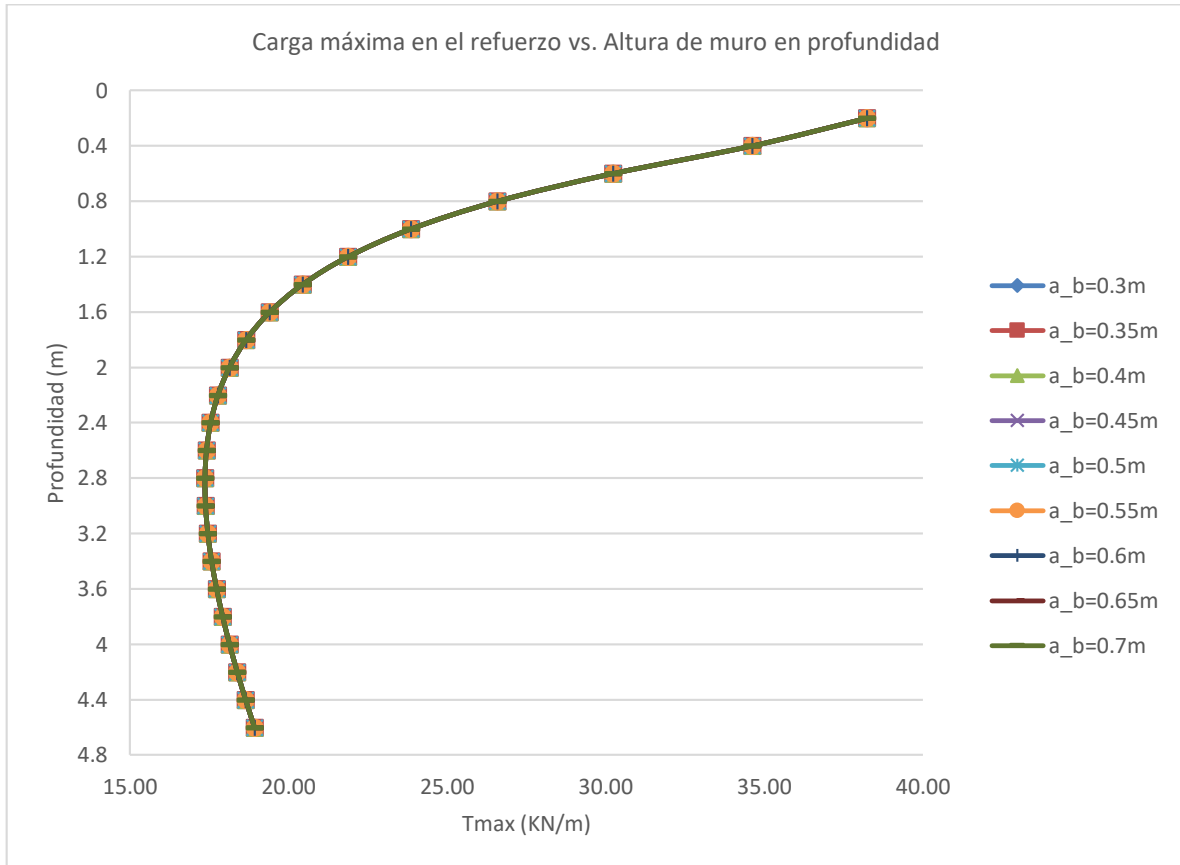


Figura 100: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

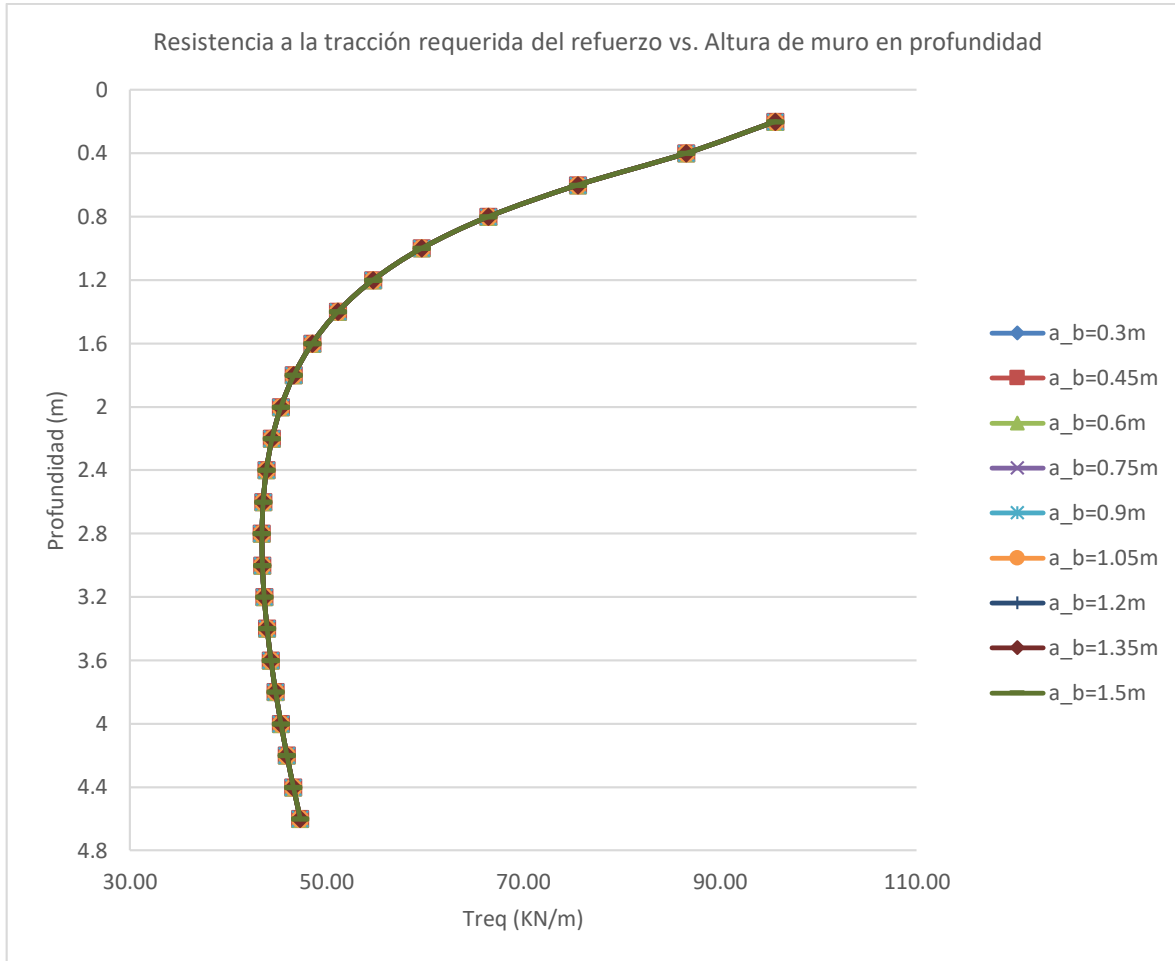


Figura 101: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de distancia libre entre apoyo y muro reforzado, como se muestra en la Figura 104 con 1.4% de variación decreciente entre los extremos. Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, la cual no varía bruscamente en su forma ante los cambios del parámetro, solamente se desplaza hacia la izquierda, indicando que a mayor distancia libre, menor es la carga máxima sobre el refuerzo, T_{max} , como se indica en la Figura 102 para el Método 1 y Figura 103 para el Método 3; en consecuencia, será mayor la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , como se indica en la Figura 105 correspondiente al Método 3.

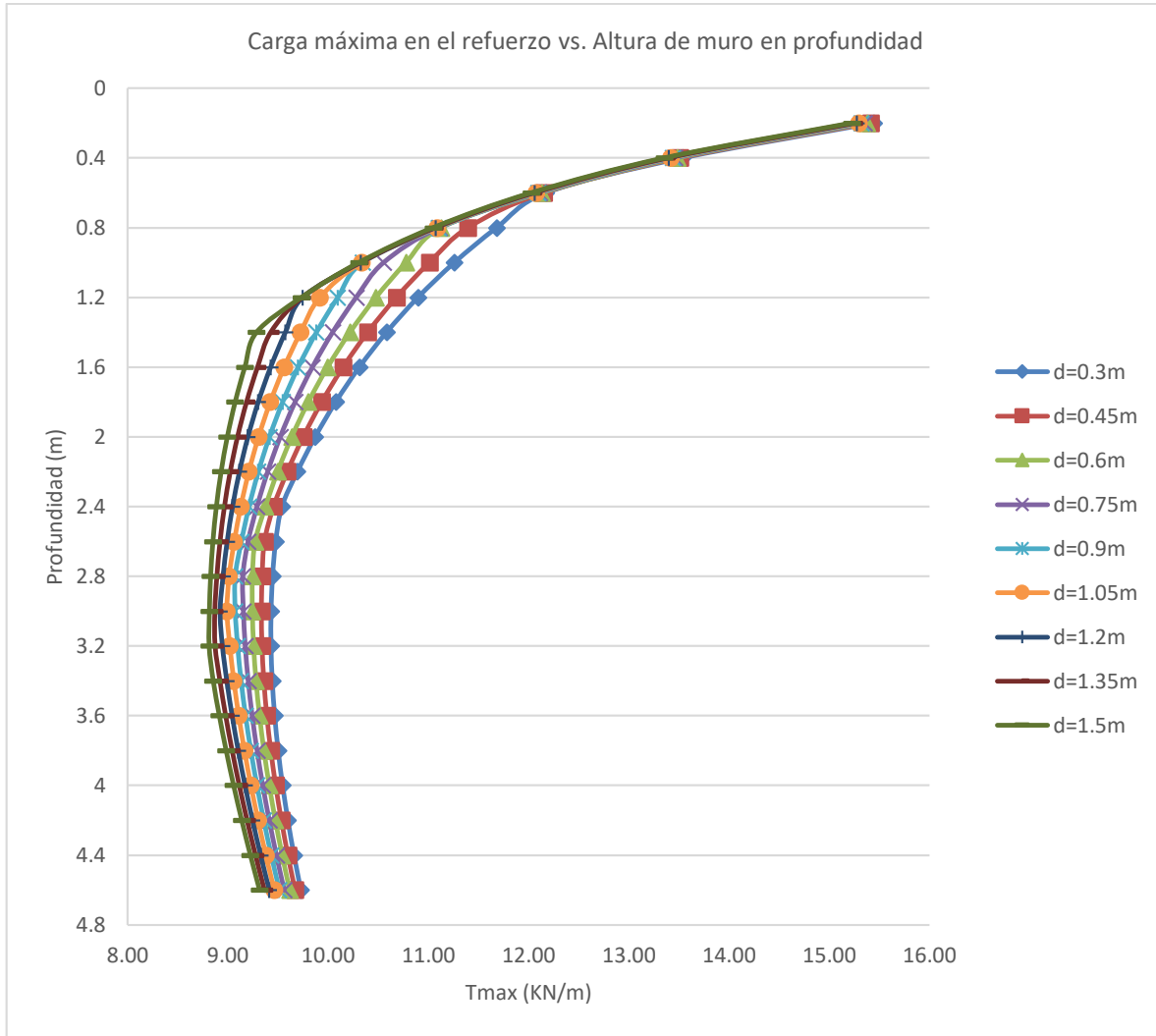


Figura 102: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

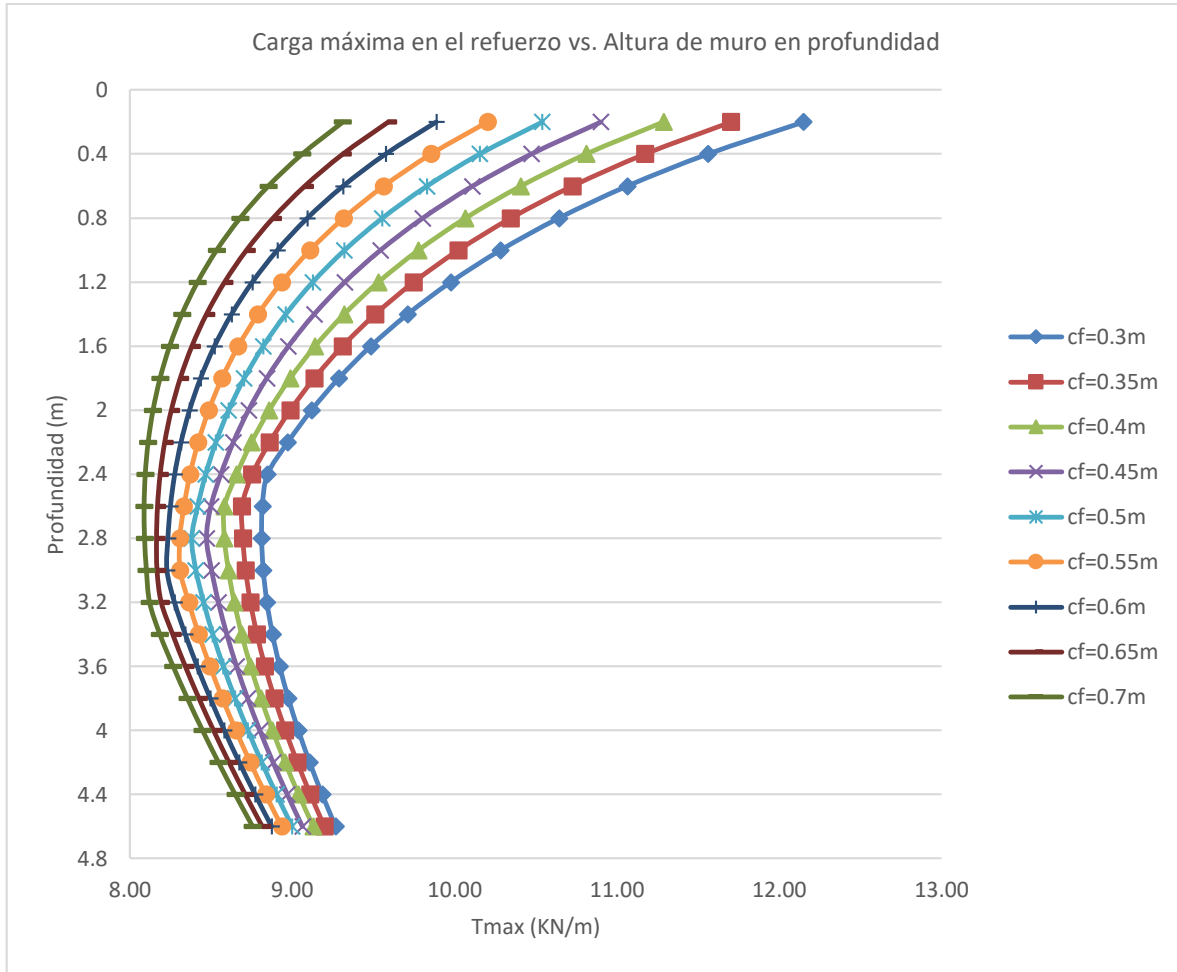


Figura 103: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

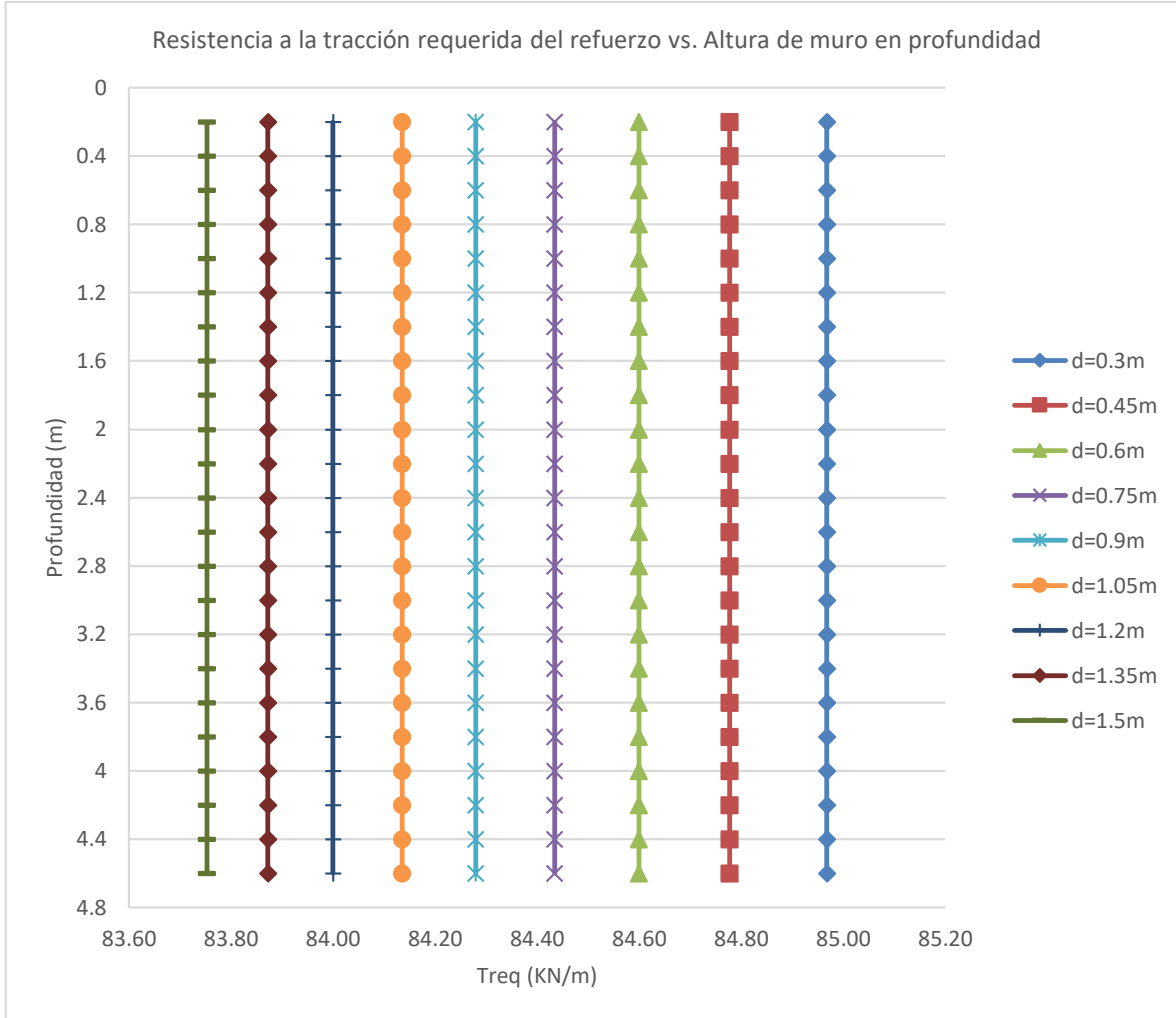


Figura 104: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

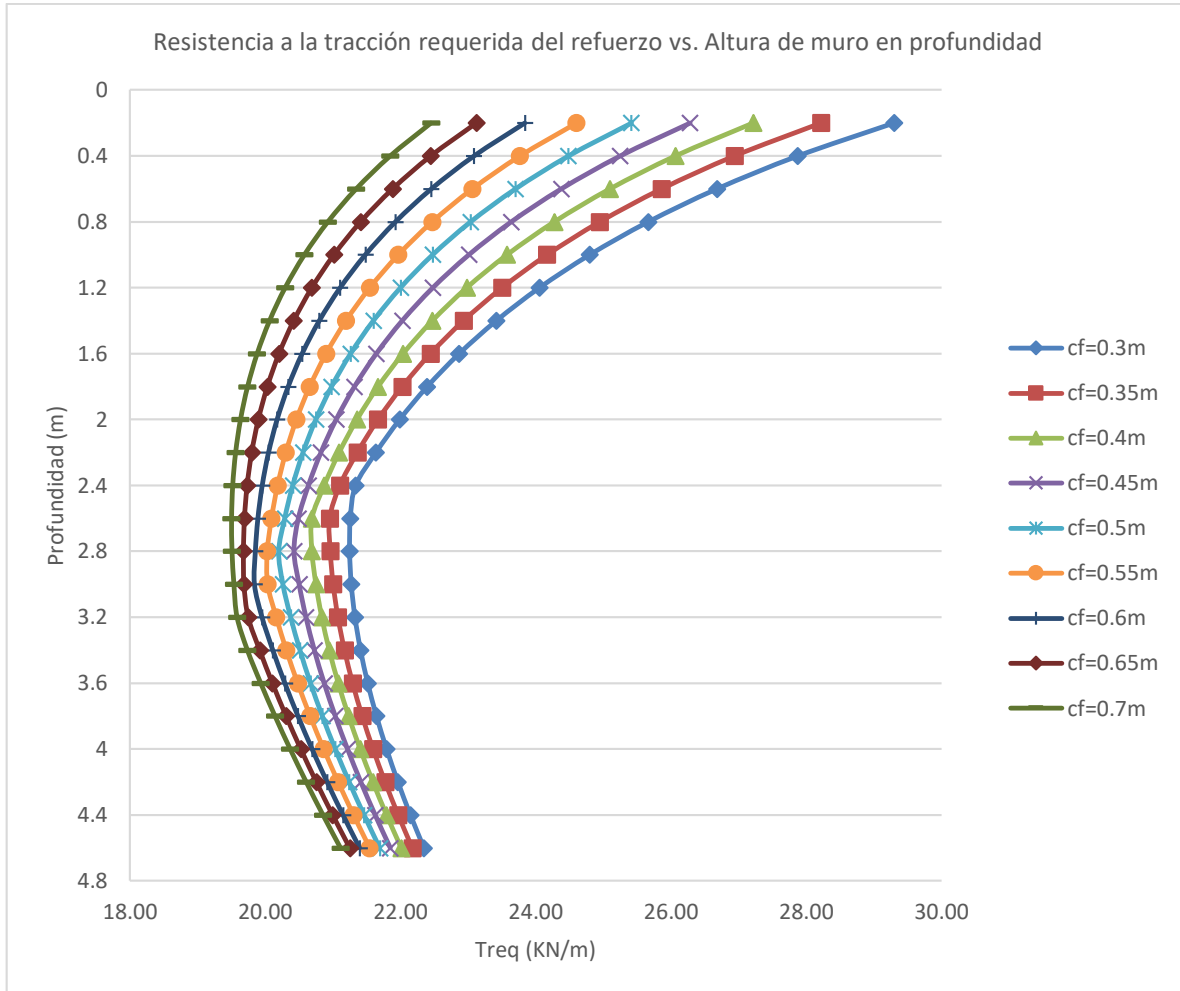


Figura 105: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de T_{max} se halló una variación decreciente de 1.4% para el Método 1 y 23.4% para el Método 3 y para el caso de T_{req} se halló una variación decreciente del 23.4% para el Método 3, entre los extremos. El Método 3 es el que mayor variación presenta.

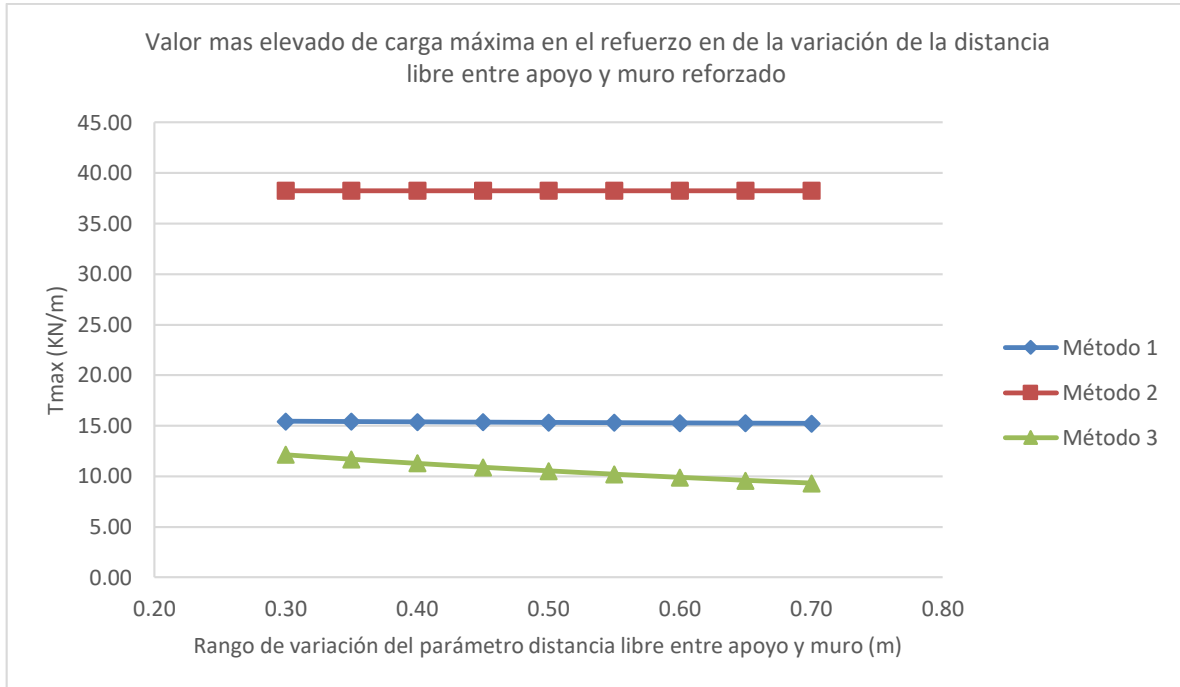


Figura 106: Influencia de la distancia libre entre apoyo y muro reforzado en la carga más elevada en el refuerzo

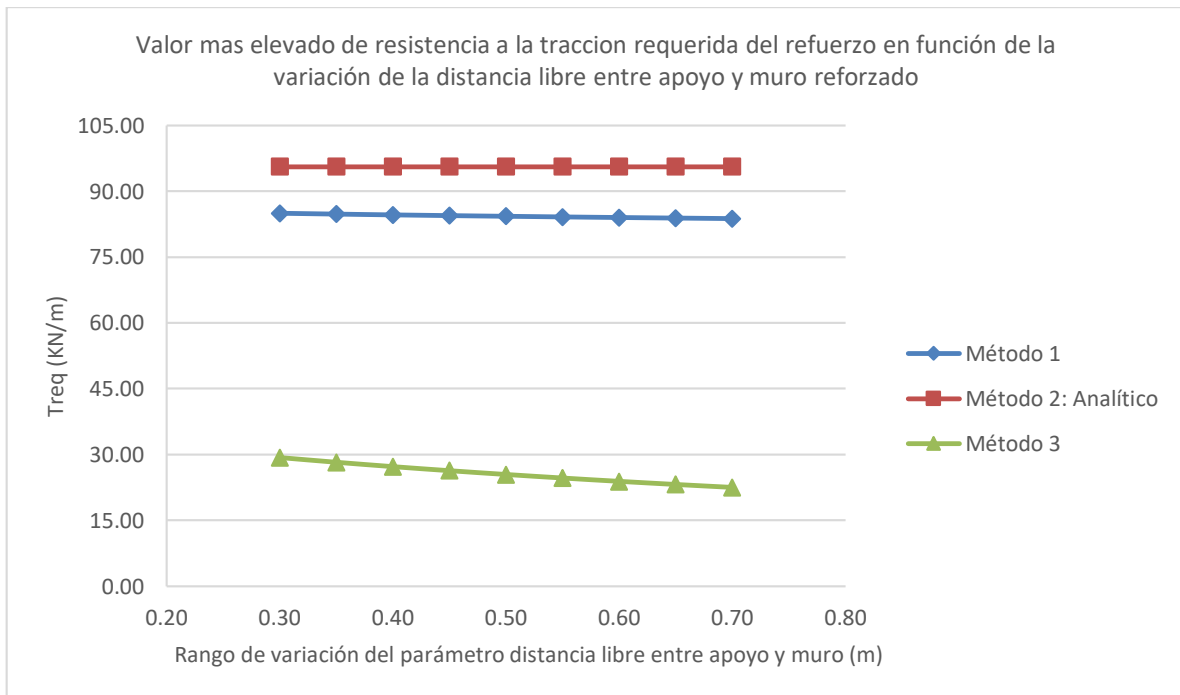


Figura 107: Influencia de la distancia libre entre apoyo y muro reforzado en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.8 Resultados debido a la variación de la carga muerta aplicada

Los resultados inducidos por la variación de la carga muerta muestran que influye en todos los métodos evaluados, pero no en todos los parámetros de diseño y control. El aumento del parámetro desde el menor valor de 62KN/ m² hasta el más alto de 312KN/ m² incluyendo el caso base de 160KN/ m² muestra que con respecto a la estabilidad al deslizamiento del apoyo, tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de DL cumplen con el factor de seguridad mínimo y la relación capacidad/demanda mínima, respectivamente, siendo el caso con menor valor el que otorga un factor menor y viceversa, como se muestra en la Figura 108 y Figura 109; se halló una variación creciente de 91% para el Método 1 y 91% para el Método 3 entre el factor del caso base y el que corresponde al máximo valor en el rango usado para carga muerta; extremos que se usan para hallar los porcentajes de variación en todos los casos a continuación. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

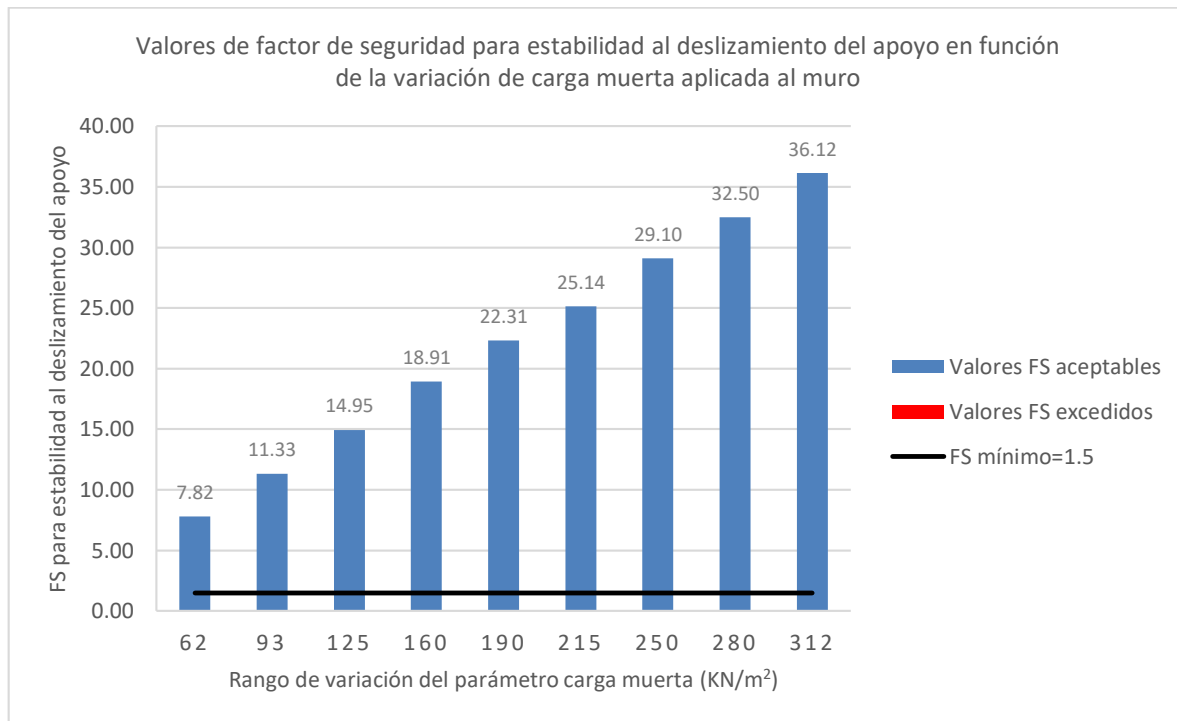


Figura 108: Influencia de la carga muerta en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

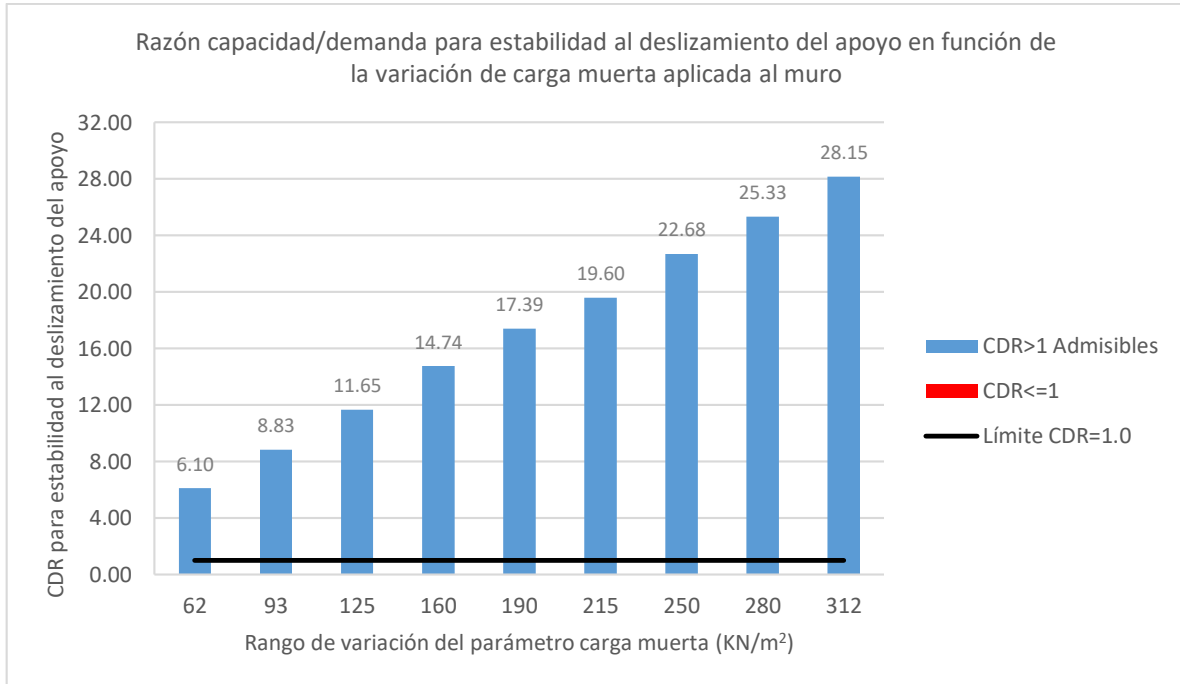


Figura 109: Influencia de la carga muerta en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del apoyo muestran que tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de carga muerta son menores que el límite máximo admisible, como se muestra en la Figura 110 y Figura 111 respectivamente; se halló una variación decreciente de 31.6% para el Método 1 y 46.6% para el Método 3. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

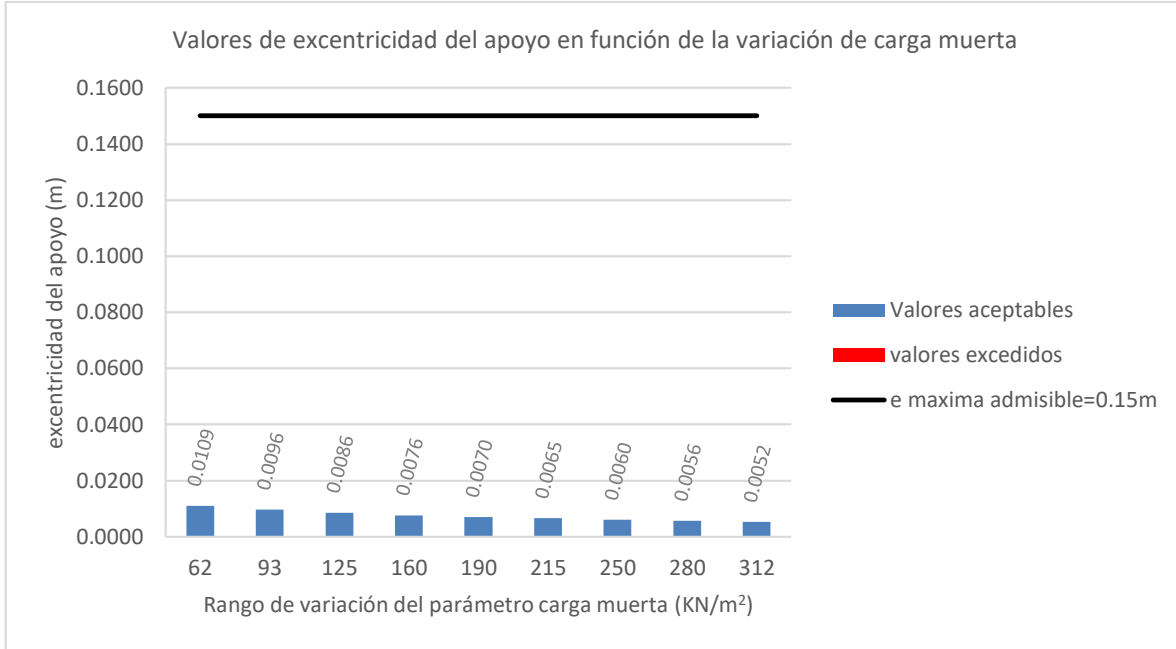


Figura 110: Influencia de la carga muerta en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

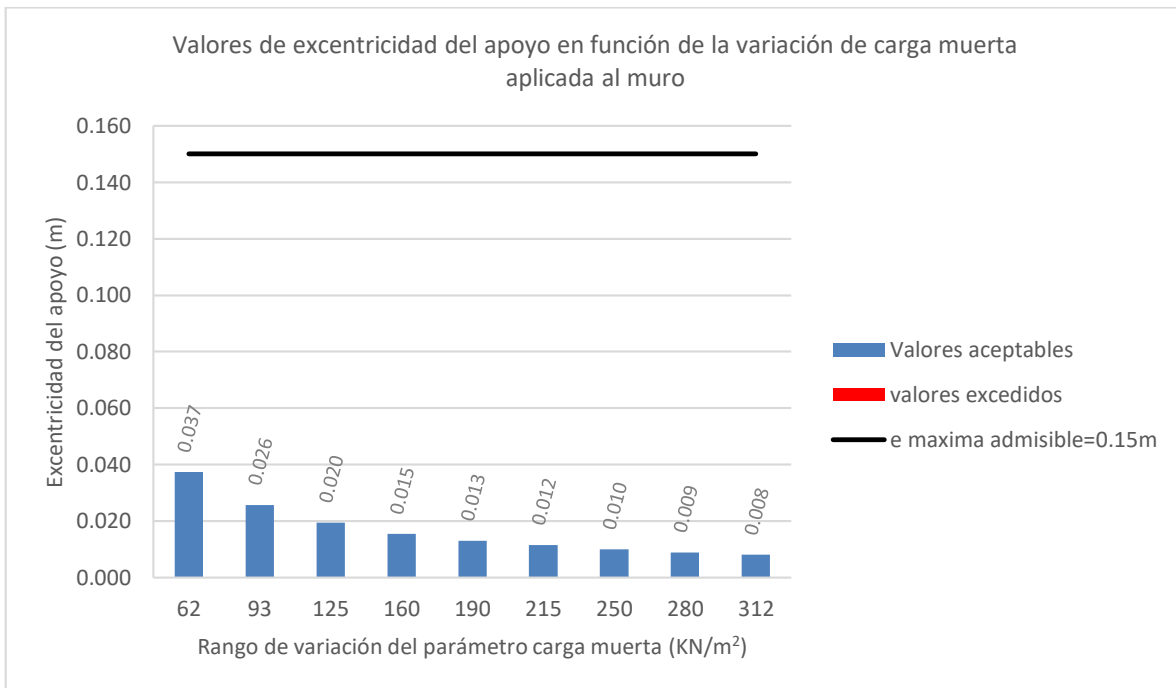


Figura 111: Influencia de la carga muerta en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del apoyo muestran que para el Método 2, el 0.0% de los casos aplicados de carga muerta cumplen con la relación capacidad/demanda mínima; mientras mayor es la carga, menor es la relación y por ende mayor la inestabilidad, como se muestra en la Figura 113. Para los Métodos 1 y 3, solo cumple el caso más bajo de carga muerta, los demás producen inestabilidad, como se muestra en la Figura 112 y Figura 114 respectivamente; se halló una variación decreciente de 31% para el Método 1, 32.7% para el Método 2 y 31% para el Método 3 para fines de investigación y comparación.

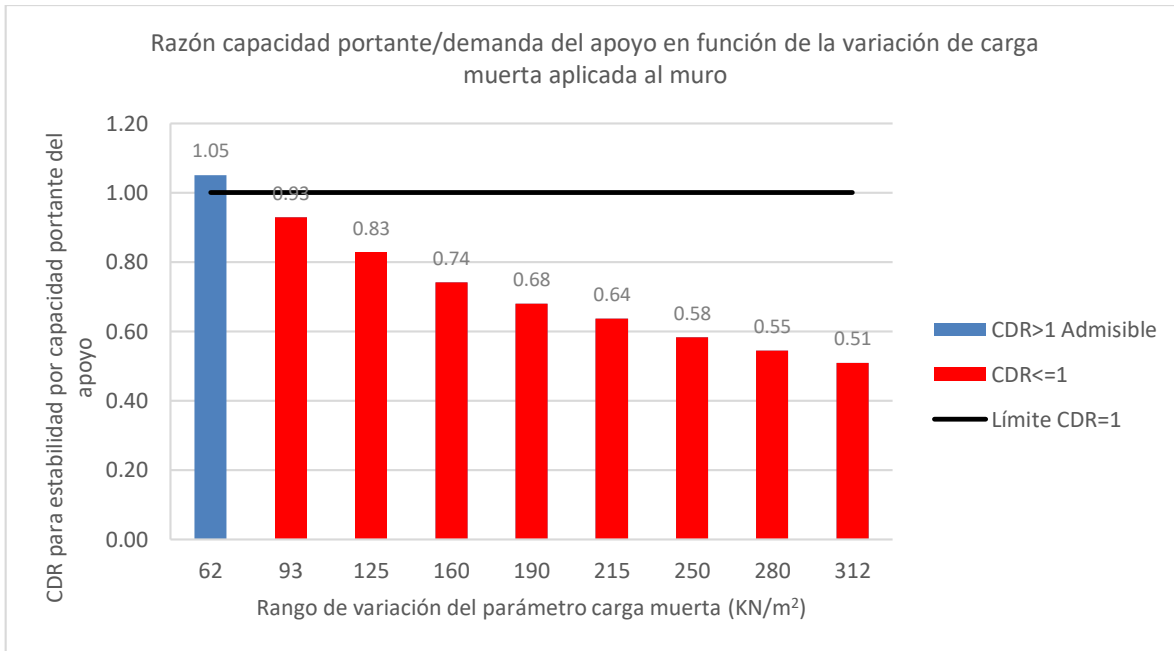


Figura 112: Influencia de la carga muerta en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

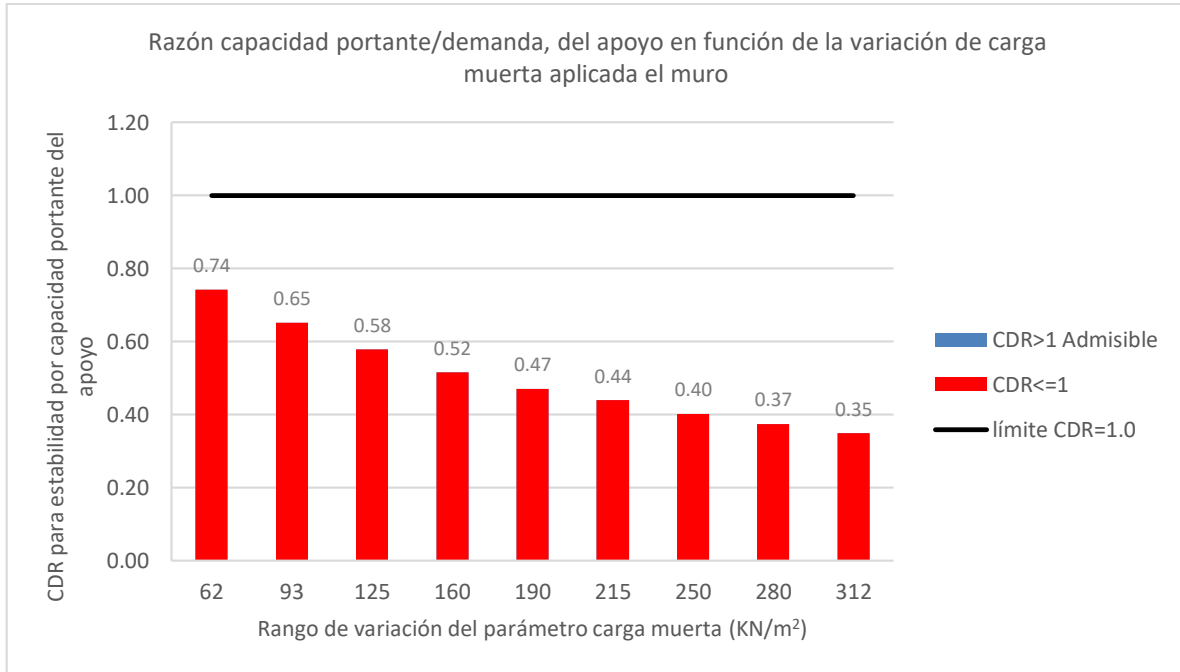


Figura 113: Influencia de la carga muerta en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

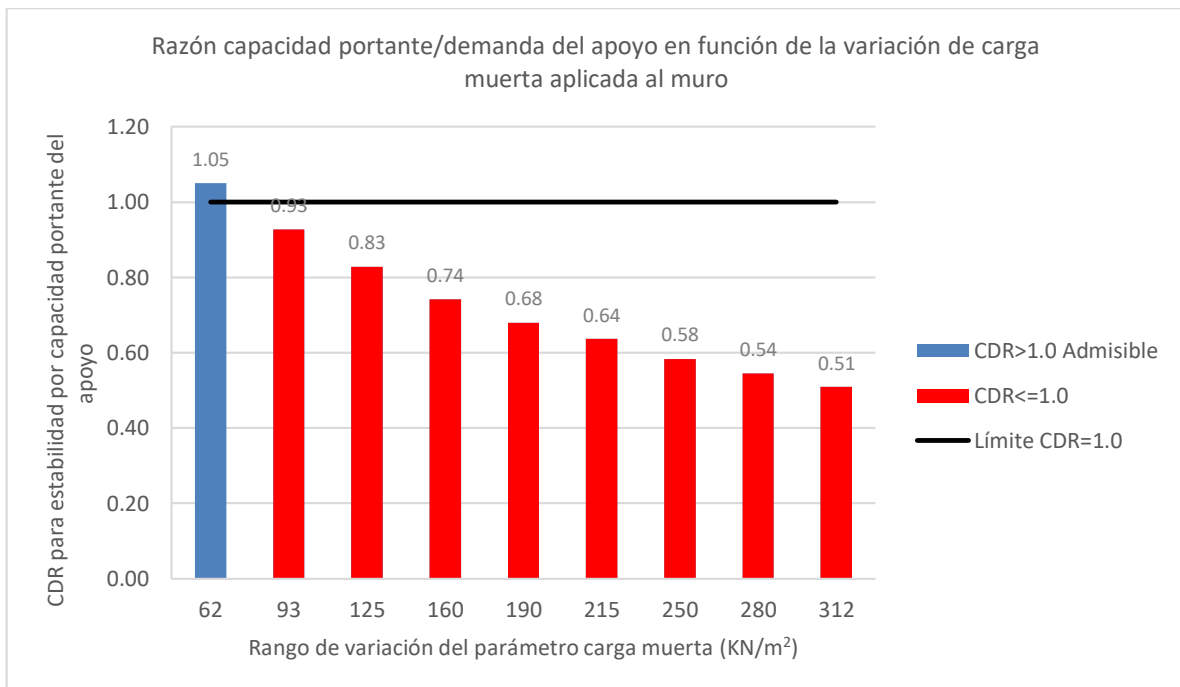


Figura 114: Influencia de la carga muerta en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de carga muerta cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, siendo el parámetro con menor valor el que otorga un factor menor y viceversa, como se muestra en la Figura 115, Figura 116 y Figura 117; se halló una variación creciente de 18.6% para el Método 1, 38.4% para el Método 2 y 19.5% para el Método 3 entre los extremos definidos.

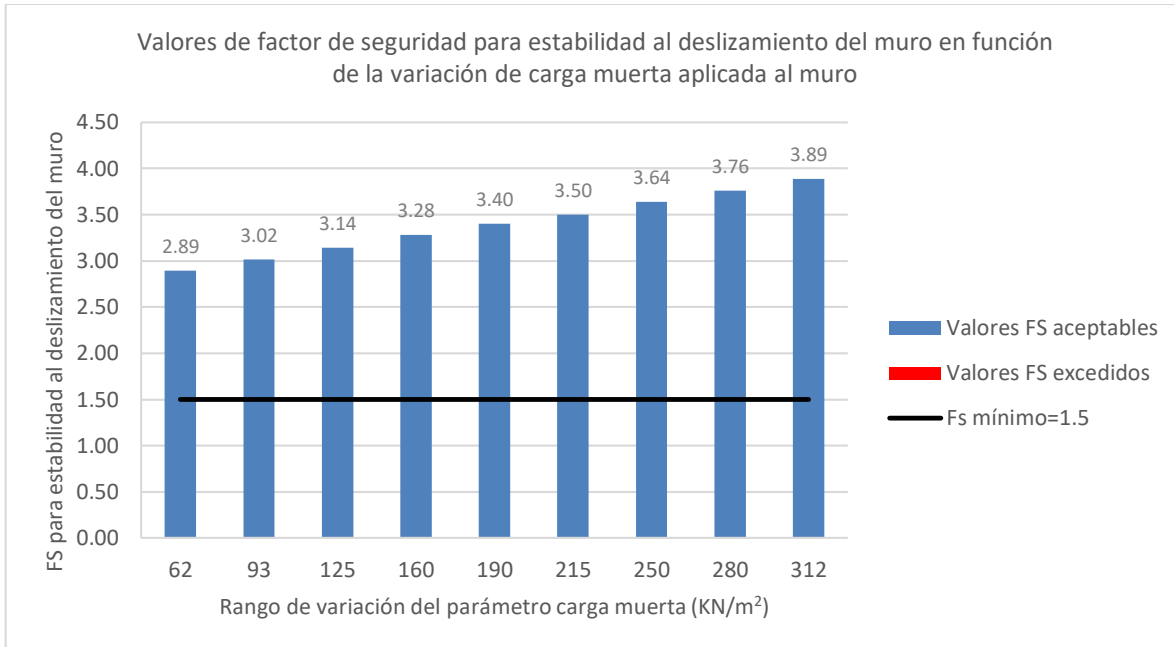


Figura 115: Influencia de la carga muerta en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

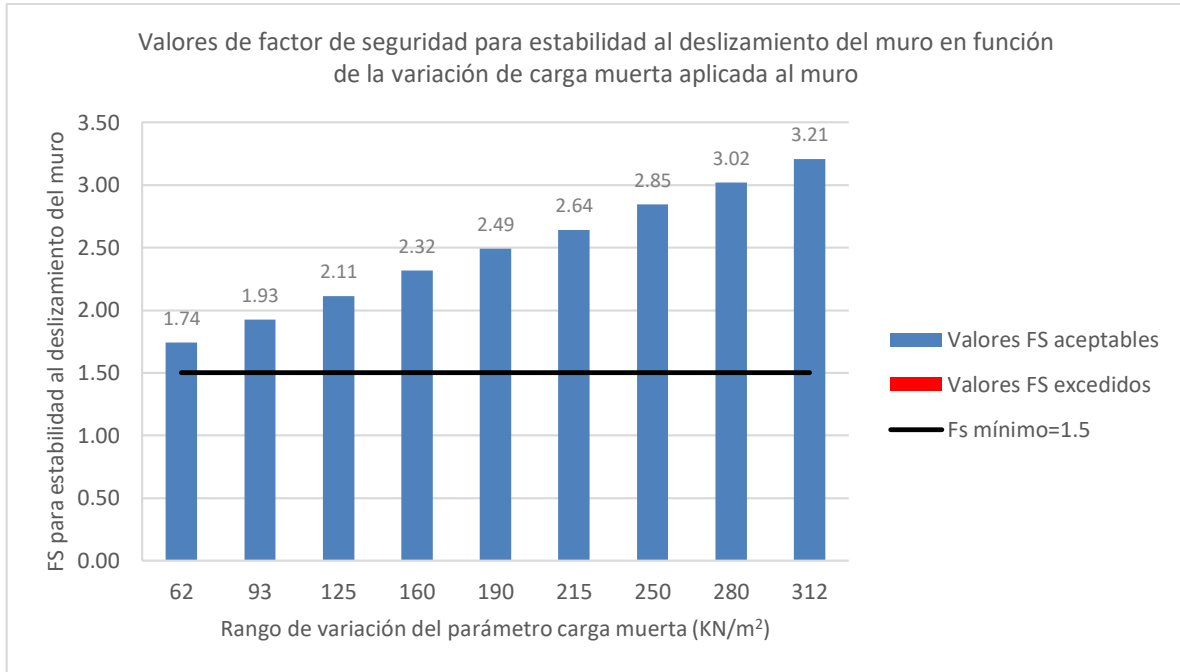


Figura 116: Influencia de la carga muerta en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

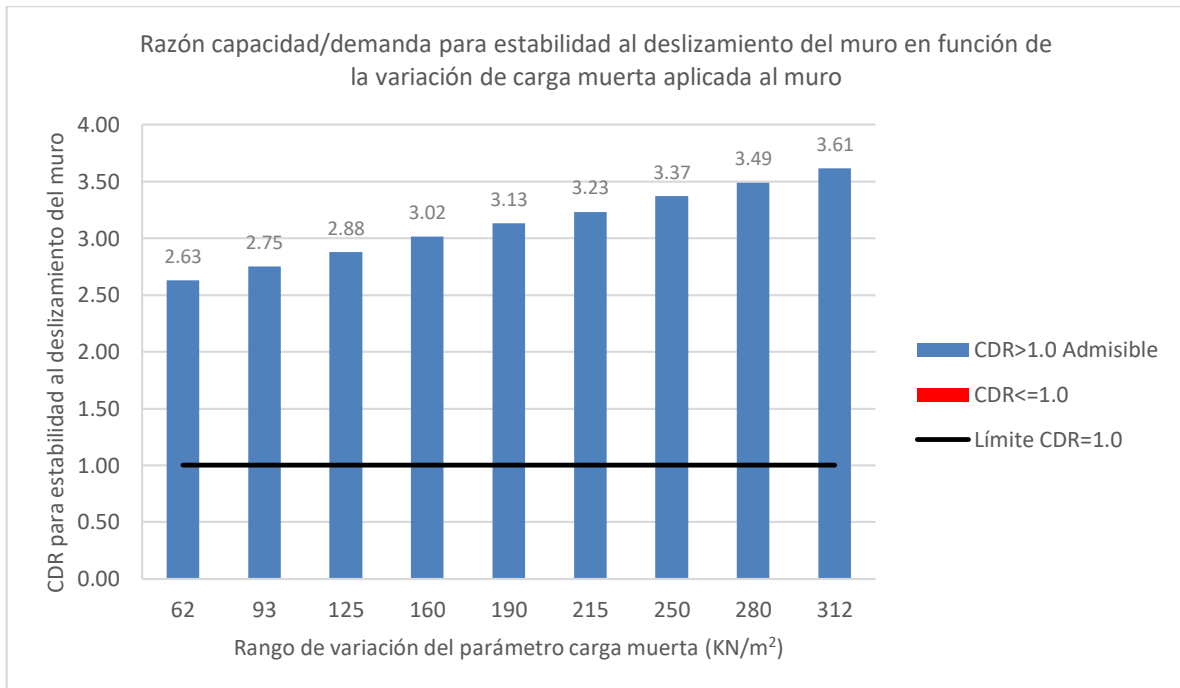


Figura 117: Influencia de la carga muerta en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que Método 1 el 44% de los casos aplicados de carga muerta son menores que el valor máximo admisible, siendo los casos mayores a 160kN/ m² los que exceden el límite, como se muestra en la Figura 118; se halló una variación creciente de 15.4% entre los extremos válidos. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, hallando una variación decreciente, contrario a los métodos 1 y 3 donde a mayor carga mayor excentricidad, de 14.2%. Para efectos de comparación, si el límite fuese el mismo que para los demás métodos, el 100% de los casos serían válidos, como se muestra en la Figura 119. Para el Método 3 el 77% de los casos aplicados de carga muerta cumplen con el valor máximo admisible, siendo los mayores a 250kN/ m² los casos que provocan inestabilidad, como se muestra en la Figura 120; se halló una variación creciente de 23.6%, entre los extremos definidos.

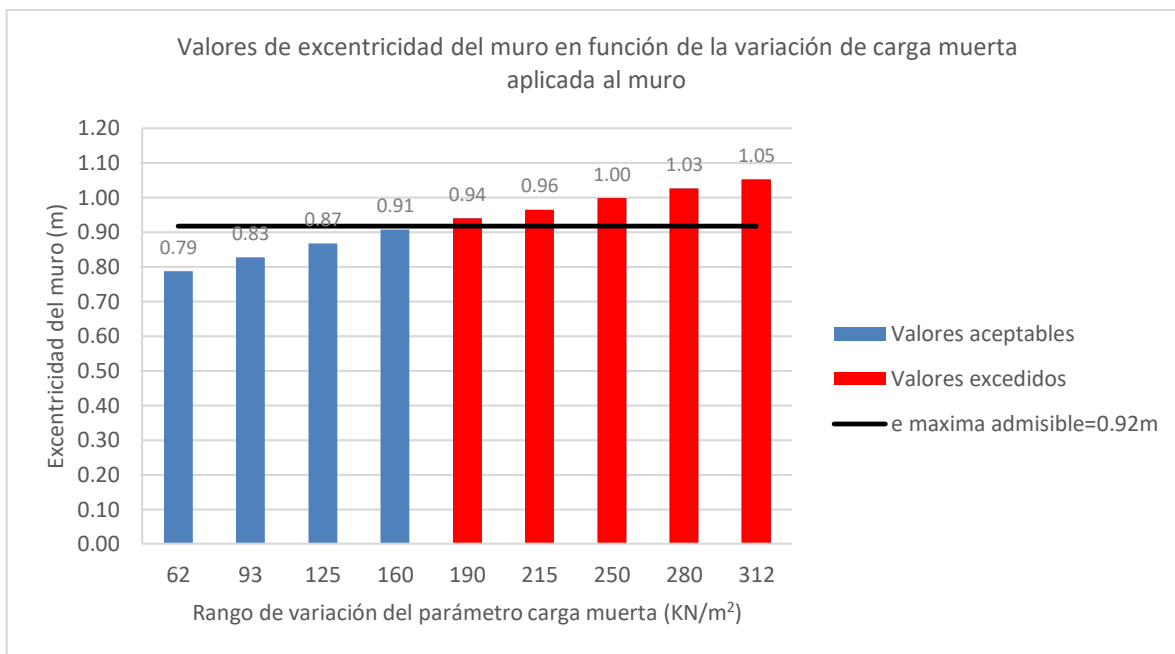


Figura 118: Influencia de la carga muerta en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

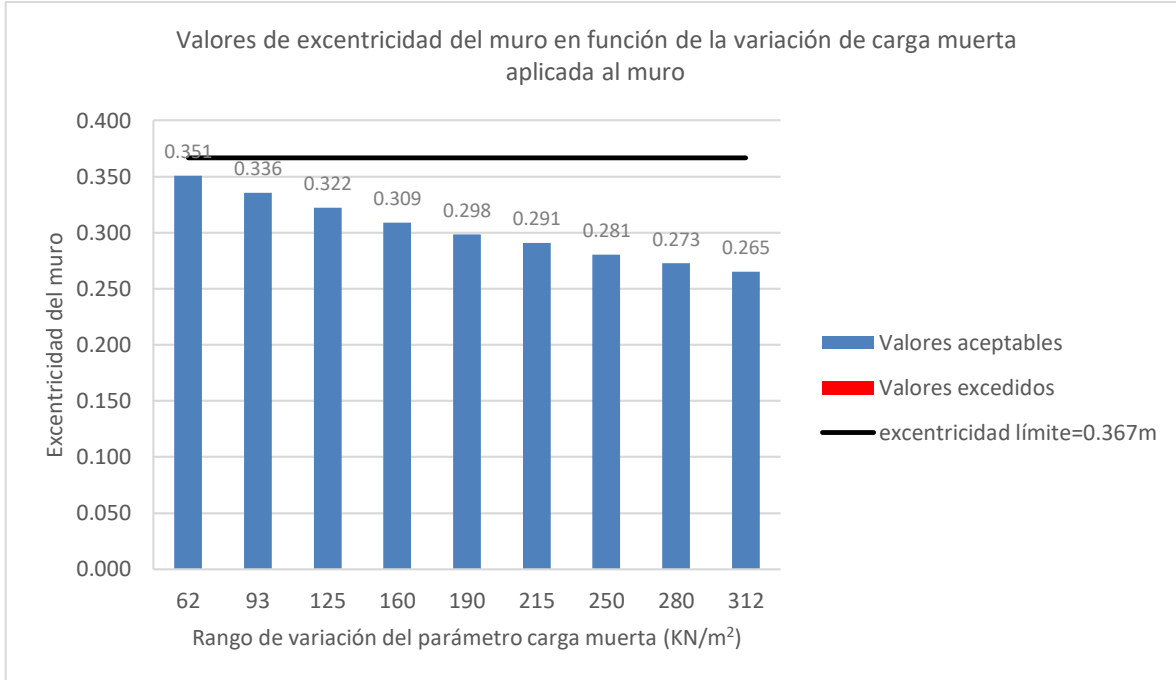


Figura 119: Influencia de la carga muerta en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

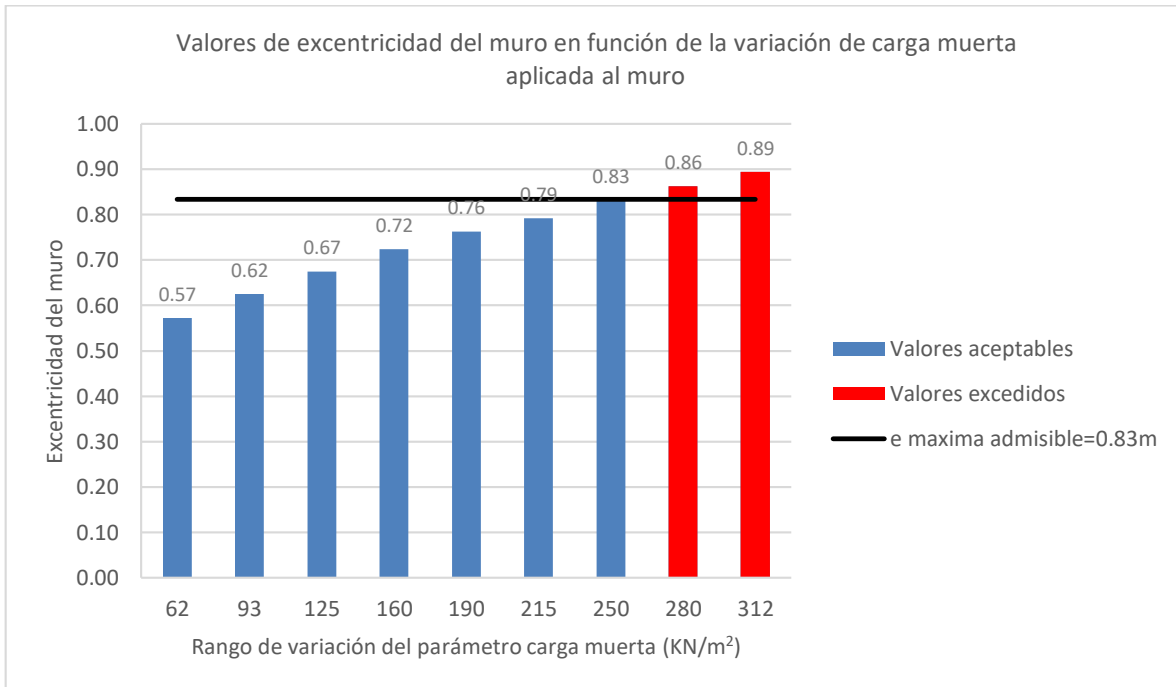


Figura 120: Influencia de la carga muerta en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de carga muerta cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 121, Figura 122 y Figura 123; se halló una variación decreciente del 15.2% para el Método 1, 14.7% para el Método 2 y 13.1% para el Método 3.

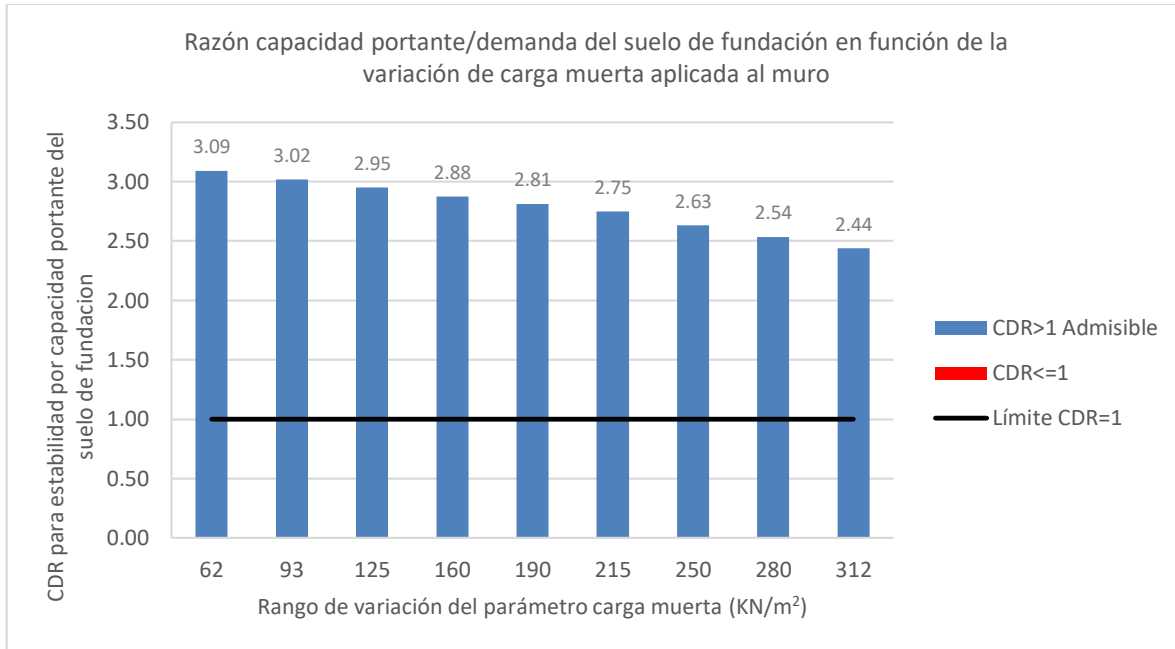


Figura 121: Influencia de la carga muerta en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

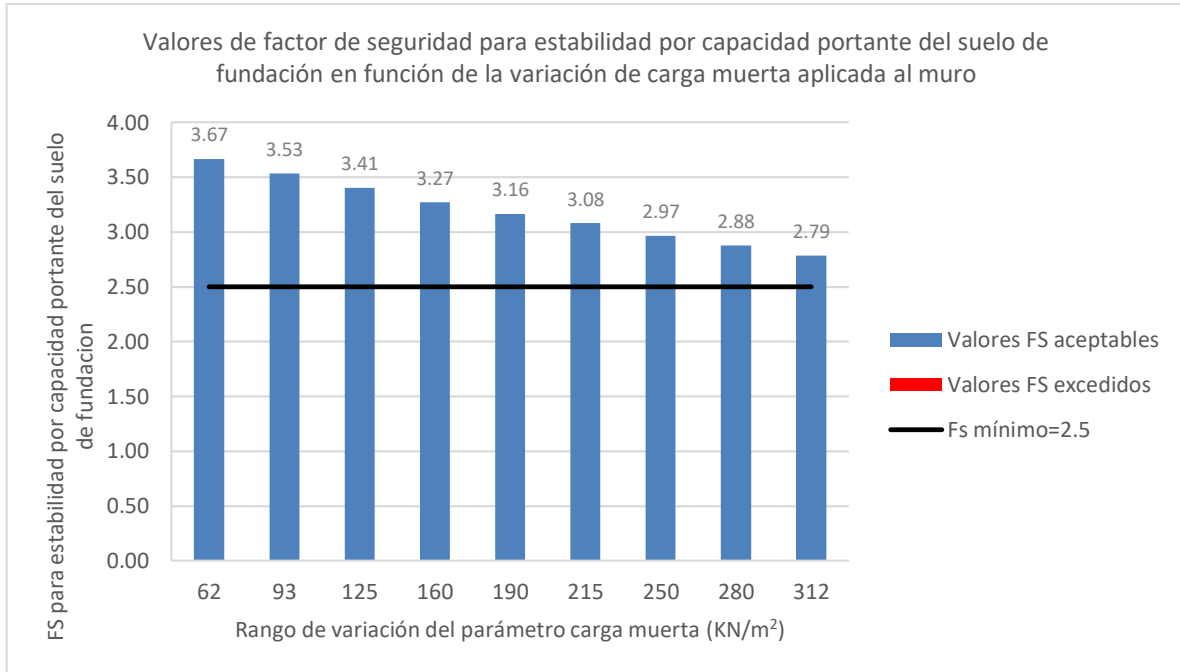


Figura 122: Influencia de la carga muerta en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

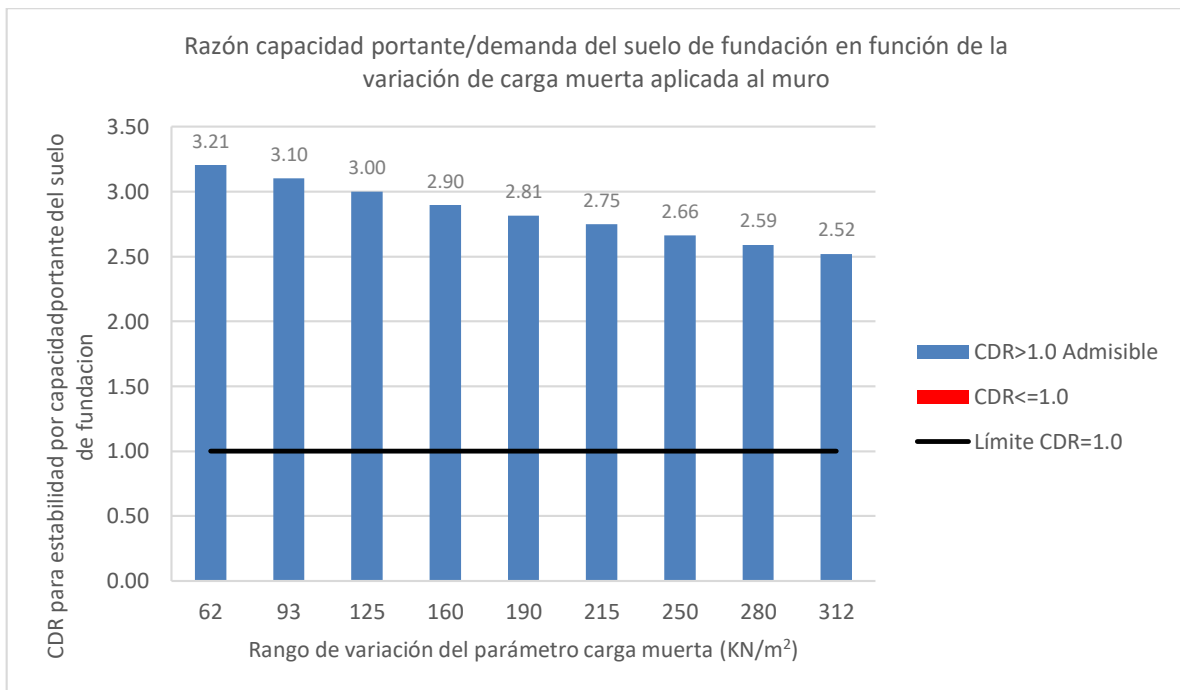


Figura 123: Influencia de la carga muerta en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, los casos aplicados de carga muerta influyen en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} . En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de carga muerta como se muestra en la Figura 127 con 38.3% de variación creciente entre los extremos definidos. Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, la cual es mayor en la parte superior por la acción de las cargas del puente y no varía bruscamente en su forma ante los cambios del parámetro, solamente se desplaza hacia la derecha, indicando que a mayor carga muerta, mayor es la carga máxima sobre el refuerzo, T_{max} , como se indica en la Figura 124 para el Método 1, Figura 125 para el Método 2 y Figura 126 para el Método 3; en consecuencia, será mayor la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , como se indica en la Figura 128 y Figura 129 para el Método 2 y Método 3 respectivamente.

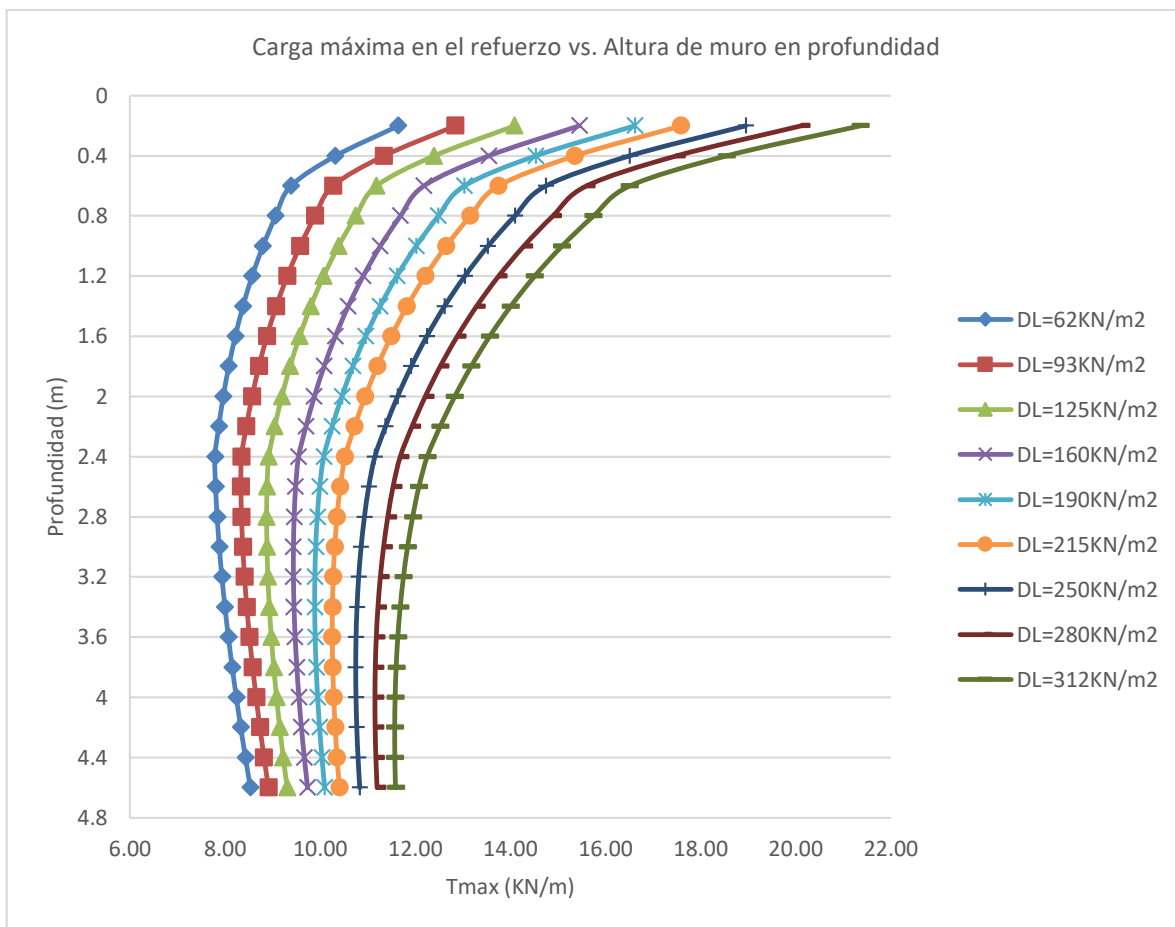


Figura 124: Influencia de la carga muerta en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

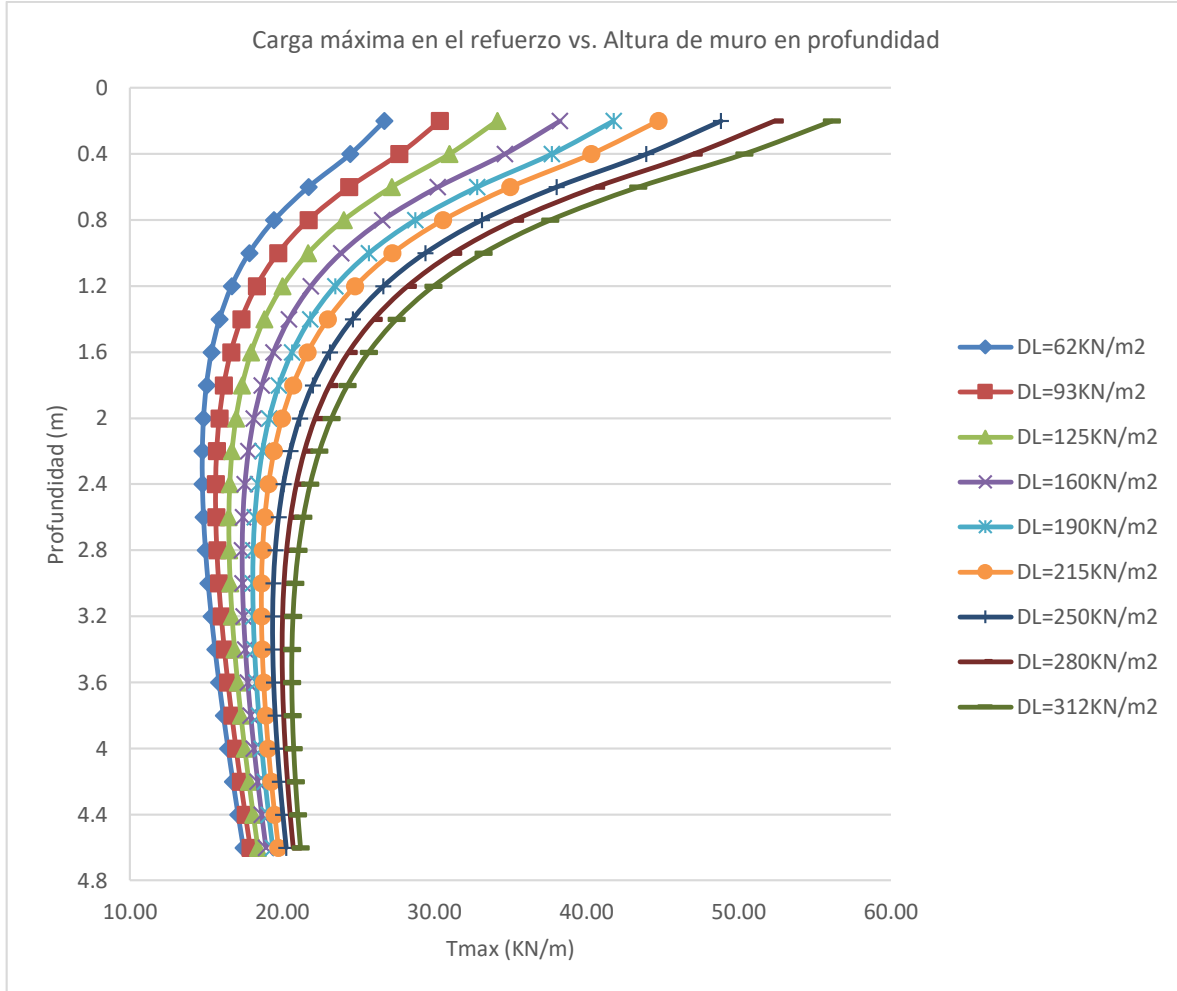


Figura 125: Influencia de la carga muerta en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

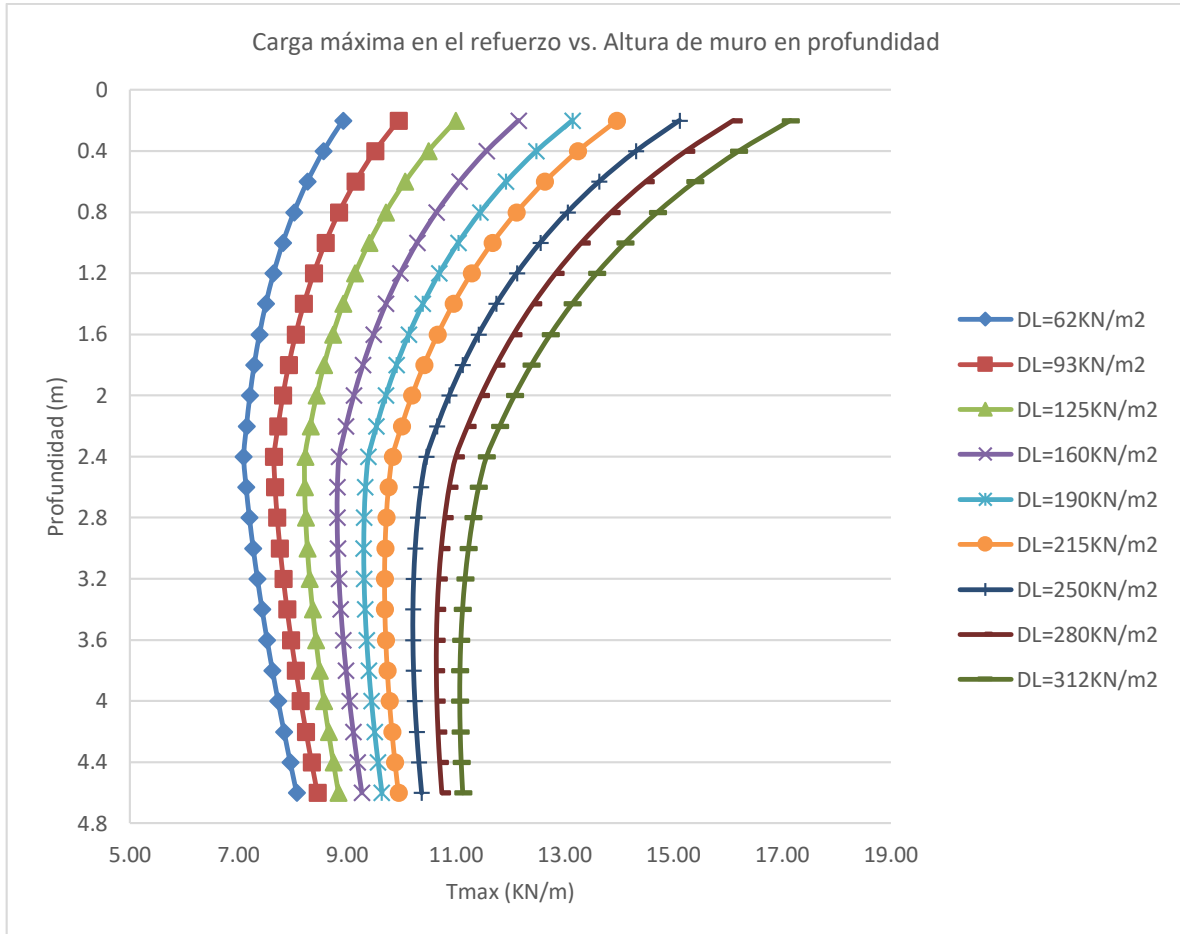


Figura 126: Influencia de la carga muerta en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

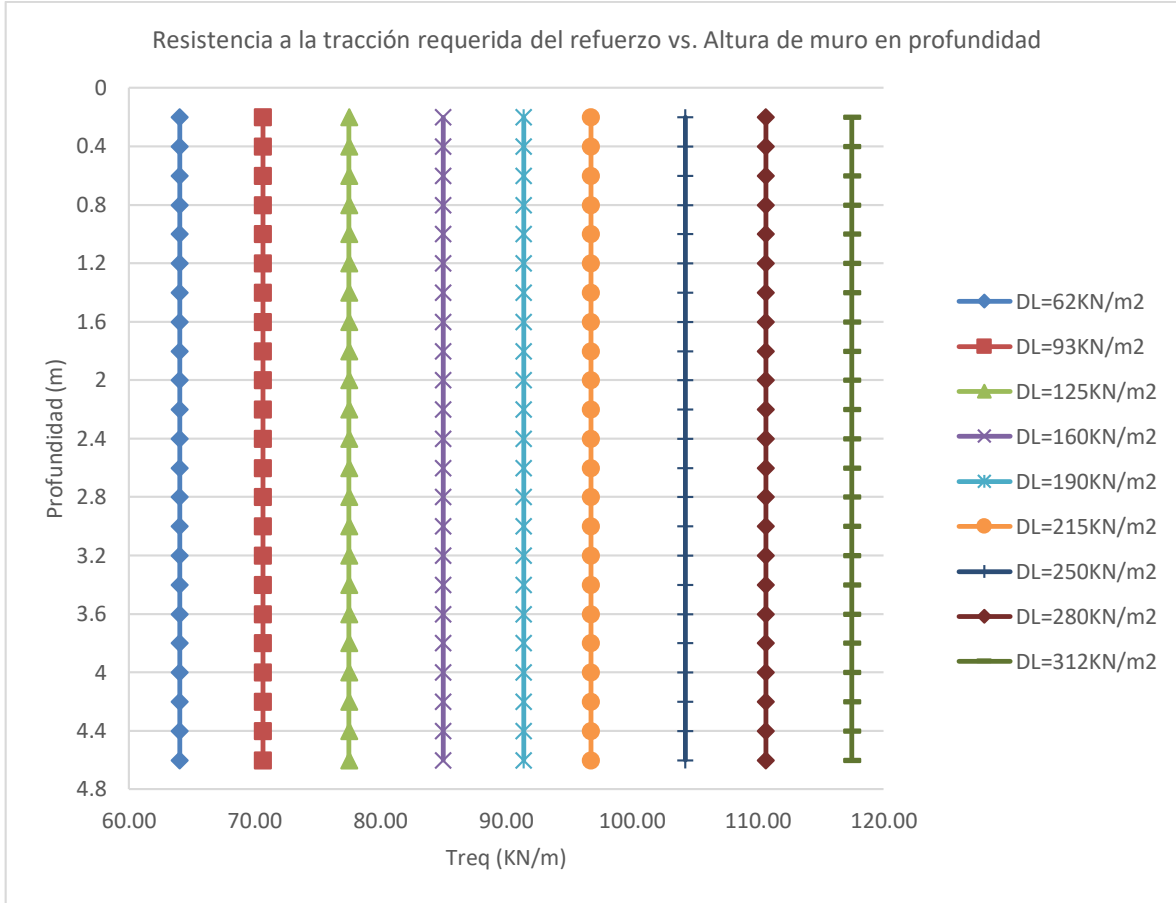


Figura 127: Influencia de la carga muerta en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

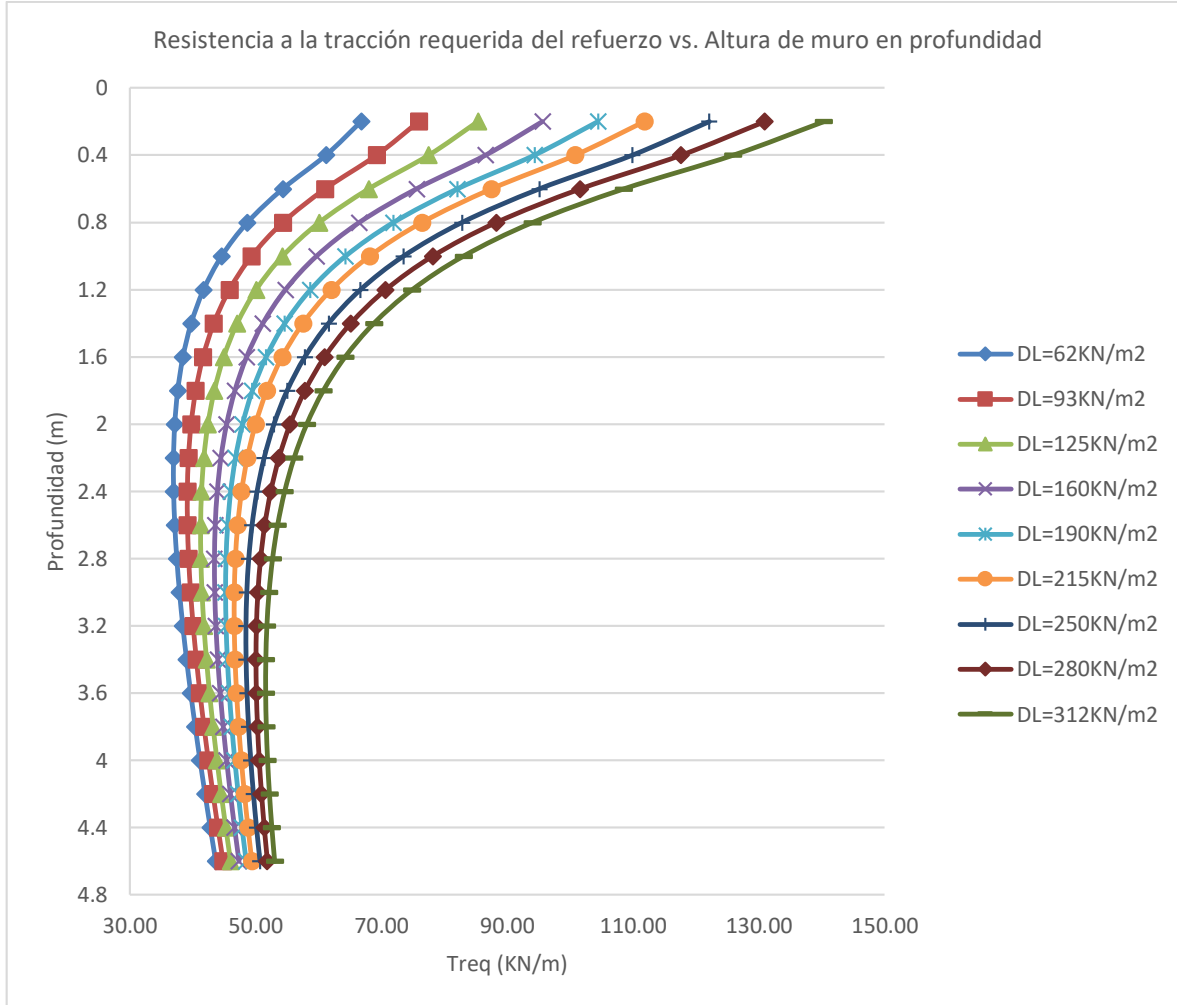


Figura 128: Influencia de la carga muerta en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

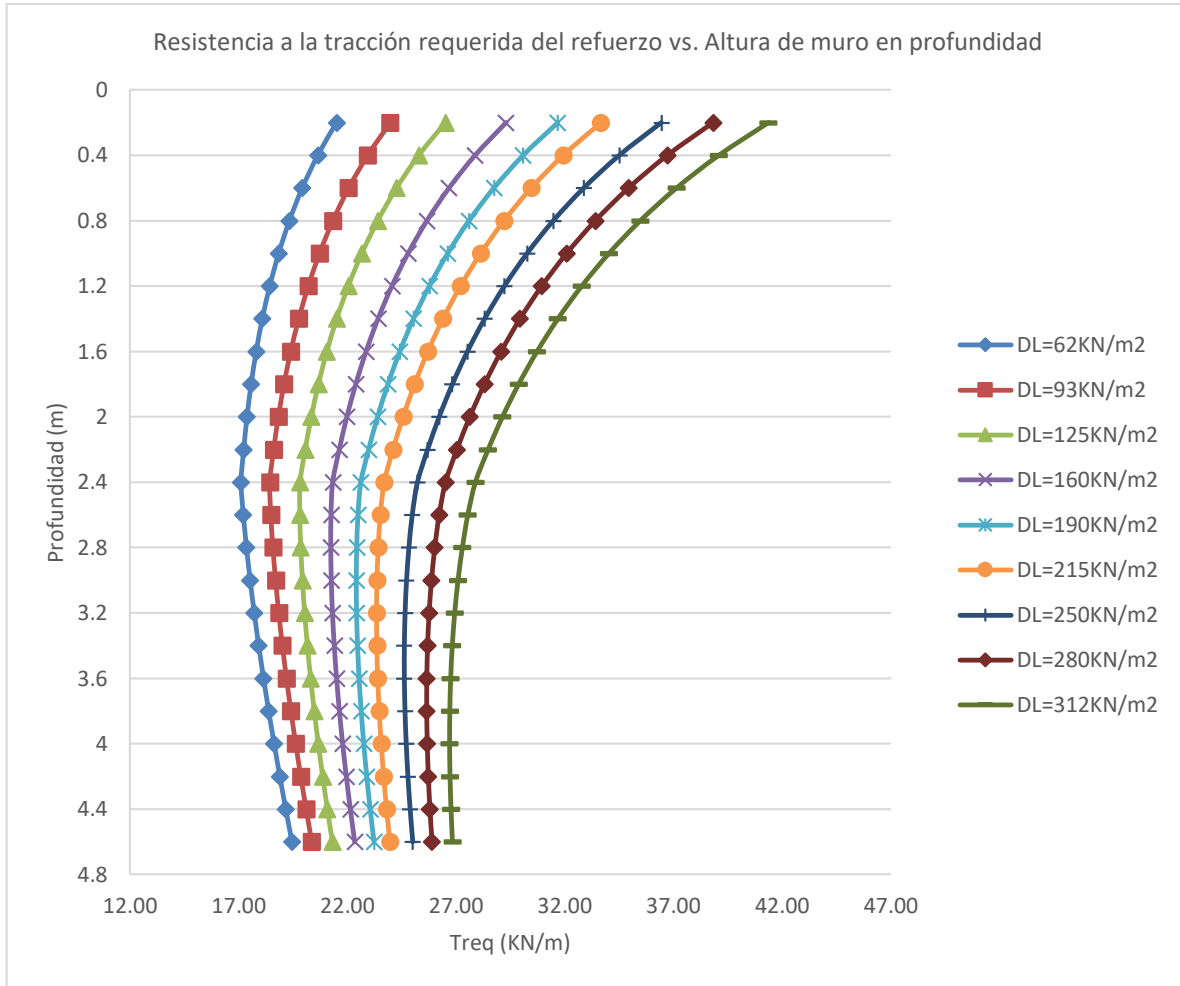


Figura 129: Influencia de la carga muerta en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de T_{max} se halló una variación creciente de 38.3% para el Método 1, 46.8% para el Método 2 y 41.2% para el Método 3 y para el caso de T_{req} se halló una variación creciente de 38.3% para el Método 1, 46.8% para el Método 2 y 41.2% para el Método 3. El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 130 y Figura 131. El Método 2 presenta el mayor porcentaje de variabilidad.

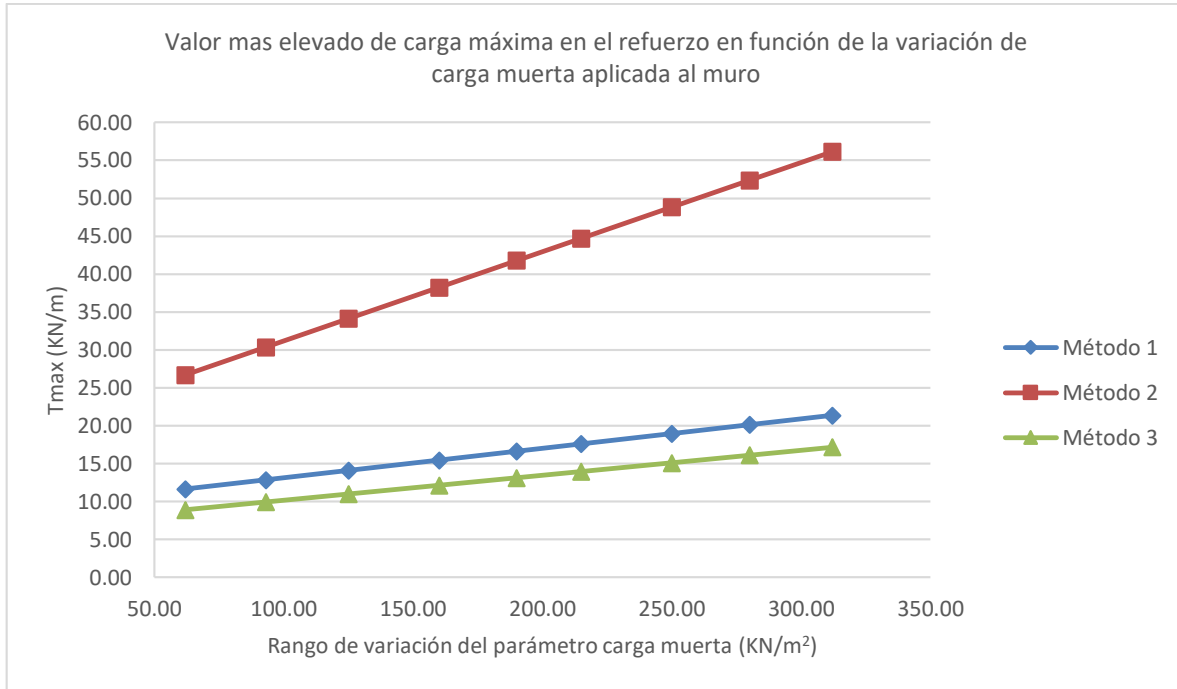


Figura 130: Influencia de la carga muerta aplicada al muro en la carga más elevada en el refuerzo

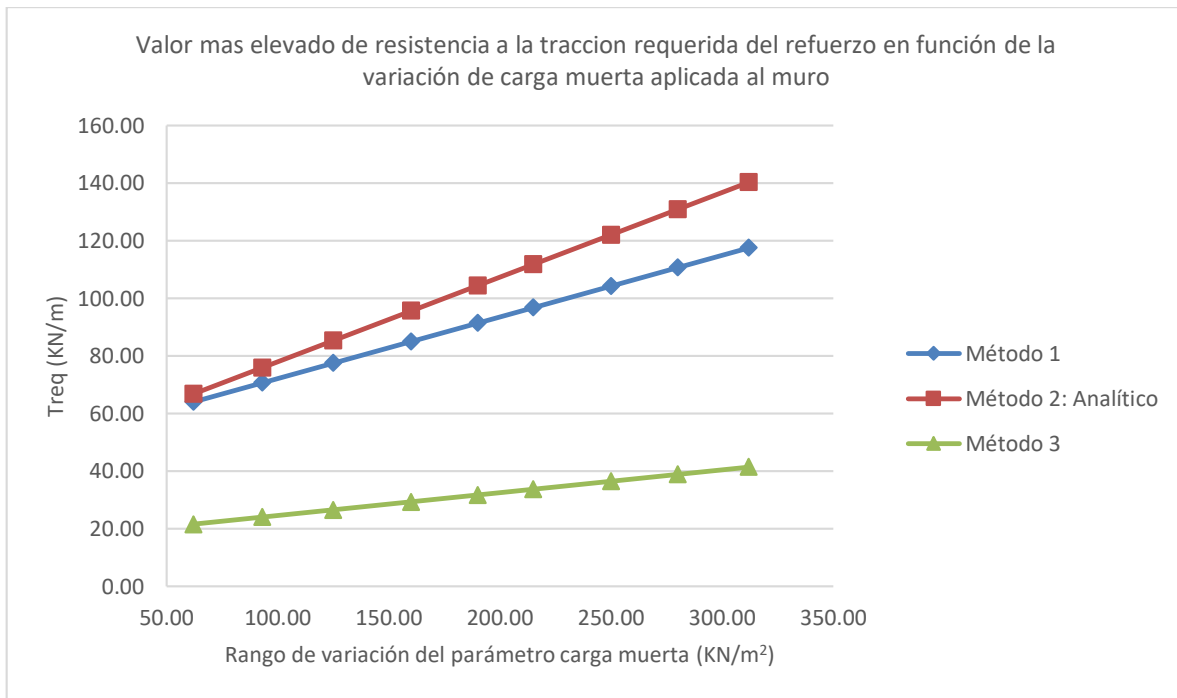


Figura 131: Influencia de la carga muerta aplicada al muro en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.9 Resultados debido a la variación de la carga viva aplicada

El aumento del parámetro desde el menor valor de 72kN/m^2 hasta el más alto de 264kN/m^2 incluyendo el caso base de 160kN/m^2 , no influye ni en el deslizamiento ni en el control de falla por excentricidad en el apoyo, con variaciones del 0% y menores al 23% respectivamente, sin embargo, en esta última a pesar de la variación no genera inestabilidad. Resultados que se muestran en la sección 7.4.7, en el capítulo de Anexos.

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del apoyo muestran que para el Método 2, el 0.0% de los casos aplicados de carga viva cumplen con la relación capacidad/demanda mínima; mientras mayor es la carga, menor es la relación y por ende mayor la inestabilidad, como se muestra en la Figura 133. Para los Métodos 1 y 3, solo cumple el caso más bajo de carga viva, los demás producen inestabilidad, como se muestra en la Figura 132 y Figura 134 respectivamente; se halló una variación decreciente del 23% para el Método 1, 25% para el Método 2 y 24.3% para el Método 3 para fines de investigación y comparación.

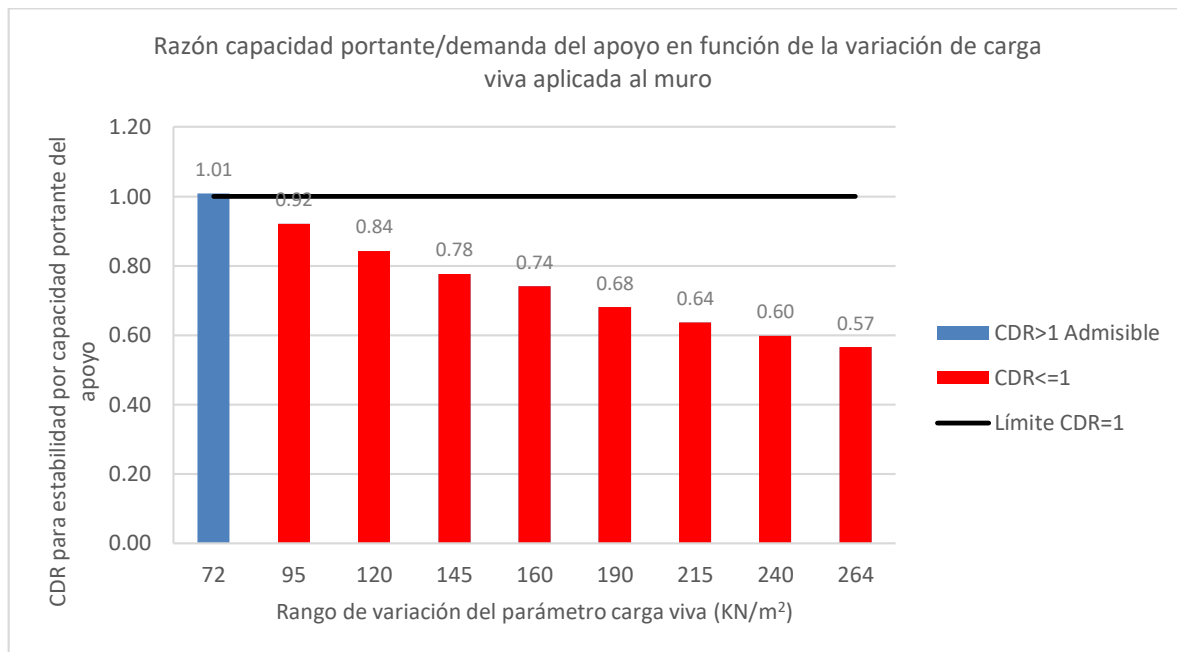


Figura 132: Influencia de la carga viva en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

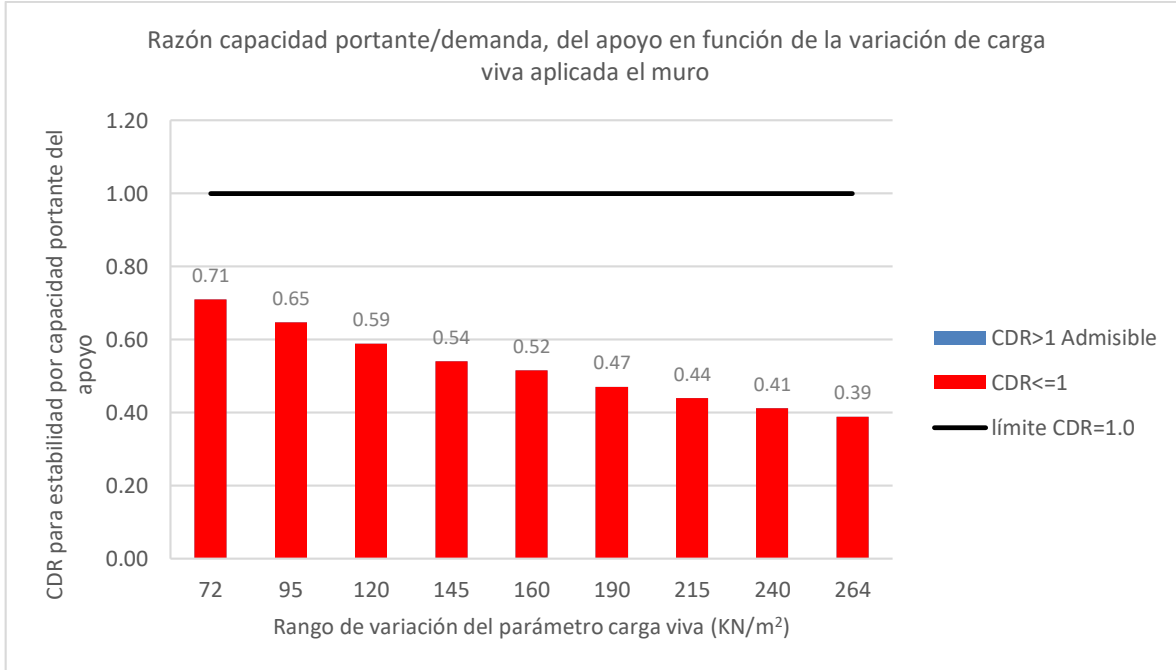


Figura 133: Influencia de la carga viva en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

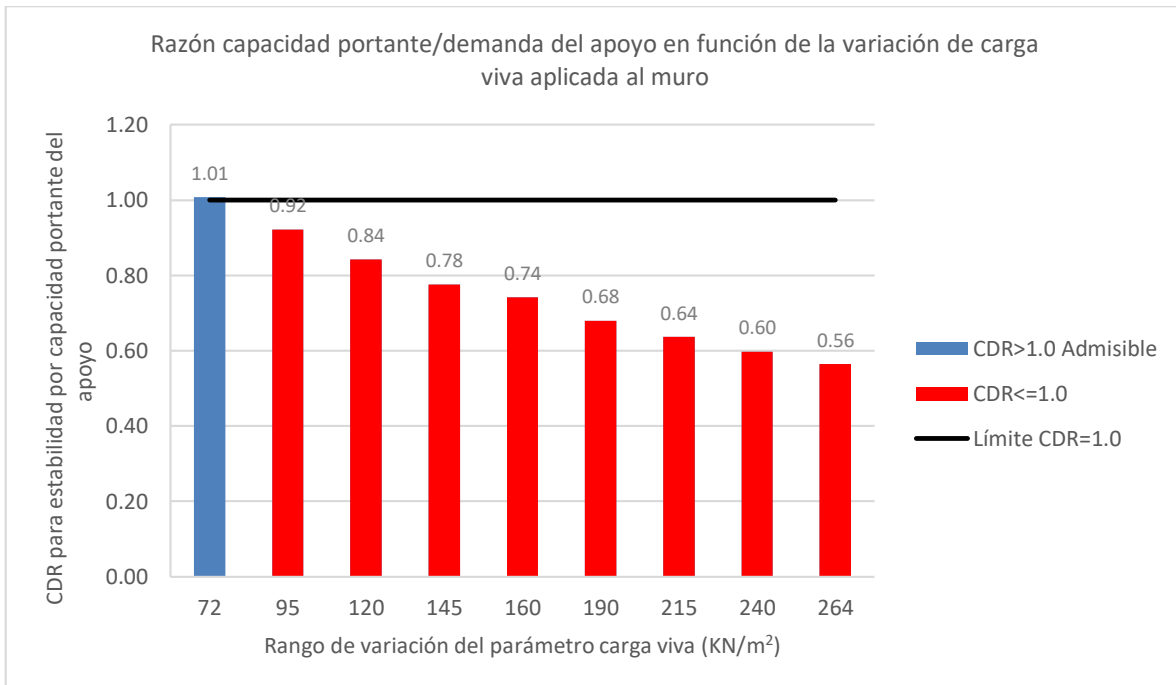


Figura 134: Influencia de la carga viva en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

No influye en la falla por deslizamiento del muro, con variación del 0% con respecto al caso base. En todos los casos existe estabilidad.

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1 el 55% de los casos aplicados de carga viva son menores que el valor máximo admisible, siendo los casos mayores a 190 kN/m^2 los que exceden el límite, como se muestra en la Figura 135; se halló una variación creciente de 11% entre los extremos definidos. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, hallando una variación decreciente, contrario al Método 1 que a mayor carga viva mayor excentricidad, de 10.4% entre los extremos. Para efectos de comparación, si el límite fuese el mismo que para los demás métodos, el 100% de los casos serían válidos, como se muestra en la Figura 136. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados de carga viva cumplen con el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 137; se halló una variación de 0.0% entre los extremos válidos, indicando que la variación de la carga viva no influye en este modo de falla en el Método 3.

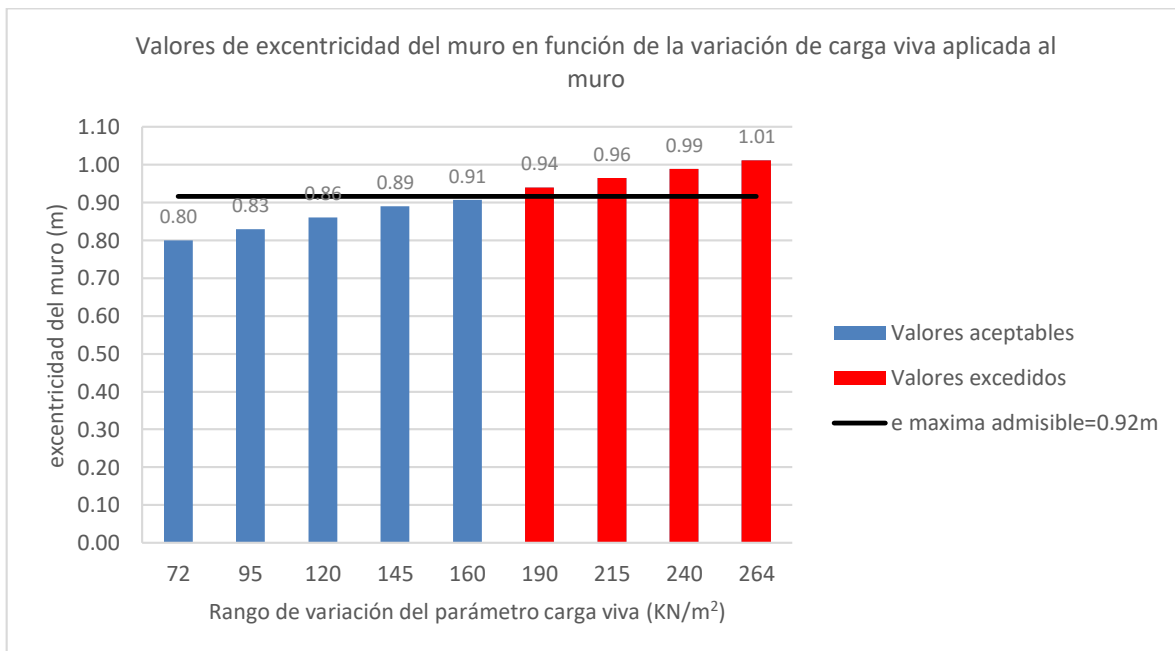


Figura 135: Influencia de la carga viva en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

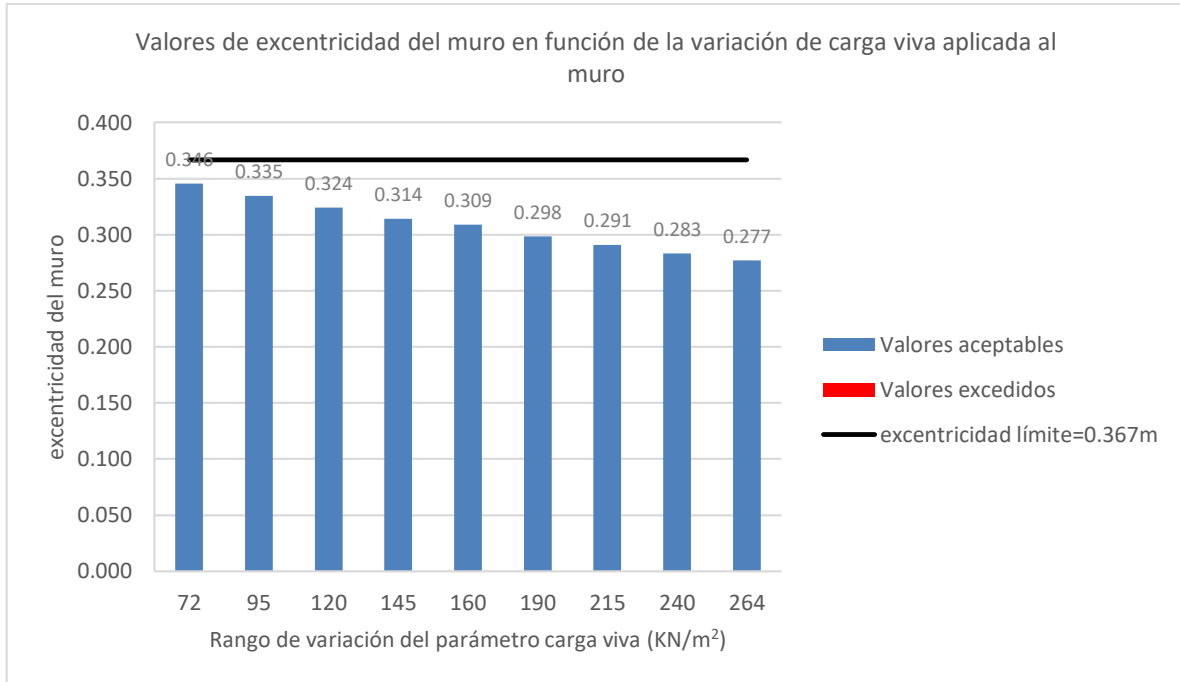


Figura 136: Influencia de la carga viva en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

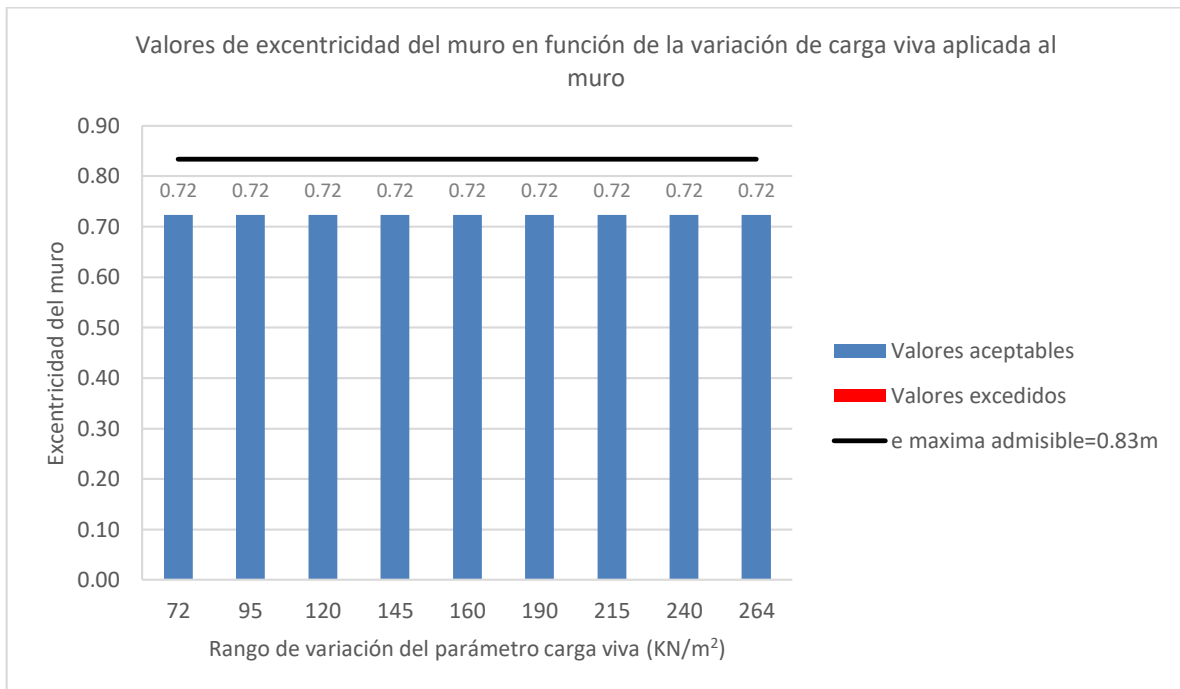


Figura 137: Influencia de la carga viva en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de carga viva cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 138, Figura 139 y Figura 140; se halló una variación decreciente del 10% para el Método 1, 10.7% para el Método 2 y 9.3% para el Método 3 entre los extremos definidos.

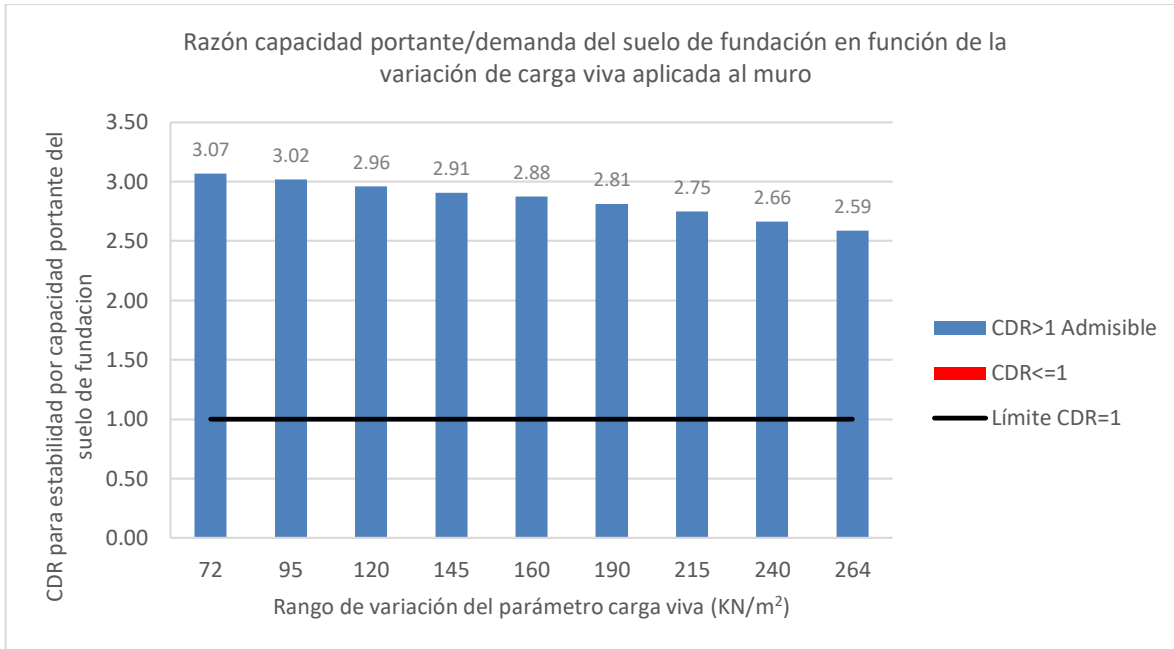


Figura 138: Influencia de la carga viva en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

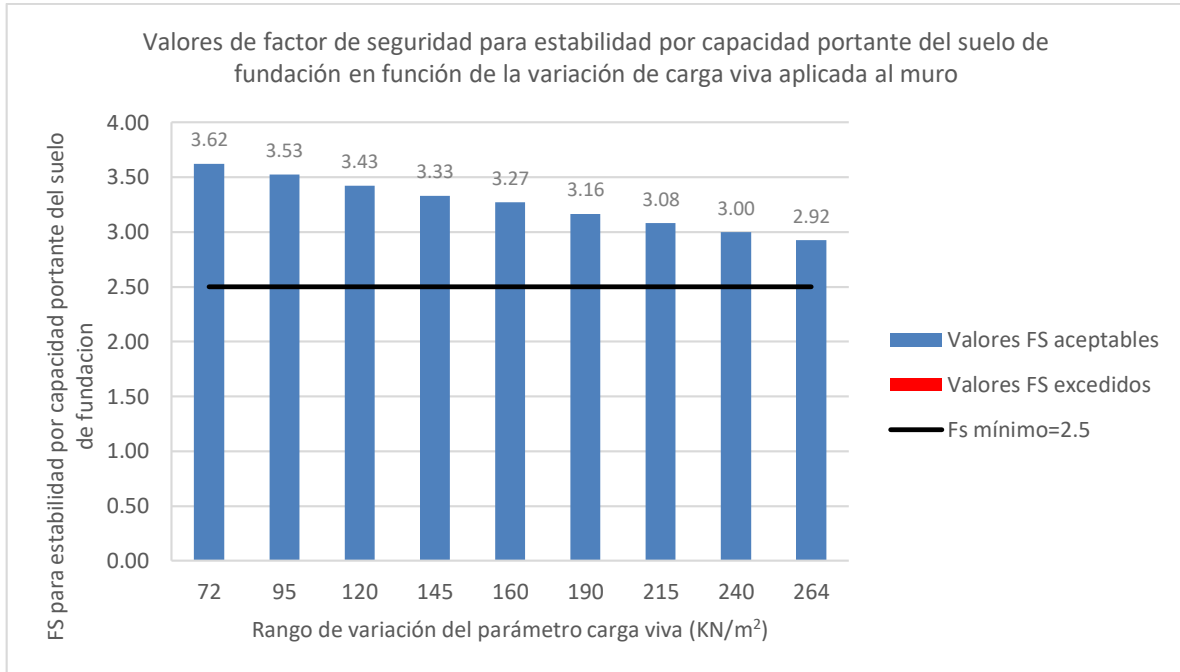


Figura 139: Influencia de la carga viva en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

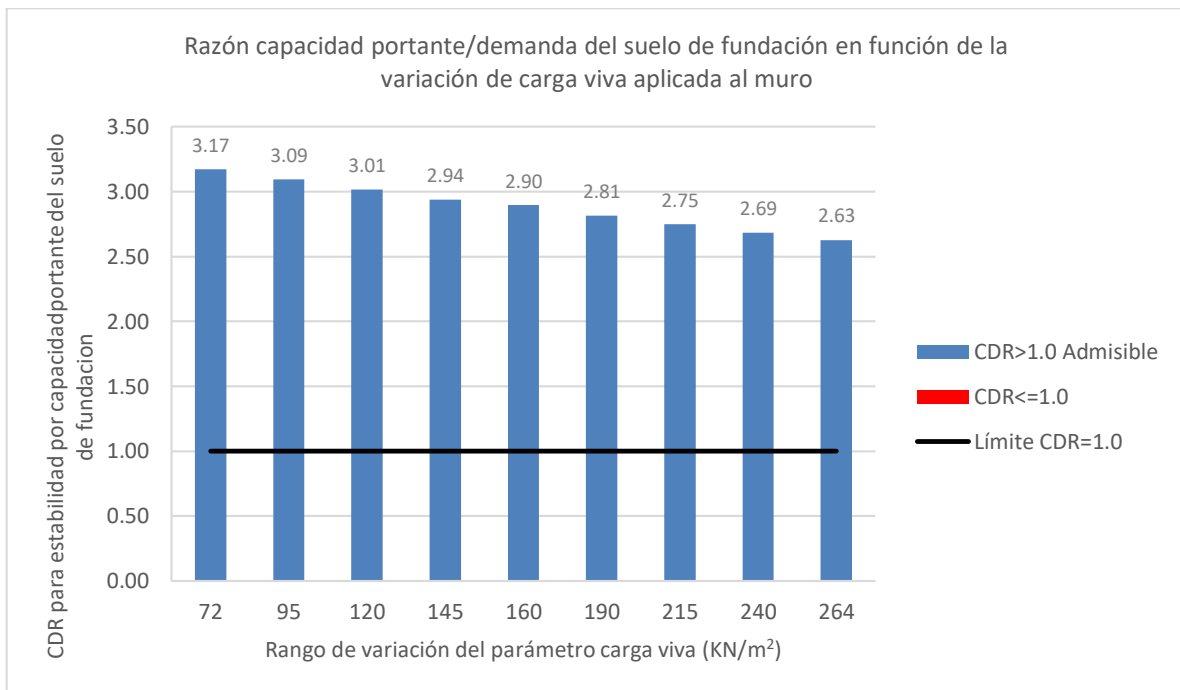


Figura 140: Influencia de la carga viva en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, en el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de carga muerta como se muestra en la Figura 144 con 26.2% de variación creciente entre los extremos. Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, la cual es mayor en la parte superior por la acción de las cargas del puente y no varía bruscamente en su forma ante los cambios del parámetro, solamente se desplaza hacia la derecha, indicando que a mayor carga viva, mayor es la carga máxima sobre el refuerzo, T_{max} , como se indica en la Figura 141 para el Método 1, Figura 142 para el Método 2 y Figura 143 para el Método 3; en consecuencia, será mayor la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , como se indica en la Figura 145 y Figura 146 para el Método 2 y Método 3 respectivamente.

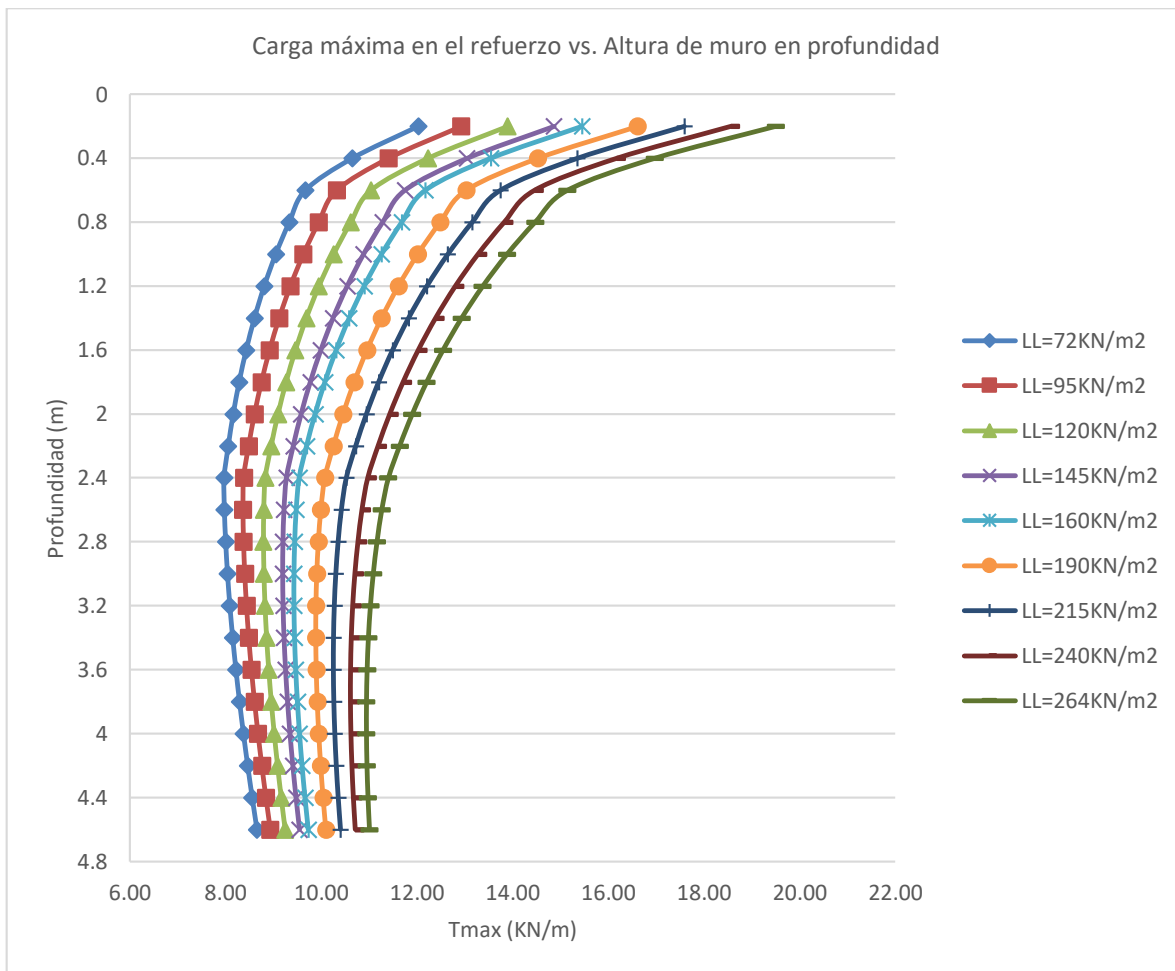


Figura 141: Influencia de la carga viva en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

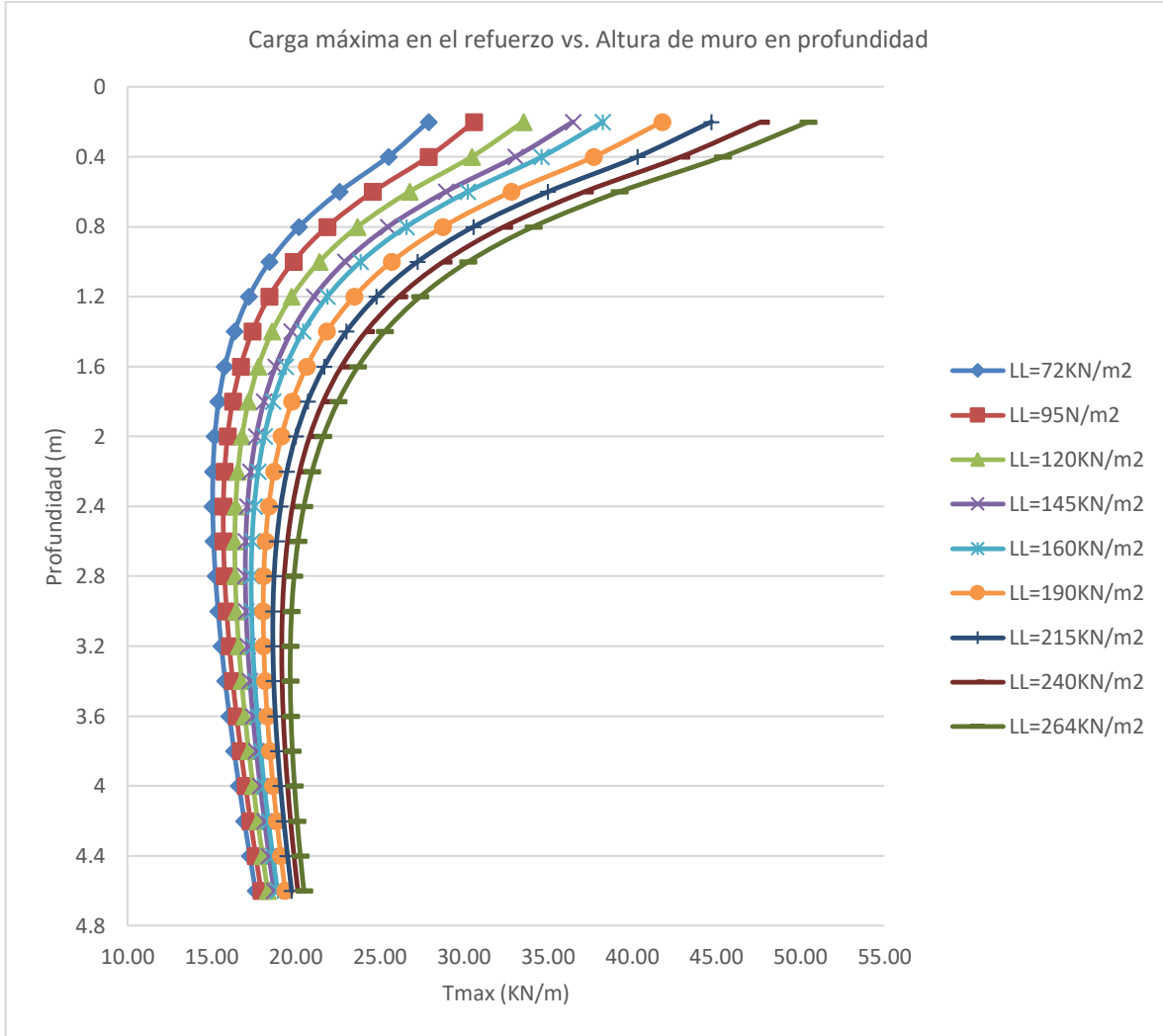


Figura 142: Influencia de la carga viva en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

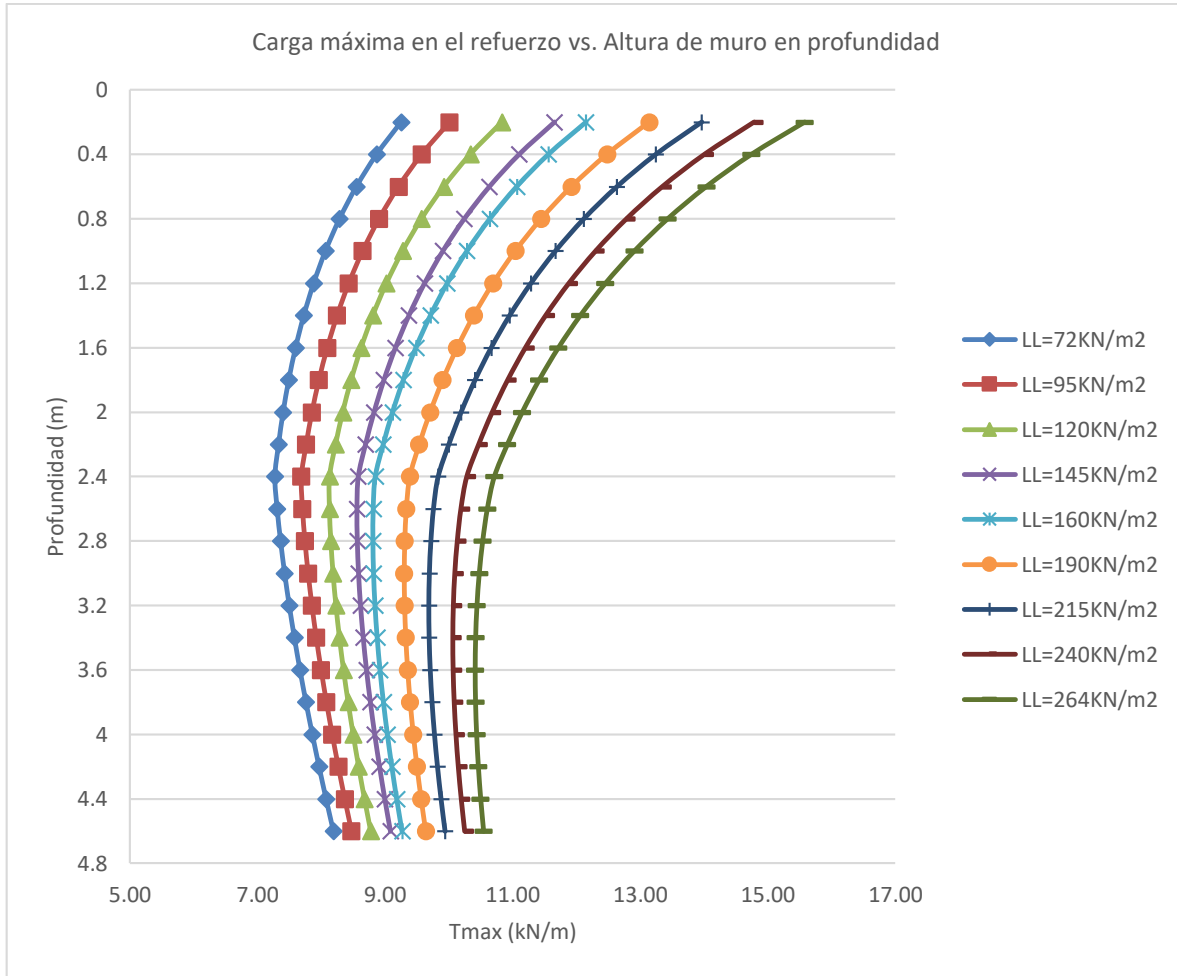


Figura 143: Influencia de la carga viva en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

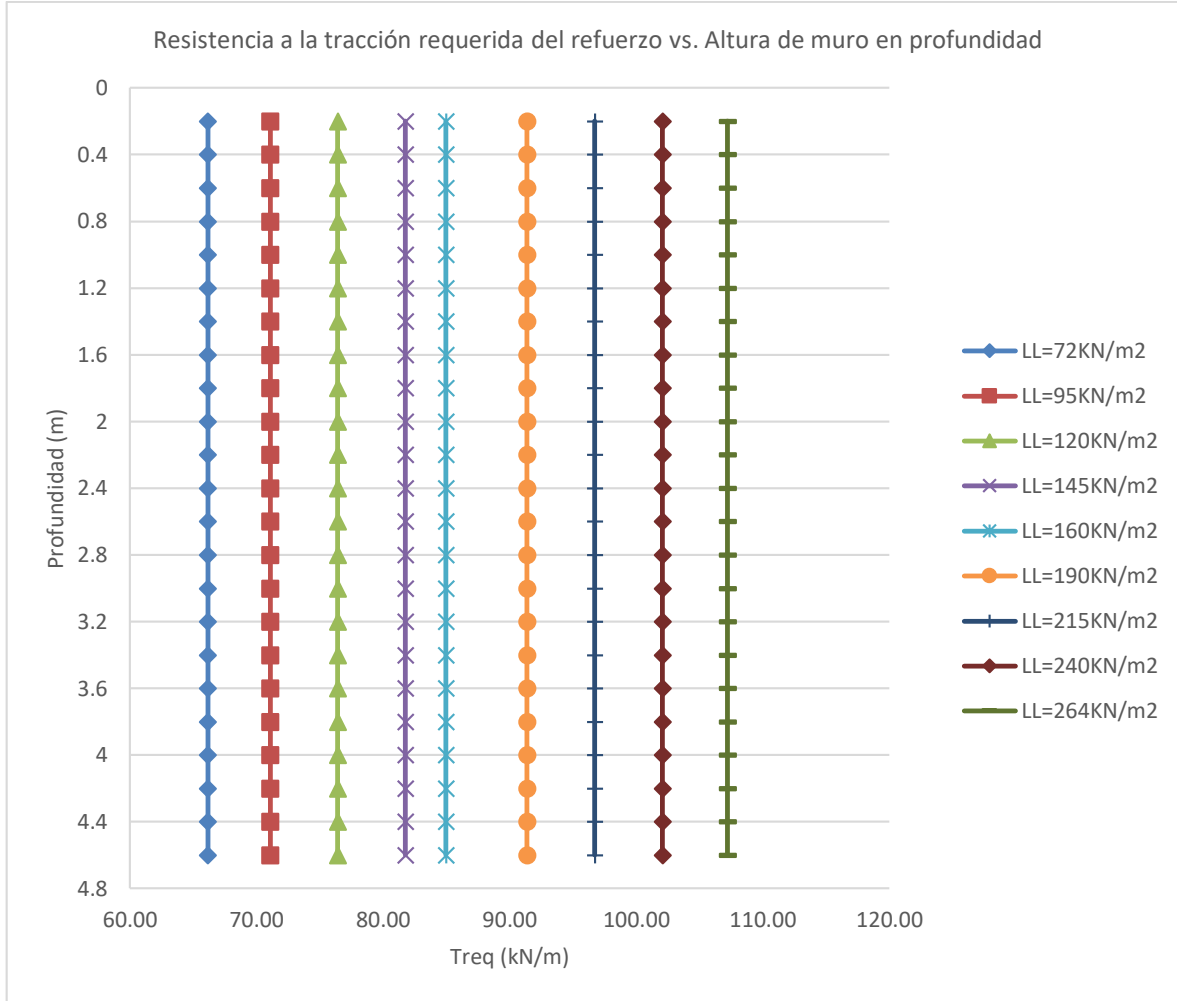


Figura 144: Influencia de la carga viva en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

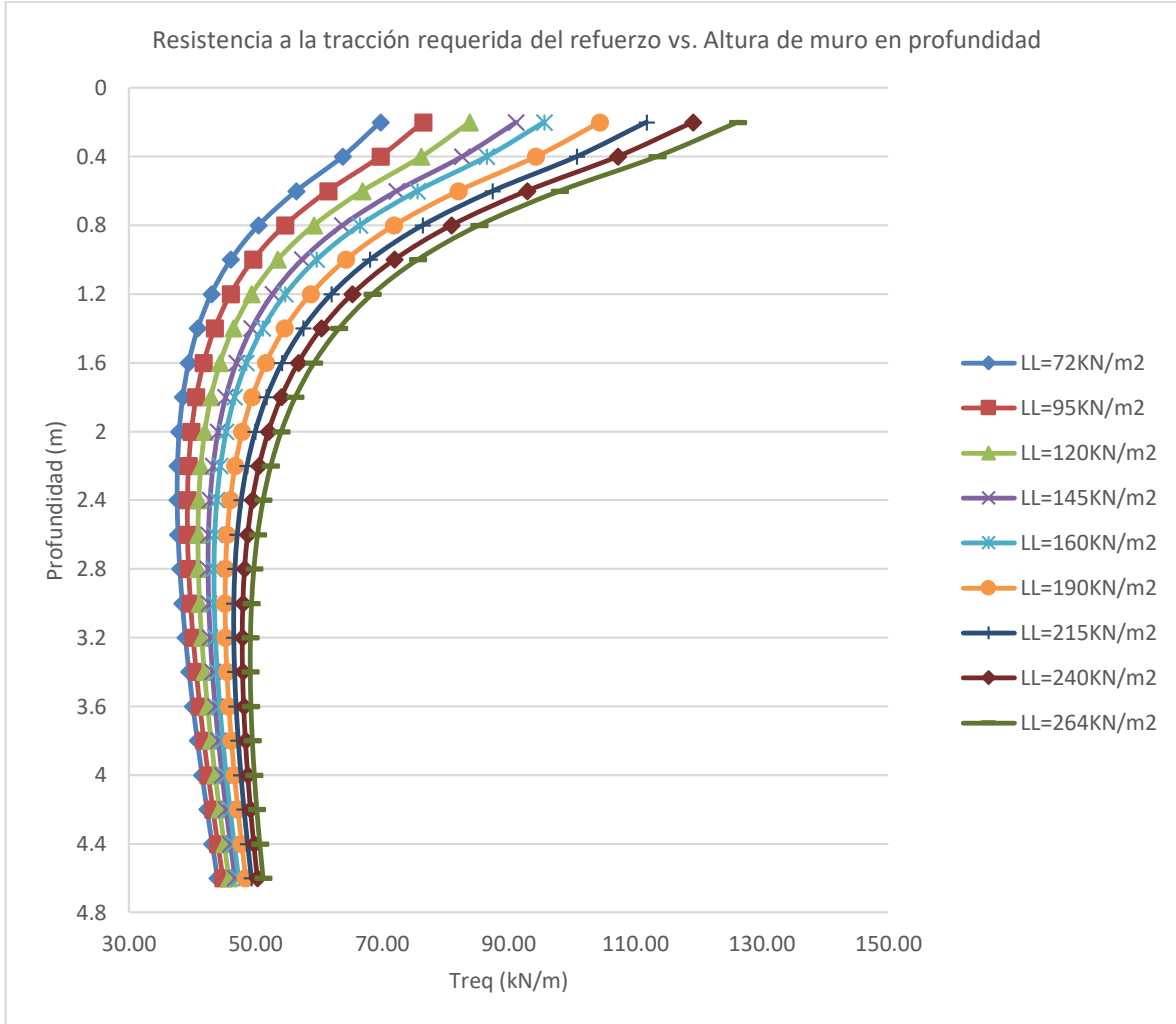


Figura 145: Influencia de la carga viva en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

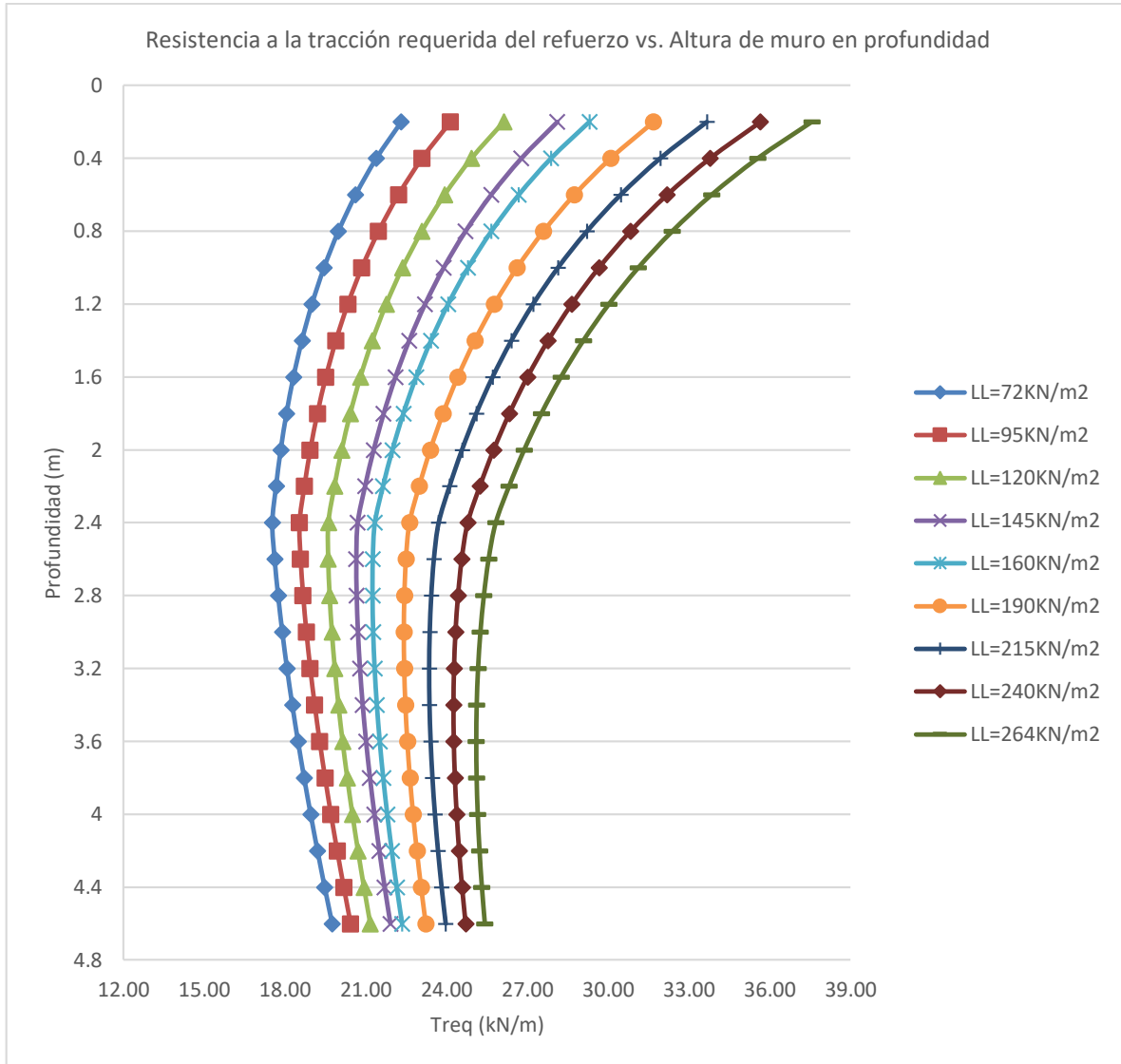


Figura 146: Influencia de la carga viva en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de T_{max} se halló una variación creciente de 26.2% para el Método 1, 32% para el Método 2 y 28.2% para el Método 3 y para el caso de T_{req} se halló una variación creciente del 32% para el Método 2 y 28.2% para el Método 3. El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 147 y Figura 148. El Método 2 presenta el mayor porcentaje de variabilidad bajo la acción de un rango de cargas vivas.

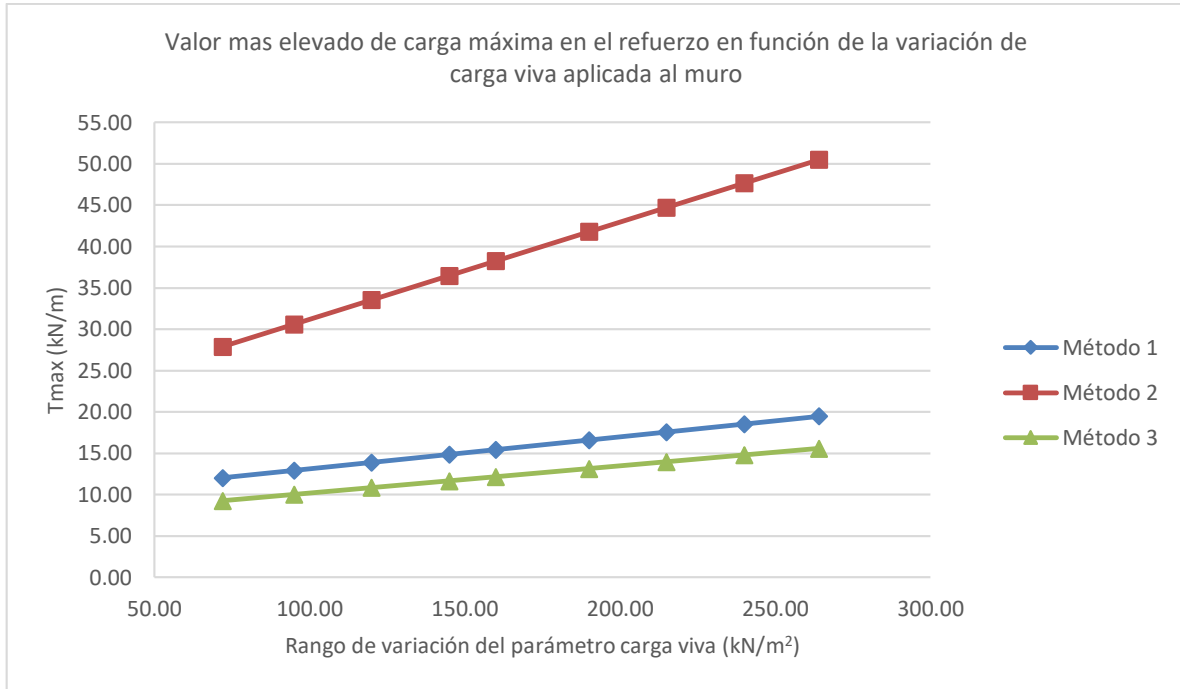


Figura 147: Influencia de la carga viva aplicada al muro en la carga más elevada en el refuerzo

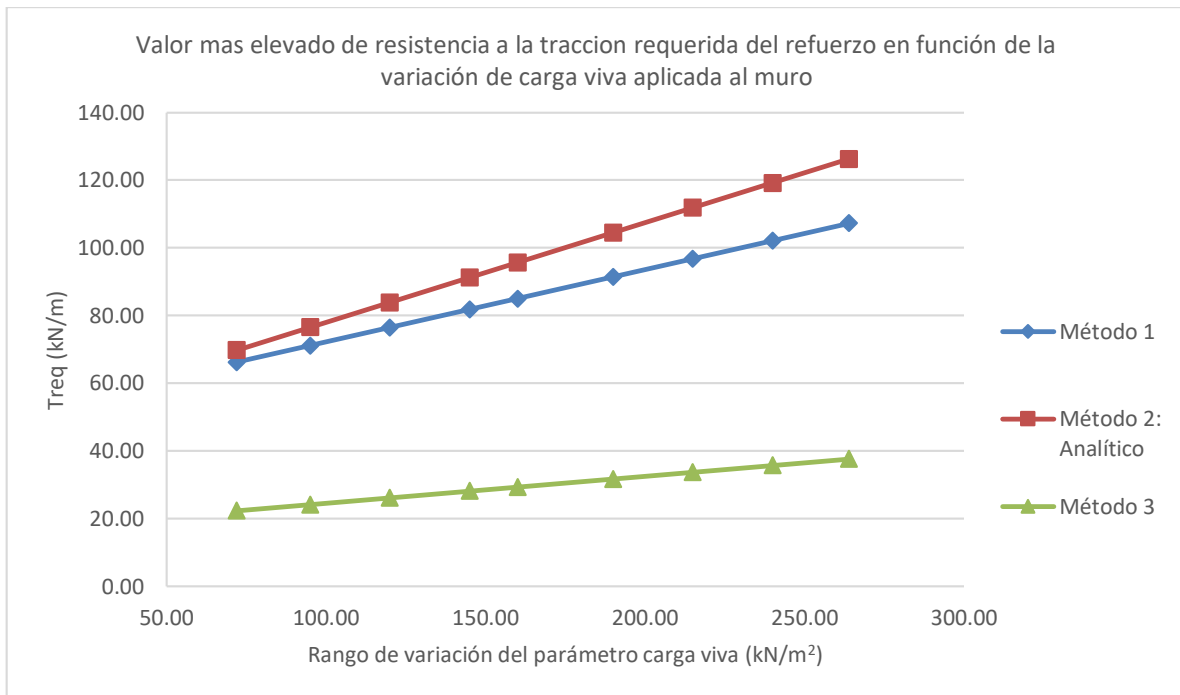


Figura 148: Influencia de la carga viva aplicada al muro en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.10 Resultados debido a la variación del ancho del apoyo de hormigón que soporta la estructura

El aumento de los valores del ancho de la placa de hormigón que sirve de apoyo de las cargas del puente, tiene una influencia mínima en el control de deslizamiento del apoyo, mostrando una variación creciente menor al 5%. Resultados mostrados en la sección 7.4.8, en el capítulo de Anexos.

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del apoyo muestran que tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de ancho de apoyo son menores que el límite máximo admisible, mismo que al estar en función del parámetro sujeto de variación no es constante y otorga un valor específico para cada caso, como se muestra en la Figura 149 y Figura 150 respectivamente; se halló una variación decreciente del 1.3% para el Método 1 y 0.0% para el Método 3 entre los extremos válidos, indicando que no hay influencia de este parámetro en el modo de falla analizado. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

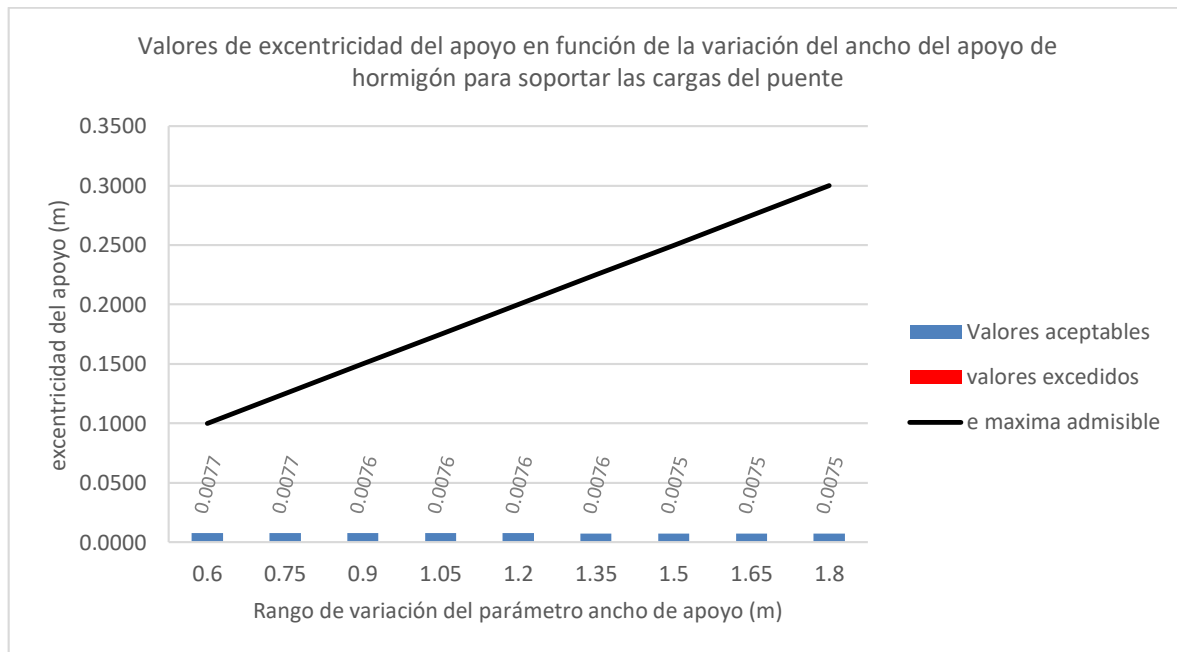


Figura 149: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

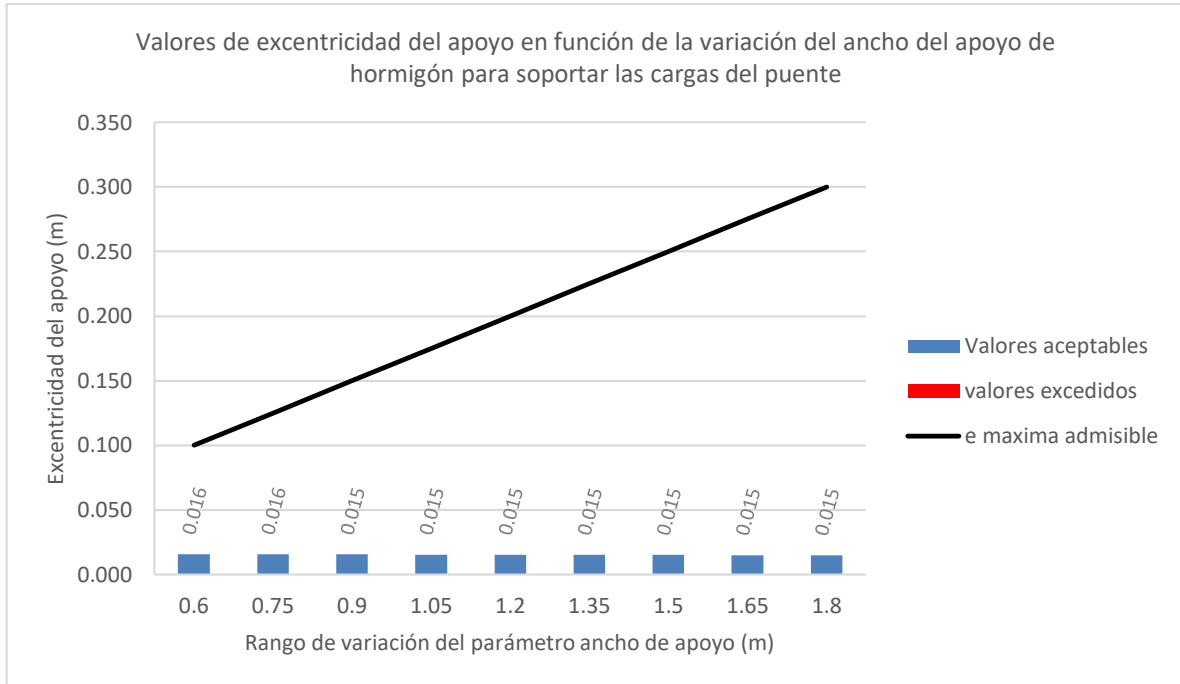


Figura 150: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del apoyo muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de ancho de apoyo no cumplen con la relación capacidad/demanda mínima. En el caso del Método 2 la variación con respecto al caso base de la relación es de 0.0%, indicando que este parámetro no influye, como se muestra en la Figura 152. Para los Métodos 1 y 3, aunque ninguno cumpla los valores hallados son iguales por lo que este parámetro influye de igual manera en ambos métodos, como se muestra en la Figura 151 y Figura 153 respectivamente; se halló una variación de 27% para el Método 1 y 27% para el Método 3 para fines de investigación y comparación.

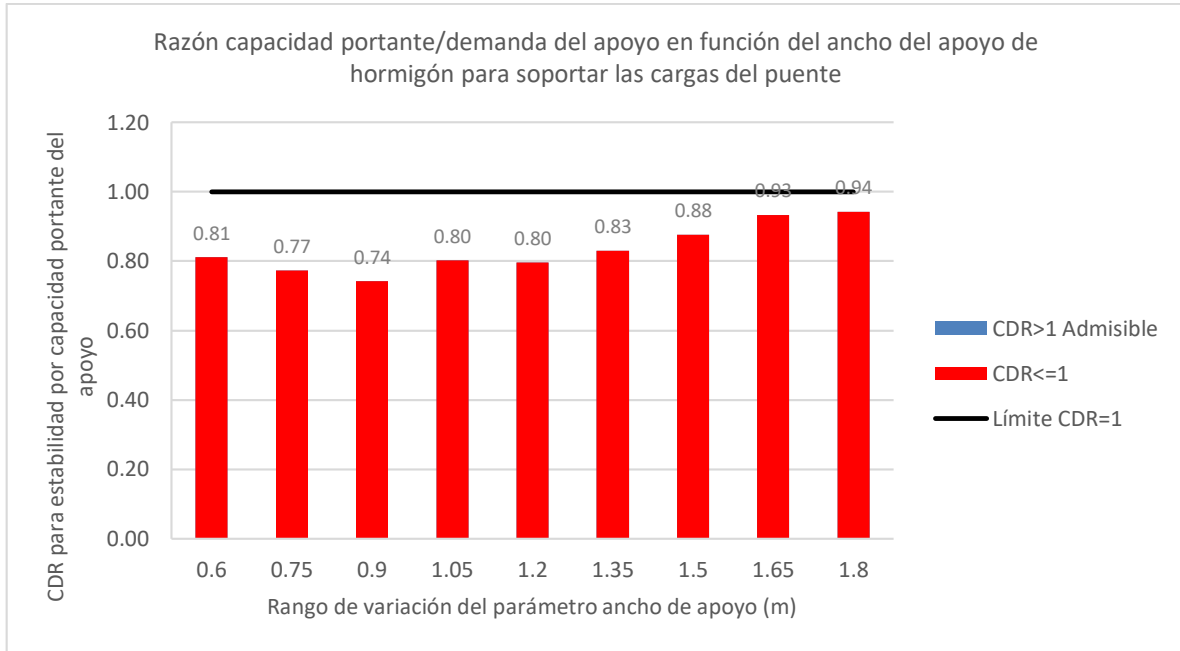


Figura 151: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

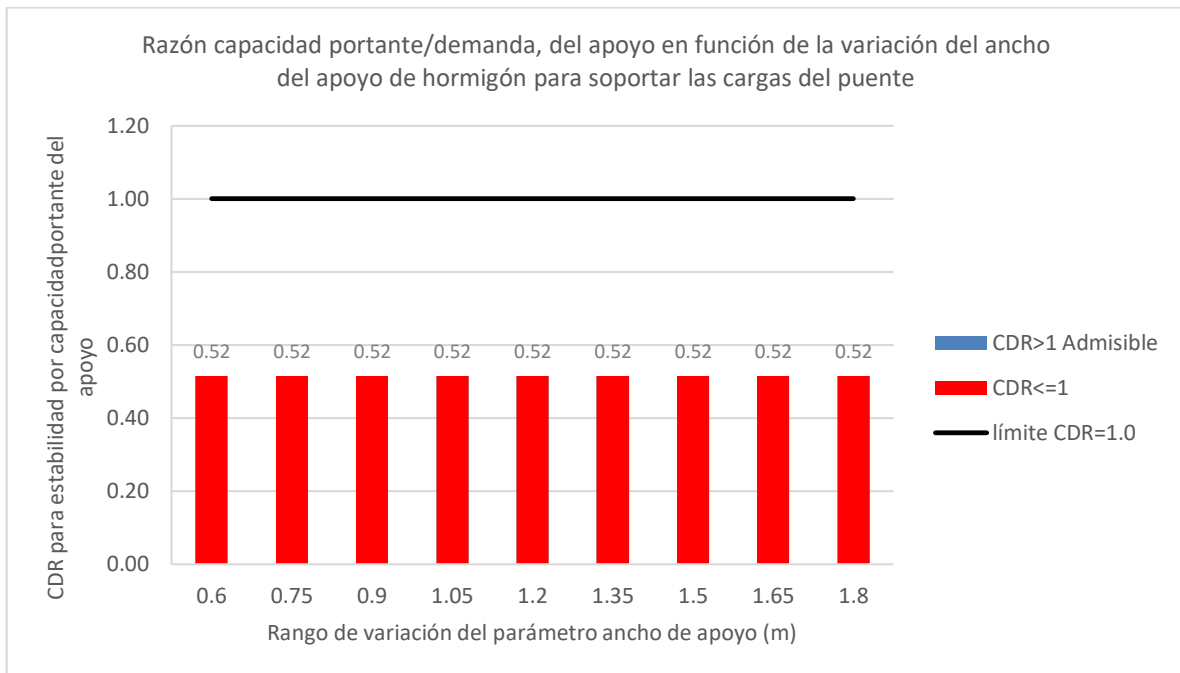


Figura 152: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

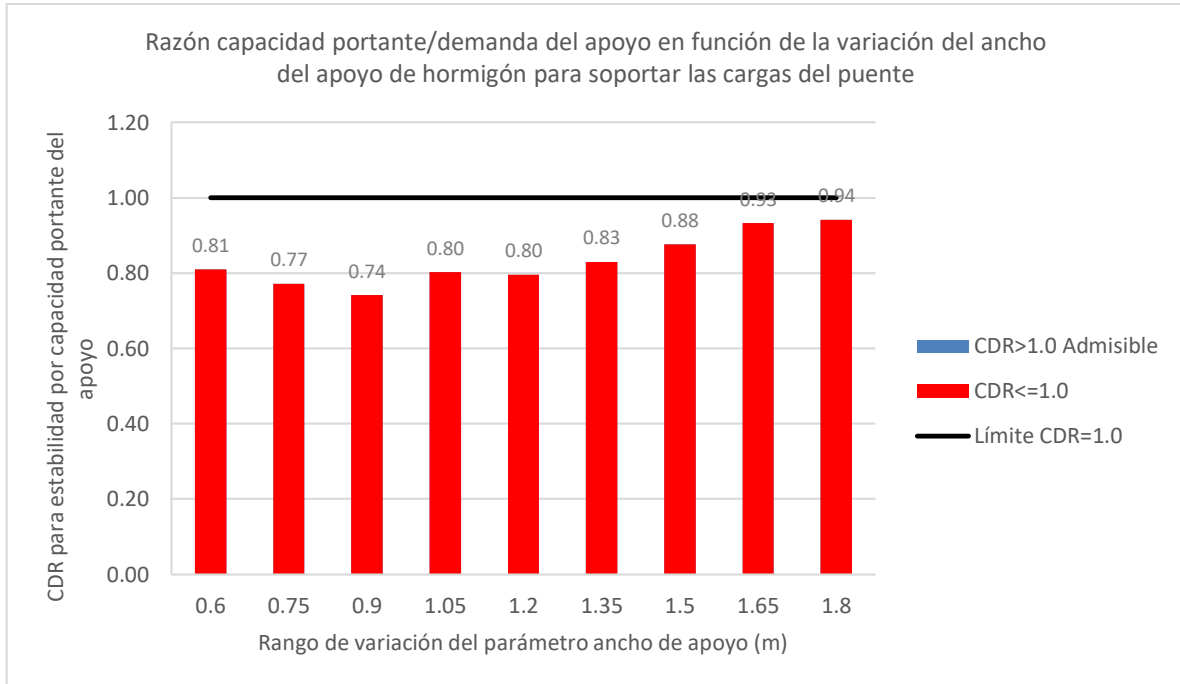


Figura 153: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de ancho de apoyo cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 154, Figura 155 y Figura 156; se halló una variación del 1% para el Método 1, 40% para el Método 2 y 1.7% para el Método 3 entre los extremos válidos, siendo el Método 2 el más sensible a las variaciones.

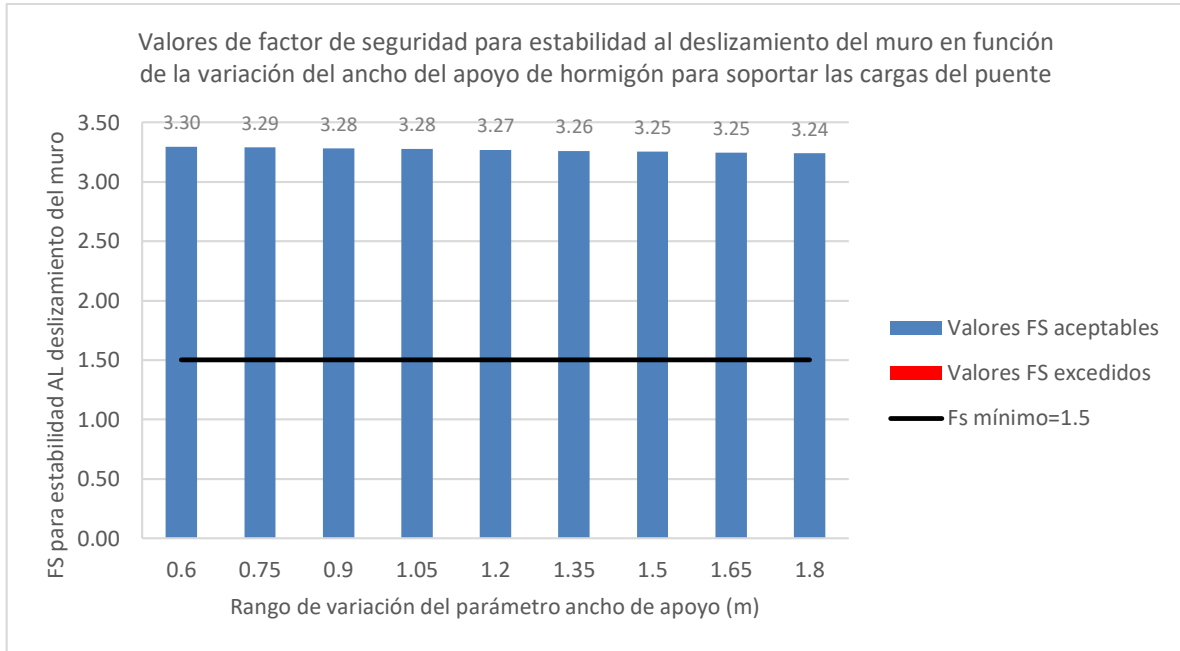


Figura 154: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

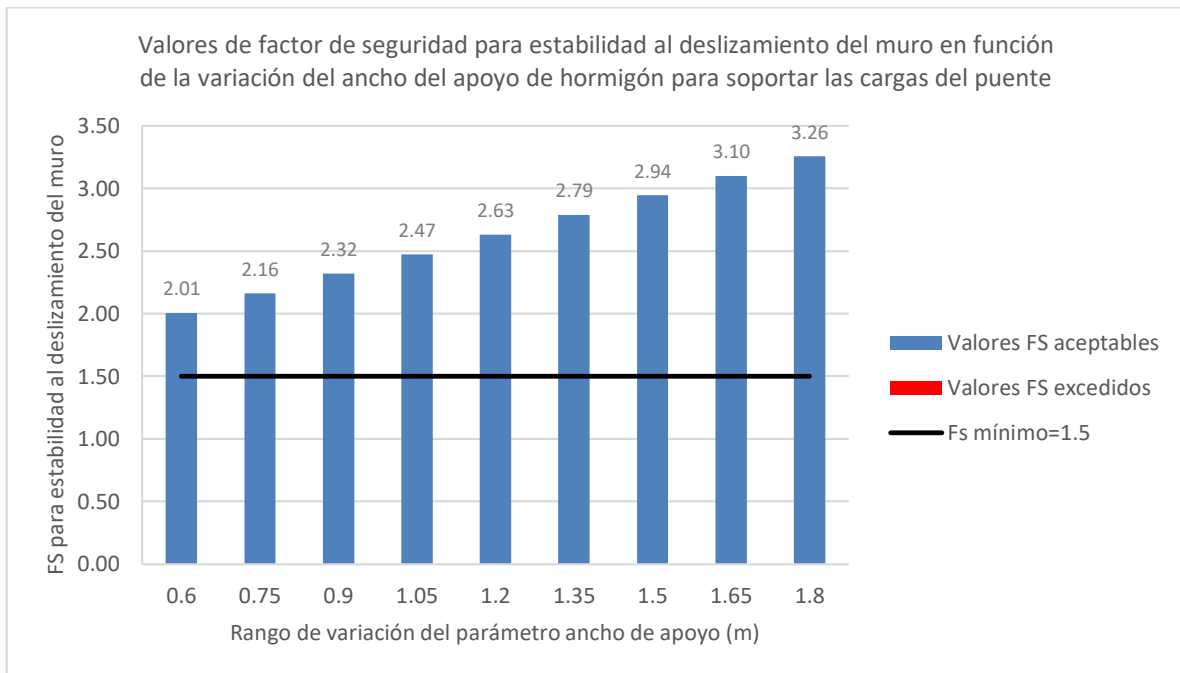


Figura 155: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

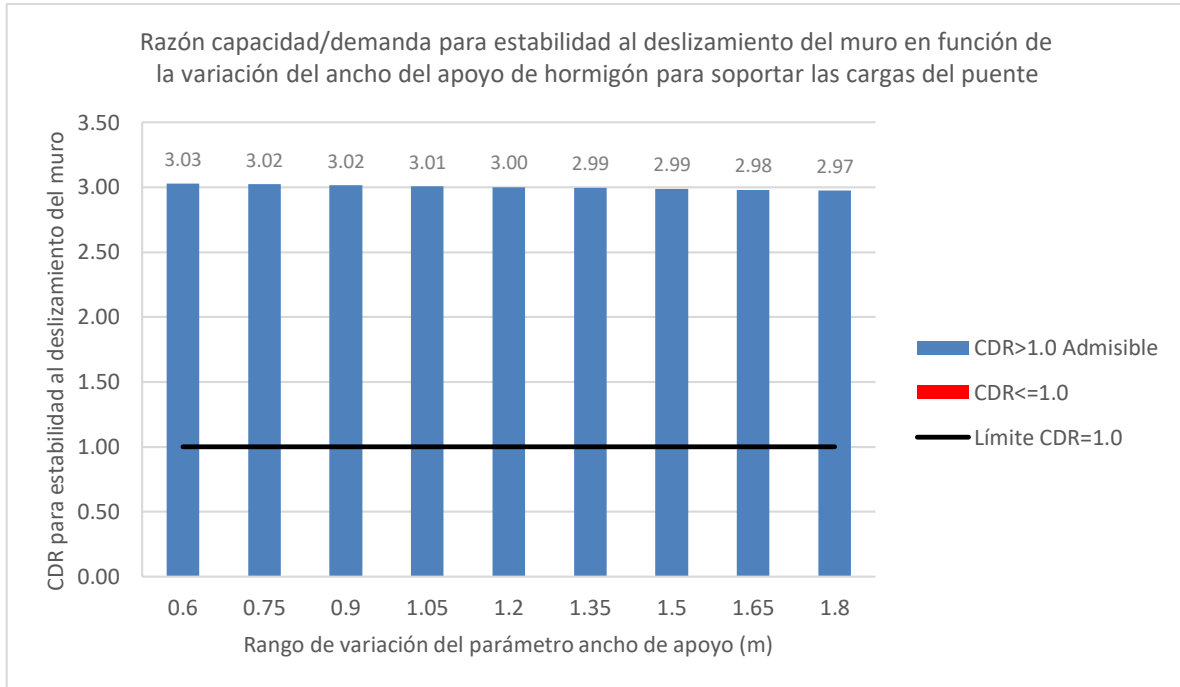


Figura 156: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1 el 77% de los casos aplicados de ancho de muro son menores que el valor máximo admisible, siendo los casos menores a 0.9 metros los que exceden el límite, como se muestra en la Figura 157, de acuerdo con el valor límite que (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006) propone; se halló una variación decreciente del 17.6% entre los extremos definidos. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, hallando una variación del 100% entre los extremos. Para efectos de comparación, si el límite fuese el mismo que para los demás métodos, el 88% de los casos serían válidos, como se muestra en la Figura 158. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados de ancho de muro cumplen con el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 159; se halló una variación decreciente del 12.5% entre los extremos válidos.

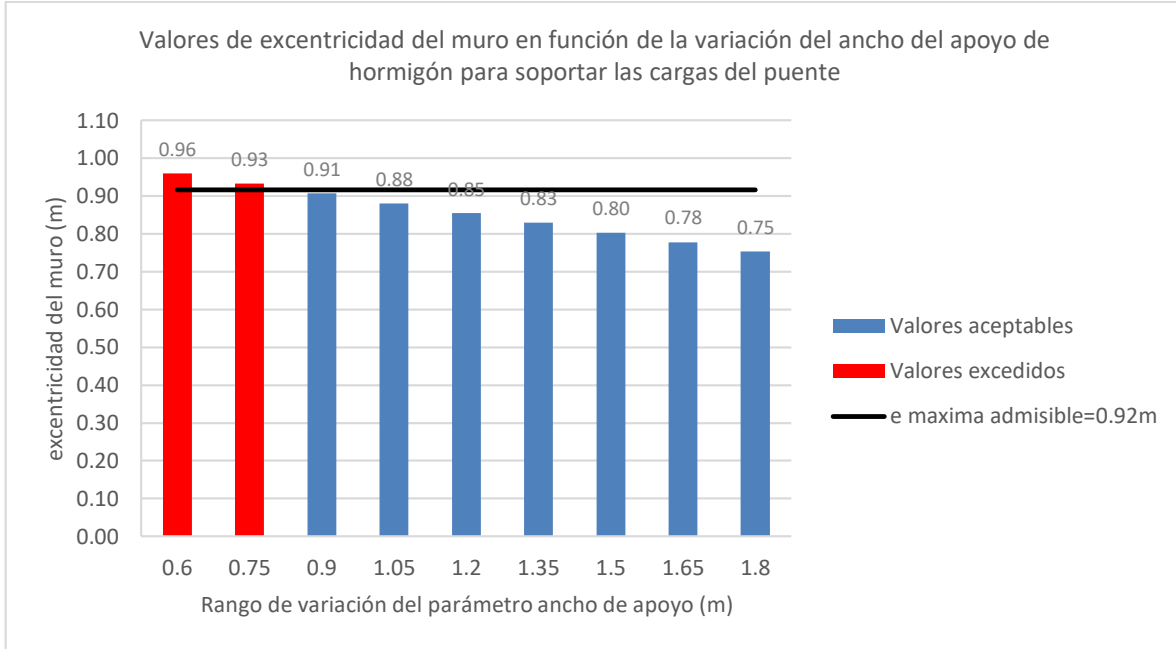


Figura 157: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

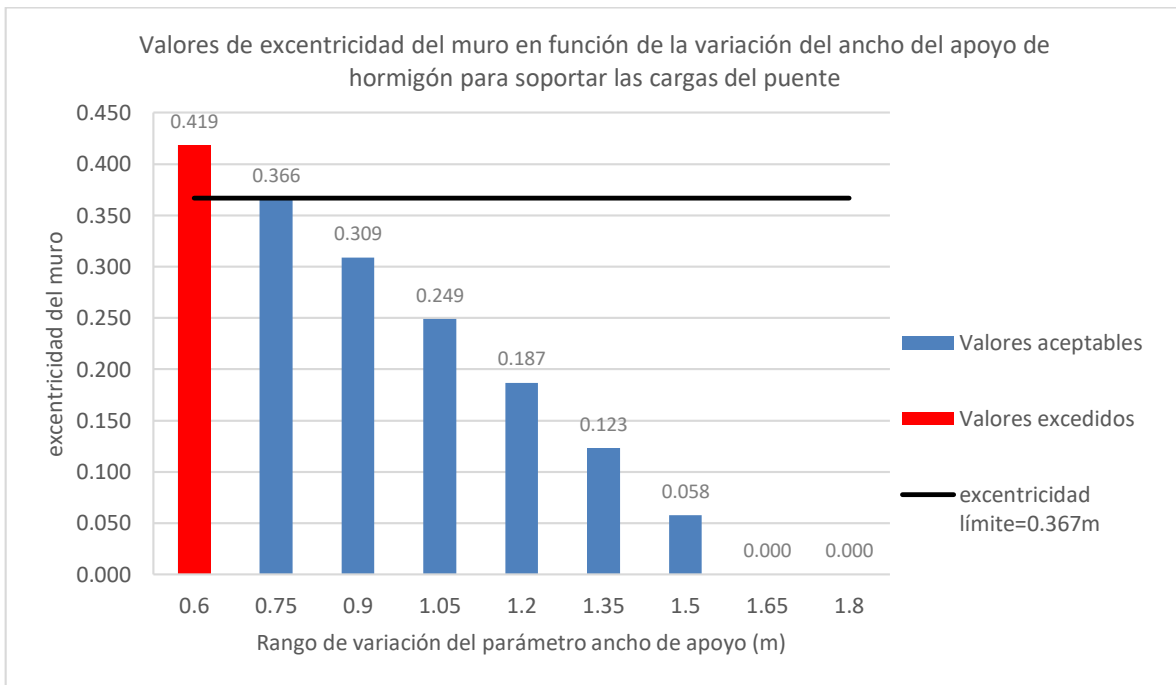


Figura 158: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

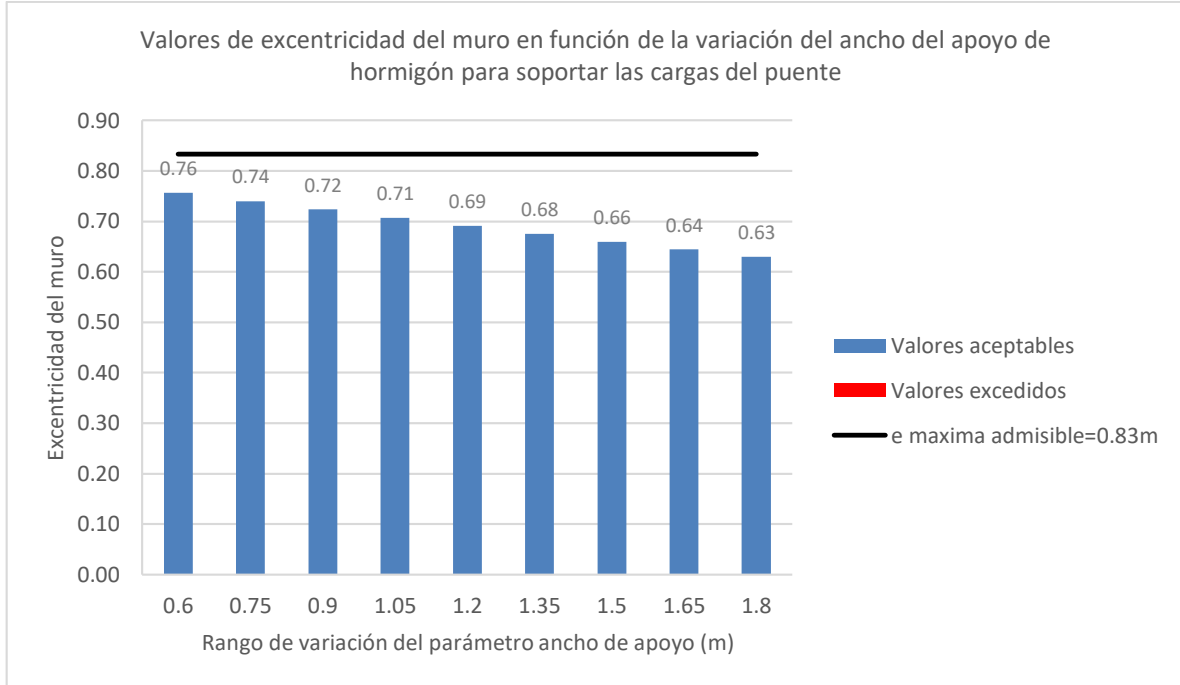


Figura 159: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de ancho de apoyo cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 160, Figura 161 y Figura 162; se halló una variación de 40% para el Método 1, 1.5% para el Método 2 y 8% para el Método 3 entre los extremos válidos.

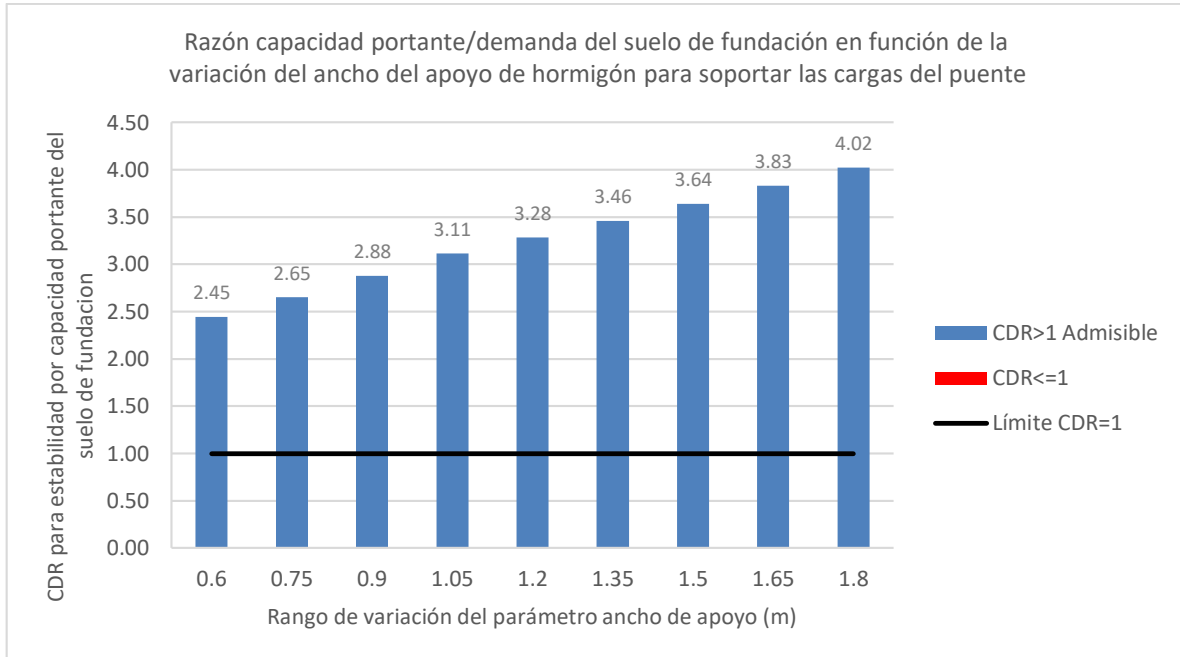


Figura 160: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

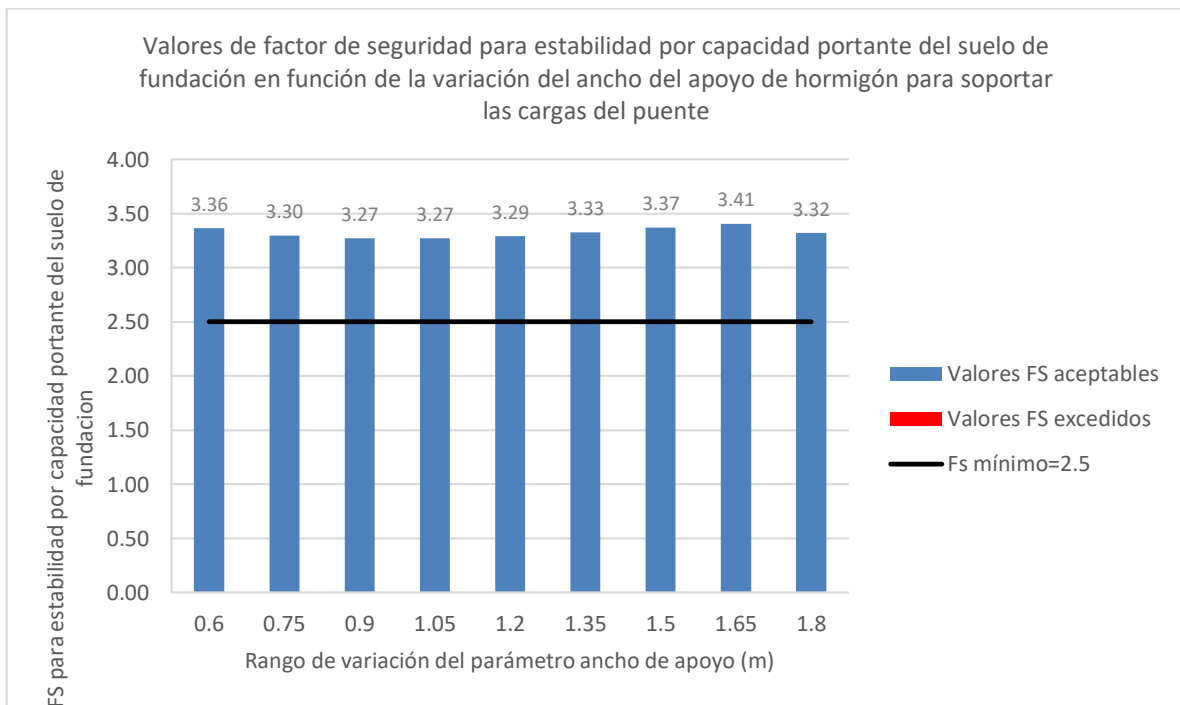


Figura 161: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

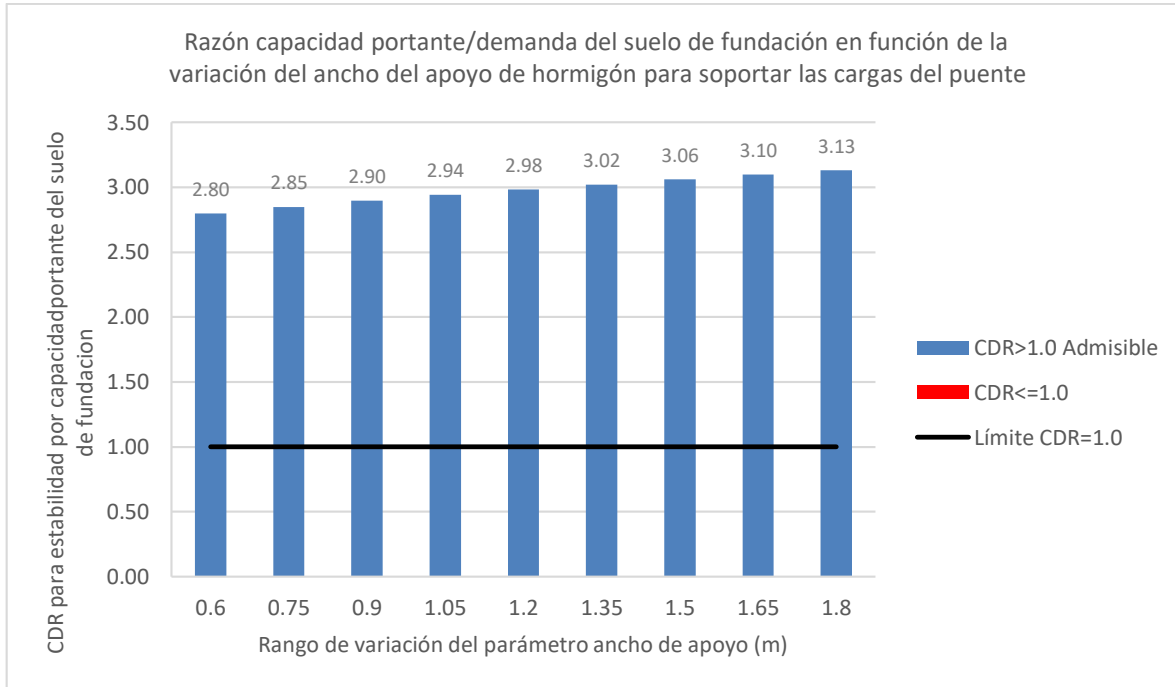


Figura 162: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, los casos aplicados de ancho de apoyo influyen en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} .

En el caso particular del Método 1, T_{req} es un valor constante para todo el perfil del muro para cada valor de ancho de muro como se muestra en la Figura 166 con 39.4% de variación decreciente entre los extremos, donde mientras mayor es el ancho del apoyo menor es la carga sobre el refuerzo. Para los demás casos la distribución de las cargas sobre el refuerzo se representa por una curva, la cual es mayor en la parte superior por la acción de las cargas del puente solo en los métodos 1 y 3, no varía bruscamente en su forma ante los cambios del parámetro, se desplaza hacia la derecha aumentando T_{max} y la curvatura de la gráfica como va disminuyendo el ancho del apoyo, como se indica en la Figura 163 para el Método 1 y Figura 165 para el Método 3; en consecuencia, será mayor la resistencia a la tracción requerida, T_{req} , como se indica en la Figura 168 para el Método 3. Para el Método 2 la forma de la gráfica trata de converger en un punto en la parte superior del muro, mostrando menor variación que los demás métodos y un comportamiento opuesto, ya que en este casi a menor ancho de apoyo, menor carga sobre el refuerzo, como se muestra en la Figura 164 y Figura 167 para T_{max} y T_{req} respectivamente, con variaciones con respecto a los resultados que arroja (Phillips, 2014, pág. 201), donde indica mediante sus graficas que a menor ancho de apoyo, la carga en la parte

superior del muro es mayor y va disminuyendo de manera considerable a medida que se profundiza. Esta diferencia de resultados sucede tanto para el Método 1 como para el Método 3. El Método 2 muestra similitud con los resultados de (Phillips, 2014, pág. 205).

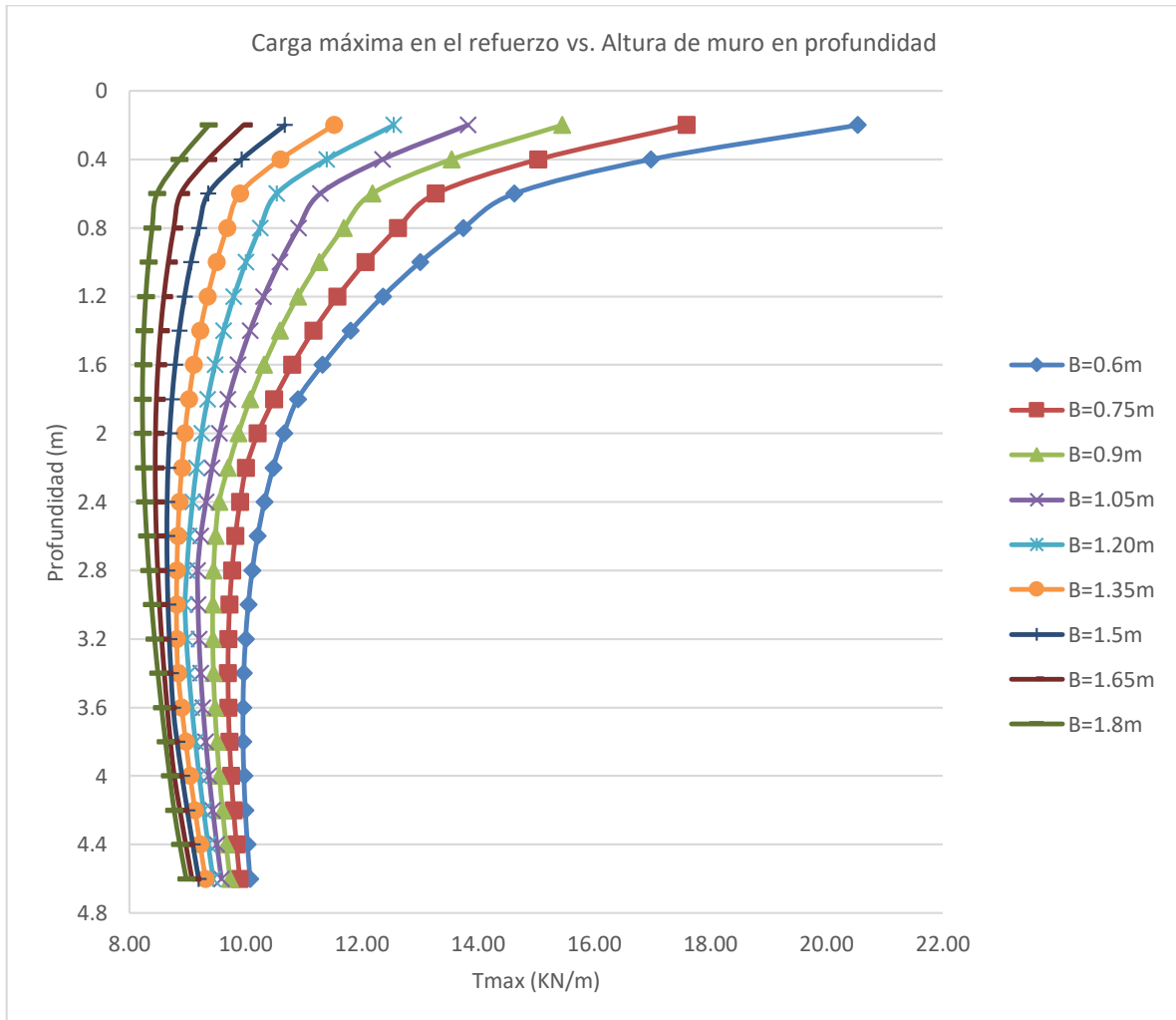


Figura 163: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

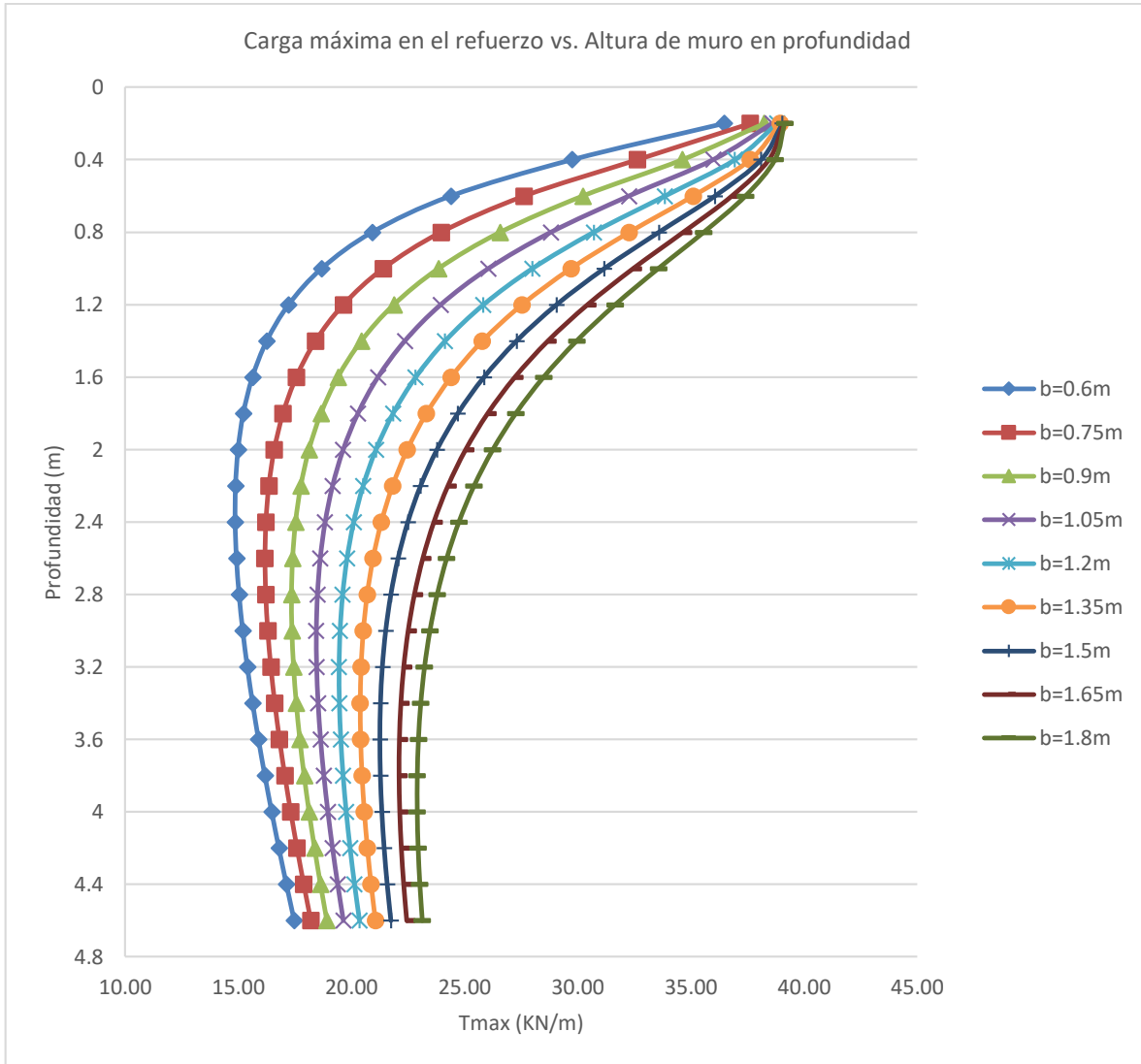


Figura 164: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

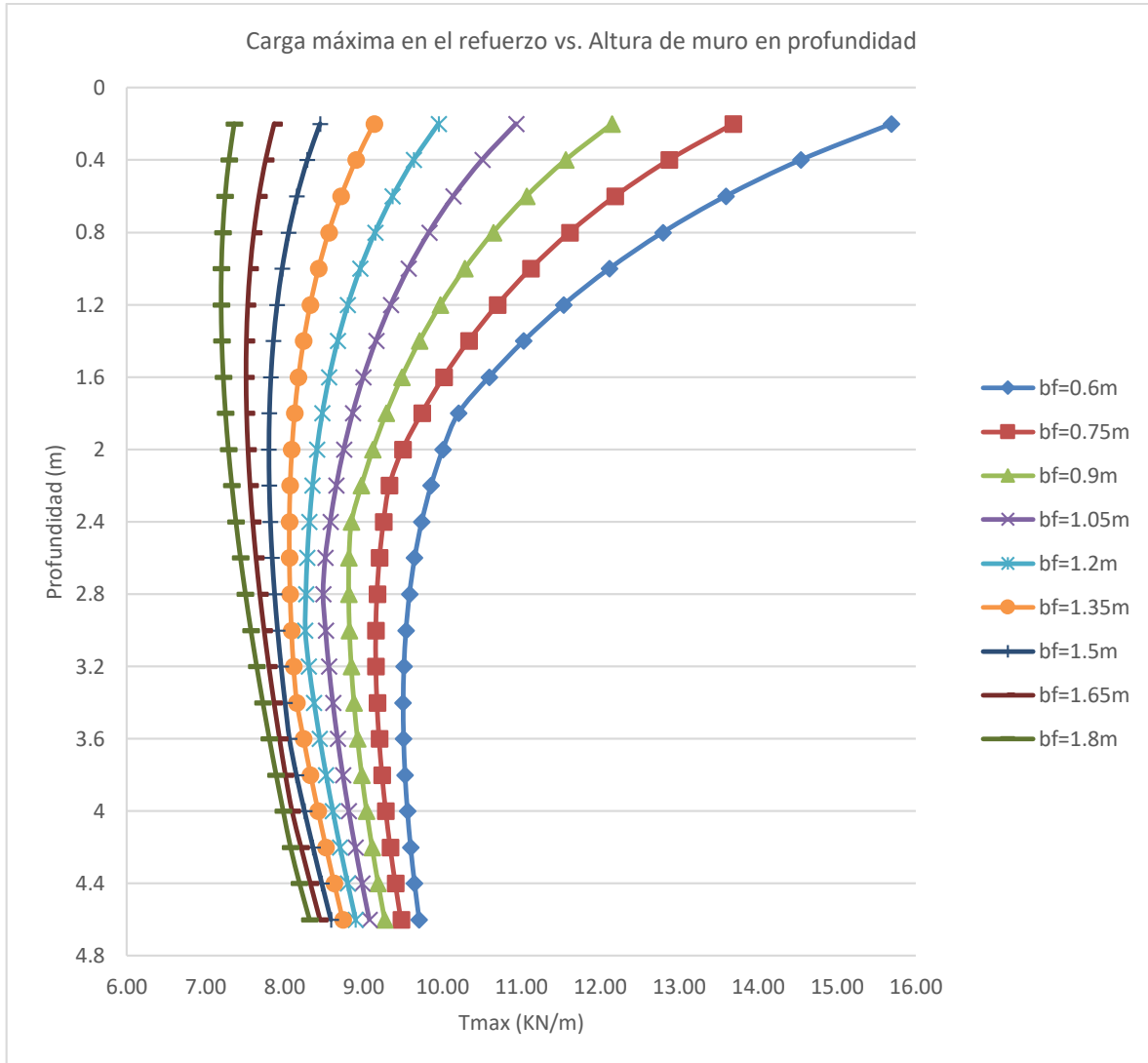


Figura 165: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

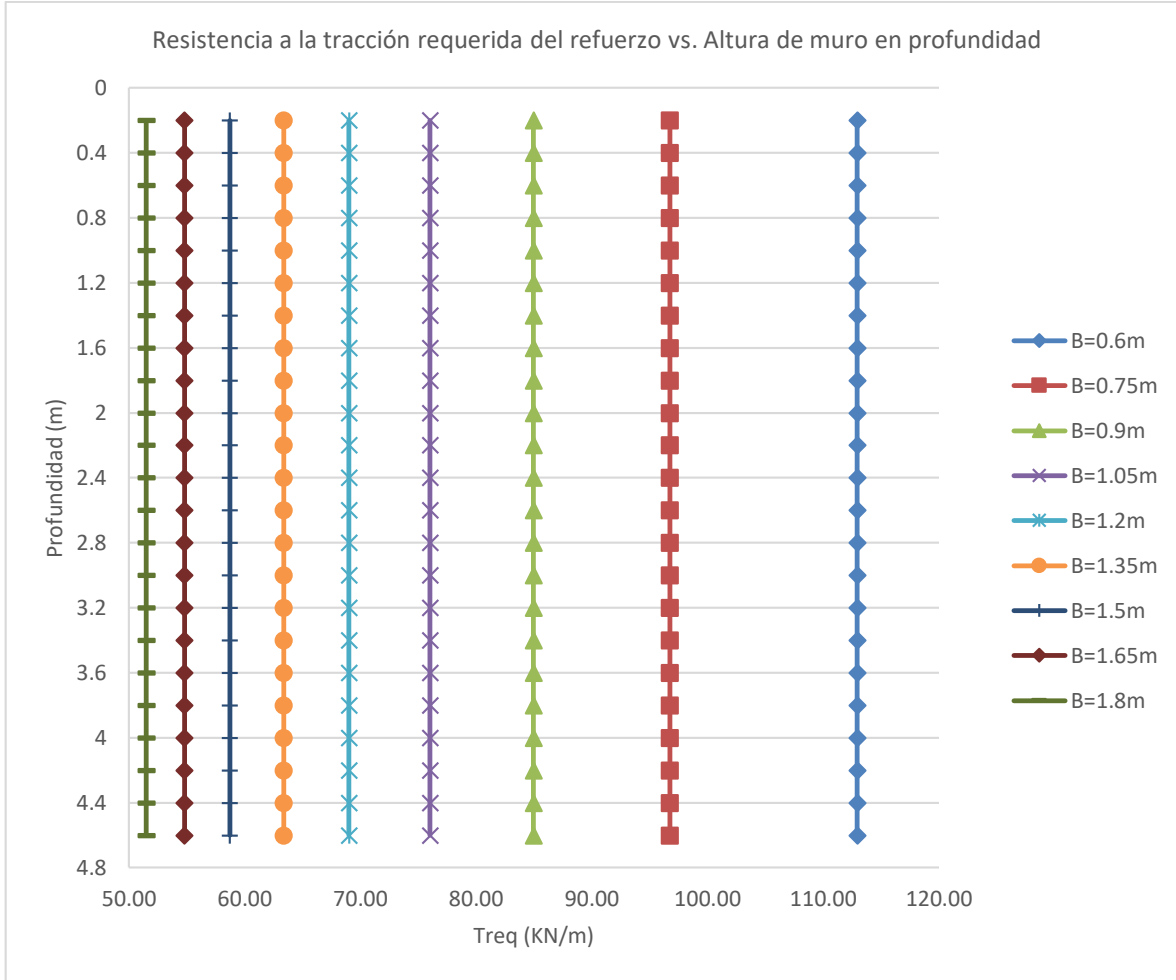


Figura 166: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

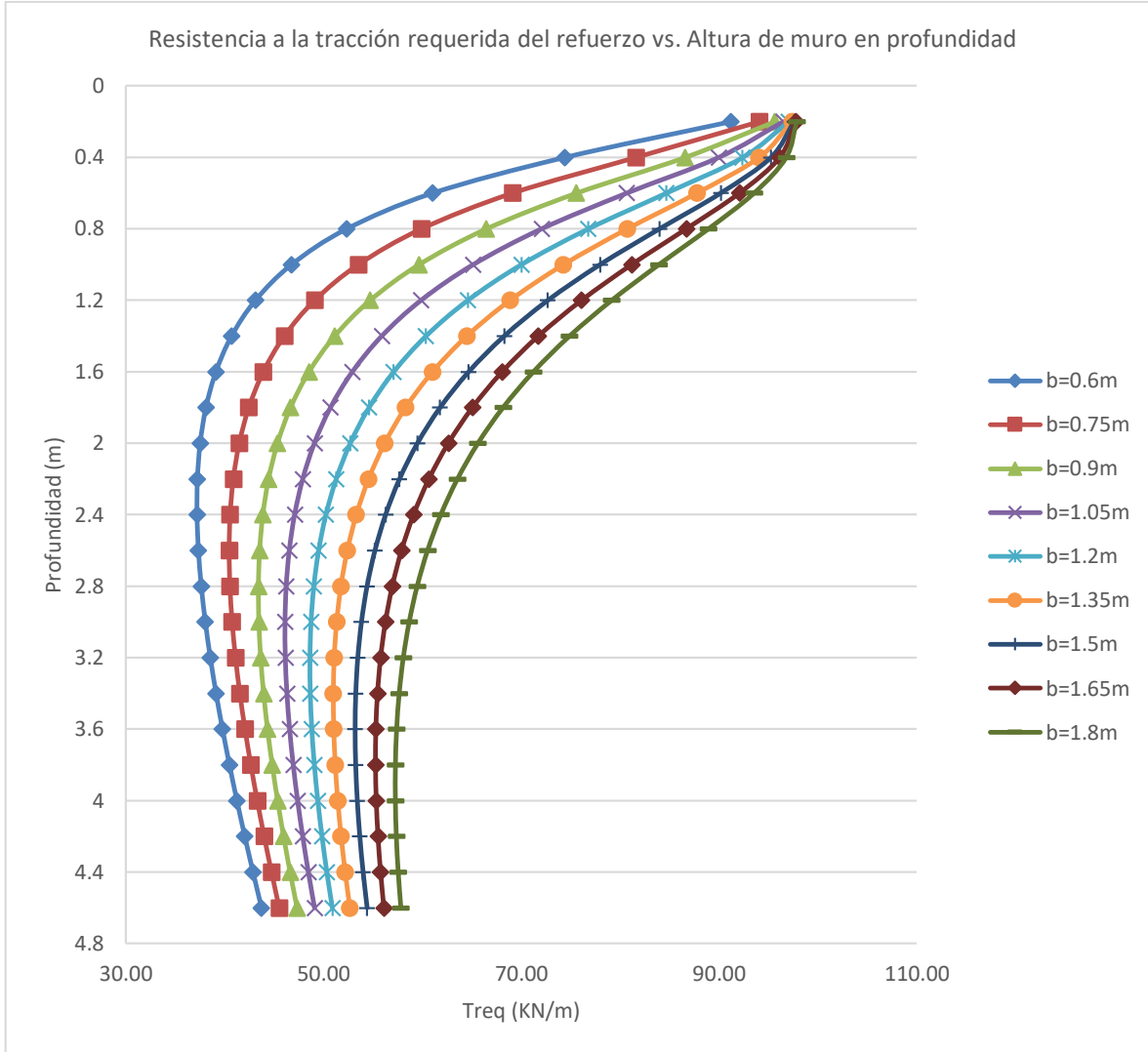


Figura 167: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

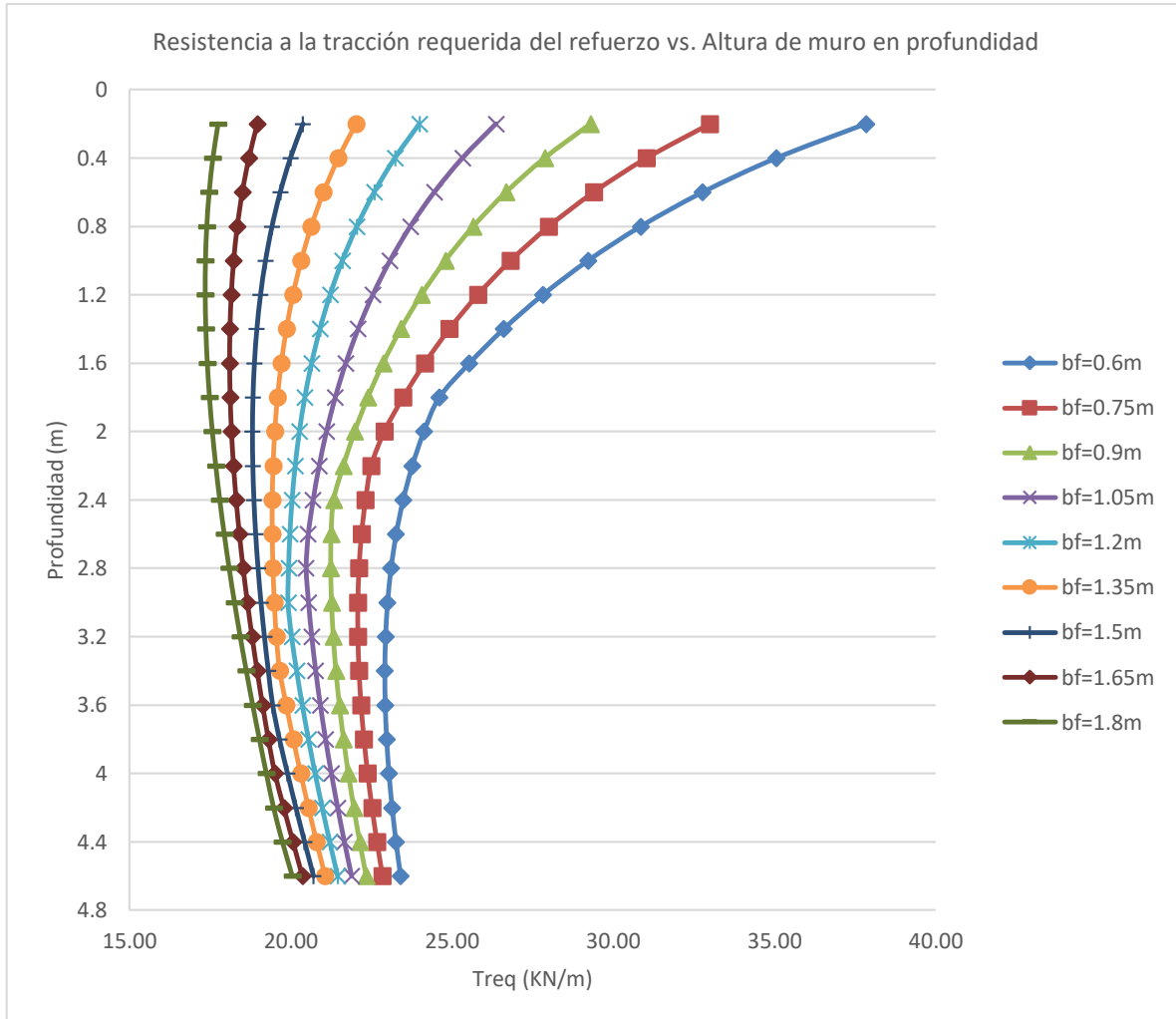


Figura 168: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Para el caso de T_{max} se halló una variación decreciente de 39.4% para el Método 1, variación creciente 2.4% para el Método 2 y decreciente del 31.6% para el Método 3 y para el caso de T_{req} los rangos son iguales que T_{max} . El Método 2 otorga los rangos de valores más elevados para T_{max} y T_{req} que los otros métodos, como se muestra en la Figura 169 y Figura 170, siendo este el más estable.

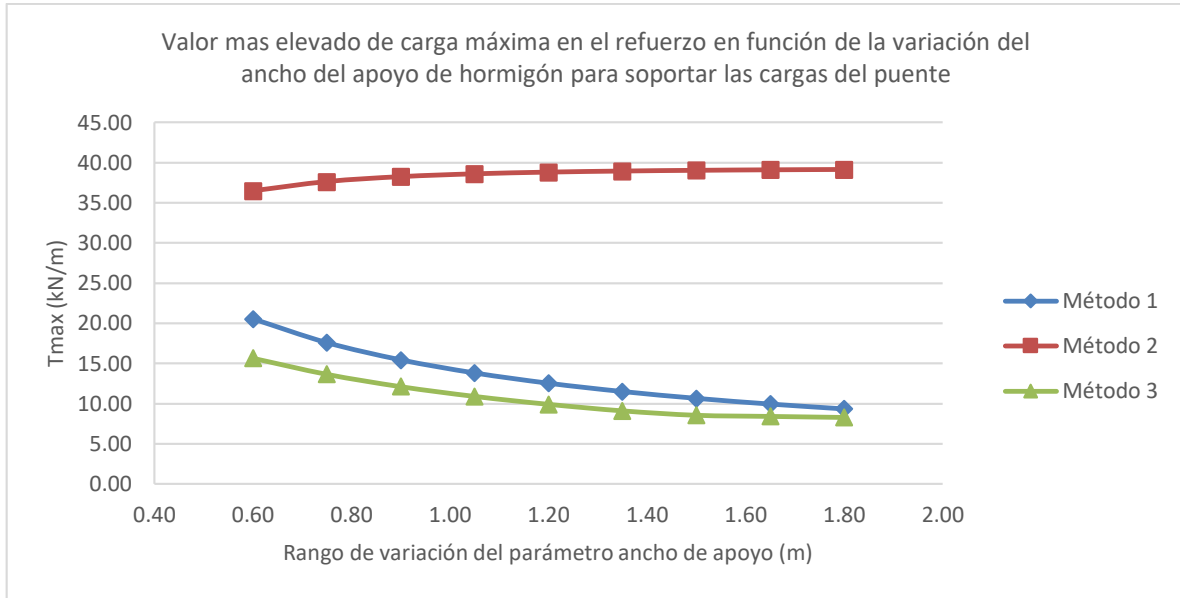


Figura 169: Influencia del ancho de apoyo de hormigón para soportar las cargas del puente en la carga más elevada en el refuerzo

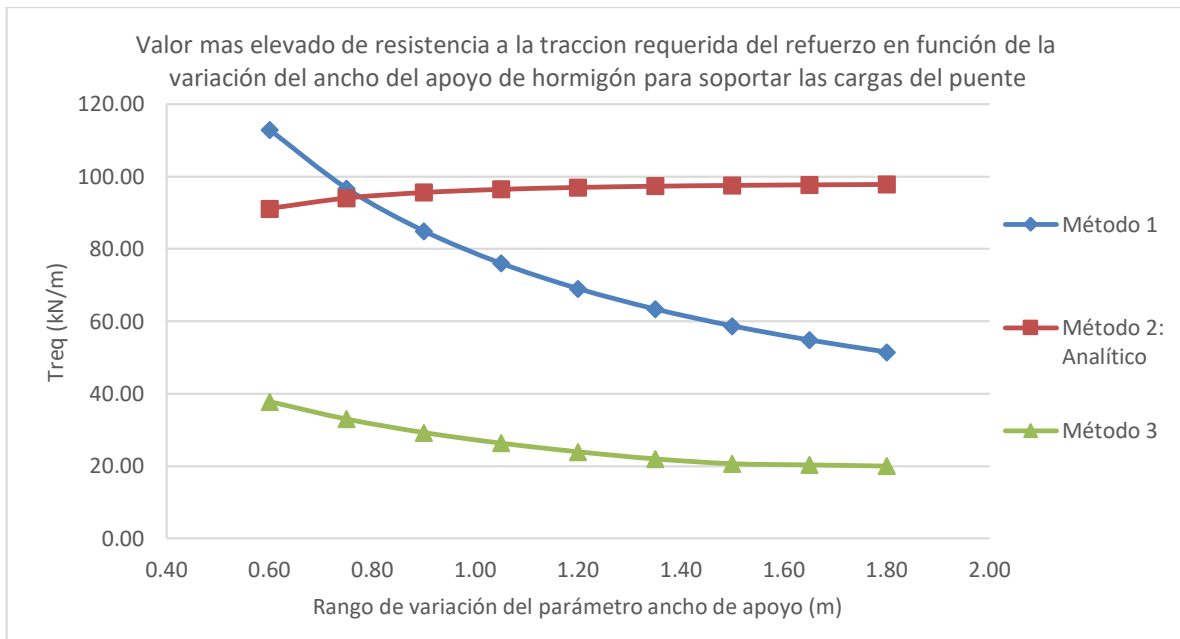


Figura 170: Influencia del ancho de apoyo de hormigón para soportar las cargas del puente en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.11 Resultados debido a la variación del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado

Los resultados inducidos por la variación del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado muestran que influye en solamente en el Método 2, pero no en todos los parámetros de diseño y control que el método controla. El aumento del parámetro desde el menor valor, que a su vez es el caso base, de 1.27 centímetros hasta el más alto de 5.08 centímetros, muestra que éste método no considera los modos de falla con respecto a la estabilidad al deslizamiento y excentricidad del apoyo, como se muestra en la sección 7.4.9, en el capítulo de Anexos.

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del apoyo muestran que para el Método 2 el 28% de los casos aplicados de diámetro máximo de agregado cumplen con la relación capacidad/demanda mínima. La variación con respecto al caso base de la relación es creciente con un valor de 100%, como se muestra en la Figura 171.

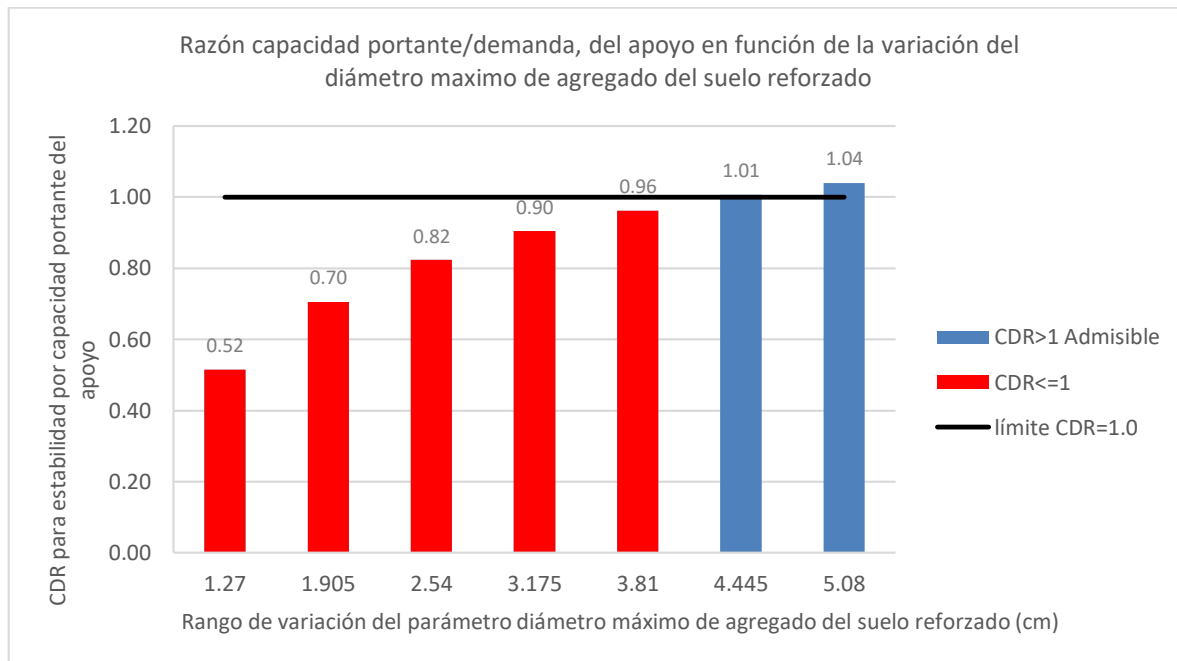


Figura 171: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

No influye en los valores deslizamiento, excentricidad del muro reforzado y capacidad portante del suelo de fundación.

Con respecto a estabilidad interna, los casos aplicados de diámetro máximo de agregado del suelo reforzado influyen en la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} , solamente para el Método 2. La forma de la curva de distribución de esfuerzos horizontales sobre el perfil del muro muestra que los máximos esfuerzos suceden en la parte superior del mismo debido a la acción de las cargas del puente y mientras mayor es la profundidad, menor es la carga. En este caso mientras mayor es el diámetro del agregado, menor carga sobre el refuerzo, como se muestra en la Figura 172 y Figura 173 para T_{max} y T_{req} respectivamente.

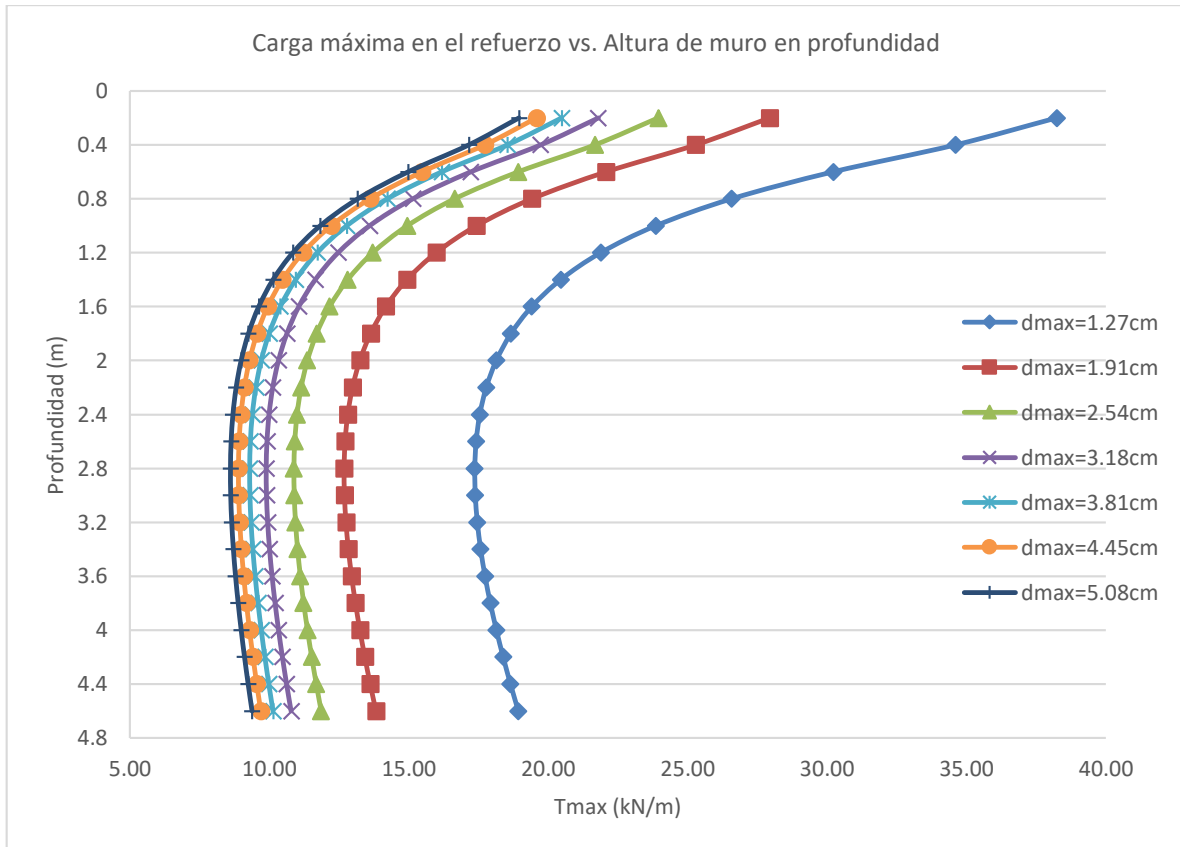


Figura 172: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

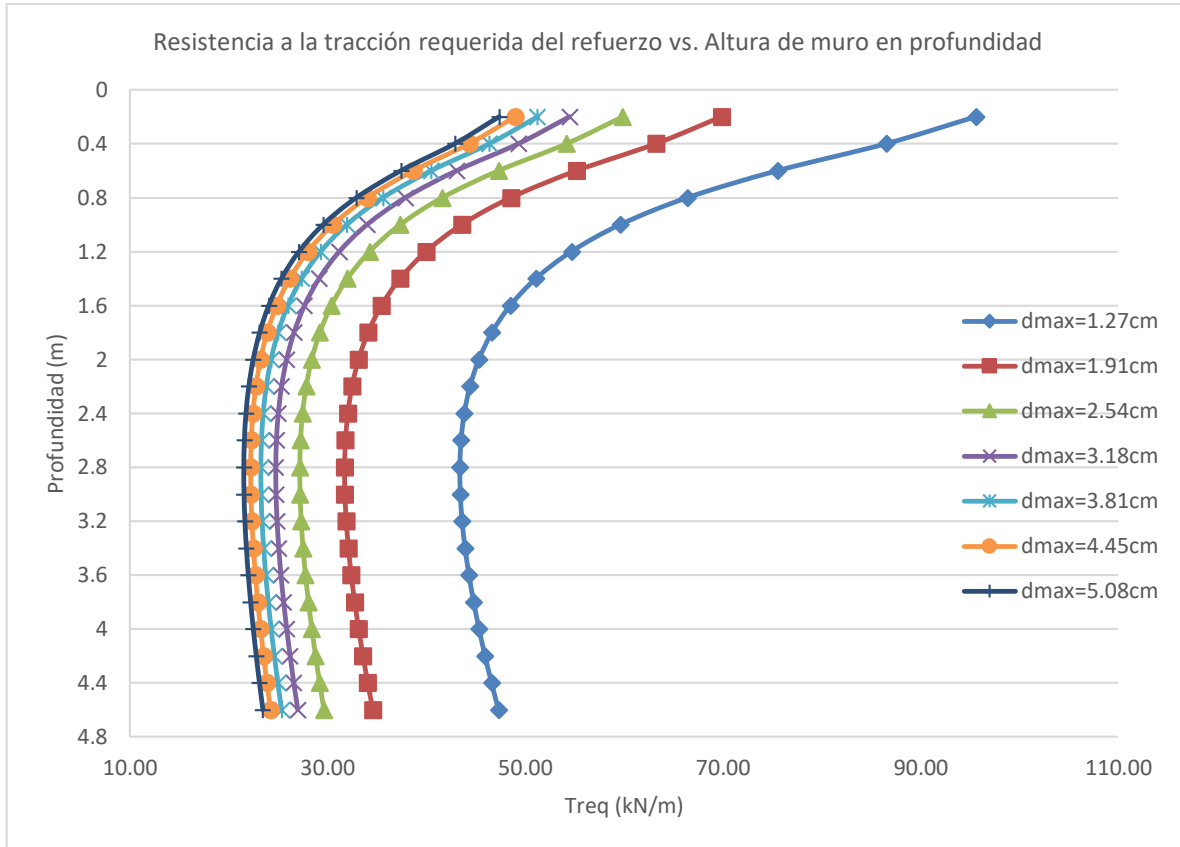


Figura 173: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

Para el caso de T_{max} se halló una variación decreciente del 50.4% de la misma manera que para T_{req} , como se muestra en la Figura 174 y Figura 175.

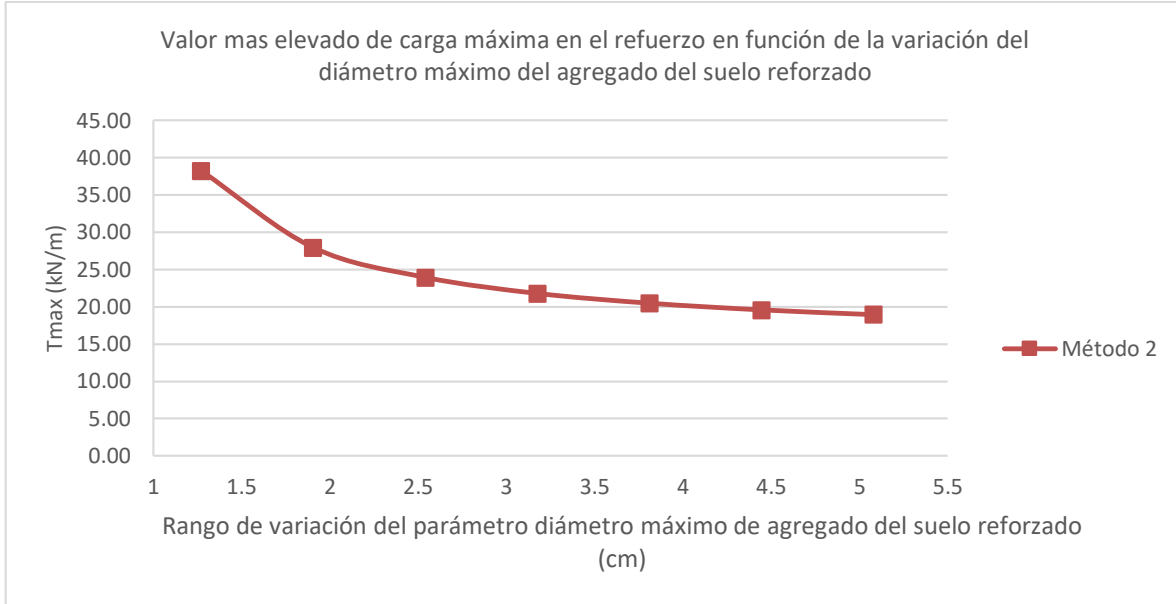


Figura 174: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado para soportar las cargas del puente en la carga más elevada en el refuerzo

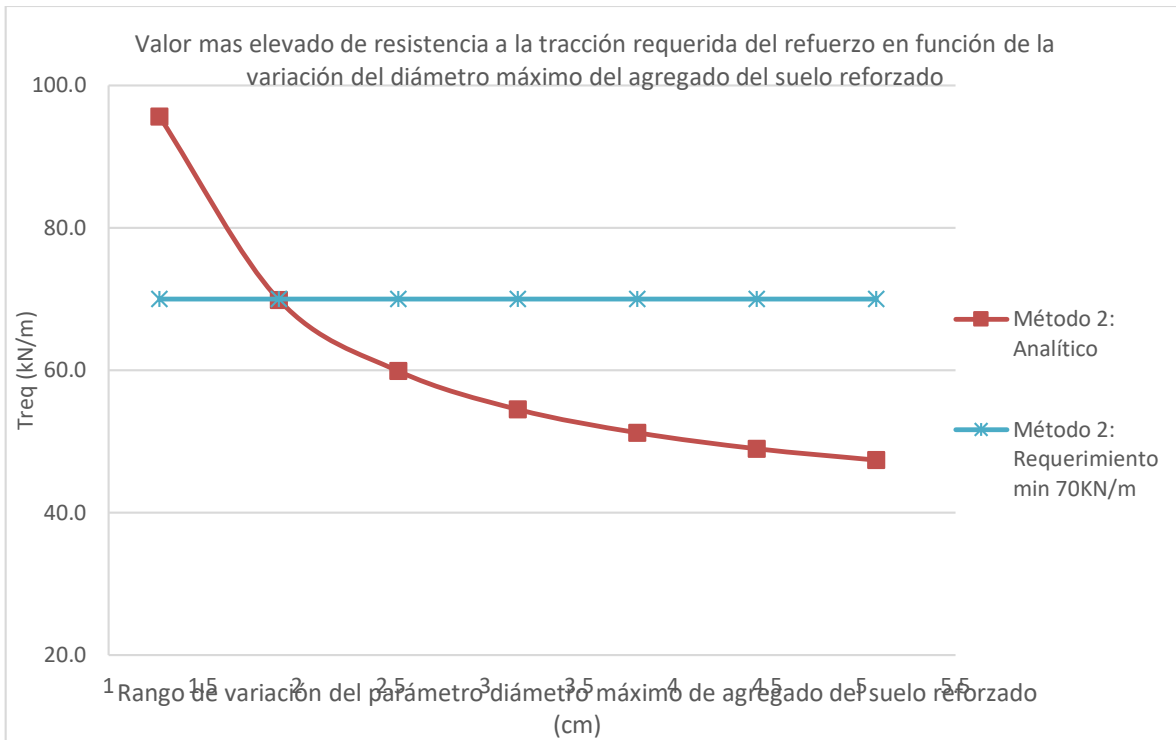


Figura 175: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado para soportar las cargas del puente en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.2.12 Resultados debido a la variación de las características del suelo retenido y de fundación

Los resultados inducidos por la variación de las características del suelo retenido y de fundación muestran que no existe influencia en la estabilidad del apoyo en ninguno de los métodos, con variación del 0.0% entre los tipos de suelo que se han empleado para el diseño y análisis. Como se muestra en la sección 7.4.10, en el capítulo de Anexos.

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de suelo retenido y de fundación cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura 176, Figura 177 y Figura 178; se halló una variación de 78.3% para el Método 1, 16% para el Método 2 y 92% para el Método 3 entre el máximo y mínimo, siendo el Método 2 el más estable a las variaciones.

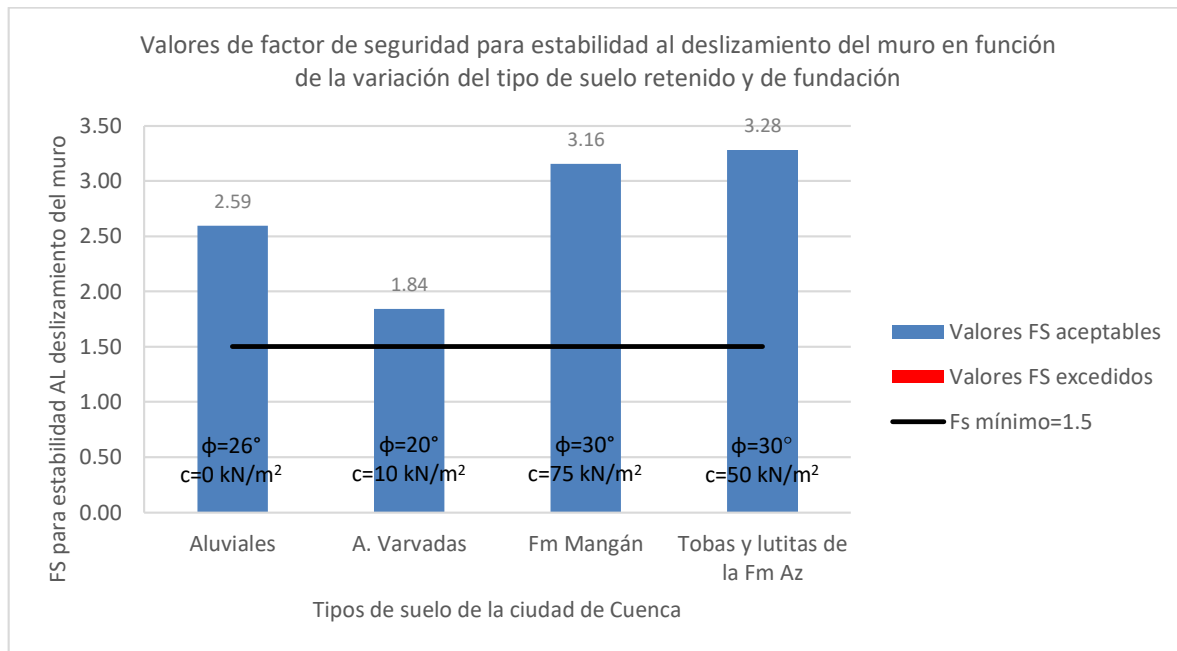


Figura 176: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

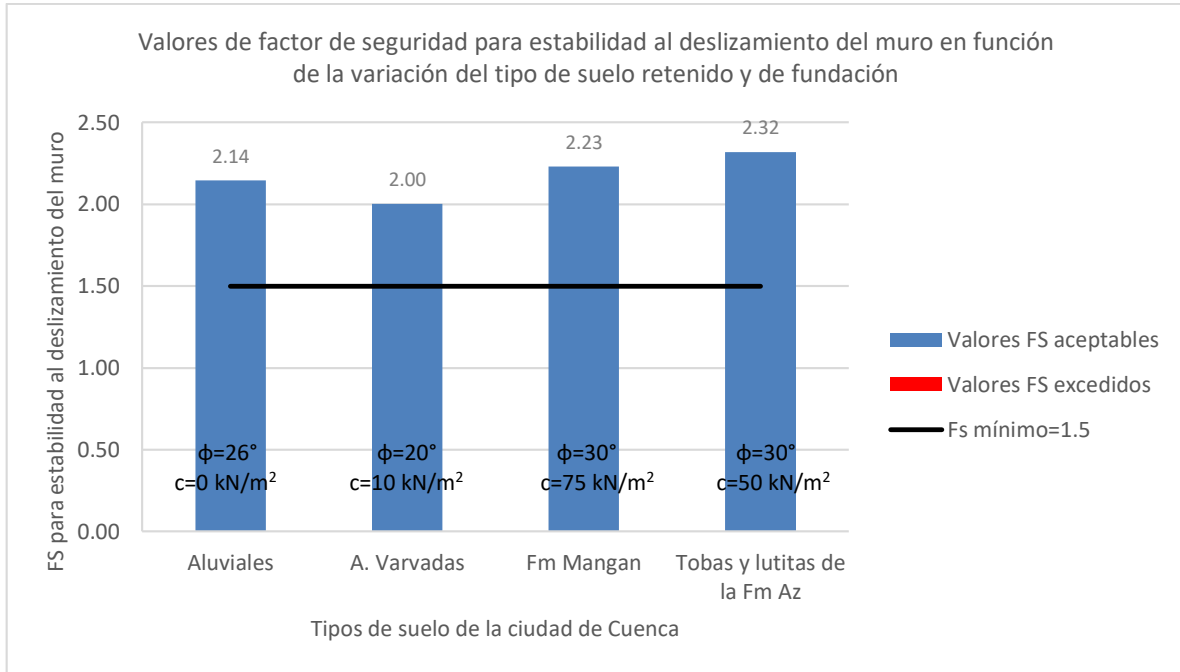


Figura 177: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

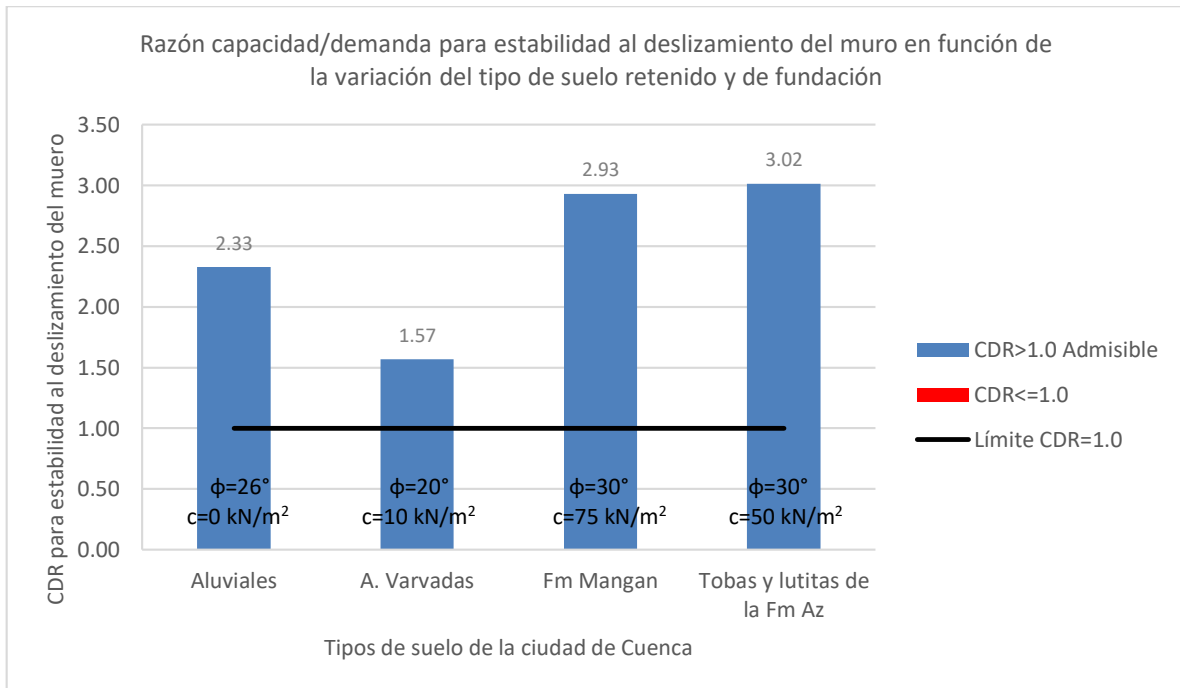


Figura 178: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1 tres de los tipos de suelo aplicados producen inestabilidad, siendo únicamente las tobas y lutitas de la formación Azogues, el suelo que otorga un valor de excentricidad menor al límite, como se muestra en la Figura 179 y una variación del 4.4%. Para el Método 2, uno de los casos aplicados produce inestabilidad, arcillas varvadas, sin embargo, ya que éste método es un caso particular, dado que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad, y por el rango de variación de 26% se puede decir que los 4 tipos de suelos podrían ser aplicables en el método, como se muestra en la Figura 180. Para el Método 3 el 100% de los casos aplicados de tipo de suelo retenido y de fundación cumplen con el valor máximo admisible, como se muestra en la Figura 181; se halló una variación de 14% entre el máximo y mínimo.

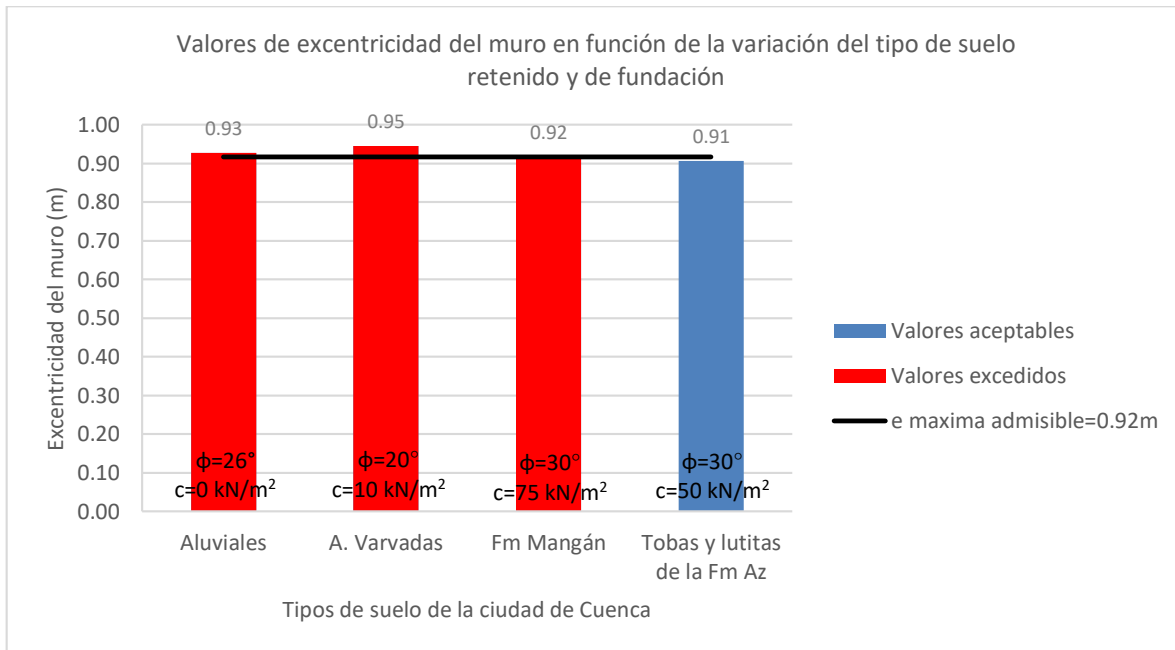


Figura 179: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

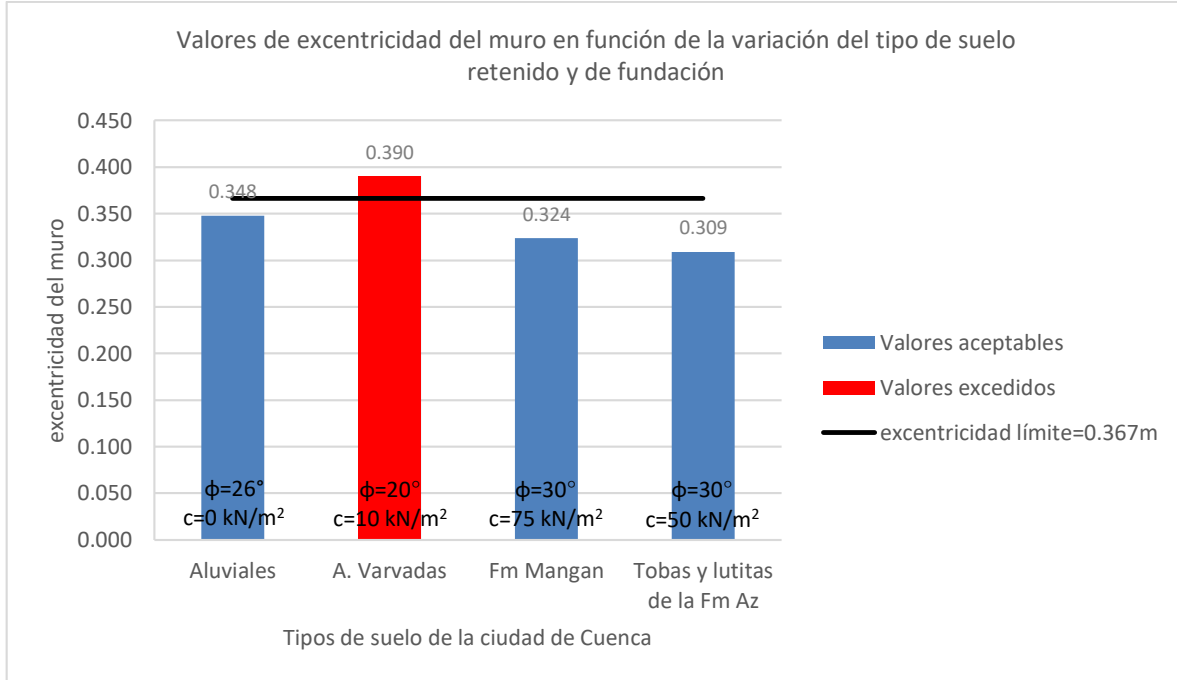


Figura 180: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

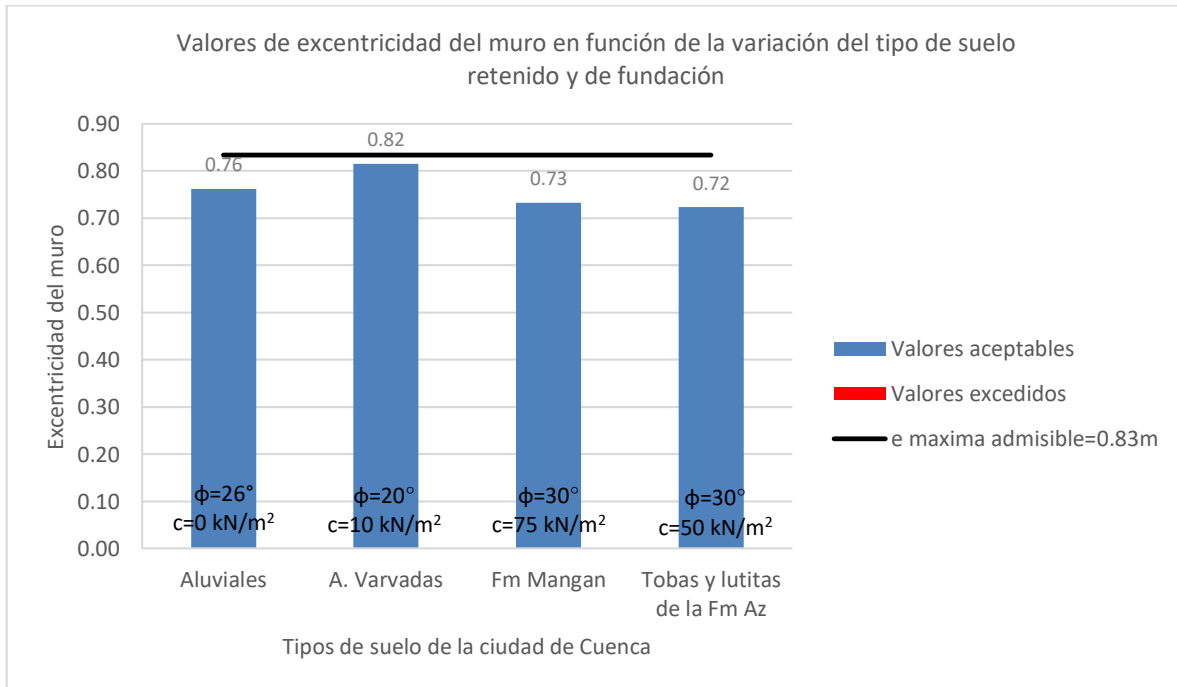


Figura 181: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1 todos los tipos de suelo aplicados producen estabilidad, siendo el suelo de Formación Mangán y las lutitas de la Formación Azogues los más estables; los Depósitos Aluviales y las Arcillas Varvadas son estables pero muy cercanos a desestabilizarse, como se muestra en la Figura 182, con variación del 945% entre mínima y máximo valores. Para el Método 2, dos de los casos aplicados produce inestabilidad, arcillas varvadas y depósitos aluviales, ya que este método tiene un factor de seguridad más elevado, como se muestra en la Figura 183, con variación del 1004% entre mínimo y máximo valores. Para el Método 3, de los casos aplicados de tipo de suelo retenido y de fundación, solamente las arcillas varvadas generan inestabilidad, como se muestra en la Figura 184 y una variación de 909% entre mínimo y máximo valores.

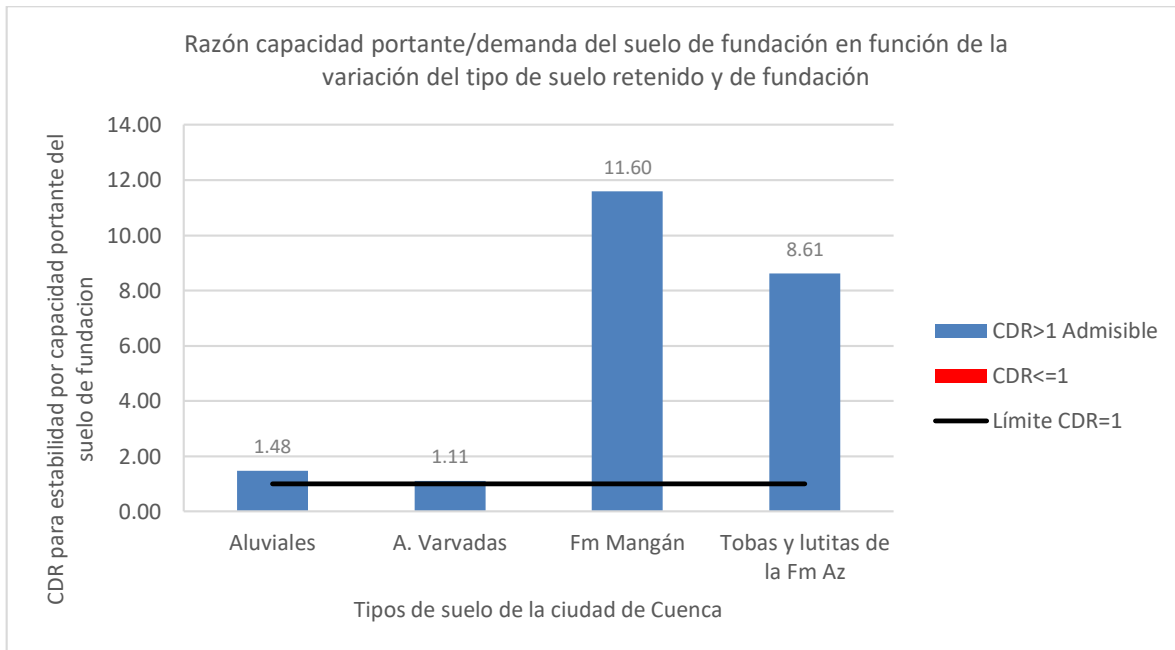


Figura 182: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

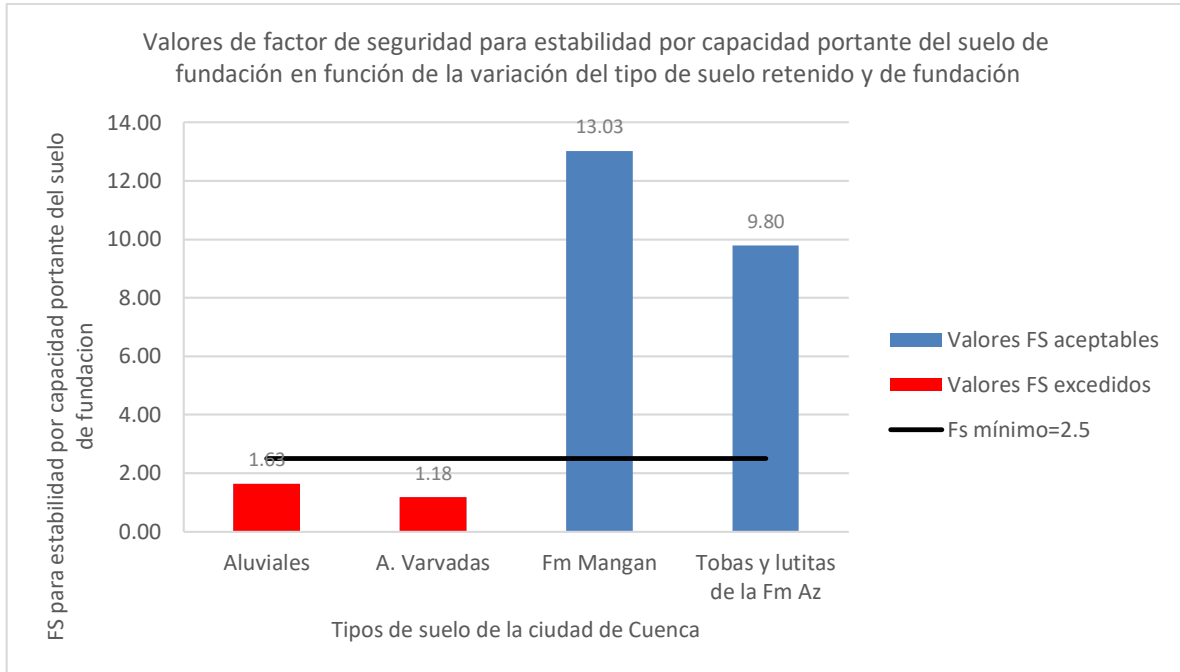


Figura 183: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

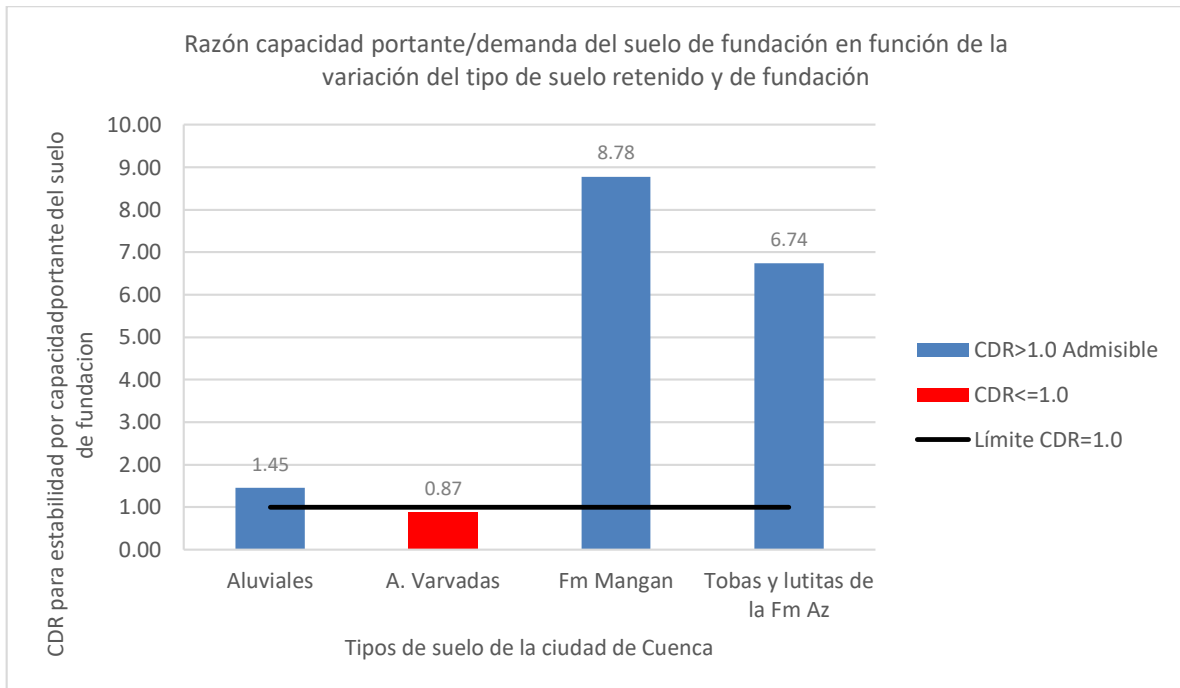


Figura 184: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

Con respecto a la estabilidad interna, los casos aplicados de tipos de suelo retenido y de fundación no influyen la carga máxima en el refuerzo, T_{max} , y en la resistencia a la tracción requerida en el refuerzo, T_{req} . Lo cual se comprueba en la Figura 185 para el Método 1, Figura 186 para el Método 2 y Figura 187 para el Método 3.

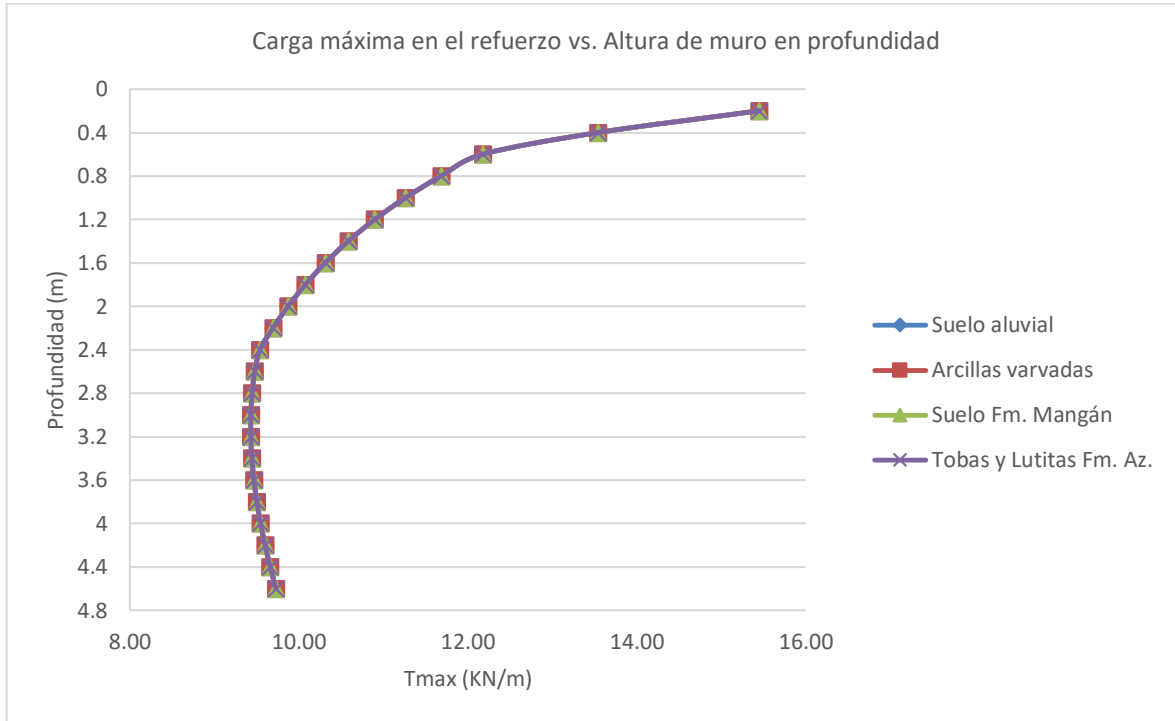


Figura 185: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la carga máxima en el refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

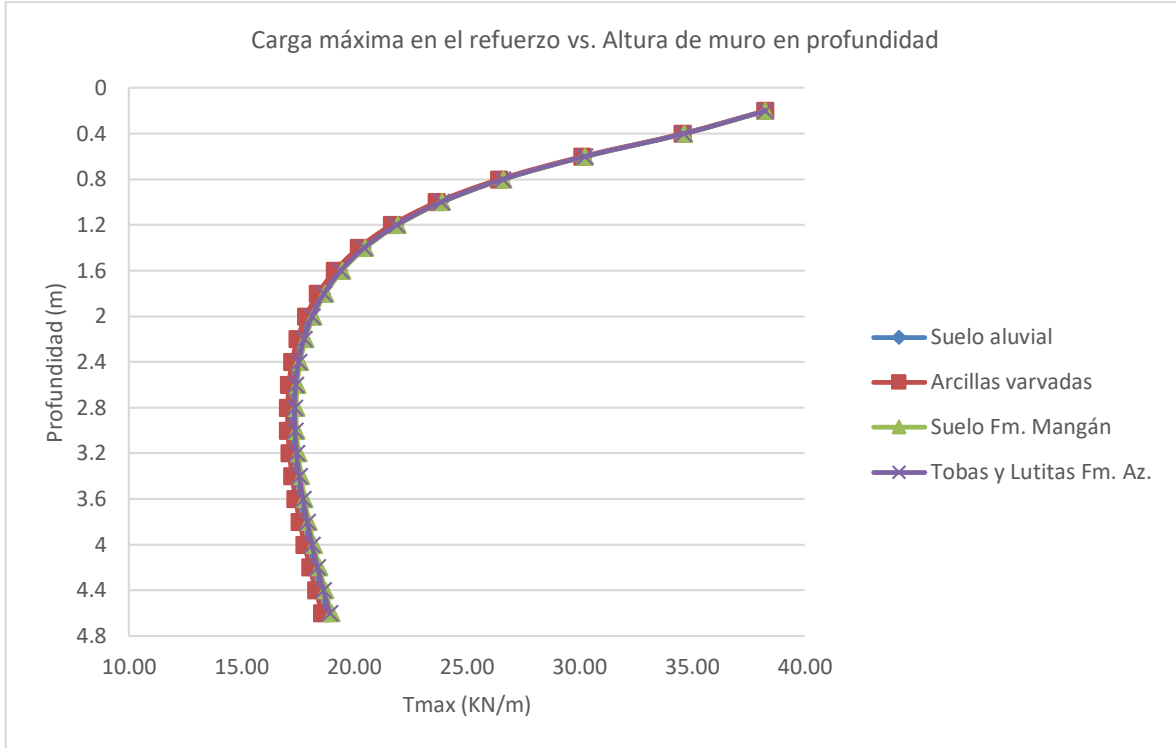


Figura 186: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la carga máxima en el refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

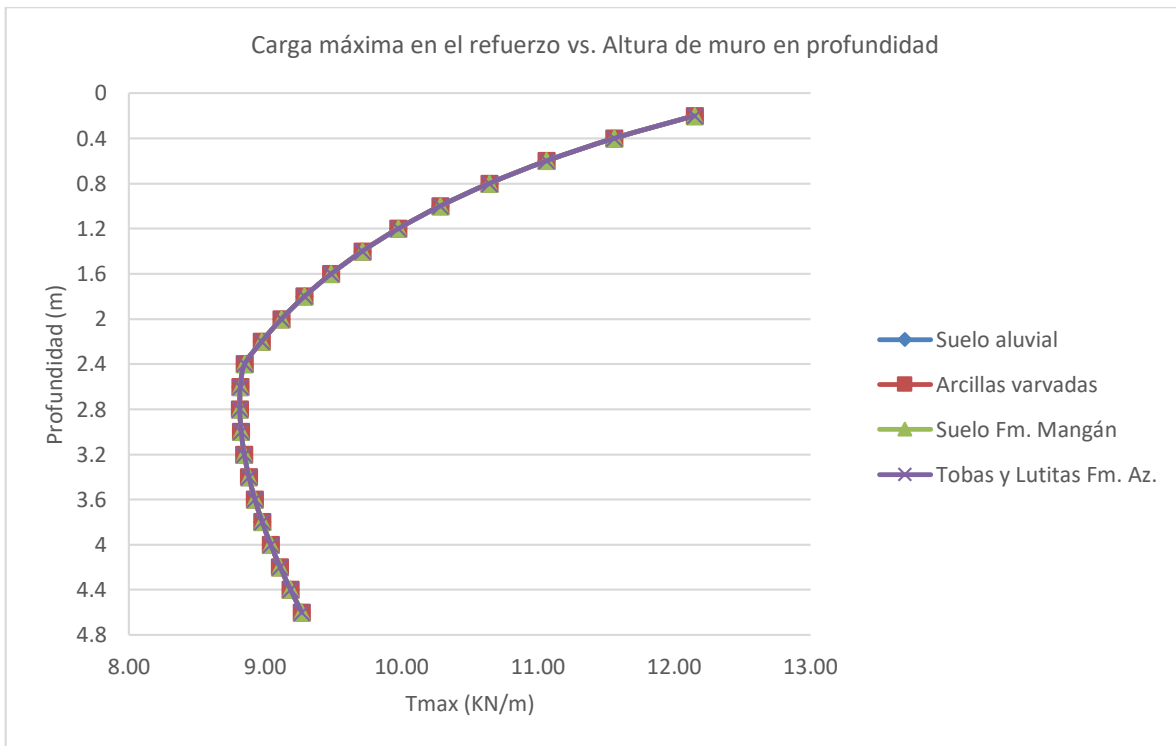


Figura 187: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la carga máxima en el refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure



Figura 188: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 1: NCHRP GRS Method

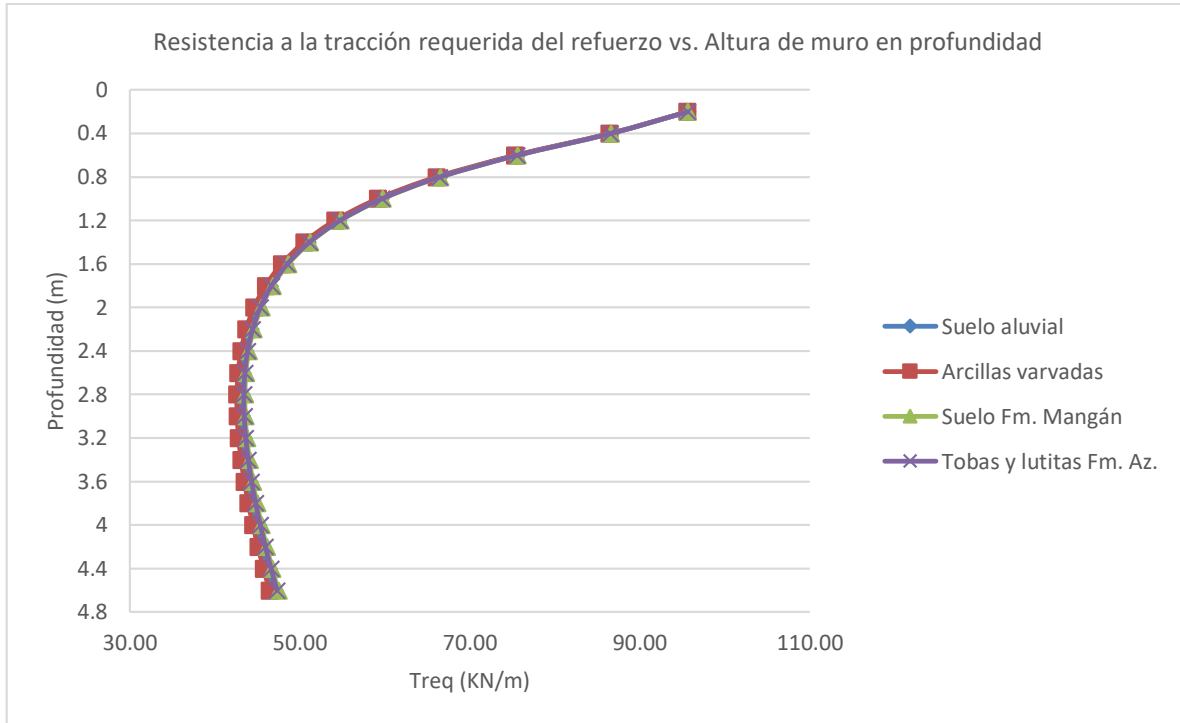


Figura 189: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

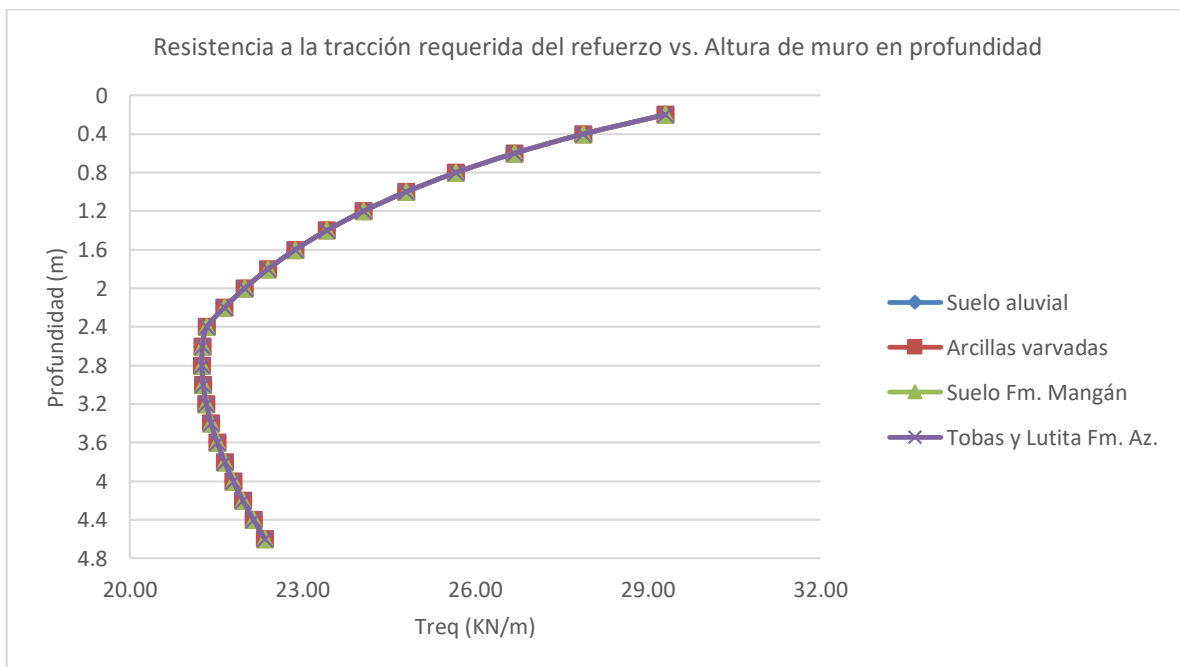


Figura 190: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la resistencia a la tracción requerida del refuerzo para el método 3: The Simplified Procedure

Los valores máximos de T_{max} y T_{req} se presentan en la Figura 191 y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, donde se comprueba que las variaciones son del 0.0%.

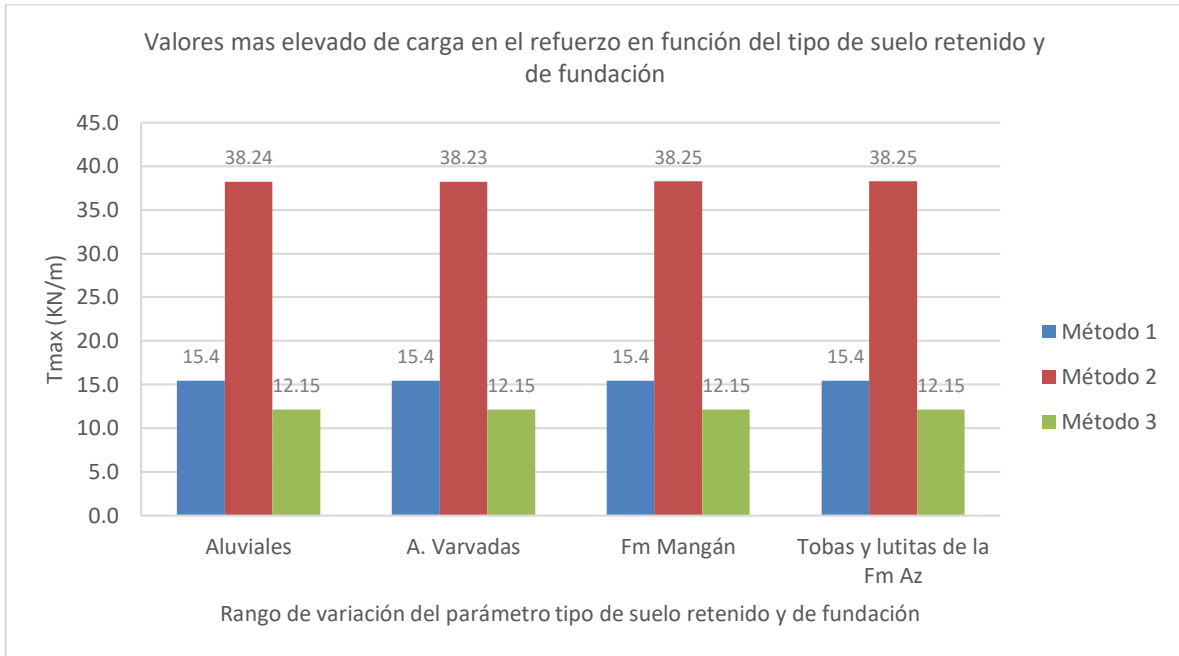


Figura 191: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la carga más elevada en el refuerzo

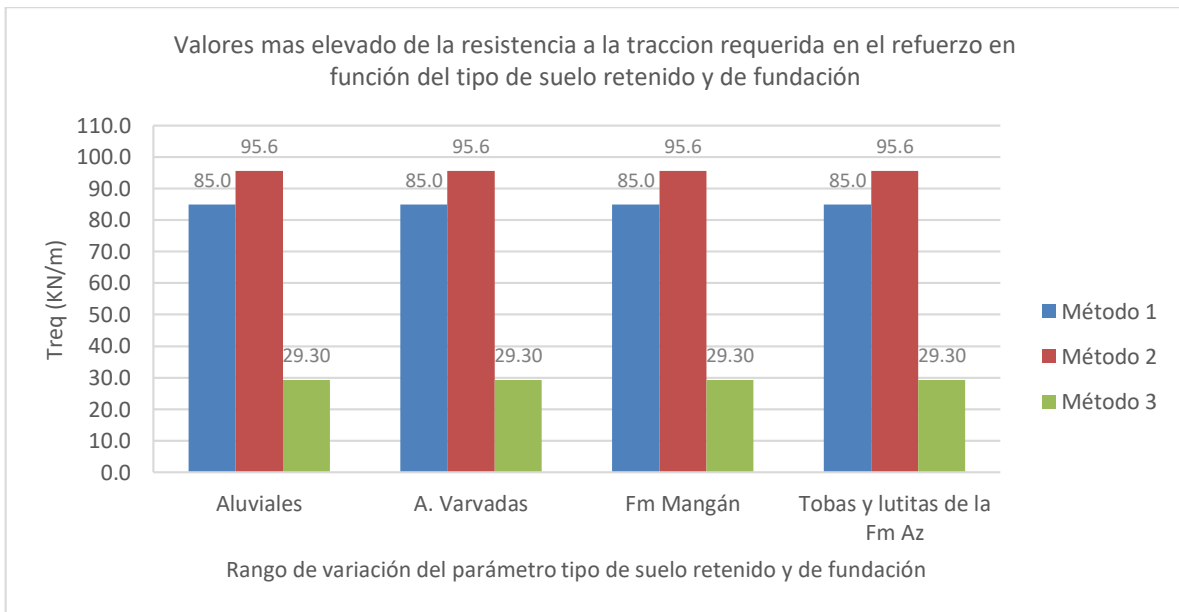


Figura 192: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la resistencia a la tracción requerida más elevada en el refuerzo

4.1.3 Resumen de resultados.

Luego de haber obtenido los resultados debido a la variación de los valores de cada parámetro involucrado en el diseño de muros con suelo reforzado con geosintético, y mostrados a manera de gráficas de barras y curvas, y habiendo analizado sus porcentajes de variación entre los extremos, como se observa en la sección anterior, es necesario condensar los resultados de variación hallados para determinar el método más versátil en función del cumplimiento de los factores de seguridad, y por otro lado determinar los parámetros más influyentes en los diseños en cada método. En el caso de los porcentajes de cumplimiento, como se muestra en la Figura 193, se ha calculado la media de los casos que cumplen con un diseño estable en función de cada parámetro para cada método; con ello se puede comparar de manera resumida el método más versátil, el que admite más amplios rangos de variación de los parámetros involucrados.

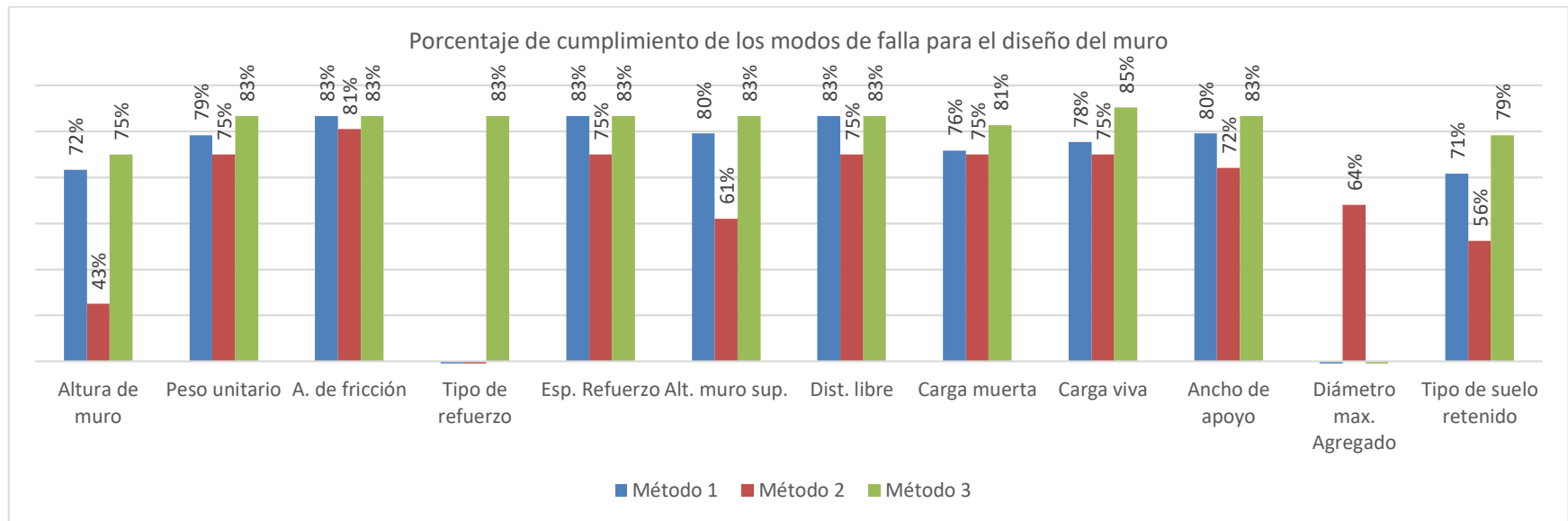


Figura 193: Porcentaje de cumplimiento promedio de los rangos de valores de cada parámetro para definir el que más se ajusta a los cambios.

La influencia de cada parámetro, como se muestra en la Figura 194, se ha obtenido como promedio, a partir de los porcentajes de variación analizados en cada gráfica en la sección 4.1.2. Lo que se quiere mostrar con esta gráfica son los parámetros que más influyen en cada diseño.

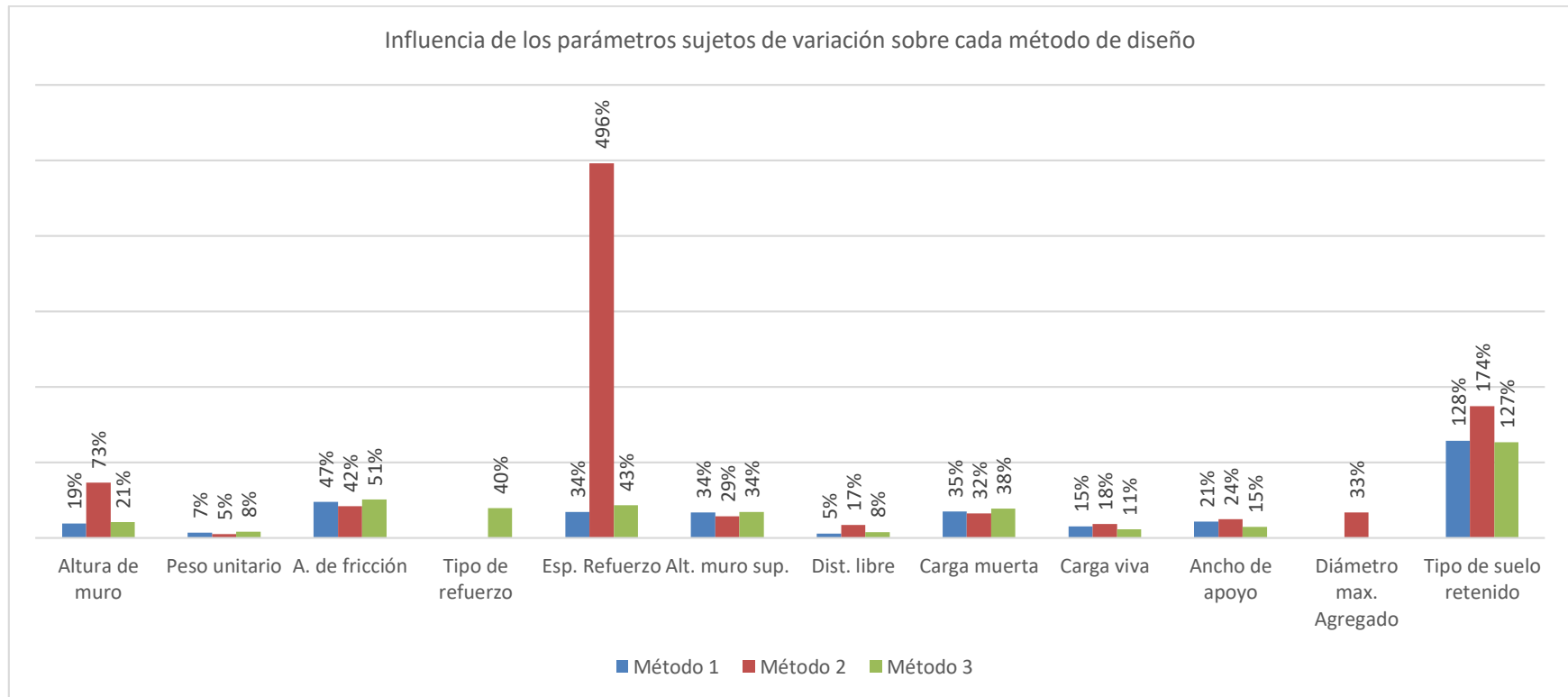


Figura 194: Porcentaje de variación de los parámetros aplicados a cada método de diseño, con respecto al caso base, para definir el grado de influencia de cada uno.



4.2 Discusión de resultados

Habiendo evaluado los métodos elegidos para el diseño de muros con suelo reforzado con geosintético, se han encontrado diferencias notables tanto en las suposiciones, ecuaciones, factores de seguridad y parámetros que cada método plantea otorgando resultados similares o significativamente diferentes, por tanto, en esta sección se exponen los principios fundamentales que cada método emplea realizando una comparación entre ellos, determinando sus alcances y limitaciones.

4.2.1 Discusión de los principios y suposiciones implícitas de cada método

Aunque los métodos de diseño utilizados tengan un mismo objetivo y cuenten con similar base histórica de investigación, cada uno de ellos incluye nuevas suposiciones en sus procesos y ecuaciones, por lo cual esta sección tiene el objetivo de discutir las diferencias de la base teórica que cada método utiliza para cumplir con los enfoques de estabilidad externa e interna y generar una discusión de las diferencias más notables entre los principios teóricos de cada método y cómo éstos influyen en los resultados obtenidos.

Falla por deslizamiento en el apoyo: El Método 1 determina un factor de seguridad mínimo de 1.5 para controlar el deslizamiento del apoyo. La diferencia con el Método 3 es que éste último se basa en un factor de seguridad mínimo de 1.0 definido como la razón entre la capacidad y la demanda y aplica un factor de resistencia. En ambos métodos, los factores para control de falla están en función de las cargas verticales, excluyendo carga viva, y cargas horizontales actuantes en el mismo y la tangente del ángulo de fricción del suelo reforzado que se considera como un factor de fricción. Las cargas horizontales se definen mediante el uso del coeficiente de presión lateral de tierra, el cual es igual al coeficiente de presión activa de Rankine (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006), (Berg, Christopher, & Samtani, 2009). El Método 2 no contempla este parámetro en su diseño.

Falla por excentricidad en el apoyo: En el Método 1 dentro del enfoque de estabilidad externa se debe controlar que, debido a las cargas aplicadas por el puente sobre el apoyo, no se exceda el límite de excentricidad con respecto a un punto específico (A), provocados por las cargas verticales que actúan sobre el apoyo (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006), (Berg, Christopher, & Samtani, 2009). Este parámetro es diferente en el Método 3 ya que no incluye la carga viva haciendo que el valor de excentricidad sea mayor, provocando un diseño más conservador. El Método 2 no contempla este parámetro en su diseño.

Falla por capacidad portante del apoyo: Se debe asegurar que las cargas verticales aplicadas en el apoyo no excedan la capacidad portante del relleno reforzado, por lo cual el Método 1 determina la capacidad portante permitiendo variar el ancho del apoyo con valores mayores a 0.6 metros y



que según el mismo sea aislado o integrado al muro usar un factor de reducción de 0.75 y 1.0 respectivamente. Su aplicación se limita para valores del ángulo de fricción del relleno reforzado entre 34 y 40 grados con espaciamiento entre capas de refuerzo de 0.2 y 0.4 metros (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). El Método 2 calcula la carga permitida de manera menos restrictiva en cuanto a la variación de sus factores, aplicando parámetros más detallados del suelo como el tamaño máximo de partícula del relleno reforzado, el espaciamiento del refuerzo, la resistencia última requerida del refuerzo y el coeficiente de presión pasiva del relleno reforzado, aprovechando las características del relleno reforzado. Adicionalmente, el método aplica un razonable factor de seguridad, abarcando incertidumbres (Adams, y otros, 2011). El Método 3 calcula la carga aplicada sobre el apoyo, pero difiere del Método 1 en el parámetro de excentricidad; el Método 3 no utiliza el valor calculado para controlar el modo de falla; lo vuelve a calcular incluyendo la carga viva para ir por el lado de la seguridad al incluir todas las cargas actuantes en este modo de falla. No hay una metodología para calcular la capacidad portante del relleno reforzado (Berg, Christopher, & Samtani, 2009).

Falla por deslizamiento del volumen reforzado: Para controlar este tipo de falla sobre el muro reforzado el Método 1 determina un factor de seguridad mínimo de 1.5 al igual que el Método 2; el Método 3 obtiene una relación entre la capacidad y la demanda debiendo ser mayor que 1.0. Los factores se calculan en función de las cargas verticales y cargas horizontales actuantes en el muro. El método 1 y 3 aplican la tangente del ángulo de fricción del suelo reforzado que actúa como un factor de fricción entre la base del muro y el suelo de fundación. Las cargas horizontales se definen mediante el uso del coeficiente de presión lateral de tierra el cual es igual al coeficiente de presión activa de Rankine. Contrario al Método 2, el método 1 y 3 no incluye las cargas verticales, viva ni de tráfico en sus cálculos, pero si su acción como carga horizontal desestabilizante con la finalidad de obtener un diseño más seguro (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006), (Adams, y otros, 2011), (Berg, Christopher, & Samtani, 2009).

Falla por excentricidad del volumen reforzado: Se debe controlar que, debido a las cargas aplicadas sobre el muro, no se exceda el límite de excentricidad del muro reforzado. Las cargas verticales y horizontales producen momentos resistentes y de volcamiento respectivamente, con respecto al punto B, en la base del muro. En el caso del Método 1 el límite de excentricidad se define y se calcula mediante la Ecuación 9 excluyendo la acción resistente al volcamiento de la carga de tráfico; se incluye la carga viva (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). En el Método 2 se calcula la excentricidad incluyendo el peso total de los bloques de fachada, dato que no toma en cuenta en sus cálculos el Método 1 y 3 (Adams, y otros, 2011). El valor de excentricidad en este método no actúa como un modo de falla, no hay un límite que se considere y el cálculo del mismo se utiliza como un parámetro para el control de la estabilidad por capacidad portante del suelo de



fundación. El cálculo de este parámetro en el Método 3 es similar al Método 1, con la diferencia que el método 3 excluye la carga viva y de tráfico (Berg, Christopher, & Samtani, 2009).

Falla por capacidad portante del suelo de fundación: Se debe asegurar que las cargas verticales aplicadas en el suelo de fundación no excedan la capacidad portante del mismo para evitar asentamientos; el factor límite para control de este modo de falla es 1.0 en la relación capacidad/demanda de cargas actuantes, de la misma forma que el Método 3, pero diferente al Método 2 donde se utiliza un factor de seguridad de 2.5. El Método 1 plantea que el esfuerzo total sobre el suelo se defina en función del menor valor entre la longitud de influencia en el nivel de fundación (D_1) o la longitud efectiva del refuerzo (L') para asegurar una buena distribución de esfuerzos en toda la base del muro, sin embargo, no ofrece una manera de calcular la capacidad portante del suelo de fundación (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). El método 2 calcula el esfuerzo total en la base del muro de manera similar al Método 3, sin embargo, aplica una metodología para hallar la capacidad portante del suelo de fundación con el uso de coeficientes adimensionales en función de ángulo de fricción del mismo (Adams, y otros, 2011). El Método 3 calcula la carga aplicada máxima sobre el suelo de fundación, pero difiere del Método 1 en el parámetro de excentricidad; el Método 3 no utiliza el valor calculado para controlar el modo de falla como se muestra; lo vuelve a calcular incluyendo la carga viva, tomando en cuenta todas las cargas actuantes en este modo de falla. El Método 3 calcula la capacidad de carga con el mismo principio que el método 2 (Berg, Christopher, & Samtani, 2009).

Mecanismos de transferencia de esfuerzos: Las capas de refuerzo embebido en el volumen de suelo crea resistencia friccional y pasiva a los esfuerzos horizontales, debido a la interacción entre suelo y refuerzo haciendo que el espaciamiento entre capas sea un parámetro de influencia importante para los tres métodos usados. Para el Método 1 las distancias pequeñas entre capas de refuerzo crean una masa de suelo más coherente, que posee gran resistencia y cohesión debido al agua que envuelve dichas partículas, mejorando la interacción suelo-refuerzo y la eficiencia de compactación, incrementando el concepto definido como “lock-in” controlando de mejor manera los esfuerzos horizontales del suelo sobre las caras del refuerzo. El Método 1 recomienda que el espaciamiento máximo entre capas de refuerzo debe ser de 0.4 metros, siendo 0.2 metros un valor medio para cualquier diseño (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). Adicional a ello, el Método 2 aplica a su diseño el efecto de esfuerzos inducidos por compactación. Este efecto se produce antes que se apliquen las cargas de servicio y se produzca la interacción suelo-refuerzo, durante la construcción del muro, cuando se compacta el relleno reforzado y el espaciamiento entre capas es pequeño, provocando que los esfuerzos del suelo se transfieran al refuerzo, para que cuando se apliquen las carga de servicio el refuerzo ya esté trabajando bajo tensión y se necesiten de cargas altas sobre el elemento reforzado para provocar inestabilidad o desplazamientos (Adams, y otros, 2011). El Método 3 considera que el relleno reforzado tiende a



desplazarse con respecto al refuerzo, lo cual es permisible, como un mecanismo de acomodamiento para una aplicación total de la fuerza de tracción en el refuerzo (Berg , Christopher , & Samtani, 2009).

Pérdida de resistencia a largo plazo: De acuerdo a los resultados de mediciones en campo, como parte de la investigación para obtener la guía de diseño para el Método 1, las deformaciones del refuerzo van desde 0.1 al 1.6% bajo cargas de servicio, por lo cual el Método 1 considera insignificante la fluencia del material de refuerzo a largo plazo bajo cargas de servicio si el material para relleno reforzado es granular y está bien gradado y bien compactado, puesto que la deformación del refuerzo está estrechamente ligado con la calidad y resistencia del material de relleno; el Método 1 considera la longitud y tipo de refuerzo como un aspecto secundario en el desempeño del elemento. Contrario al Método 3, no se utilizan factores de reducción específicos para el diseño del refuerzo, en vez de ello, se aplica un factor combinado de seguridad de 5.5 a la resistencia máxima requerida del refuerzo, amplificando éste valor y englobando todos aquellos problemas a largo plazo e incertidumbres (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). Similar al Método 1, el Método 2 le da gran importancia a la calidad del suelo reforzado que se utiliza, y su comportamiento está fuertemente ligado al comportamiento del refuerzo, los dos materiales se desplazan juntos y los desplazamientos son muy bajos. Si la deformación por fluencia de un relleno de grano grueso se considera como baja, en consecuencia, la fluencia del refuerzo también lo será, siempre que el espaciamiento sea pequeño y el suelo tenga un buen confinamiento. Se estima que no exceden valores límite y el desempeño a largo plazo es el adecuado (Adams, y otros, 2011). En el caso del Método 3, influenciado por la calidad del material, los desplazamientos a largo plazo de un muro, no deben ser susceptibles si para el relleno reforzado se utiliza un material con partículas gruesas y baja cohesión acompañado de un buen confinamiento; depende también del tipo de material con que se fabrica el refuerzo geosintético, reflejado en una serie de factores de reducción que engloban daños por instalación, fluencia por cargas soportadas a largo plazo, y durabilidad asociada a la degradación, los cuales disminuyen su capacidad en el tiempo, como se muestra en la Figura 195 y se aplica para la obtención de la resistencia a la tracción requerida del refuerzo (Berg , Christopher , & Samtani, 2009).

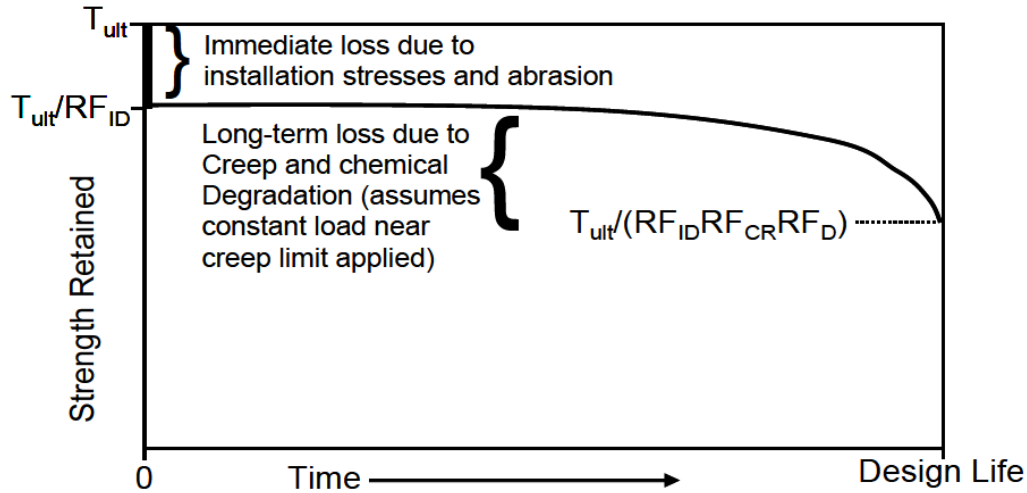


Figura 195: Resistencia a largo plazo del refuerzo geosintético. Berg, R. P., Christopher, B. P., & Samtani, N. P. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I.

Propiedades del relleno reforzado: El Método 1 restringe el relleno reforzado que se debe utilizar en base a un rango dado para el ángulo de fricción de diseño, con valores entre 34 y 40 grados de la misma manera que en el Método 3; pero éste debe ser un suelo de calidad, granular, bien gradado y debidamente compactado porque este método relaciona fuertemente el desempeño del elemento reforzado con la calidad del material para el relleno reforzado (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006), (Berg, Christopher, & Samtani, 2009). El Método 2 recomienda el uso de suelo de grano grueso como única alternativa en el diseño, con un tamaño máximo de agregado de 5 centímetros, un ángulo de fricción mínimo de 38 grados, cohesión cero y un contenido de finos que no exceda el 12%, con la finalidad de garantizar buena compactación y por ende buen comportamiento del volumen reforzado. Si la cohesión es diferente de cero, el método otorga una expresión para que el diseño sea válido (Adams, y otros, 2011).

Coefficiente de presión lateral de tierra: Tanto para el método 1, 2 y 3, se utiliza el coeficiente de presión lateral de tierra activa de RANKINE, el cual está en función del ángulo de fricción del suelo que se requiera (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006), (Adams, y otros, 2011), (Berg, Christopher, & Samtani, 2009). Una diferencia notable ocurre en el Método 3 cuando se realizan los cálculos para estabilidad interna, donde se aplica el “Método simplificado”, siendo éste una relación entre el coeficiente de presión lateral de tierra del relleno reforzado, K_r , con el coeficiente de presión lateral activa de Rankine, K_a , como se muestra en la Figura 8, cuyas curvas dependen del tipo de refuerzo que se utilice y la profundidad a la cual se encuentre,



simplificando en gran medida los cálculos. Es importante resaltar que se asume la expresión simplificada de Rankine porque no hay pendiente en la zona del suelo retenido (Berg , Christopher , & Samtani, 2009).

Superficie de falla supuesta para estabilidad interna: El Método 1 y Método 3 asume una superficie de falla igual a la superficie de falla de presión de tierra activa de Rankine para las condiciones de carga verticales que se propician en el elemento reforzado; el ángulo del plano de falla con respecto a la horizontal es $45 + \phi_r/2$ (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). Para el Método 3 este parámetro es importante ya que indica que el refuerzo se debe extender más allá de la zona activa, para que actúe como correas para contener el sistema de bloques de fachada del muro, los cuales se consideran como elementos estructurales (Berg , Christopher , & Samtani, 2009).

Estimación de esfuerzos horizontales: Los esfuerzos horizontales para el Método 1 y 3 se definen de manera similar, sin embargo, la expresión que define el parámetro $\Delta\sigma_v$, esfuerzo vertical distribuido desde el apoyo para el Método 3, varía en función de la profundidad, y no depende del ancho efectivo de la carga aplicada. Los esfuerzos horizontales para el Método 2 difieren en su cálculo principalmente porque al calcular la carga horizontal debida a la carga equivalente del puente, utiliza dos parámetros, α y β , los cuales se derivan de la teoría de distribución de cargas en profundidad de Boussinesq para carga distribuida; en este caso, aplicado al perfil de suelo reforzado y la carga distribuida se debe al puente que se aplica en el apoyo con ancho definido. El método asume además que todos los esfuerzos laterales son tomados únicamente por el refuerzo, por lo tanto, no habrá esfuerzos de empuje sobre la cara del muro ni sobre los bloques que la conforman (Adams, y otros, 2011).

Estimación de carga máxima en el refuerzo: La carga máxima en el refuerzo para el Método 1 y 3 tienen la misma expresión, sin embargo, la ecuación para el cálculo de los esfuerzos horizontales no es la misma, haciendo que el cálculo de T_{max} dependa de otros parámetros propios de cada método. Para el caso del Método 2, su ecuación difiere de los otros métodos principalmente por la utilización del tamaño máximo de la partícula del relleno reforzado, ya que el tipo de suelo y sus características físicas son de gran importancia en el desempeño del muro compuesto y mediante el efecto de esfuerzos inducidos por compactación, se deduce que se necesitará una elevada carga lateral para provocar desplazamientos.

Factores de seguridad: El Método 1, a diferencia del Método 3, no aplica factores LRFD en su diseño para los distintos modos de falla, sin embargo, para el cálculo de la máxima resistencia a la tracción requerida del refuerzo aplica un factor de seguridad en función del espaciamiento del refuerzo y será el mismo para todo el perfil del muro, es decir para cada una de las capas de refuerzo. Con el uso de este factor de seguridad se abarcan incertidumbres a largo plazo del



elemento en servicio (Wu, Lee, Helwany, & Ketchart, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing, 2006). El Método 2, contrario al Método 3 que utiliza un factor de resistencia de 0.9, recomienda un valor de 0.4, mucho más bajo pero que se justifica porque toma en cuenta incertidumbres del refuerzo como la durabilidad, instalación y fluencia, parámetros que si se toma en el Método 3 para el control del comportamiento del refuerzo bajo cargas de servicio. En cuanto a la evaluación del apoyo por capacidad portante, el Método 2 utiliza un factor de seguridad para capacidad, $F_{Scapacity}$, de 3.5, simplificando de esta manera la aplicación del método. El Método 3 aplica factores de resistencia en su diseño para los distintos modos de falla. En el caso del estado límite de Resistencia I, se aplica un factor de 0.9 para refuerzo geosintético tomando en cuenta que se considera un material dúctil. El factor de resistencia en este caso toma las incertidumbres generadas por cargas puntuales que puedan aplicarse sobre el muro y generar sobreesfuerzos en el refuerzo. Adicionalmente, para el caso del Método 3, mediante mediciones en campo se ha demostrado que los esfuerzos de diseño son mucho más elevados que los que se presentan en la vida real, bajo cargas de servicio (Berg , Christopher , & Samtani, 2009).



5 CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones generales

Se ha determinado que los métodos de diseño para muros con suelo reforzado con geosintético más utilizados, han sido desarrollados por la Administración Federal de Autopistas o Federal Highway Administration con sus siglas en inglés (FHWA) y el Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Autopistas o National Cooperative Highway Research Program con sus siglas en inglés (NCHRP), siendo ésta última la responsable de los Métodos 1 y 3 detallados en la presente investigación y la FHWA del Método 2, los cuales se basan en investigación teórica histórica, pruebas a escala en laboratorio y ensayos a escala real para determinar el comportamiento de los componentes de un muro reforzado y del elemento como tal, sus límites de diseño y ecuaciones que gobiernen estas guías.

En conclusión, la metodología que cada método utiliza para el diseño de muros reforzados con geosintético se presentan en la sección 3.2 de este proyecto de investigación, a manera de ecuaciones ordenadas por cada modo de falla que se debe controlar. Cada proceso de cálculo que las guías de diseño proponen, se ha automatizado con la ayuda de la herramienta Excel, y se ha validado su funcionamiento con la aplicación de los ejemplos que cada método dispone para poder aplicar cualquier combinación de datos y asegurar resultados de calidad.

Los rangos de variación se han elegido mediante revisión bibliográfica, y se presentan en la sección 3.3.5 para la aplicación en cada método de diseño.

Los rangos de valores seleccionados en función de cada parámetro, se han aplicado a cada Método de diseño obteniendo los resultados mostrados en el capítulo 4, ordenados como gráficos de barras y curvas en función de cada parámetro analizado, incluyendo los resultados particulares del caso base, para el cual los valores de geometría, características de suelo, refuerzo y su espaciamiento, son los típicos de un muro reforzado que tenga un buen comportamiento y desempeño, tomando los ejemplos de las guías que cada método otorga.

Habiendo analizado los métodos propuestos se ha podido definir que en todos los casos el diseño debe cumplir con dos partes principales, diseño por estabilidad externa y diseño por estabilidad interna, donde a su vez, en el diseño por estabilidad externa, se controla varios modos de falla. Los modos de falla son deslizamiento, volteo por efectos de excentricidad y capacidad portante que se analizan para el muro como tal y para la porción reforzada denominada apoyo, donde actúan las cargas del puente. Tanto para el Método 1 como para el Método 3 se aplican todos estos parámetros para el diseño, sin embargo, el Método 2 no aplica en su diseño el control de deslizamiento y excentricidad en el apoyo. En base a los resultados obtenidos se concluye que tanto para el control de deslizamiento y excentricidad en el apoyo, ante la variación de valores de parámetros, no existen cambios significativos, con porcentajes de influencia menores al 1%,



haciendo que el Método 2 tenga menos procedimientos que como se observa, no tienen influencia.

Al haber aplicado los parámetros y sus rangos de variación a los métodos 1 y 3, se halló que en el 100% de los casos cumple con los límites para el control de estabilidad del apoyo, en sus controles a deslizamiento y volcamiento por excentricidad, siendo extremadamente elevados para el caso del deslizamiento, excediendo hasta diez veces el límite mínimo, y muy pequeños en el caso de la excentricidad, con valores 20 veces más pequeños a los límites máximos, como se muestran en las figuras en el apartado de resultados, concluyendo que los rangos de valores que se maneja en esta investigación, no produce inestabilidad, haciendo que bajo éstas consideraciones el Método 2 sea el más recomendado ya que directamente no considera estos cálculos, simplificando su diseño.

Para los tres métodos se ha encontrado que, en cuanto al control de falla por capacidad portante de la porción reforzada, donde actúan las cargas del puente, existe inestabilidad en todos los casos según los parámetros sujetos a variación evaluados en el presente trabajo. La razón de esta inestabilidad se debe a que la capacidad portante es la recomendada por el diseño en función del ángulo de fricción y espaciamiento sin considerar otros factores propios del suelo resultando en capacidades bajas que no satisfacen la demanda de cargas externas ya que en este caso las cargas viva y muerta son elevadas acorde a una estructura real promedio. Solamente el Método 2, por las variables que maneja en su ecuación para el cálculo de la capacidad portante del apoyo, concluye que el apoyo es estable, disminuyendo el espaciamiento de las capas de refuerzo y aumentando la resistencia del refuerzo. Dentro de este modo de falla, el Método 3 no tiene una forma de calcular la capacidad portante del suelo reforzado que sirve de apoyo del puente, limitando su aplicación. La capacidad portante que se obtiene del Método 1 se limita a un valor máximo de 280 kN/m^2 , como se muestra en la Tabla 1, por lo cual debido a las cargas impuestas siempre será inestable. Ya que la estabilidad de este modo de falla depende directamente de la magnitud de las cargas viva y muerta del puente, se ha determinado que, para que el elemento sea estable, la suma de las cargas aplicadas no debe exceder los 483 kN/m^2 para el Método 1 y Método 3, con un ancho de apoyo de 0.6 m, ángulo de fricción de 40 grados y espaciamiento de refuerzo de 0.2 metros. El Método 2 puede variar su capacidad como ya se ha discutido anteriormente.

El Método 2 simplifica su diseño ya que no considera un límite de excentricidad para el muro, por lo cual, las gráficas mostradas en el método 2 tienen la finalidad de mostrar la influencia y porcentaje de variabilidad ante los cambios de valores de parámetros, además de mostrar el comportamiento del elemento con un límite impuesto de excentricidad, de la misma manera que para los otros métodos y generar un punto de comparación.

La estabilidad interna controla que el refuerzo no se desprenda del suelo, y no se rompa. El Método 1 es el único que controla que el refuerzo no se desprenda del suelo (control por pullout), entonces no se realiza una comparación de este mecanismo de diseño para todos los métodos. El



control de rotura del geosintético es analizado por los tres métodos, su control se basa en calcular las cargas máximas que cada capa de refuerzo soporta, T_{max} , y la resistencia a la tracción que el refuerzo geosintético debería tener, T_{req} , para garantizar buen desempeño bajo cargas de servicio, siendo ésta una similitud

Los rangos de variación que se presentan para T_{max} y para T_{req} , son iguales, ya que los valores de resistencia máxima a la tracción requerida son directamente proporcionales a la carga máxima por un factor constante.

Con respecto a las cargas sobre el refuerzo y la resistencia a la tracción requerida, el Método 3 es el que predice los valores más bajos y el Método 2 los valores más altos en todo el perfil del terreno, como se muestra en el caso base, no obstante, en el caso de los esfuerzos horizontales actuantes en cada capa de refuerzo, el Método 2 presenta los valores más bajos, mientras que el Método 1 los valores más altos, como se muestra en la Figura 21, indicando que el Método 2 es más conservador en la forma de calcular T_{max} ya que amplifica las cargas sobre el refuerzo en un 148% con respecto al Método 1.

En algunos resultados se observa similitud entre los métodos 1 y 3, como se muestra en las curvas de distribución de esfuerzos y de manera más notoria en las curvas de distribución de cargas máximas sobre las capas de refuerzo, validando el hecho de que el Método 1 enfocado en el diseño de muros con suelo reforzado con geosintético donde no se toma en cuenta la acción de los bloques de fachada como elementos estructurales, es una revisión detallada del Método 3.

El método más versátil ante las variaciones de valores de los parámetros propuestos, cumpliendo con los límites y especificaciones es el Método 3, como se observa en la Figura 193, seguido del Método 1; el método que menos se ajusta a la variación de parámetros es el Método 2, mismo que propone factores de seguridad más elevados. Con respecto a la variación de los límites de control que rige cada modo de falla, para la estabilidad externa, y la variación de T_{max} y T_{req} sobre el refuerzo, los parámetros más influyentes sobre los tres métodos de manera general son, el ángulo de fricción del suelo reforzado, espaciamiento vertical del refuerzo geosintético, carga muerta del puente, altura de muro superior, y el tipo de suelo retenido-fundación. Tanto el espaciamiento del refuerzo como la altura del muro reforzado influyen en gran medida solamente en el Método 2. Los porcentajes de variación promedio de cada método en función de los parámetros sujetos de variación se muestran en la Figura 194.



5.2 Recomendaciones generales y para futuras investigaciones

Aunque de forma general el Método 3 sea el más versátil, para efectos prácticos se recomienda la revisión detallada de los resultados presentados en esta investigación, para que en función de las necesidades específicas del proyecto se elija el método más adecuado.

Debido a la gran cantidad de ecuaciones, tablas, gráficas y ábacos que cada método utiliza, es de gran importancia validar cada uno de los procesos con los ejemplos de las guías de diseño, comprobando los resultados. Por otro lado, dado que las guías son desarrolladas en EEUU, es normal encontrar el uso del sistema inglés de unidades, por lo cual se debe establecer y comprobar los cambios de unidades para evitar resultados fallidos.

Para futuras investigaciones se recomienda realizar una comparación de los mismos métodos de diseño, pero con cargas externas diferentes a las de un puente, para verificar la forma en la cual se distribuyen las cargas en el perfil del relleno reforzado, determinar si se deben adicionar o excluir parámetros de cálculo dentro de los procesos de diseño, determinar los alcances y limitaciones con respecto a los tipos de cargas impuestas. De esta manera se podrá tener un mejor entendimiento del comportamiento de un muro reforzado ante las solicitaciones impuestas.

Cuando se habla de una obra civil, necesariamente se debe tener en cuenta el costo/beneficio que representa la aplicación de una u otra alternativa para un fin específico, por lo que en base a los alcances y limitaciones de cada uno de los métodos evaluados en esta investigación, se recomienda realizar un análisis comparativo de costos con miras a aplicaciones reales, con datos reales tanto de suelos de fundación y tipo de suelo retenido, con el objetivo de ampliar el conocimiento, desde el punto de vista de la factibilidad económica.

Dado que las cargas que se han aplicado al muro diseñado en esta investigación han sido de un puente, es de esperarse que su emplazamiento en obras reales esté ligado a la influencia del agua sobre el elemento, actuando como nivel freático, es por ello que se recomienda realizar una investigación detallada del comportamiento, dependiendo de cada método de diseño, del muro reforzado con geosintético ante la presencia del agua, misma que podría generar inestabilidad.



6 REFERENCIAS

- AASHTO. (2007). *LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition*.
- Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., & Hartman, J. (2011). *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Interim Implementation Guide*.
- ASTM D4439. (2006). *Standard Terminology for Geosynthetics (Vol. i)*.
- Berg, R. P., Christopher, B. P., & Samtani, N. P. (2009). *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I*.
- Berg, R. R., Christopher, B. R., & Samtani, N. C. (2009). *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II*.
- Berg, Ryan R. P.E.; Christopher, Barry R. Ph.D., P.E.; Samtani, Naresh C. Ph.D., P.E. (2009). *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II*.
- Hausmann, M. R. (1990). *Engineering principles of ground modification*. Sydney.
- Helwany, S. M., Wu, J. T., & Froessl, B. (2003). Settlement., GRS Bridge Abutments - An Effective Means to Alleviate Bridge Approach.
- Helwany, S. M., Wu, J. T., & Kitsabunnarat, A. (2007). *Simulating the Behavior of GRS Bridge Abutments*.
- Holtz, R. D. (2001). *Geosynthetics for soil reinforcement*.
- Jones, C. J. (1985). *Earth reinforcement and soil structures*. Newcastle: Thomas Telford Publishing.
- Koerner, R. (2012). *Designing with geosynthetics. (6th Edition)*.
- Koerner, R. M., & Te-Yang, S. (1997). The evolution of geosynthetics. *ProQuest Central*, 62-64.
- Leshchinsky, D., & Boedeker, R. (1990). *Geosynthetic reinforced soil structures*.
- Phillips, E. K. (2014). *Investigation of Required Tensile Strength Predicted by Current Reinforced Soil Design Methodologies*. Blacksburg, Virginia.
- PRECUPA. (1998). *Informe final del Proyecto PRECUPA. Cuerpo Suizo de socorro, CSS*. Cuenca.
- Skinner, G. D., & Rowe, R. K. (2005). Design and Behaviour of a Geosynthetic Reinforced Retaining Wall and Bridge Abutment on a Yielding Foundation.
- Suarez Diaz, J. (2004). *Diseño de muros de suelo reforzados con geosintéticos*. Bucaramanga.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T., & Koseki, J. (1997). Geosynthetic reinforced soil retaining walls as important permanent structures.



Wu, J. (1994). *Design and construction of low cost retaining walls*. Denver.

Wu, J. T., Lee, K. Z., Helwany, S. B., & Ketchart, K. (2006). *Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing*.



7 ANEXOS

7.1 Ecuaciones método 1

7.1.1 ANEXOS DESLIZAMIENTO APOYO

$$V1 = (B * t) * \gamma_{concreto} \quad \text{Ecuación A1}$$

Donde:

$V1$ = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón.

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

t = Espesor del soporte de hormigón; un valor de 0.3m se usó en el análisis

$\gamma_{concreto}$ = Peso unitario del hormigón; un valor de 23.6kN/ m³ se usó en el análisis

$$Fq = K_{a(rf)} * q * H_2 \quad \text{Ecuación A2}$$

Donde:

Fq = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico

$K_{a(rf)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del relleno reforzado, calculada en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, ϕ_{rf} , definida como: $K_{a(rf)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{rf}}{2} \right)$

q = Carga de tráfico; un valor de 12kN/ m² se usó en el análisis

H_2 = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

$$F1 = \frac{1}{2} * K_{a(rf)} * \gamma_{rf} * H_2^2 \quad \text{Ecuación A3}$$

Donde:

$F1$ = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente

$K_{a(rf)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del relleno reforzado, calculada en función del ángulo de fricción del relleno reforzado, ϕ_{rf} , definida como: $K_{a(rf)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{rf}}{2} \right)$

γ_{rf} = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis



H_2 = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

7.1.2 ANEXOS EXCENRICIDAD APOYO

$$\sum M_{RA} = V1 * \left(\frac{B}{2}\right) + (DL + LL) * \left(\frac{B}{2}\right) \quad \text{Ecuación A4}$$

Donde:

$\sum M_{RA}$ = Sumatoria de momentos resistentes con respecto al borde inferior del soporte de hormigón

V1 = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón, definido en la **Ecuación A1**

DL = Carga muerta debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

LL = Carga viva debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

$$\sum M_{OA} = Fq * \left(\frac{H_2}{2}\right) + F1 * \left(\frac{H_2}{3}\right) + F2 * (t) \quad \text{Ecuación A5}$$

Donde:

$\sum M_{OA}$ = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón

Fq = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A2**

F1 = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A3**

F2 = Fuerza horizontal producida por el soporte de hormigón; un valor de 1.75kN/m se usó en el análisis

H_2 = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

t = Espesor del soporte de hormigón; un valor de 0.3m se usó en el análisis

7.1.3 ANEXOS DESLIZAMIENTO DEL MURO REFORZADO



$$V4 = (L * H_1) * \gamma_{rf}$$

Ecuación A6

Donde:

$V4$ = Fuerza vertical producida por el peso propio del muro

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como: $L = 0.7 * H'$

H_1 = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

γ_{rf} = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

$$V5 = [(L - d - B) * H_2] * \gamma_{rf}$$

Ecuación A7

Donde:

$V5$ = Fuerza vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como: $L = 0.7 * H'$

d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

H_2 = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

γ_{rf} = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

$$Vq = (L - d - B) * q$$

Ecuación A8

Donde:

Vq = Fuerza vertical producida por la carga de tráfico

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como: $L = 0.7 * H'$

d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis



B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

q = Carga de tráfico; un valor de 12kN/ m² se usó en el análisis

$$F3 = [K_{a(re)} * (q + \gamma_{re} * H_2)] * H_1 \quad \text{Ecuación A9}$$

Donde:

$F3$ = Fuerza horizontal producida por la presión lateral del suelo debido al muro superior de aproximación al puente.

$K_{a(re)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del suelo retenido, calculada en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_{re} , definida como: $K_{a(re)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{re}}{2} \right)$

q = Carga de tráfico; un valor de 12kN/ m² se usó en el análisis

γ_{re} = Peso unitario del suelo retenido, parámetro variado como parte del análisis

H_2 = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

H_1 = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

$$F4 = 1/2 * K_{a(re)} * \gamma_{re} * H_1^2 \quad \text{Ecuación A10}$$

Donde:

$F4$ = Fuerza horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido

$K_{a(re)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del suelo retenido, calculada en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_{re} , definida como: $K_{a(re)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{re}}{2} \right)$

γ_{re} = Peso unitario del suelo retenido, parámetro variado como parte del análisis

H_1 = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis



7.1.4 ANEXOS VOLCAMIENTO DEL MURO REFORZADO PROVOCADO POR LA EXCENTRICIDAD

$$\sum M_R = V4 * \left(\frac{L}{2}\right) + (V5 + Vq) * \left[\frac{L - d - B}{2} + (d + B)\right] + \left(\sum M_{RA} + \sum Va * d\right) \quad \text{Ecuación A11}$$

Donde:

$\sum M_R$ = Sumatoria de momentos resistentes con respecto al punto C, base del muro

$V4$ = Fuerza vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A6**

$V5$ = Fuerza vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A7**

Vq = Fuerza vertical producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A8**

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como:

$$L = 0.7 * H'$$

d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

$\sum M_{RA}$ = Sumatoria de momentos resistentes con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A4**

$\sum Va$ = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 2**

$$M_s = Vq * \left[\frac{L - d - B}{2} + (d + B)\right] \quad \text{Ecuación A12}$$

Donde:

M_s = Momento con respecto al punto C, causado por la carga de tráfico

Vq = Fuerza vertical producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A8**

L = Longitud del refuerzo, calculada en función de la altura total del muro, H' , definida como:

$$L = 0.7 * H'$$



d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

$$\sum M_o = F3 * \left(\frac{H_1}{2}\right) + F4 * \left(\frac{H_1}{3}\right) + \sum Fa * \left(H_1 - \frac{I_1}{3}\right) \quad \text{Ecuación A13}$$

Donde:

$\sum M_o$ = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al punto C, base del muro

$F3$ = Fuerza horizontal producida por la presión lateral del suelo debido al muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A9**

$F4$ = Fuerza horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido, definida en la **Ecuación A10**

$\sum Fa$ = Sumatoria de fuerzas horizontales actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 3**

H_1 = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

I_1 = Profundidad de influencia causada por las fuerzas horizontales en el muro, definida en la **Ecuación A14**

$$I_1 = (d + B - 2e') * \tan\left(45^\circ + \left(\frac{\phi_{rf}}{2}\right)\right) \quad \text{Ecuación A14}$$

Donde:

I_1 = Profundidad de influencia causada por las fuerzas horizontales en el muro

d = Espacio libre entre el borde del muro y el borde del soporte de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

B = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

e' = Excentricidad producida en el apoyo debido a las cargas del puente y del soporte de hormigón, definida en la **Ecuación 4**

ϕ_{rf} = Ángulo de fricción del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis



7.2 Ecuaciones método 2

7.2.1 ANEXOS DESLIZAMIENTO DEL MURO REFORZADO

$$W = \gamma_r * H * B$$

Ecuación A15

Donde:

W = Carga debido al peso del muro reforzado.

γ_r = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

B = Ancho de la base, longitud de refuerzo inicial

$$q_{rb} = h_{rb} * \gamma_{rb}$$

Ecuación A16

Donde:

q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura

h_{rb} = Altura de la capa de rodadura, muro superior, parámetro variado como parte del análisis

γ_{rb} = Peso unitario de la capa de rodadura; un valor de 19.64kN/ m³ se usó en el análisis

$$F_b = \frac{1}{2} * \gamma_b * K_{ab} * H^2$$

Ecuación A17

Donde:

F_b = Fuerza horizontal debido al suelo retenido

γ_b = Peso unitario del relleno retenido; un valor de 20kN/ m³ se usó en el análisis

K_{ab} = Coeficiente de presión activa del suelo retenido, calculado en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_b , definido como: $K_{ab} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_b}{2} \right)$

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis



$$F_{rb} = q_{rb} * K_{ab} * H$$

Ecuación A18

Donde:

 F_{rb} = Fuerza horizontal debido al suelo que conforma la capa de rodadura q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A16** K_{ab} = Coeficiente de presión activa del suelo retenido, calculado en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_b , definido como: $K_{ab} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_b}{2} \right)$ H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

$$F_t = q_t * K_{ab} * H$$

Ecuación A19

Donde:

 F_t = Fuerza horizontal debido a la carga de tráfico q_t = carga de tráfico, definida en la **Ecuación A20** K_{ab} = Coeficiente de presión activa del suelo retenido, calculado en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_b , definido como: $K_{ab} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_b}{2} \right)$ H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

$$q_t = h_{eq} * \gamma_b$$

Ecuación A20

Donde:

 q_t = carga de tráfico h_{eq} = Altura de suelo equivalente para carga de tráfico; un valor de 0.6m se usó en el análisis γ_b = Peso unitario del relleno retenido; un valor de 20kN/ m³ se usó en el análisis

7.2.2 ANEXOS CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE FUNDACIÓN



$$\sum M_D = F_b \left(\frac{H}{3} \right) + F_{rb} \left(\frac{H}{2} \right) + F_t \left(\frac{H}{2} \right)$$

Ecuación A21

Donde:

 $\sum M_D$ = Sumatoria de momentos de volcamiento en el muro F_b = Fuerza de empuje debido al relleno retenido, definido en la **Ecuación A17** F_{rb} = Fuerza de empuje debido al suelo que conforma la capa de rodadura, definida en la **Ecuación A18** F_t = Fuerza de empuje debido a la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A19** H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

$$\begin{aligned} \sum M_R = & (q_b * b + q_{LL} * b) \left[\left(\frac{b}{2} + a \right) - \left(\frac{B_{RSF}}{2} - x_{RSF} - b_{block} \right) \right] \\ & + (q_t * b_{rb,t} + q_{rb} * b_{rb,t}) \left(\frac{B_{RSF}}{2} - \frac{b_{rb}}{2} \right) + W \left(\frac{B_{RSF}}{2} - \frac{B}{2} \right) \end{aligned}$$

Ecuación A22

Donde:

 $\sum M_R$ = Sumatoria de momentos resistentes en el muro q_b = Carga muerta del puente, parámetro variado como parte del análisis b = Ancho del apoyo en que actúa la carga debido al puente, parámetro variado como parte del análisis q_{LL} = Carga viva del puente, parámetro variado como parte del análisis a = espacio libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis B_{RSF} = Ancho total del suelo de fundación definido como $B_{total} + 0.5 * B_{total}$ x_{RSF} = Longitud del suelo de fundación por delante de la cara del muro, un valor de 0.46 metros se usó en el análisis b_{block} = Ancho de los bloques de fachada; un valor de 0.2 metro se usó en el análisis q_t = carga de tráfico, definida en la **Ecuación A20**



b_{rb} = ancho sobre el muro donde la carga debido a la capa de rodadura actúa; un valor de 0.25m se usó en el análisis

q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A16**

B = Longitud del refuerzo, un valor de 2.2 se usó en el análisis

$$\sum V = W + W_{RSF} + W_{facha} + q_t * b_t + q_{rb} * b_{rb} + q_b * b + q_{LL} * b \quad \text{Ecuación A23}$$

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de cargas verticales

W = Peso del muro reforzado, definido en la **Ecuación A15**

W_{RSF} = Peso de la porción del suelo de fundación, definido en la **Ecuación A24**

W_{facha} = Peso total de los bloques usados en fachada

q_t = carga de tráfico, definida en la **Ecuación A20**

b_t = ancho sobre el muro donde la carga debido a la capa de rodadura actúa; un valor de 0.25m se usó en el análisis

b_{rb} = ancho sobre el muro donde la carga debido a la capa de rodadura actúa; un valor de 0.25m se usó en el análisis

q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A16**

q_b = Carga muerta del puente, parámetro variado como parte del análisis

b = Ancho del apoyo en que actúa la carga debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

q_{LL} = Carga viva del puente, parámetro variado como parte del análisis

$$W_{RSF} = B_{RSF} * D_{RSF} * \gamma_{rb} \quad \text{Ecuación A24}$$

Donde:



W_{RSF} = Peso de la porción del suelo de fundación

B_{RSF} = Ancho total del suelo de fundación definido como $B_{total} + 0.5 * B_{total}$

D_{RSF} = profundidad de empotramiento del muro reforzado. 25% del ancho total de la base del muro

γ_{rb} = Peso unitario de la capa de rodadura; un valor de 19.64 kN/m^3 se usó en el análisis

7.2.3 ANEXOS ESTABILIDAD INTERNA, RESISTENCIA REQUERIDA DEL REFUERZO

$$\sigma_{h,W} = \gamma_r * z * K_{ar} \quad \text{Ecuación A25}$$

Donde:

$\sigma_{h,W}$ = Presión lateral de tierra usando la condición de esfuerzo activa de Rankine

γ_r = Peso unitario del suelo reforzado, parámetro variado como parte del análisis

z = Profundidad debajo de la parte superior de la zona reforzada, este parámetro se varió como parte del análisis en el mismo rango que la altura del muro H .

K_{ar} = Coeficiente de presión activa del suelo reforzado, calculado en función del ángulo de fricción del suelo reforzado, ϕ_r , definido como: $K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2} \right)$

$$\sigma_{h,bridge,eq} = \frac{(q_b + q_{LL}) - (q_{rb} + q_t)}{\pi} * [\alpha_b + \sin(\alpha_b) * \cos(\alpha_b + 2\beta_b)] * K_{ar} \quad \text{Ecuación A26}$$

Donde:



$\sigma_{h,bridge,eq}$ = Esfuerzo lateral debido a la carga equivalente del puente

q_b = Carga muerta del puente, parámetro variado como parte del análisis

q_{LL} = Carga viva del puente, parámetro variado como parte del análisis

q_t = carga de tráfico, definida en la **Ecuación A20**

q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A16**

α_b = Angulo en radianes, calculado en función del ancho del apoyo reforzado, b y la profundidad variable, z , definido como: $\alpha_b = \tan^{-1} \left(\frac{b}{2z} \right) - \beta_b$

β_b = Angulo en radianes, calculado en función del ancho del apoyo reforzado, b y la profundidad variable, z , definido como: $\beta_b = \tan^{-1} \left(\frac{-b}{2z} \right)$

K_{ar} = Coeficiente de presión activa del suelo reforzado, calculado en función del ángulo de fricción del suelo reforzado, ϕ_r , definido como: $K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2} \right)$

$$\sigma_{h,rb} = q_{rb} * K_{ar} \quad \text{Ecuación A27}$$

Donde:

$\sigma_{h,rb}$ = Esfuerzo lateral debido a la capa de rodadura

q_{rb} = Carga debido a peso muerto de la capa de rodadura, definido en la **Ecuación A16**

K_{ar} = Coeficiente de presión activa del suelo reforzado, calculado en función del ángulo de fricción del suelo reforzado, ϕ_r , definido como: $K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2} \right)$

$$\sigma_{h,t} = q_t * K_{ar} \quad \text{Ecuación A28}$$

Donde:

$\sigma_{h,t}$ = Esfuerzo lateral debido a la carga de tráfico

q_t = carga de tráfico, definida en la **Ecuación A20**



K_{ar} = Coeficiente de presión activa del suelo reforzado, calculado en función del ángulo de fricción del suelo reforzado, ϕ_r , definido como: $K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2} \right)$

7.3 Ecuaciones método 3

7.3.1 ANEXOS DESLIZAMIENTO APOYO

$$V1 = (b_f * h_1) * \gamma_c$$

Ecuación A29

Donde:

$V1$ = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

h_1 = Espesor del soporte de hormigón; un valor de 0.3m se usó en el análisis

γ_c = Peso unitario del hormigón; un valor de 23.6kN/m³ se usó en el análisis

$$F_{S1} = K_{a(2)} * (\gamma_2 * h_{eqF}) * h$$

Ecuación A30

Donde:

F_{S1} = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico

$K_{a(2)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del muro superior, calculado en función del ángulo de fricción del muro superior, definido como: $K_{a(2)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right)$

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

h_{eqF} = Altura de suelo equivalente para carga de tráfico; un valor de 0.6m se usó en el análisis

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis



$$F1 = \frac{1}{2} * K_{a(2)} * \gamma_2 * h^2 \quad \text{Ecuación A31}$$

Donde:

$F1$ = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente

$K_{a(2)}$ = Coeficiente de presión lateral de tierra del muro superior, calculado en función del ángulo de fricción del muro superior, definido como: $K_{a(2)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right)$

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

7.3.2 ANEXOS EXCNTRICIDAD APOYO

$$M_{RA} = V1 * \left(\frac{b_f}{2} \right) + DL * \left(\frac{b_f}{2} \right) \quad \text{Ecuación A32}$$

Donde:

M_{RA} = Sumatoria de momentos resistentes, excluyendo la acción de cargas vivas, con respecto al borde inferior del soporte de hormigón

$V1$ = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón, definido en la **Ecuación A29**

DL = Carga muerta debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

$$M_{OA} = F_{S1} * \left(\frac{h}{2} \right) + F1 * \left(\frac{h}{3} \right) + F2 * (h_1) \quad \text{Ecuación A33}$$

Donde:

M_{OA} = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón

F_{S1} = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A30**

$F1$ = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A31**

$F2$ = Fuerza horizontal producida por el soporte de hormigón; un valor de 1.75kN/m se usó en el análisis

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis



h_1 = Espesor del soporte de hormigón; un valor de 0.3m se usó en el análisis

7.3.3 ANEXOS CAPACIDAD PORTANTE DEL APOYO

$$M_{RAb} = V1 * \left(\frac{b_f}{2}\right) + (DL + LL) * \left(\frac{b_f}{2}\right) \quad \text{Ecuación A34}$$

Donde:

M_{RAb} = Sumatoria de momentos resistentes, incluyendo la acción de cargas vivas, con respecto al borde inferior del soporte de hormigón

$V1$ = Carga vertical producida por el soporte de carga de hormigón, definido en la **Ecuación A29**

DL = Carga muerta debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

LL = Carga viva debido al puente, parámetro variado como parte del análisis

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

$$M_{OAb} = F_{S1} * \left(\frac{h}{2}\right) + F1 * \left(\frac{h}{3}\right) + F2 * (h_1) \quad \text{Ecuación A35}$$

Donde:

M_{OAb} = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón

F_{S1} = Fuerza horizontal producida por la carga de tráfico, definida en la **Ecuación A30**

$F1$ = Fuerza horizontal producida por el muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A31**

$F2$ = Fuerza horizontal producida por el soporte de hormigón; un valor de 1.75kN/m se usó en el análisis; dato adoptado de la investigación de (Phillips, 2014)

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

h_1 = Espesor del soporte de hormigón; un valor de 0.3m se usó en el análisis

7.3.4 ANEXOS DESLIZAMIENTO DEL MURO REFORZADO



$$V4 = \gamma_1 * H * L$$

Ecuación A36

Donde:

$V4$ = Carga vertical producida por el peso propio del muro

γ_1 = Peso unitario del relleno reforzado, parámetro variado como parte del análisis

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

$$V5 = \gamma_2 * h * L$$

Ecuación A37

Donde:

$V5$ = Carga vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

$$P_{nL} = V_A - (h * \gamma_2 * (b_f + c_f))$$

Ecuación A38

Donde:

P_{nL} = Carga neta P sobre la base del apoyo debido al puente

V_A = Sumatoria de fuerzas verticales, excluyendo cargas vivas, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 41**

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

b_f = Ancho del soporte de carga de hormigón, parámetro variado como parte del análisis

c_f = espacio libre entre el borde del apoyo de hormigón y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis



$$F3 = K_{a3} * (\gamma_2 * h) * H$$

Ecuación A39

Donde:

$F3$ = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo debido al muro superior de aproximación al puente

K_{a3} = Coeficiente de presión lateral de tierra activa del suelo retenido, calculado en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_3 , definido como: $K_{a(3)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right)$

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

h = Altura del muro superior de aproximación al puente, parámetro variado como parte del análisis

ϕ_3 = Ángulo de fricción del suelo retenido

$$F4 = \frac{1}{2} * K_{a3} * \gamma_3 * H^2$$

Ecuación A40

Donde:

$F4$ = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido

K_{a3} = Coeficiente de presión lateral de tierra activa del suelo retenido, calculado en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_3 , definido como: $K_{a(3)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right)$

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

γ_3 = Peso unitario del suelo retenido

$$F_{S2} = K_{a3} * (\gamma_2 * h_{eqM}) * H$$

Ecuación A41

Donde:

F_{S2} = Carga horizontal producida por la carga vertical del tráfico

K_{a3} = Coeficiente de presión lateral de tierra activa del suelo retenido, calculado en función del ángulo de fricción del suelo retenido, ϕ_3 , definido como: $K_{a(3)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right)$

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado



H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

h_{eqM} = Altura de suelo equivalente para carga de tráfico; un valor de 0.6m se usó en el análisis

7.3.5 ANEXOS VOLCAMIENTO DEL MURO REFORZADO PROVOCADO POR LA EXCENTRICIDAD

$$V_B = V4 + V5 + P_{nL} \quad \text{Ecuación A42}$$

Donde:

V_B = Suma de cargas verticales estabilizantes actuando sobre el suelo de fundación

$V4$ = Carga vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A36**

$V5$ = Carga vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A37**

P_{nL} = Carga neta P sobre la base del apoyo debido al puente, definida en la **Ecuación A38**

$$M_{RB} = V4 * \left(\frac{L}{2}\right) + V5 * \left(\frac{L}{2}\right) + P_{nL} * L_P \quad \text{Ecuación A43}$$

Donde:

M_{RB} = Suma de momentos resistentes con respecto al punto B en la base del muro

$V4$ = Carga vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A36**

$V5$ = Carga vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A37**

P_{nL} = Carga neta P sobre la base del apoyo debido al puente, definida en la **Ecuación A38**

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

L_P = Brazo de momento debido a la carga de P_{nL} , definida en la **Ecuación A44**

$$L_P = \frac{M_{RA} - M_{OA}}{V_A} + c_F \quad \text{Ecuación A44}$$

Donde:



L_P = Brazo de momento debido a la carga de P_{nL}

c_f = espacio libre entre el borde del apoyo de hormigón y el borde del muro reforzado, parámetro variado como parte del análisis

M_{RA} = Sumatoria de momentos resistentes, excluyendo la acción de cargas vivas, con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A32**

M_{OA} = Sumatoria de momentos de volcamiento con respecto al borde inferior del soporte de hormigón, definido en la **Ecuación A33**

V_A = Sumatoria de fuerzas verticales, excluyendo cargas vivas, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 41**

$$M_{OB} = F3 * \left(\frac{H}{2}\right) + F4 * \left(\frac{H}{3}\right) + F_A * H + F_{S2} * \left(\frac{H}{2}\right) \quad \text{Ecuación A45}$$

Donde:

M_{OB} = Suma de momentos de volcamiento con respecto al punto B en la base del muro

$F3$ = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo debido al muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A39**

$F4$ = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido, definida en la **Ecuación A40**

F_A = Sumatoria de cargas horizontales incluyendo la producida por la carga de tráfico, actuando en el apoyo, definido en la **Ecuación 42**

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

F_{S2} = Carga horizontal producida por la carga vertical del tráfico, definida en **Ecuación A41**

7.3.6 ANEXOS CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE FUNDACIÓN

$$M_{RBM} = (V4 + V5 + V_S) * \frac{L}{2} \quad \text{Ecuación A46}$$

Donde:

M_{RBM} = Suma de momentos resistentes debido a cargas verticales estabilizantes que actúan sobre el muro reforzado



V_4 = Carga vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A36**

V_5 = Carga vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A37**

V_s = Carga vertical debido al tráfico actuando sobre el muro reforzado, definida en la **Ecuación A49**

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

$$M_{OBM} = F_{S2} * \left(\frac{H}{2}\right) + F_3 * \left(\frac{H}{2}\right) + F_4 * \left(\frac{H}{3}\right) \quad \text{Ecuación A47}$$

Donde:

M_{OBM} = Suma de momentos de volcamiento debido a cargas horizontales que actúan sobre el muro reforzado

F_{S2} = Carga horizontal producida por la carga vertical del tráfico, definida en **Ecuación A41**

F_3 = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo debido al muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A39**

F_4 = Carga horizontal producida por la presión lateral del suelo retenido, definida en la **Ecuación A40**

H = Altura del muro, parámetro variado como parte del análisis

$$\sum V = V_4 + V_5 + V_s \quad \text{Ecuación A48}$$

Donde:

V_4 = Carga vertical producida por el peso propio del muro, definida en la **Ecuación A36**

V_5 = Carga vertical producida por el peso del muro superior de aproximación al puente, definida en la **Ecuación A37**

V_s = Carga vertical debido al tráfico actuando sobre el muro reforzado, definida en la **Ecuación A49**

$$V_s = \gamma_2 * h_{eqF} * L \quad \text{Ecuación A49}$$

Donde:

V_s = Carga vertical debido al tráfico actuando sobre el muro reforzado

γ_2 = Peso unitario del suelo del muro superior, igual al valor base del relleno reforzado

h_{eqF} = Altura de suelo equivalente para carga de tráfico; un valor de 0.6m se usó en el análisis

L = Longitud del refuerzo; un valor de 5 metros se usó en el análisis

7.4 Resultados con menor influencia

7.4.1 Resultados debido a la variación de la altura del muro

Los resultados inducidos por la variación de altura del muro reforzado muestran que influye en todos los métodos evaluados, pero no en todos los parámetros de diseño y control. El aumento en la altura del muro desde el menor valor de 3.0 metros hasta el más alto de 8.4 metros incluyendo el caso base de 4.8 metros resultó en que, para los Métodos 1 y 3 con respecto a la estabilidad al deslizamiento y excentricidad en el apoyo, el 100% de los casos aplicados de altura de muro cumplen, sin embargo, la variación de los límites de control con respecto al caso base es 0.0%, indicando que la variación del parámetro no tiene influencia en los métodos mencionados.

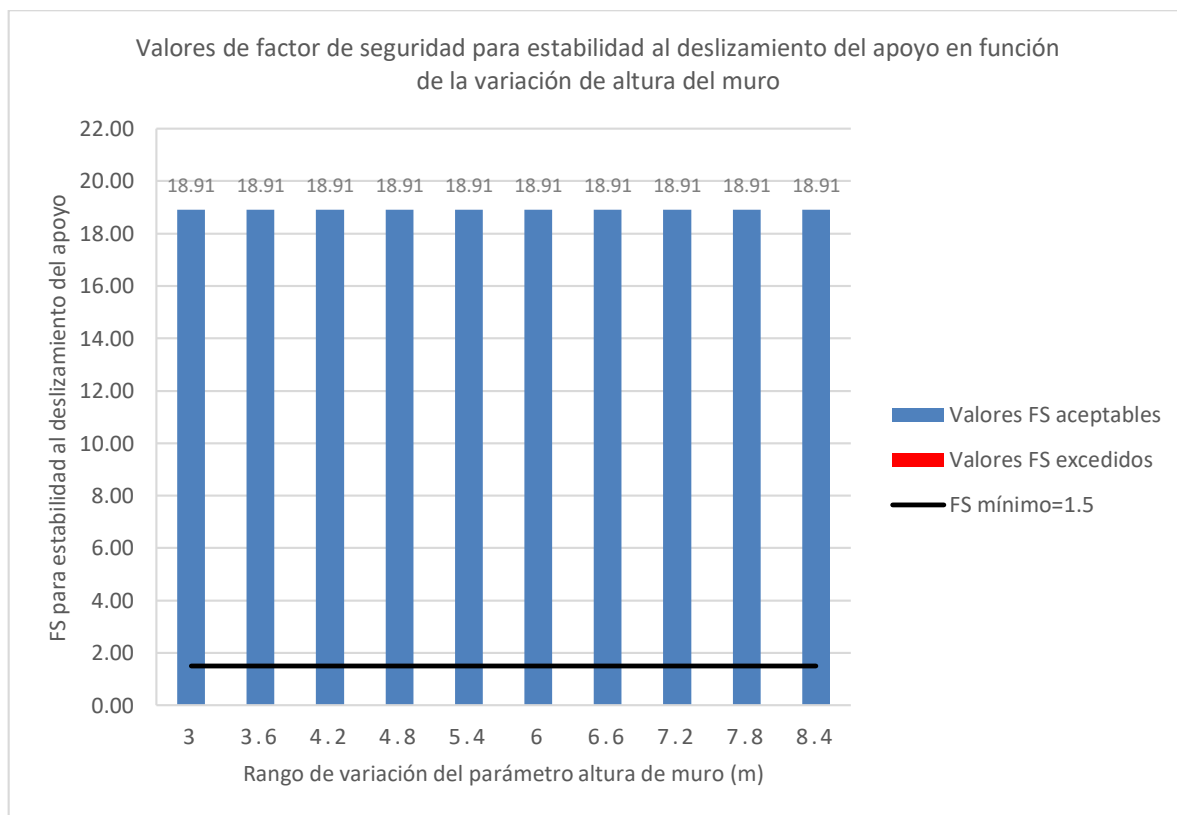


Figura A 1: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

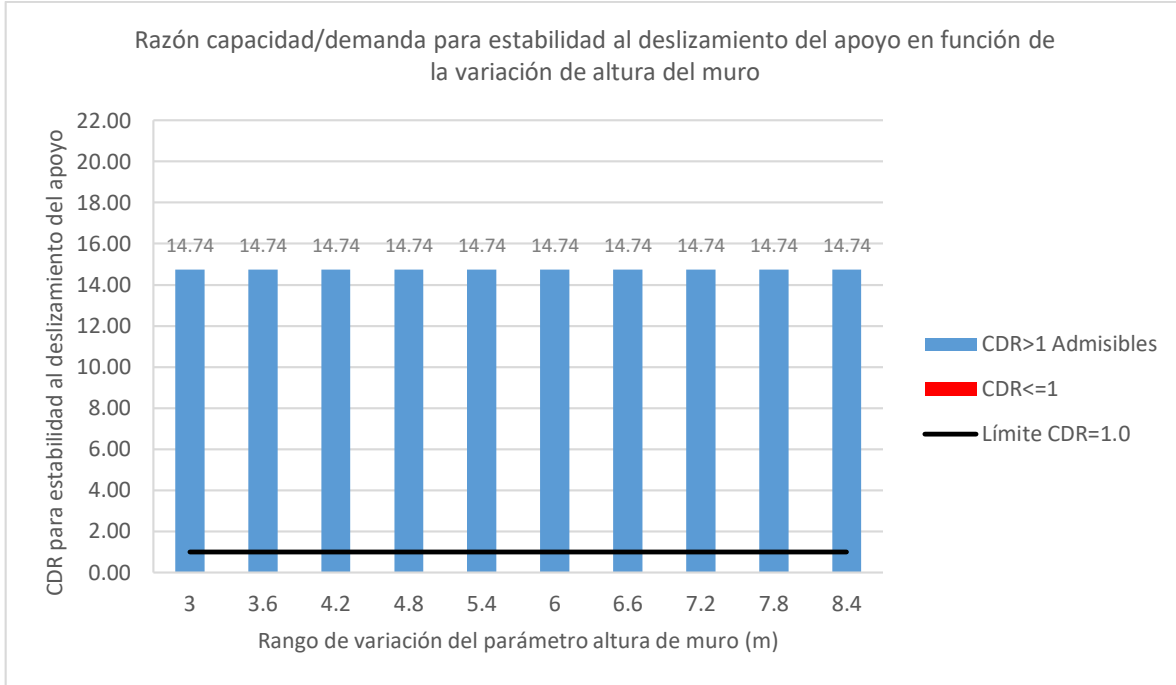


Figura A 2: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

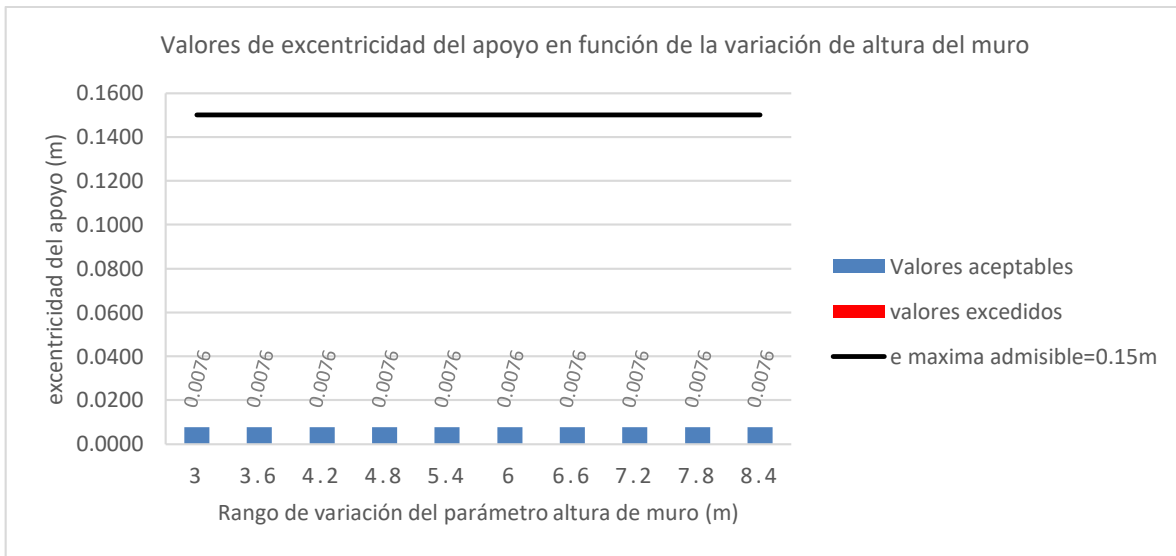


Figura A 3: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

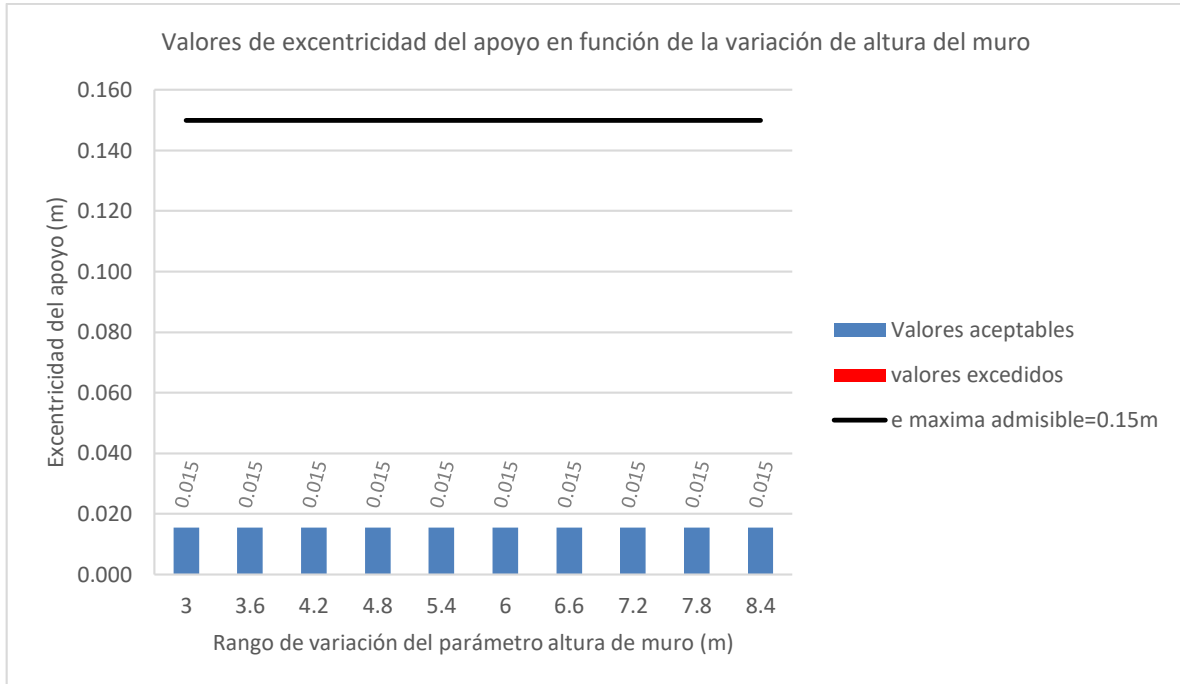


Figura A 4: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Por otro lado, el aumento en la altura del muro resultó en la variación del 0.0% del factor CDR para estabilidad por capacidad portante del relleno reforzado con respecto al caso base para todos los métodos evaluados. Además, no cumplen con los valores mínimos que cada método plantea, como se muestra en la Figura A 5, Figura A 6 y Figura A 7.

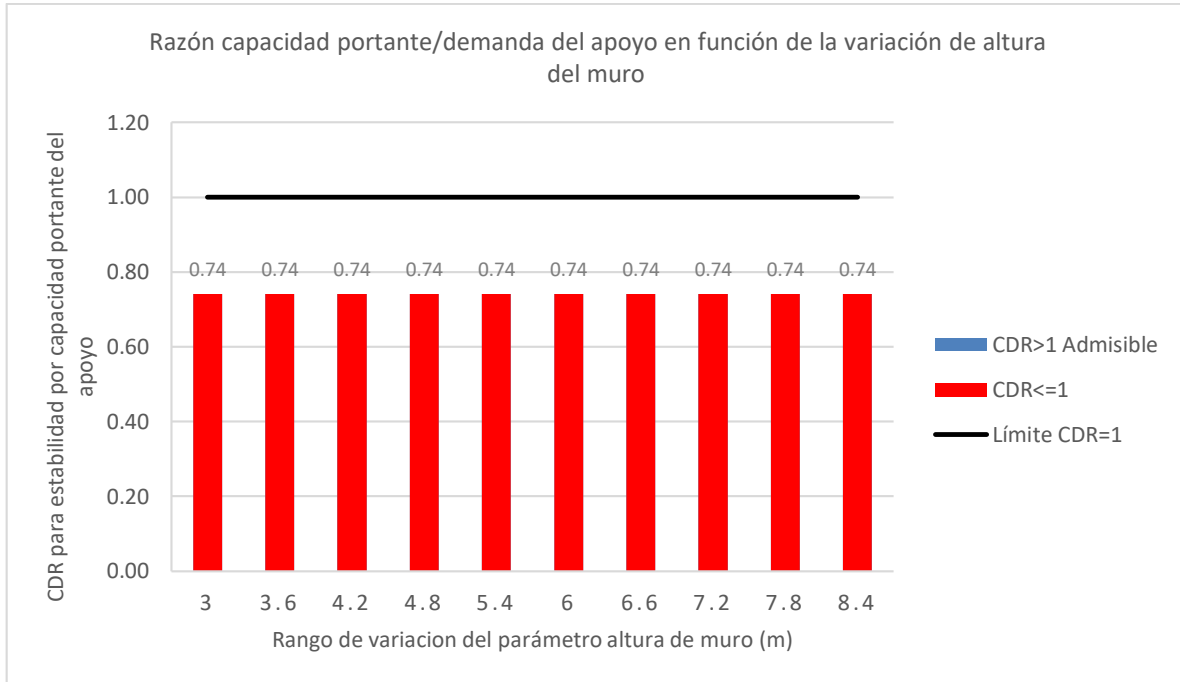


Figura A 5: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

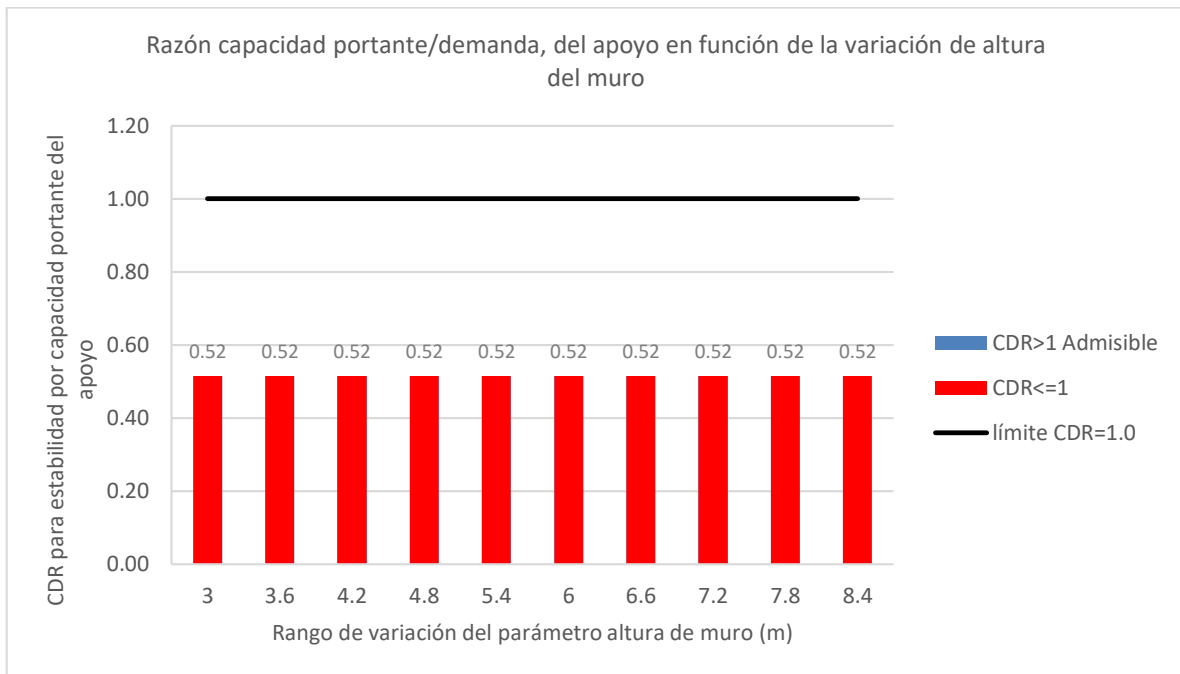


Figura A 6: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

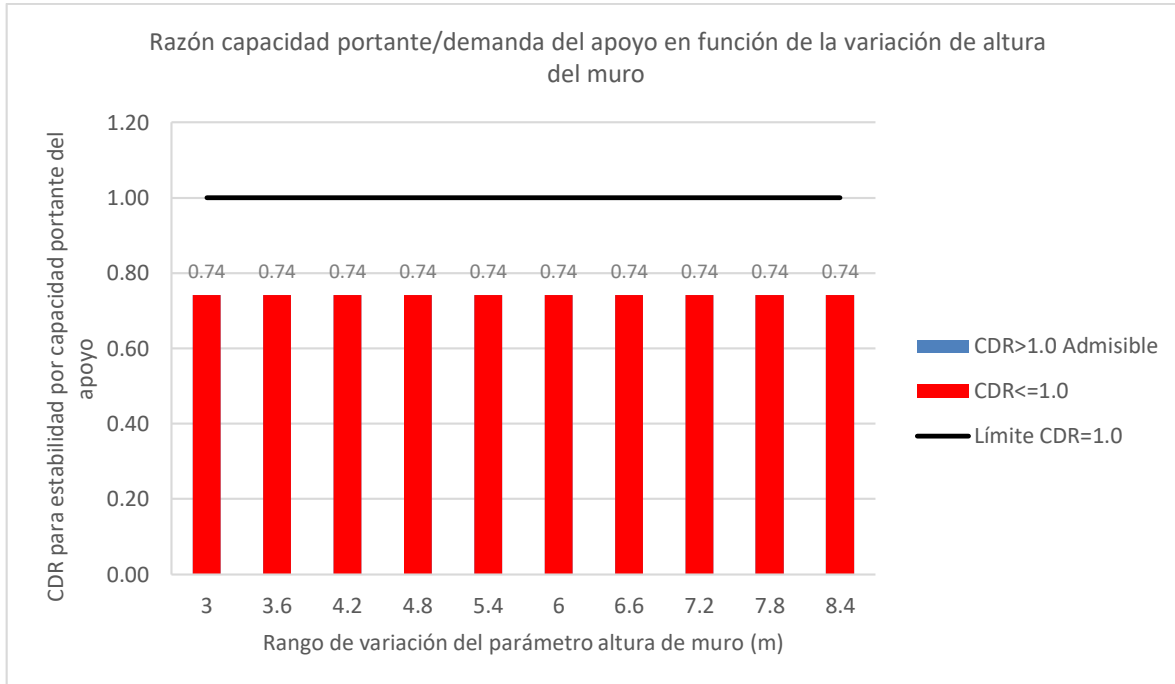


Figura A 7: Influencia de la altura del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.2 Resultados debido a la variación del peso unitario del relleno reforzado

Los resultados inducidos por la variación del peso unitario del relleno reforzado muestran que influye en todos los métodos evaluados, pero no en todos los parámetros de diseño y control. El aumento del parámetro desde el menor valor de 18kN/ m³ hasta el más alto de 23.6kN/ m³ incluyendo el caso base de 19.64 kN/ m³ muestra que con respecto a la estabilidad al deslizamiento del apoyo, tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de peso unitario del relleno reforzado cumplen con el factor de seguridad mínimo y la relación capacidad/demanda mínima, respectivamente, siendo el caso con menor valor el que otorga un factor mayor y viceversa, como se muestra en la Figura A 8 y Figura A 9; se halló una variación decreciente del 5.8% para el Método 1 y 12.8% para el Método 3, entre el caso base y el extremo máximo. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

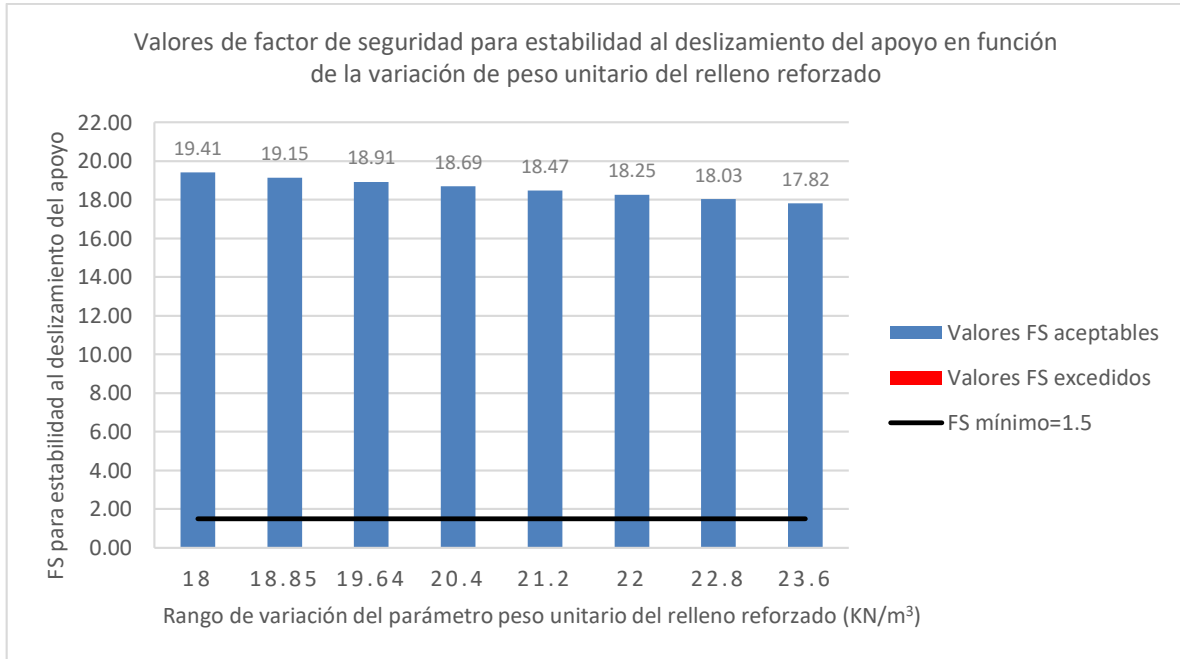


Figura A 8: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

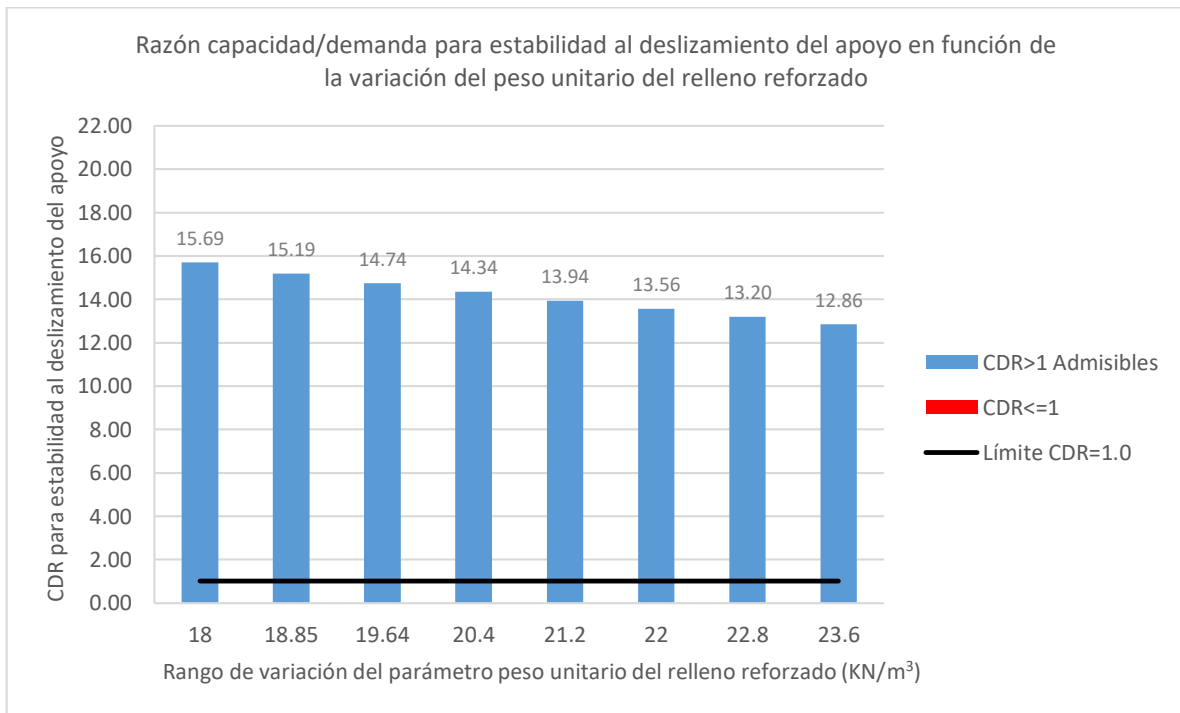


Figura A 9: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del apoyo muestran que tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado son menores que el límite máximo admisible, como se muestra en la Figura A 10 y Figura A 11 respectivamente; se halló una variación creciente de 5.3% para el Método 1 y 20% para el Método 3 entre el valor de excentricidad del caso base y el correspondiente a la máxima valor de peso unitario. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

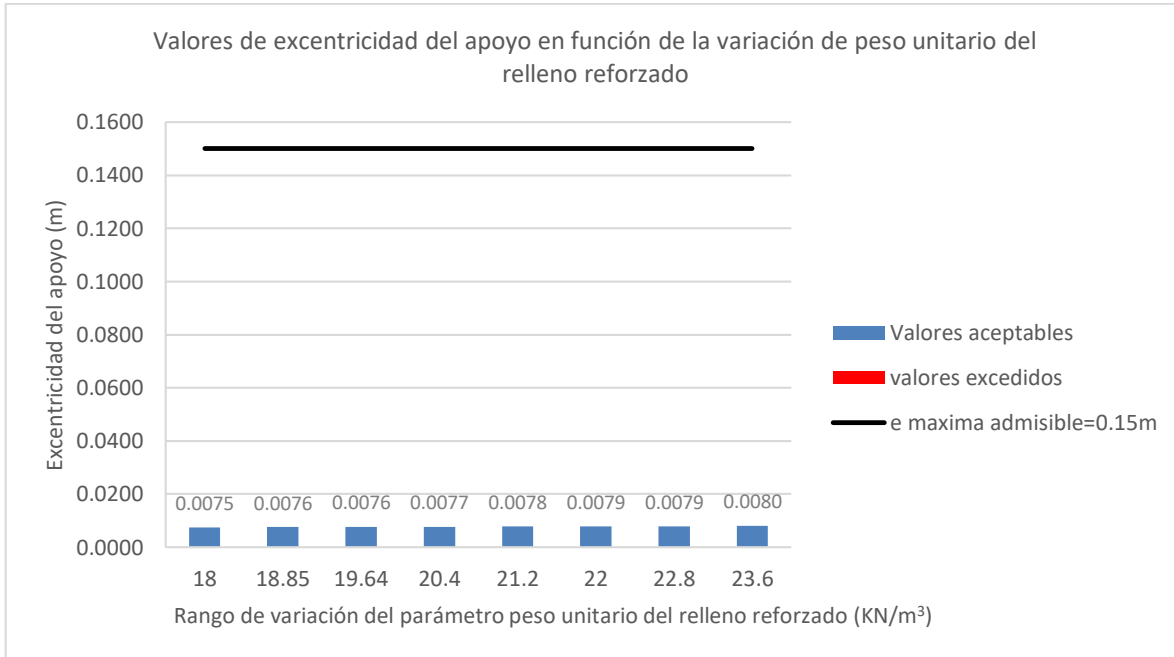


Figura A 10: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

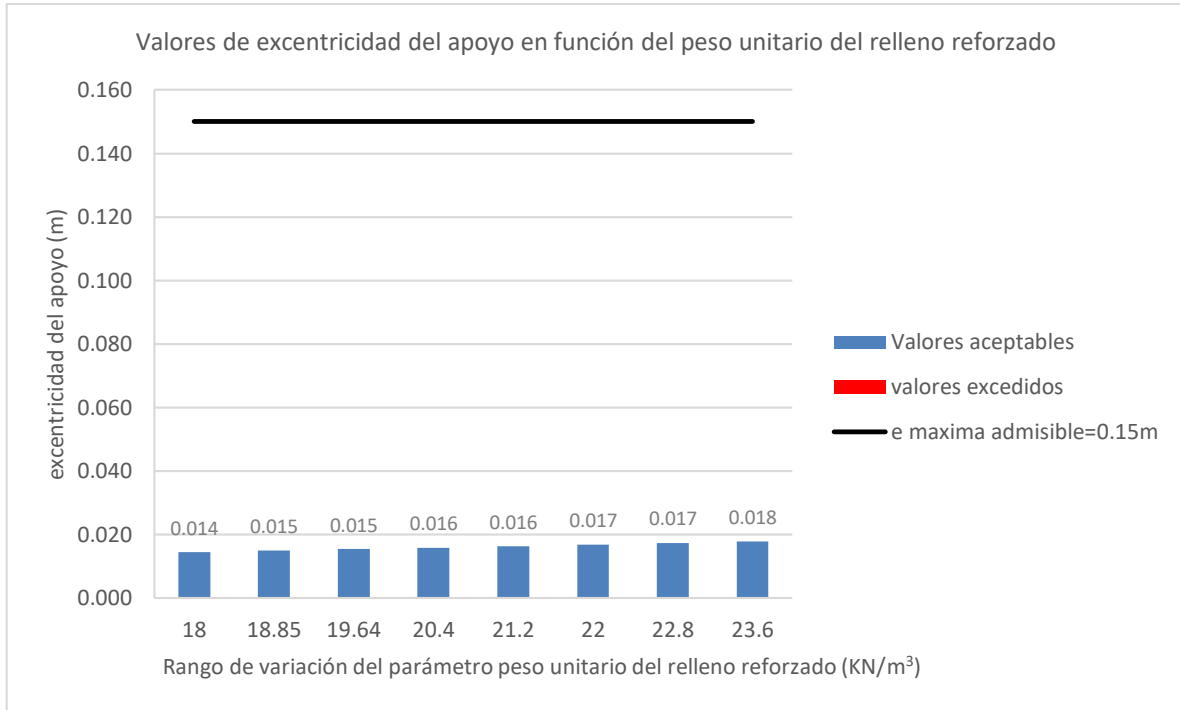


Figura A 11: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

El peso unitario del relleno reforzado no tiene influencia en los resultados para estabilidad por capacidad portante del apoyo para ninguno de los métodos evaluados, con variación del 0.0% con respecto al valor del caso base y respecto a los resultados obtenidos con la variación de la altura del muro.

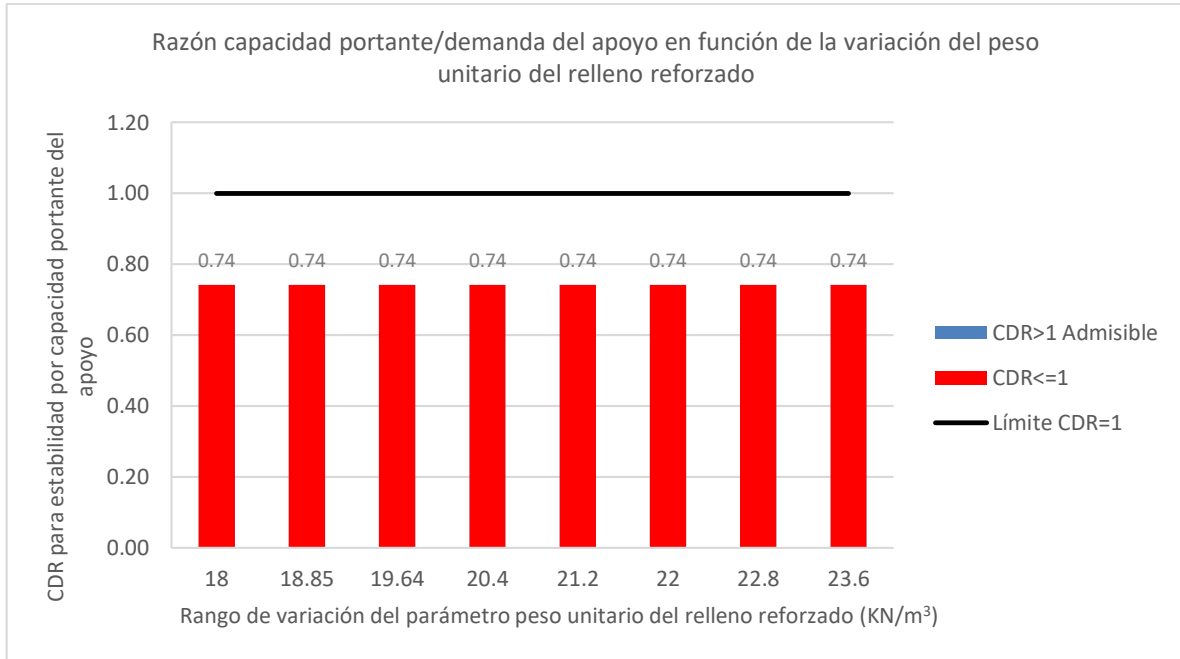


Figura A 12: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

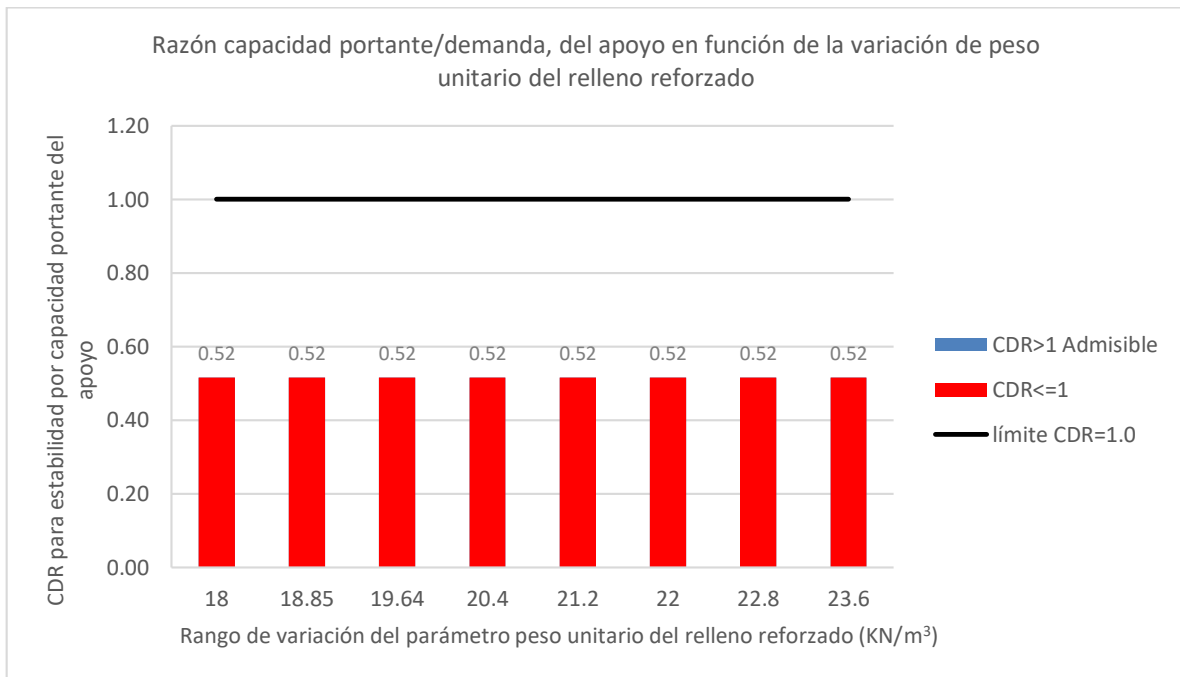


Figura A 13: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

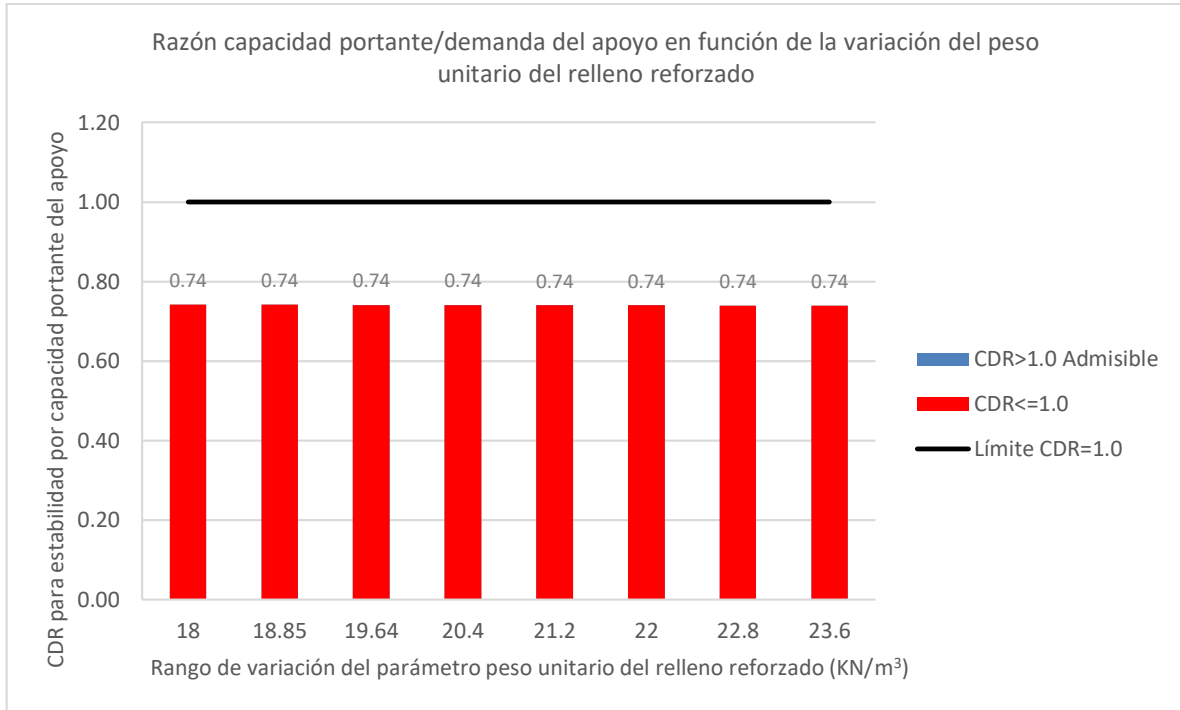


Figura A 14: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, siendo el parámetro con menor valor el que otorga un factor menor y viceversa, como se muestra en la Figura A 15, Figura A 16 y Figura A 17; se halló una variación creciente de 15.8% para el Método 1, 11.6% para el Método 2 y 7% para el Método 3, entre el factor del caso base y el correspondiente al máximo valor de peso unitario.

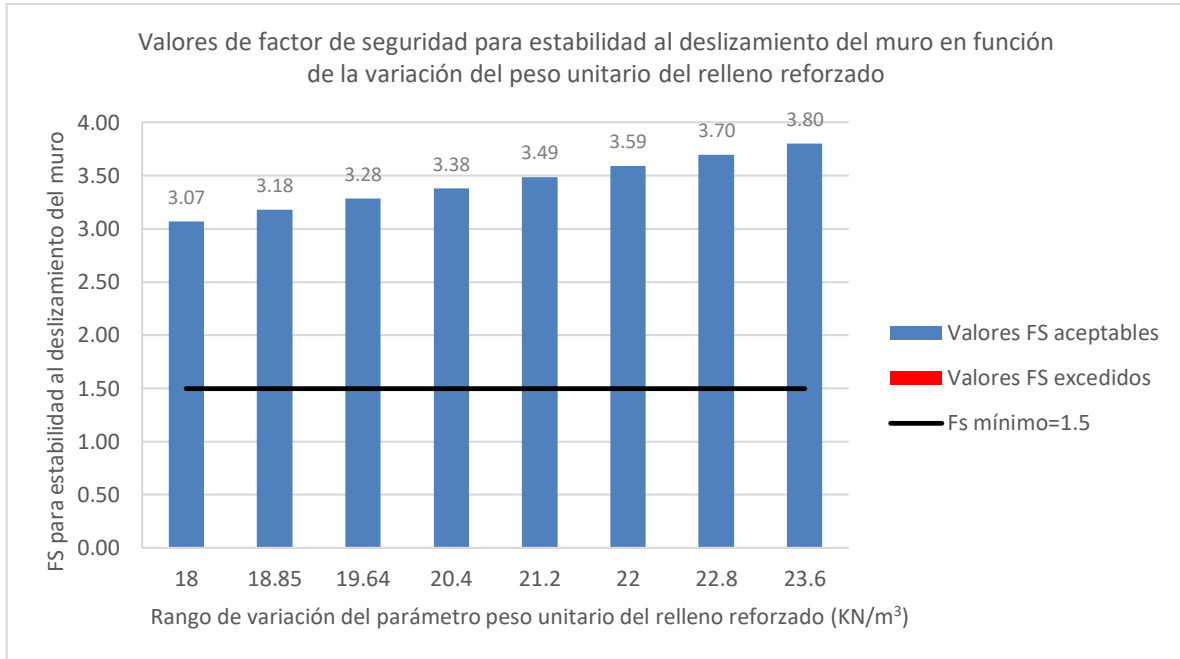


Figura A 15: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

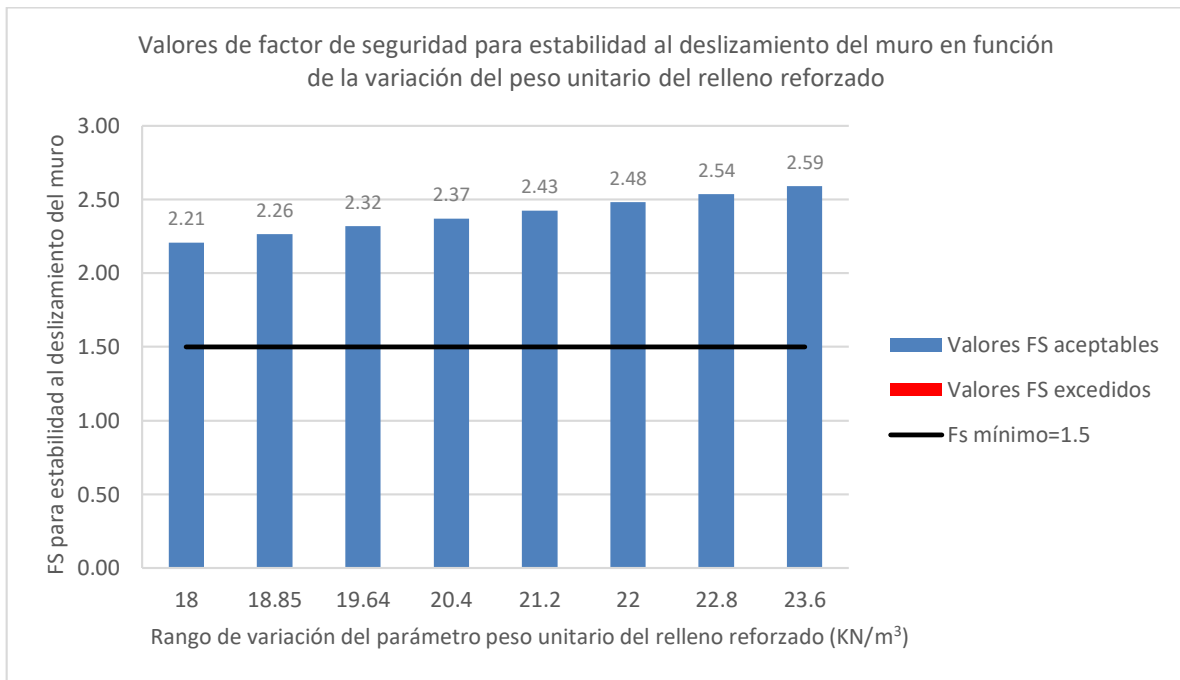


Figura A 16: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

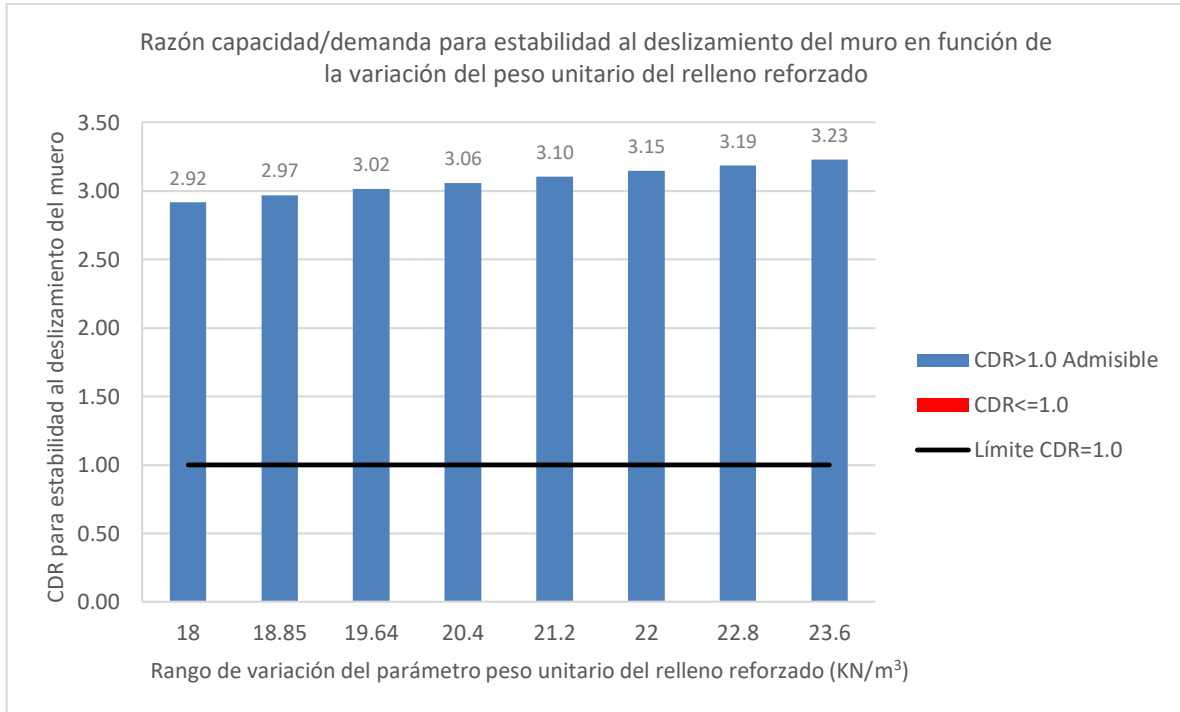


Figura A 17: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, siendo el parámetro con menor valor el que otorga un factor mayor y viceversa, como se muestra en la Figura A 18, Figura A 19 y Figura A 20; se halló una variación decreciente de 8.7% para el Método 1, 0.3% para el Método 2 y 10.34% para el Método 3. Porcentajes calculados entre el factor del caso base y el correspondiente al máximo valor de peso unitario. El Método 2 es el más estable ante los cambios del parámetro.

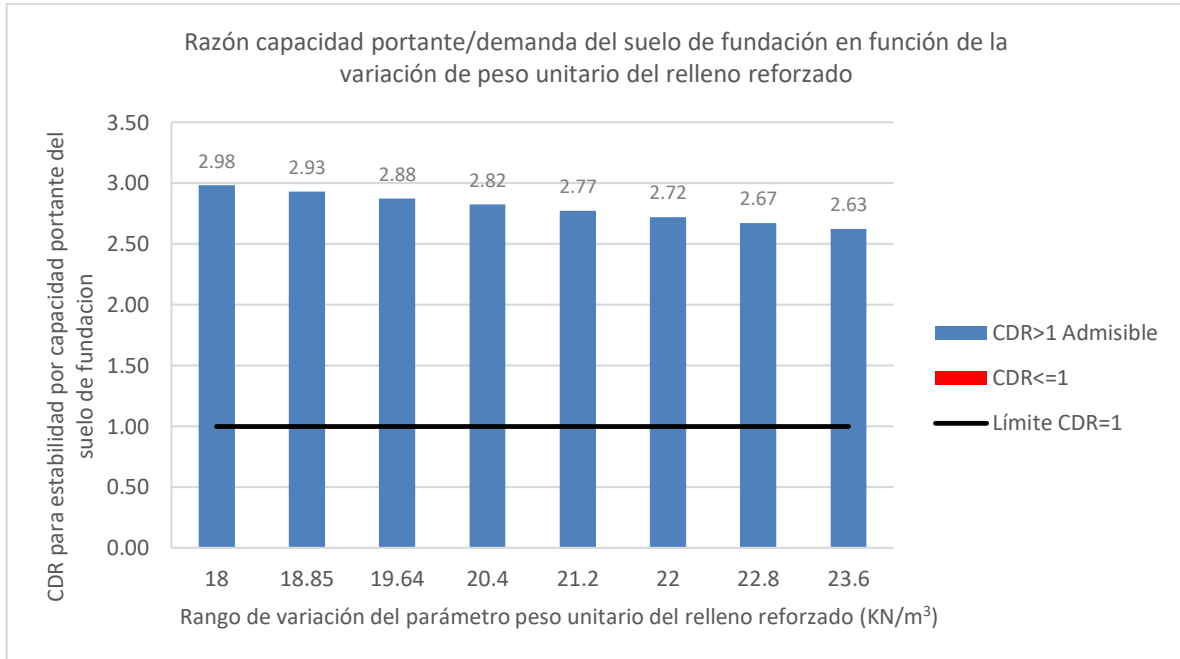


Figura A 18: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

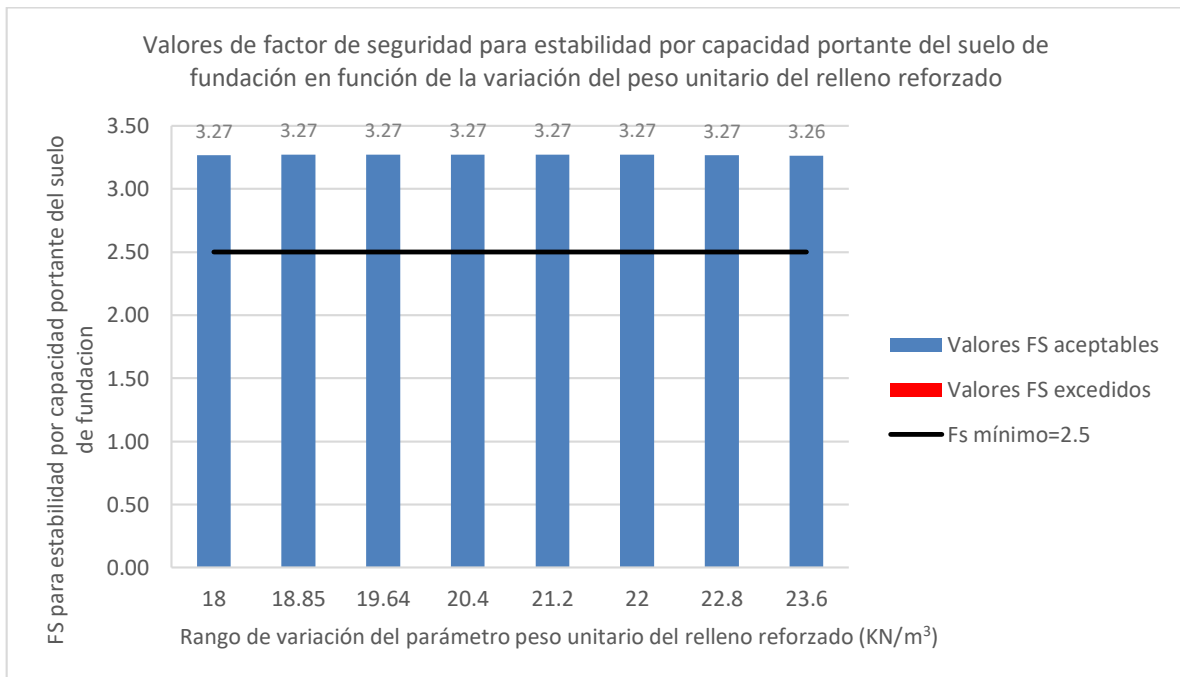


Figura A 19: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

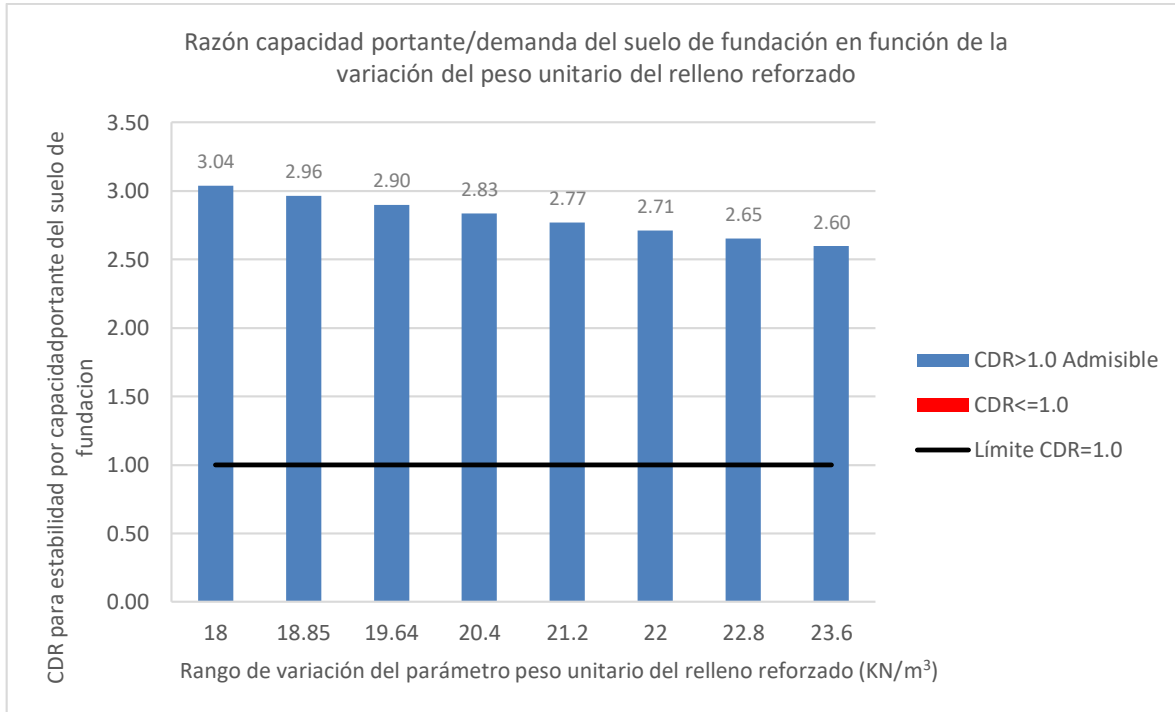


Figura A 20: Influencia del peso unitario del relleno reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.3 Resultados debido a la variación del ángulo de fricción del suelo reforzado

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del apoyo muestran que tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de ángulo de fricción del suelo reforzado son menores que el límite máximo admisible, como se muestra en la Figura A 21 y Figura A 22 respectivamente; se halló una variación decreciente de 44.7% para el Método 1 y 46.6% para el Método 3, calculado entre el valor de excentricidad del caso base y el correspondiente al máximo valor de ángulo de fricción. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

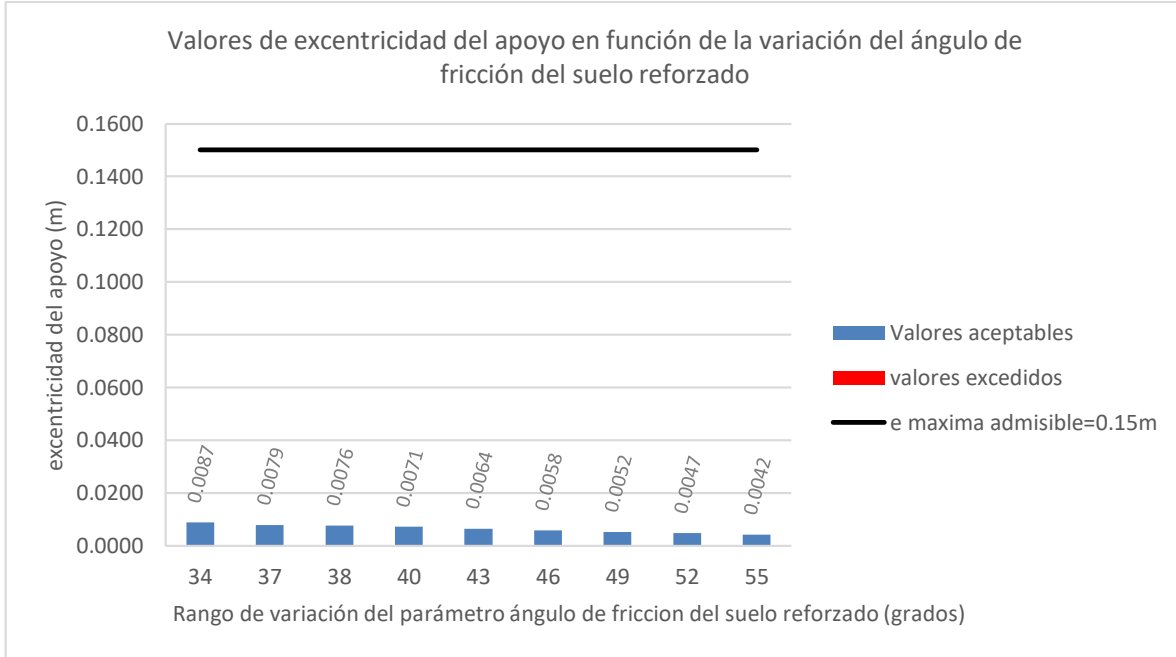


Figura A 21: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

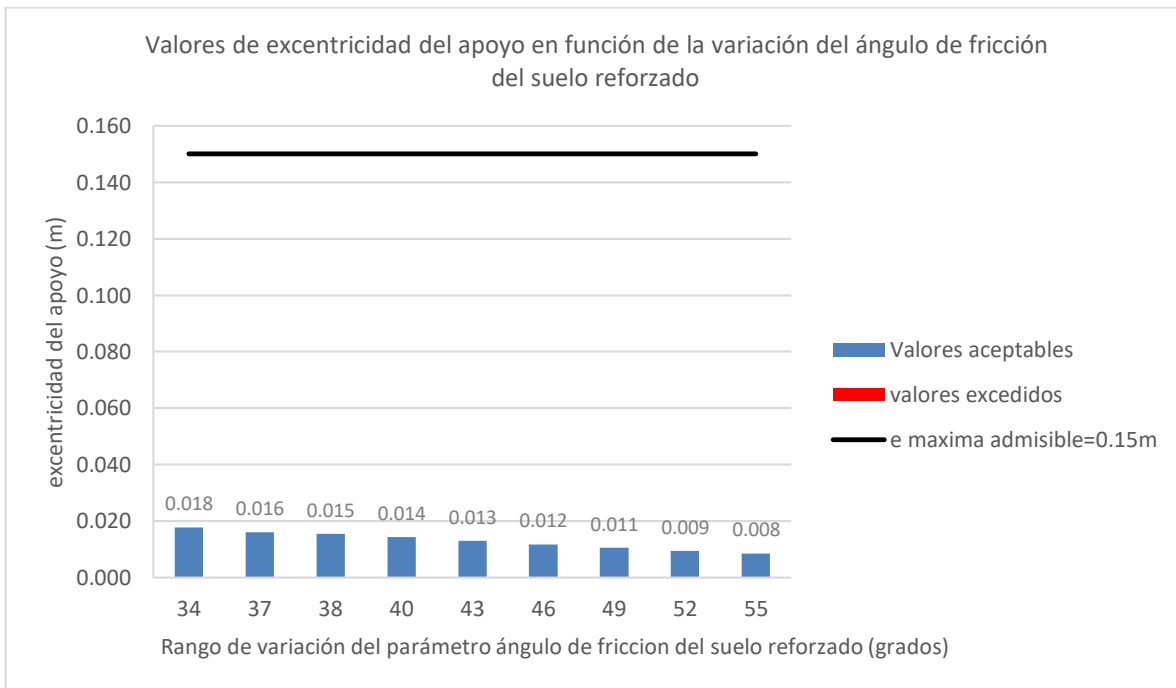


Figura A 22: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de ángulo de fricción cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, siendo el parámetro con menor valor el que otorga un factor menor y viceversa, como se muestra en la Figura A 23, Figura A 24 y Figura A 25; se halló una variación creciente de 2.1% para el Método 1, 0.0% para el Método 2 y 2.0% para el Método 3 entre los extremos definidos anteriormente.

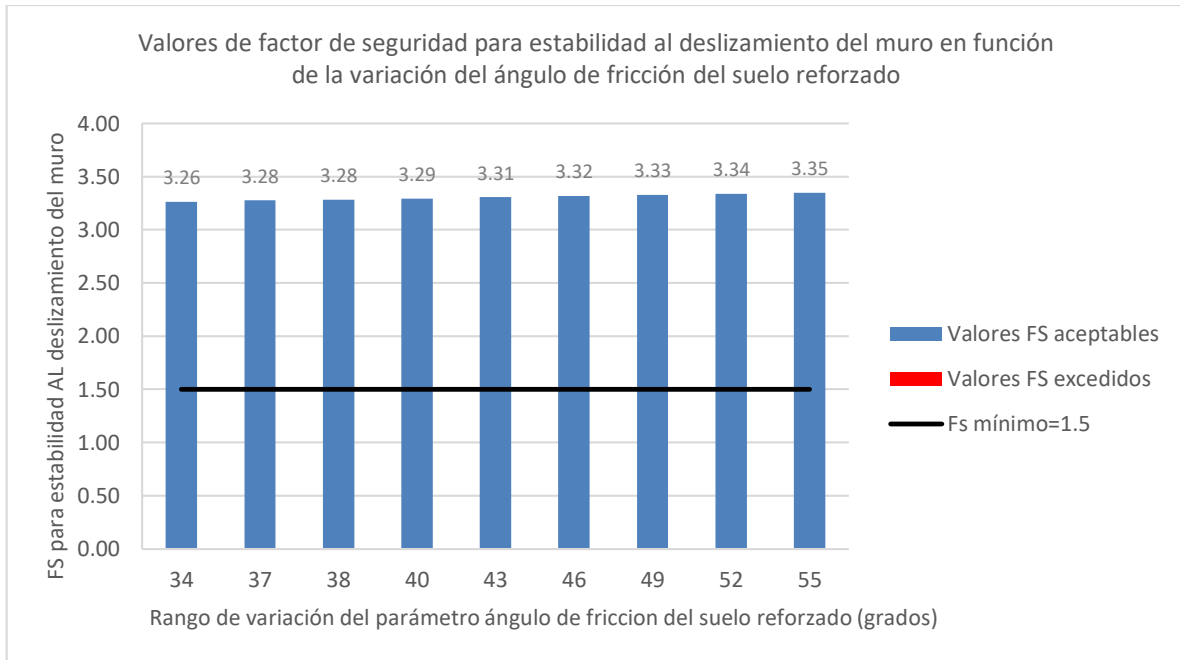


Figura A 23: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

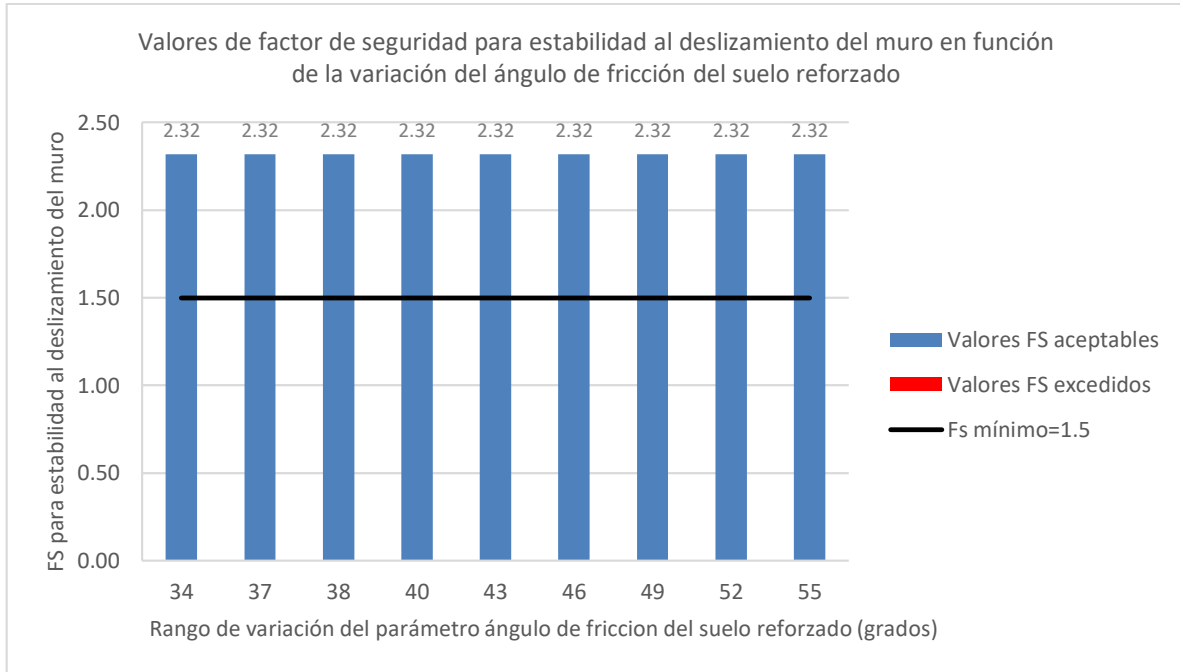


Figura A 24: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

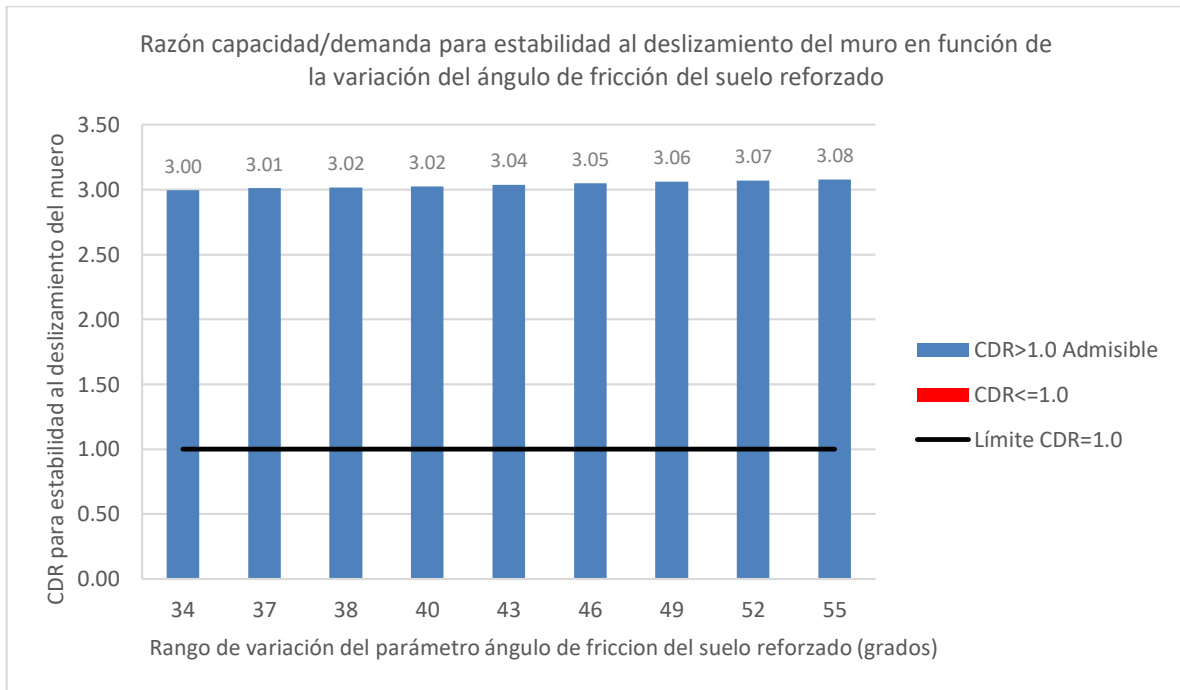


Figura A 25: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de ángulo de fricción son menores que el valor máximo admisible. como se muestra en la Figura A 26, Figura A 27 y Figura A 28; se halló una variación de 2.2% para el Método 1, 0.0% para el Método 2 y 2.7% para el Método 3 entre los extremos definidos anteriormente. El Método 2 es un caso particular ya que la guía de diseño no contempla un límite en la excentricidad por lo que para efectos de comparación se asume que se basa en la ecuación del Método 1.

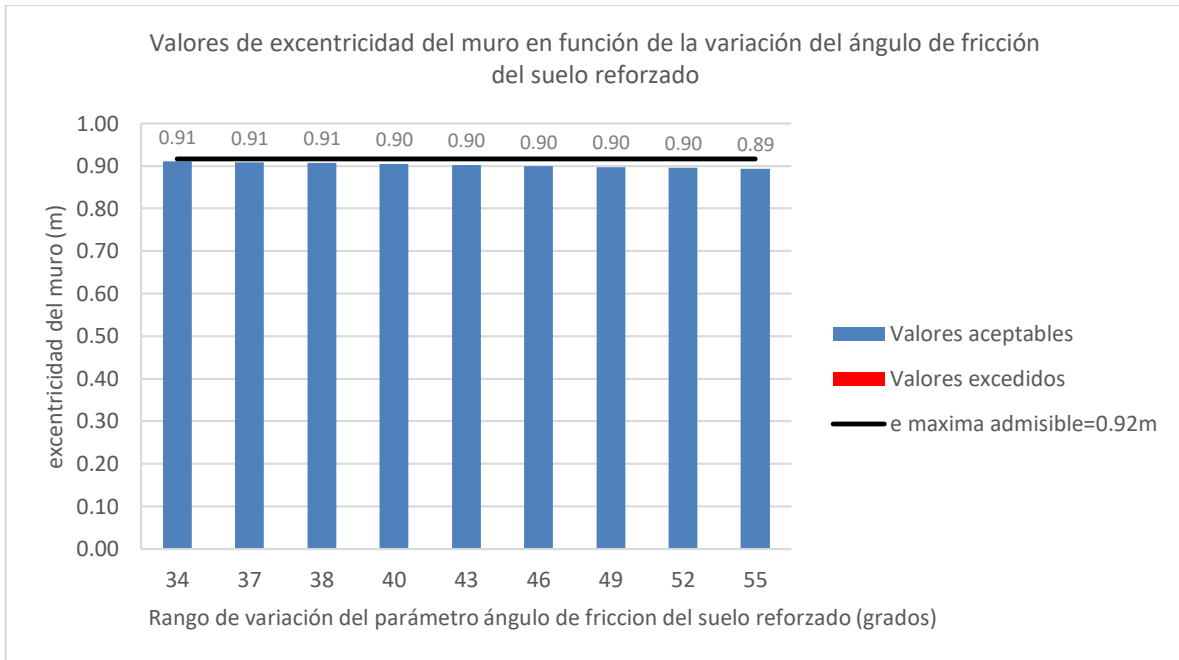


Figura A 26: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

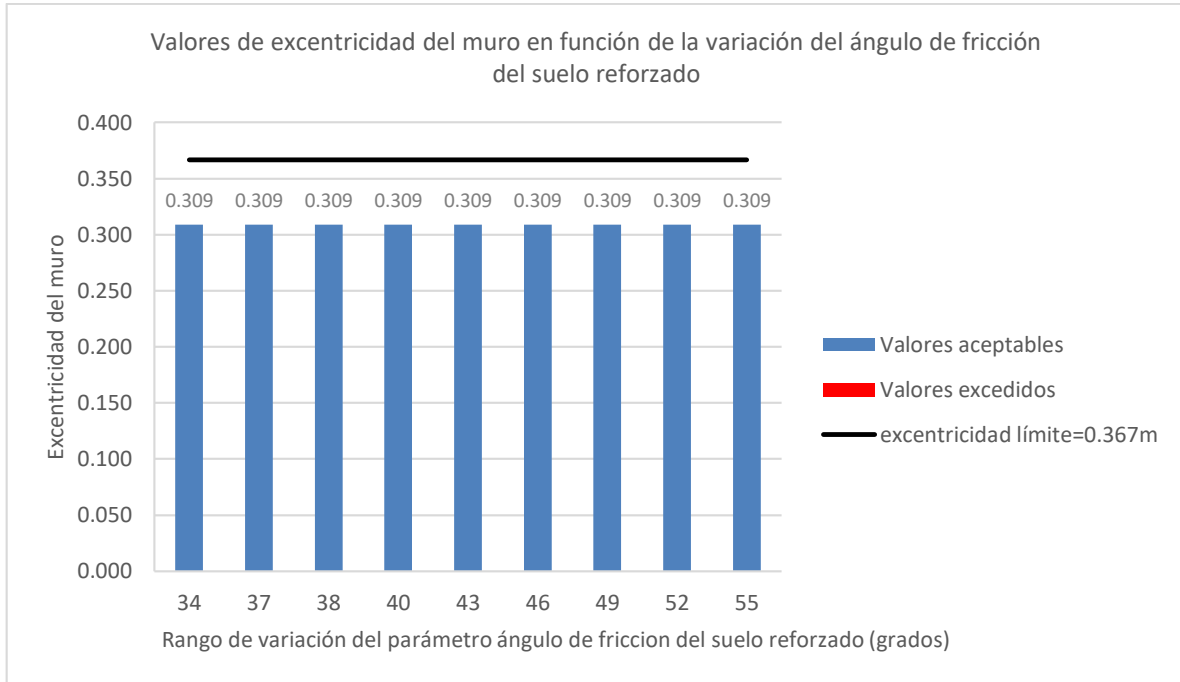


Figura A 27: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

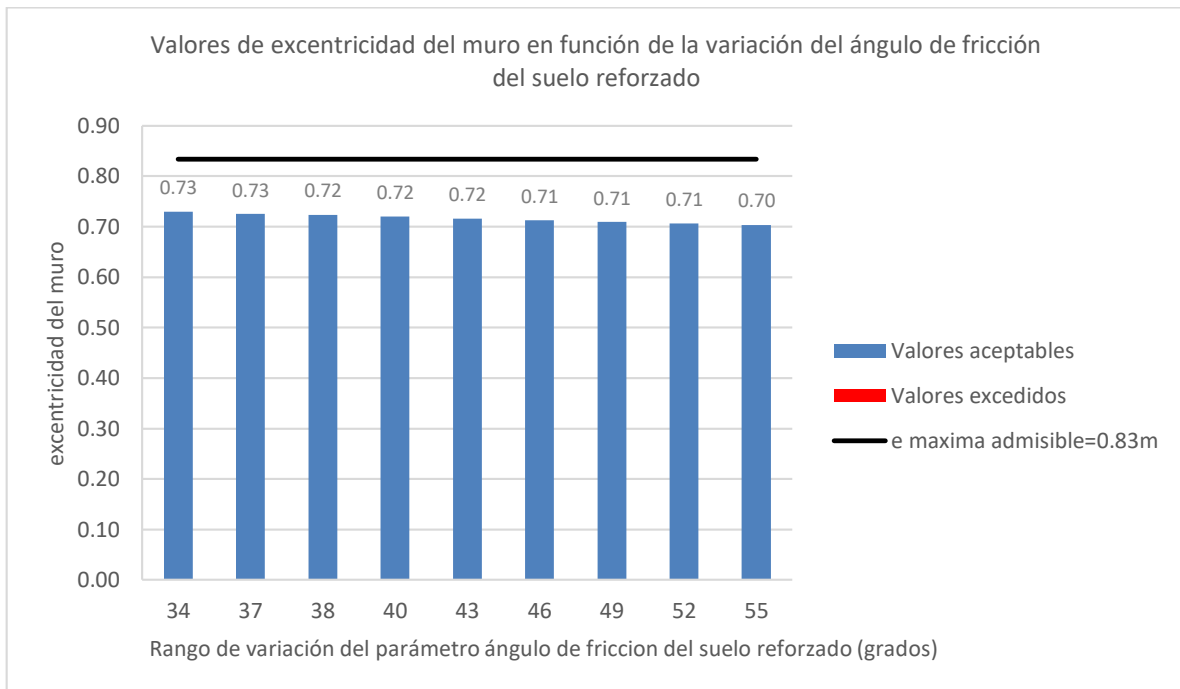


Figura A 28: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de peso unitario de relleno reforzado cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, como se muestra en la Figura A 29, Figura A 30 y Figura A 31; se halló una variación decreciente de 0.0% para el Método 1, 0.0% para el Método 2 y 0.0% para el Método 3 entre los extremos definidos.

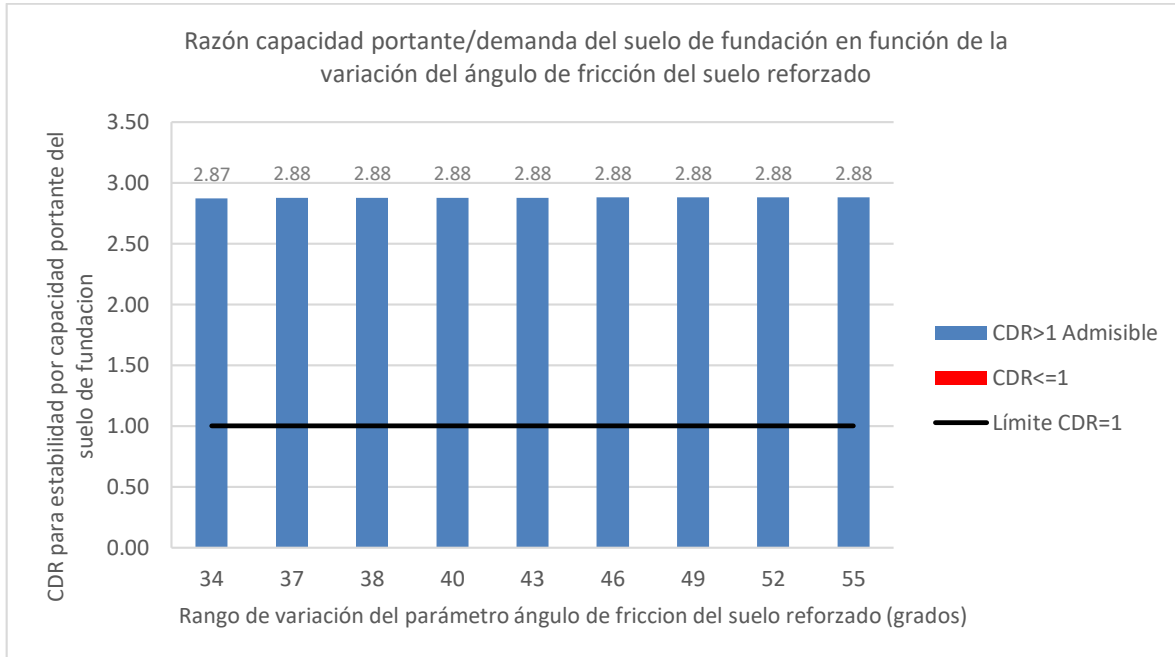


Figura A 29: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

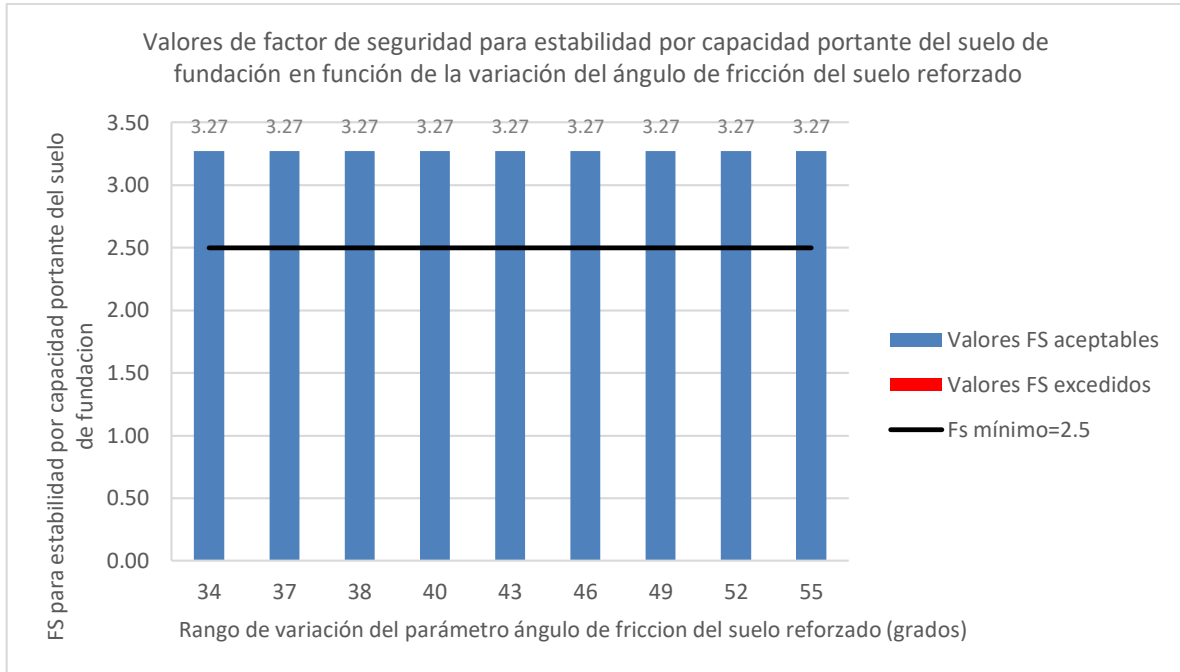


Figura A 30: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

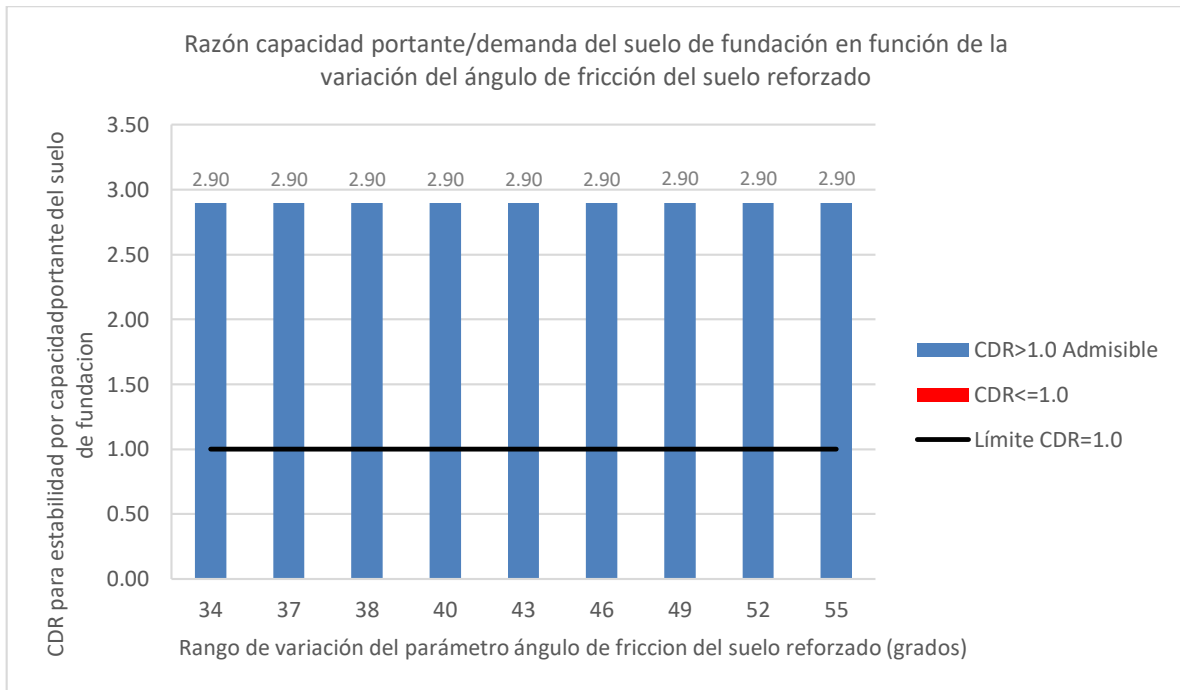


Figura A 31: Influencia del ángulo de fricción del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.4 Resultados debido a la variación de espaciamiento entre las capas de refuerzo

Los resultados inducidos por la variación de espaciamiento entre las capas de refuerzo no influyen en la estabilidad externa del muro, tanto para el Método 1, Método 2 y Método 3, con variación del 0.0% con respecto al caso base y cumpliendo con los límites de estabilidad que cada método aplica en el control de los modos de falla.

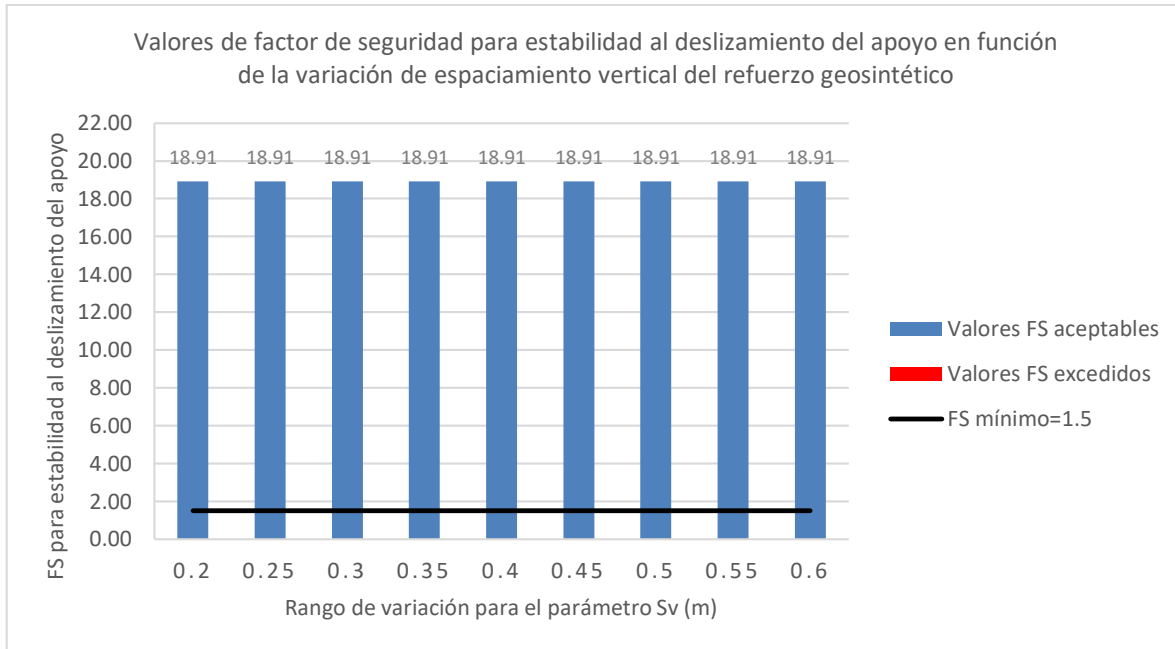


Figura A 32: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

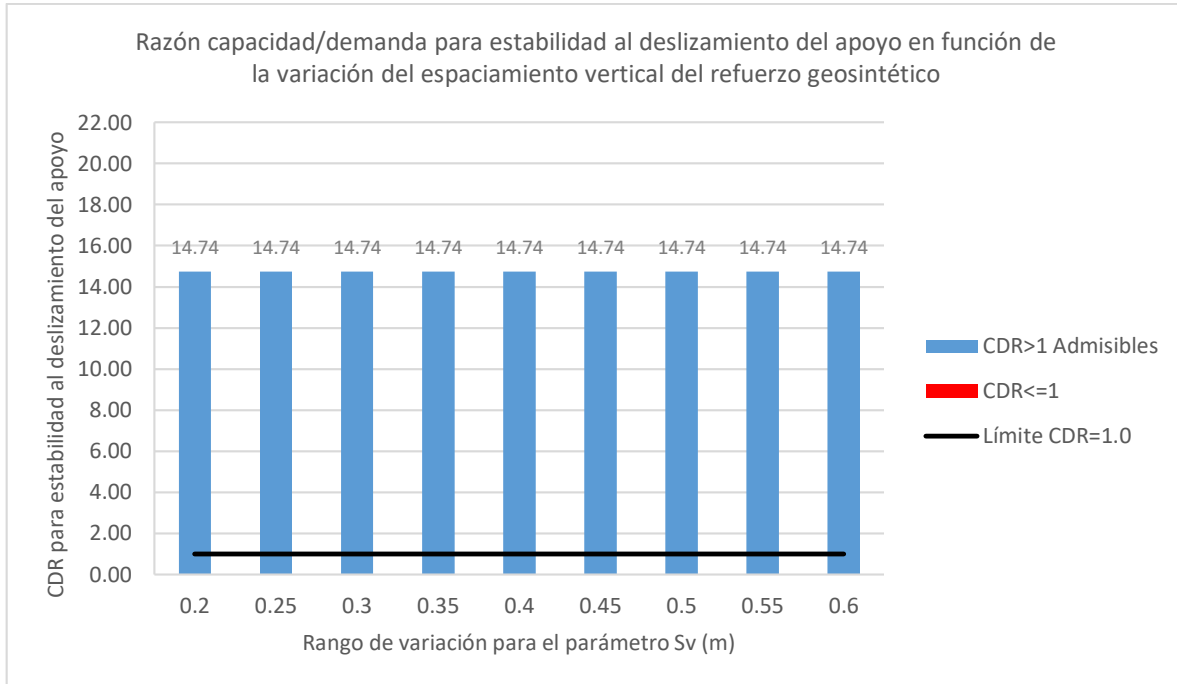


Figura A 33: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

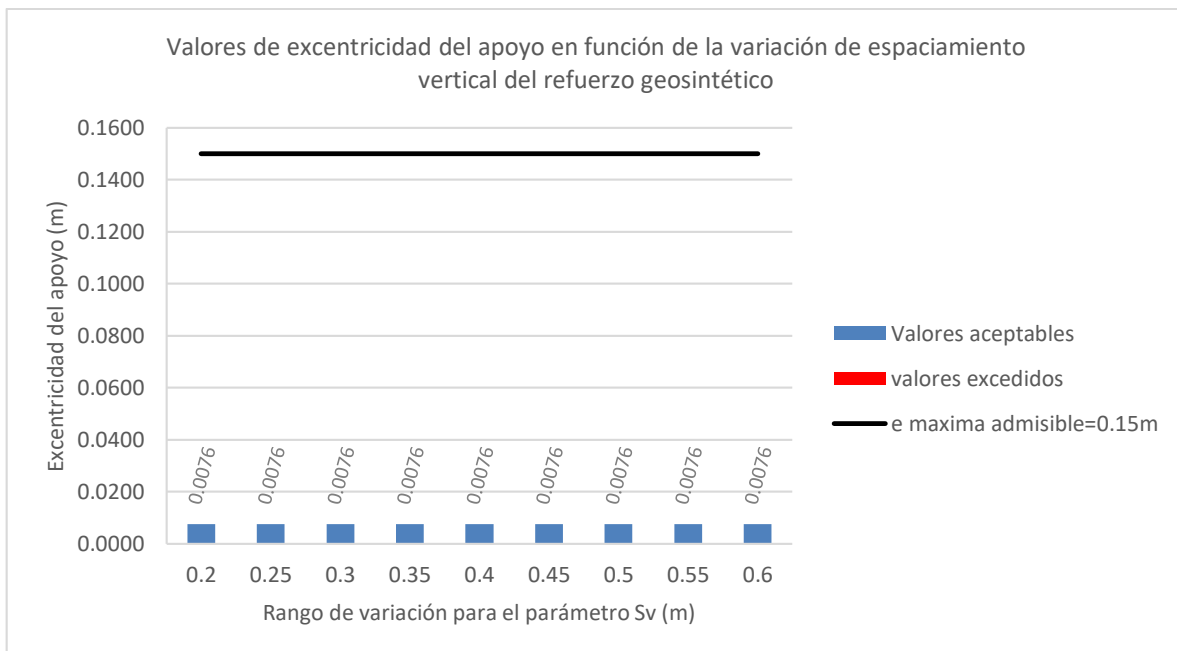


Figura A 34: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

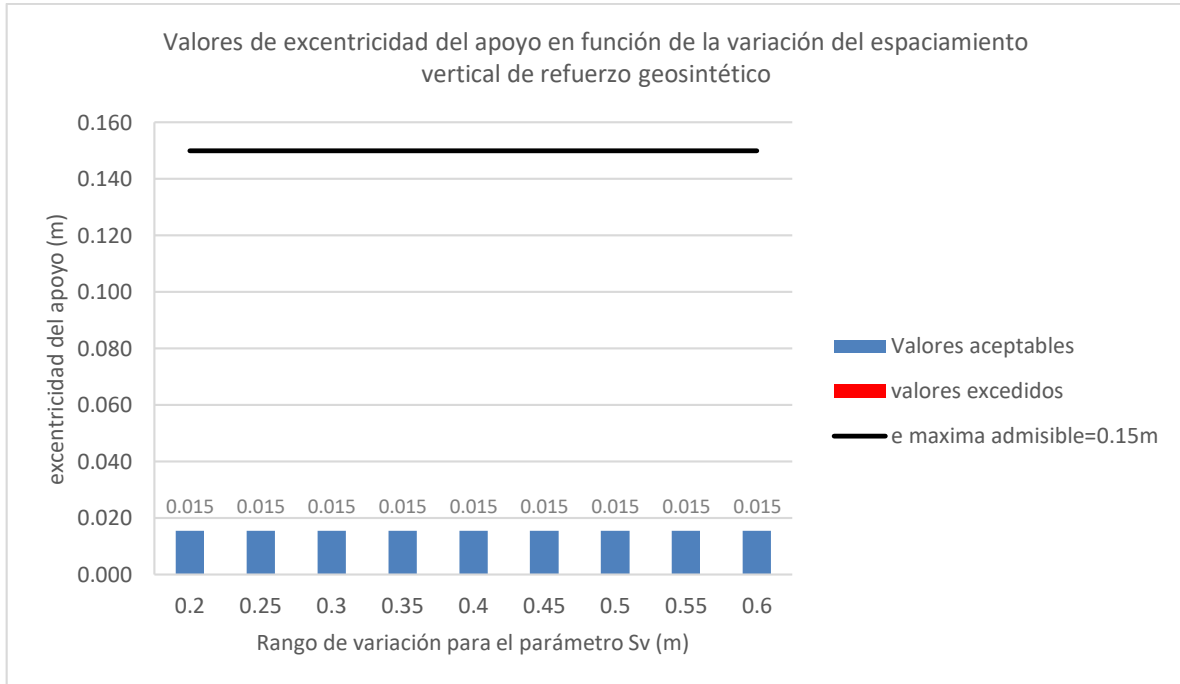


Figura A 35: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

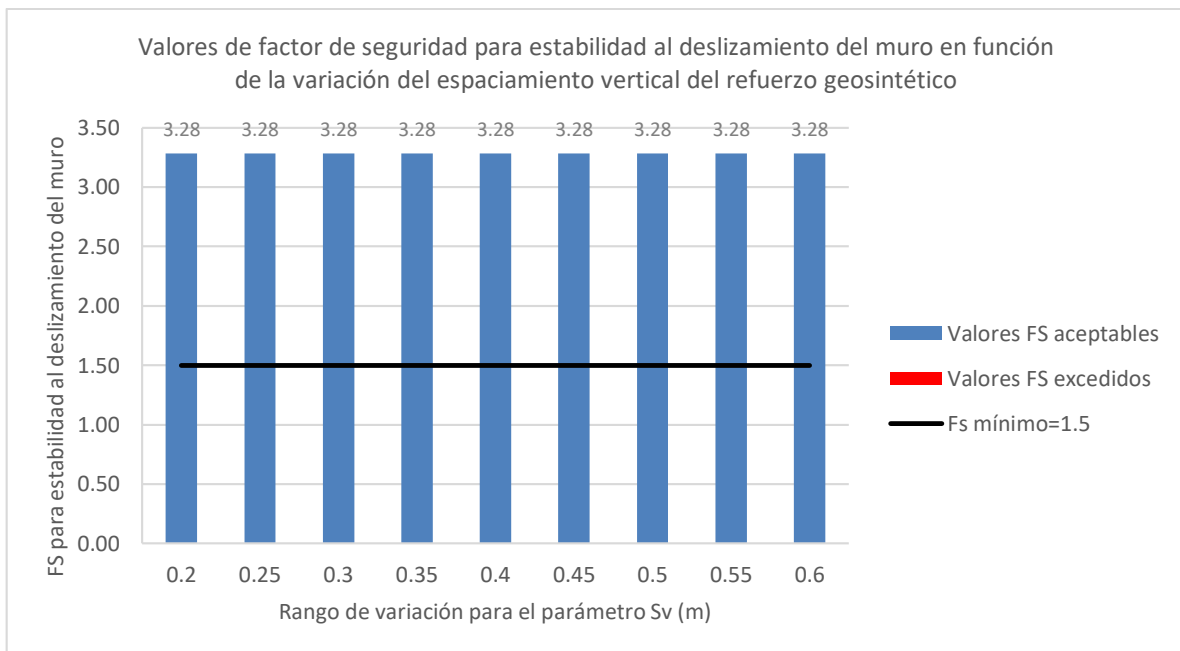


Figura A 36: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

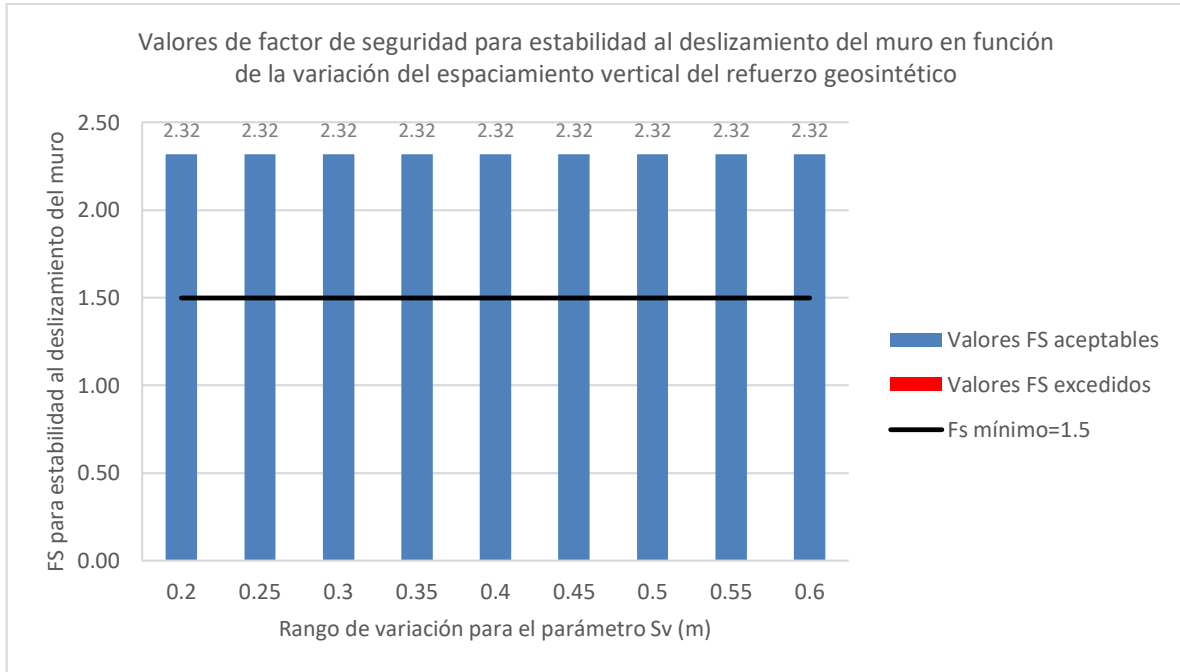


Figura A 37: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

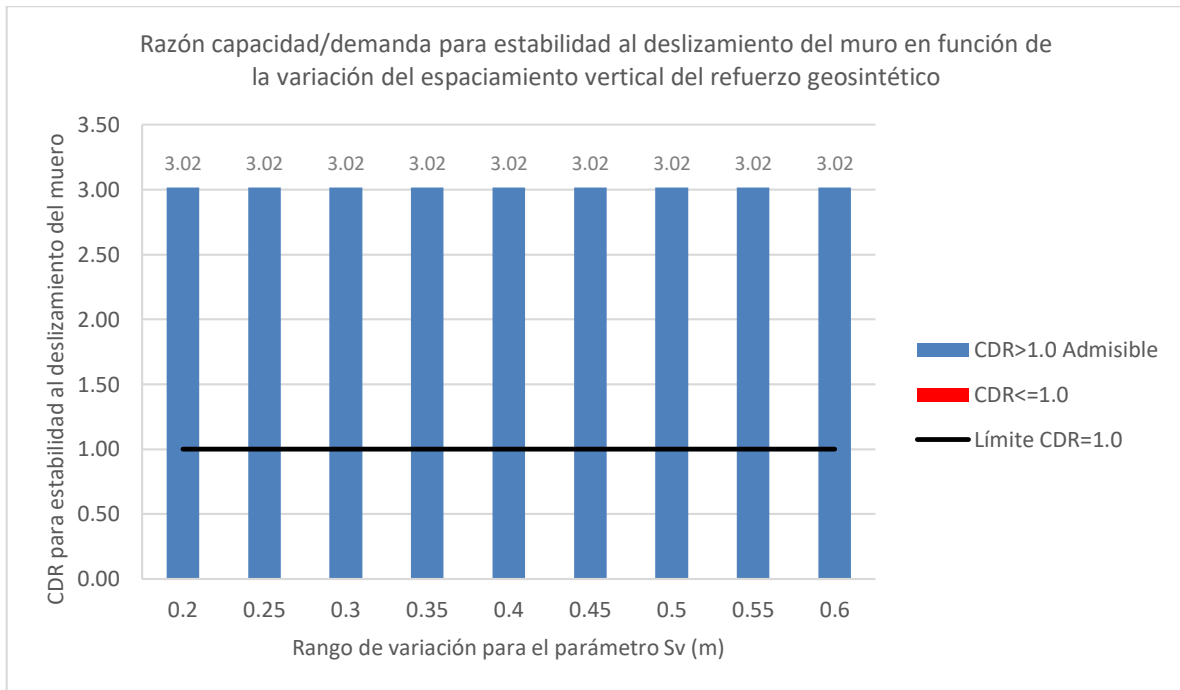


Figura A 38: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

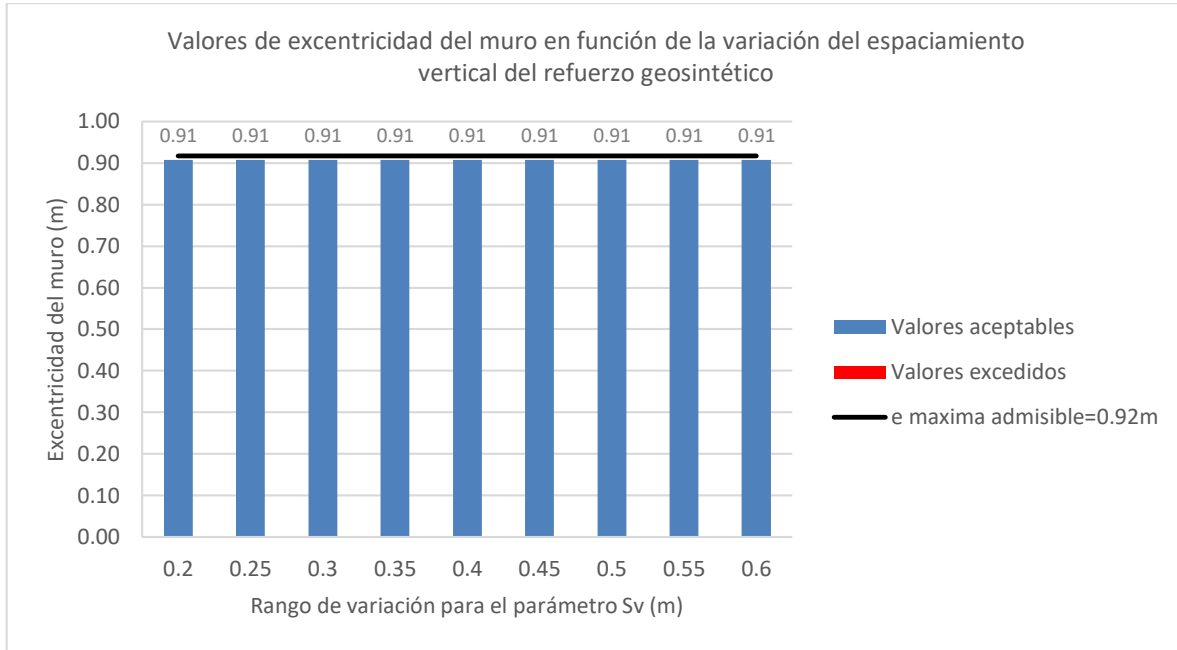


Figura A 39: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

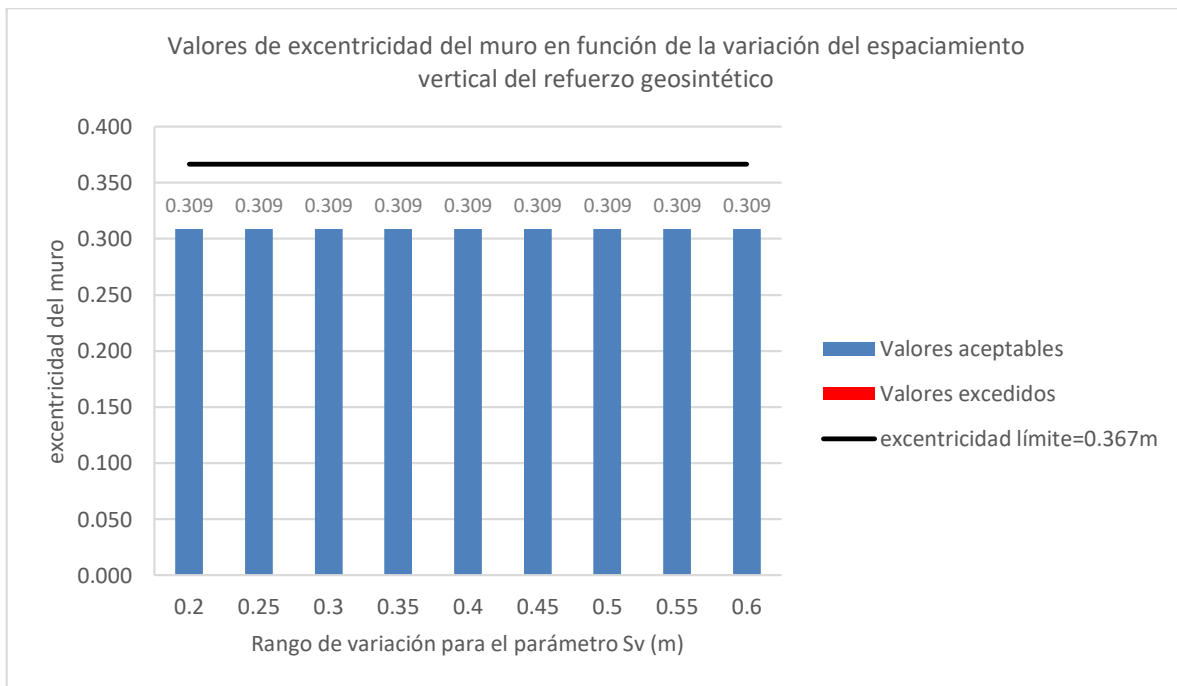


Figura A 40: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

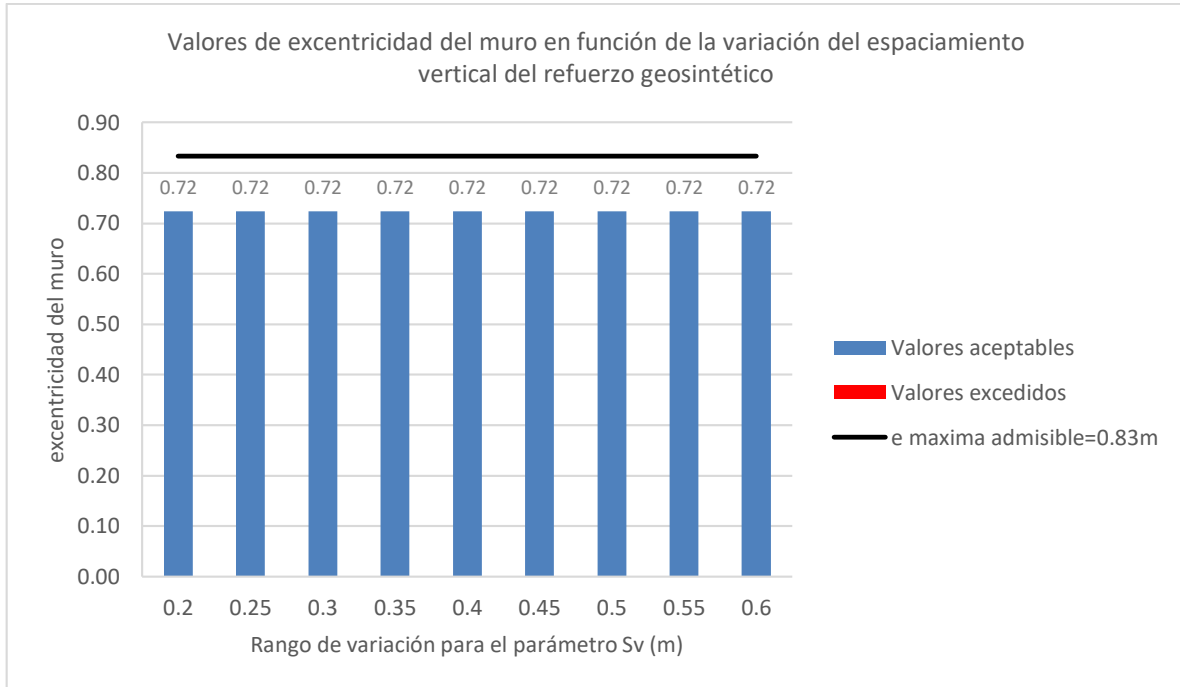


Figura A 41: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

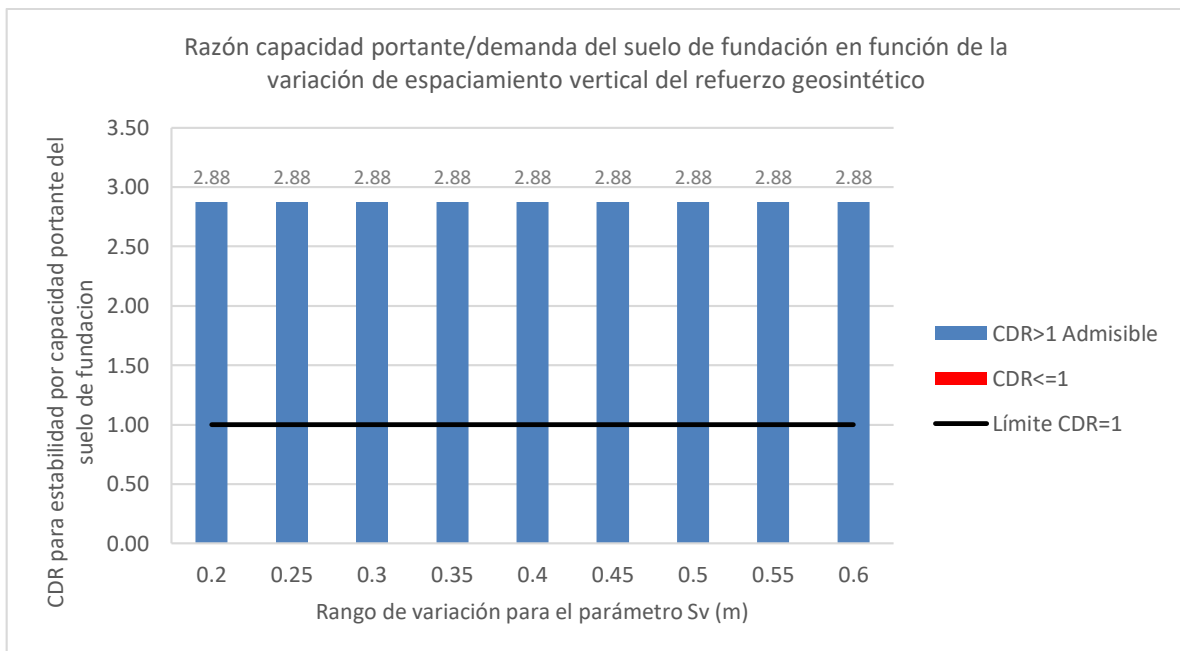


Figura A 42: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 1: NCHRP GRS Method

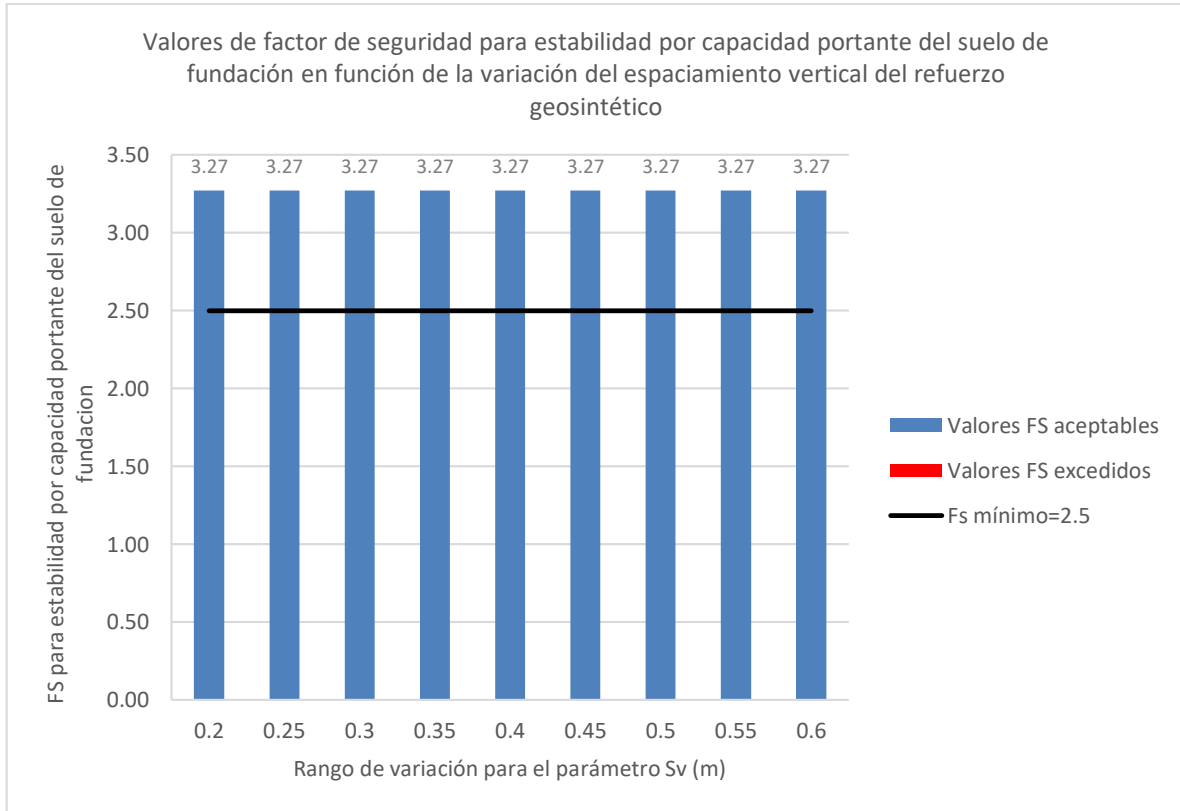


Figura A 43: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

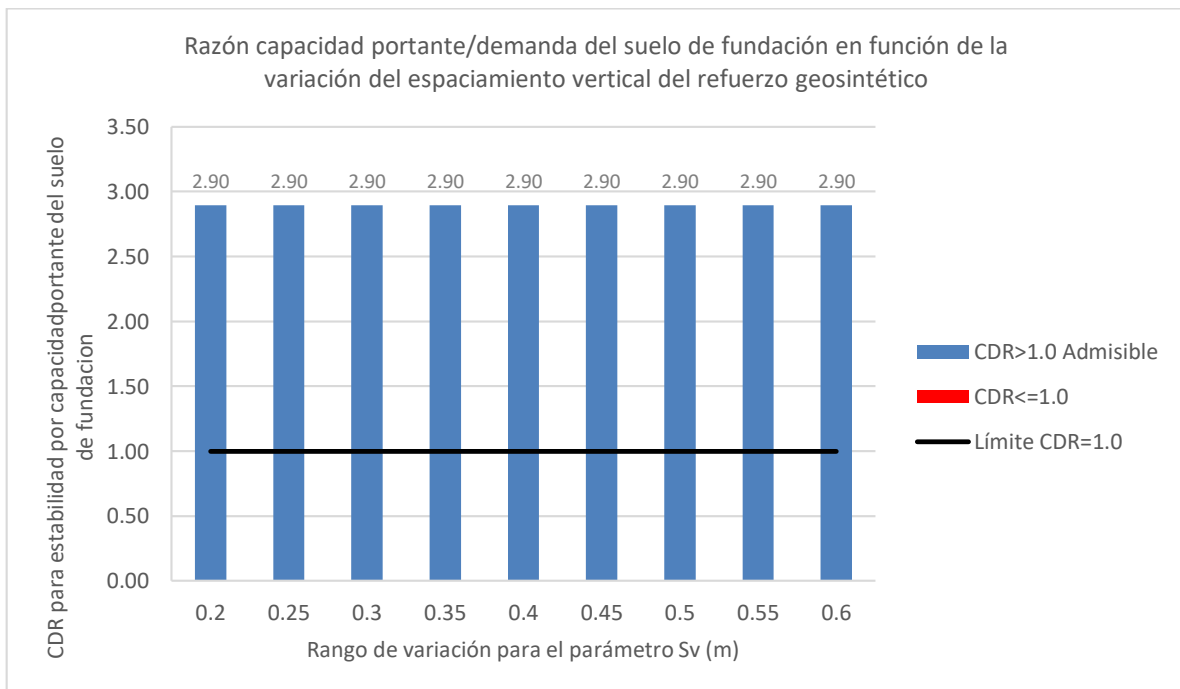


Figura A 44: Influencia del espaciamiento vertical del refuerzo geosintético en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.5 Resultados debido a la variación en la altura del muro superior

La variación en la altura del muro superior no tiene influencia en los resultados para estabilidad por capacidad portante del apoyo para ninguno de los métodos evaluados, con variaciones de menos del 5.0% con respecto al valor del caso base.

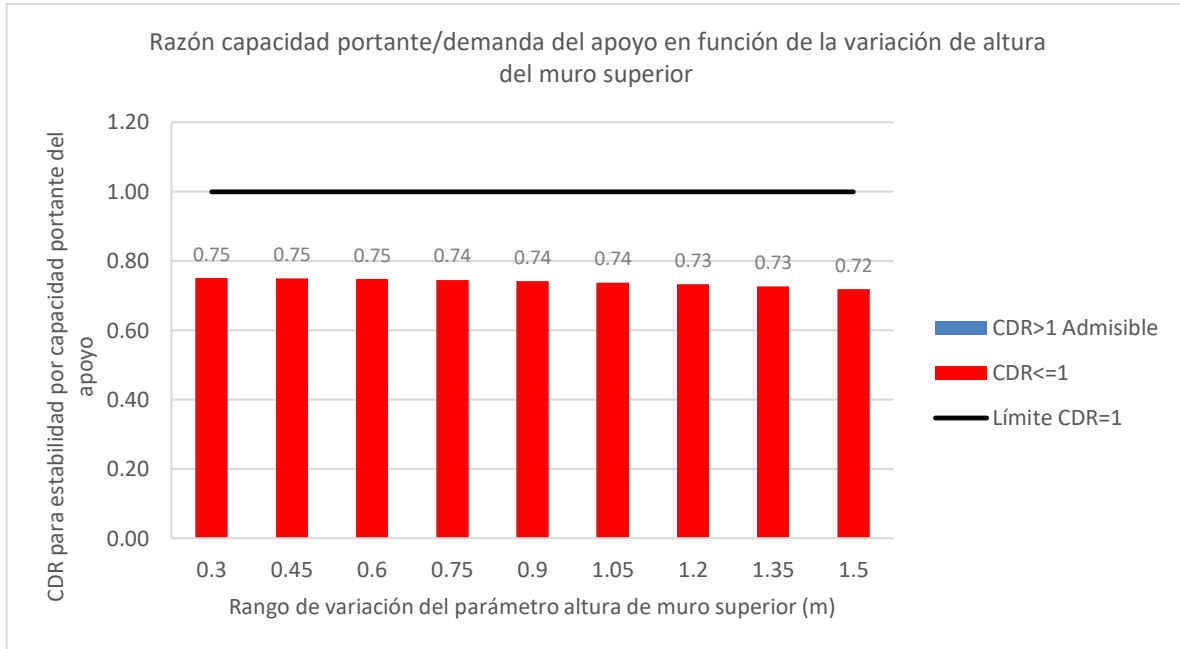


Figura A 45: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

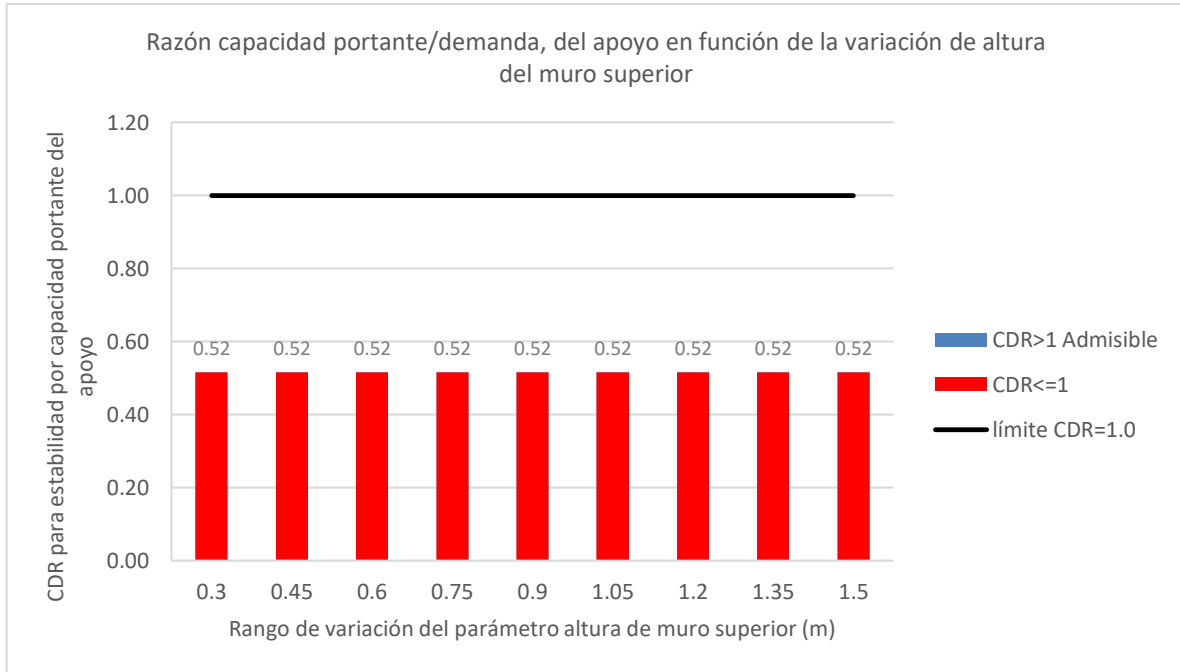


Figura A 46: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

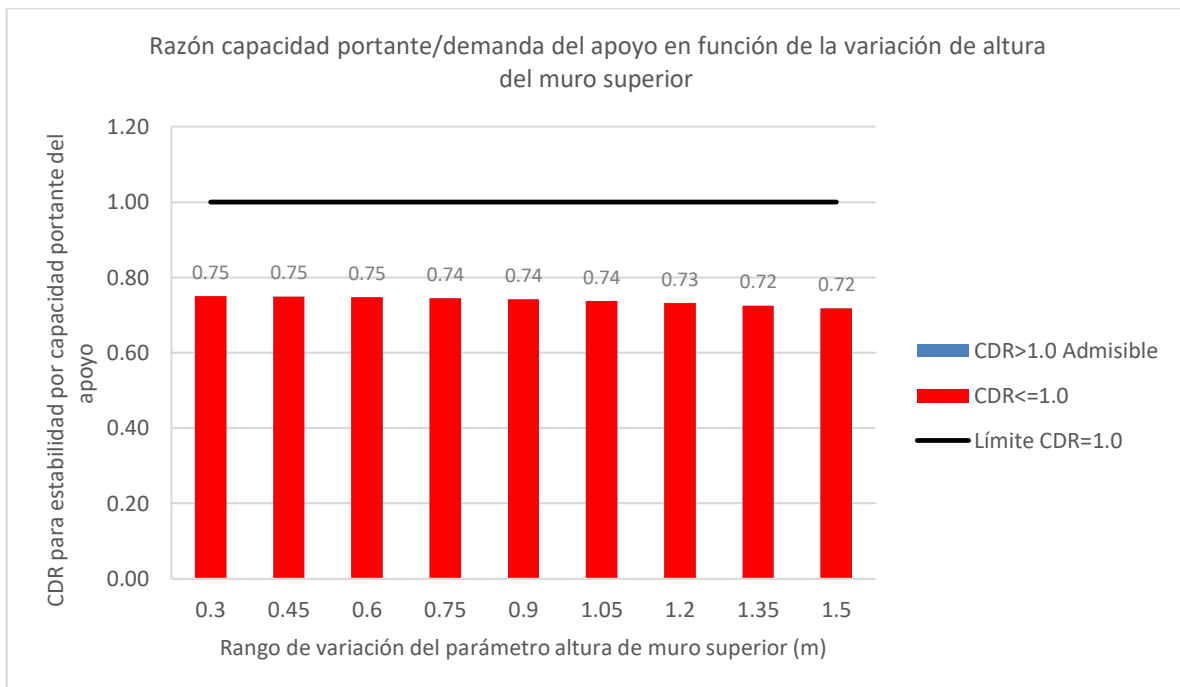


Figura A 47: Influencia de la altura del muro superior en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.6 Resultados debido a la variación de la distancia libre entre apoyo y muro reforzado

Los resultados inducidos por la variación de la distancia libre entre el apoyo y muro reforzado muestran que para el aumento del parámetro desde el menor valor de 0.3 metros hasta el más alto de 1.5 metros incluyendo el caso base de 0.9 metros no influyen en la estabilidad del apoyo en ninguno de los métodos, con variación del 0.0% con respecto al caso base. De la misma manera para el control de falla por deslizamiento del muro, las variaciones con respecto al caso base son menores al 2% en todos los métodos, lo cual es insignificante.

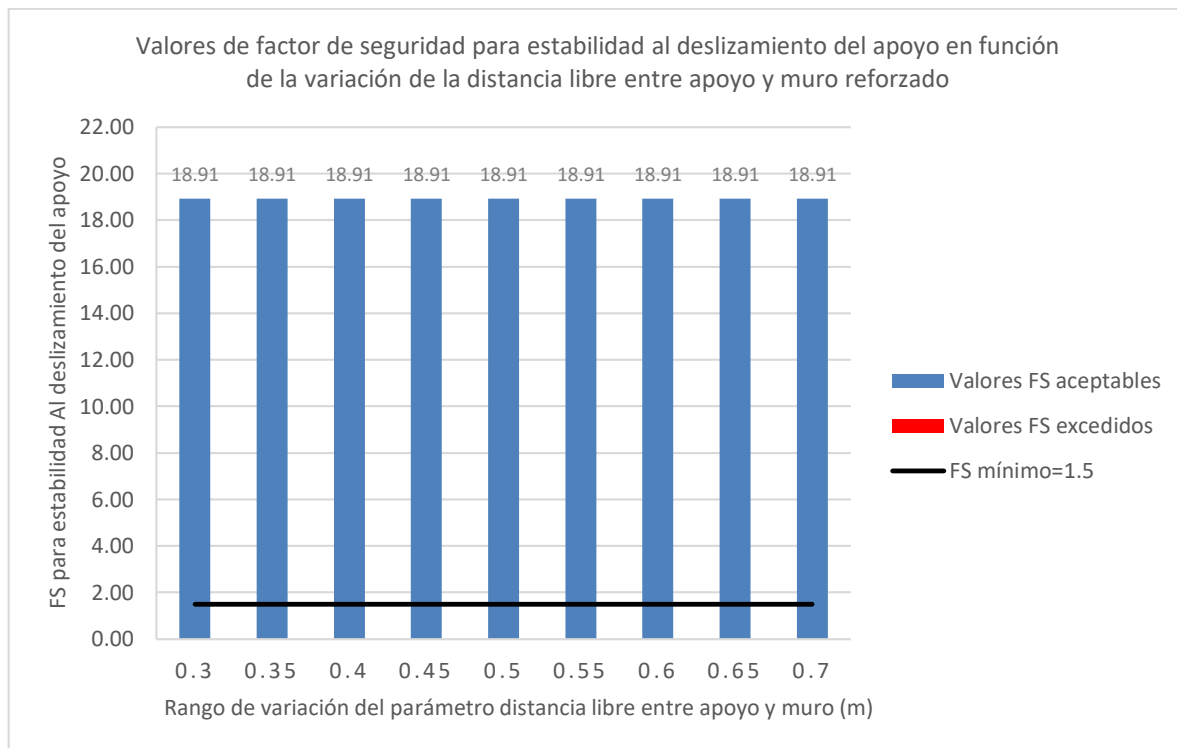


Figura A 48: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

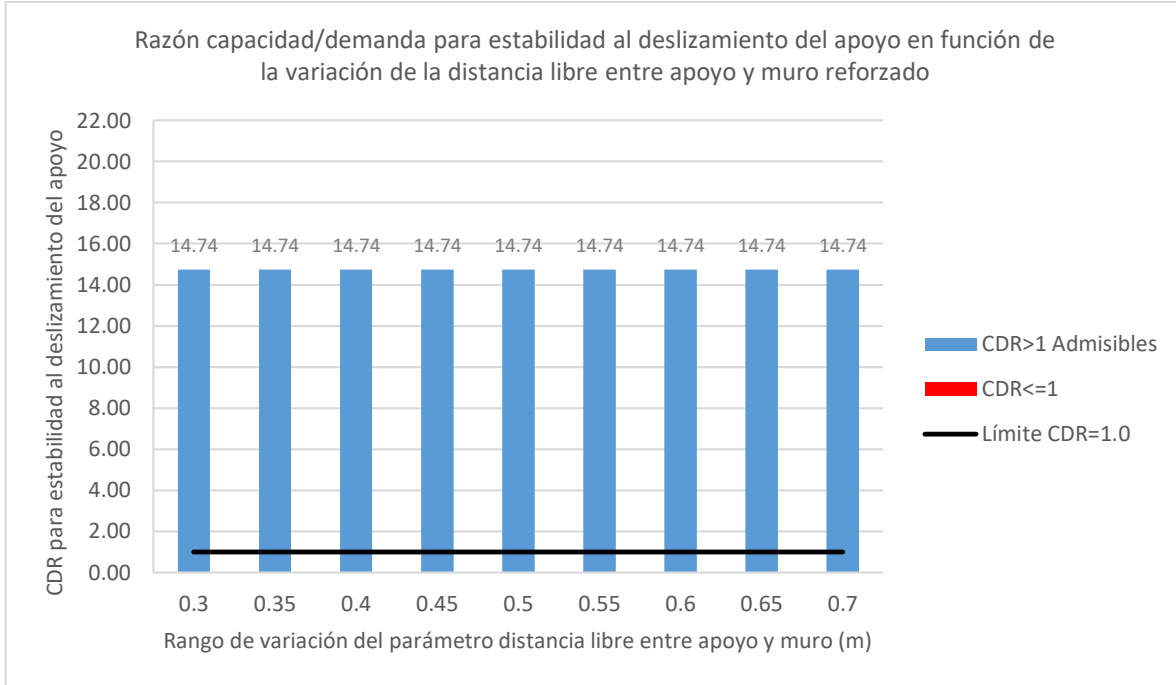


Figura A 49: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

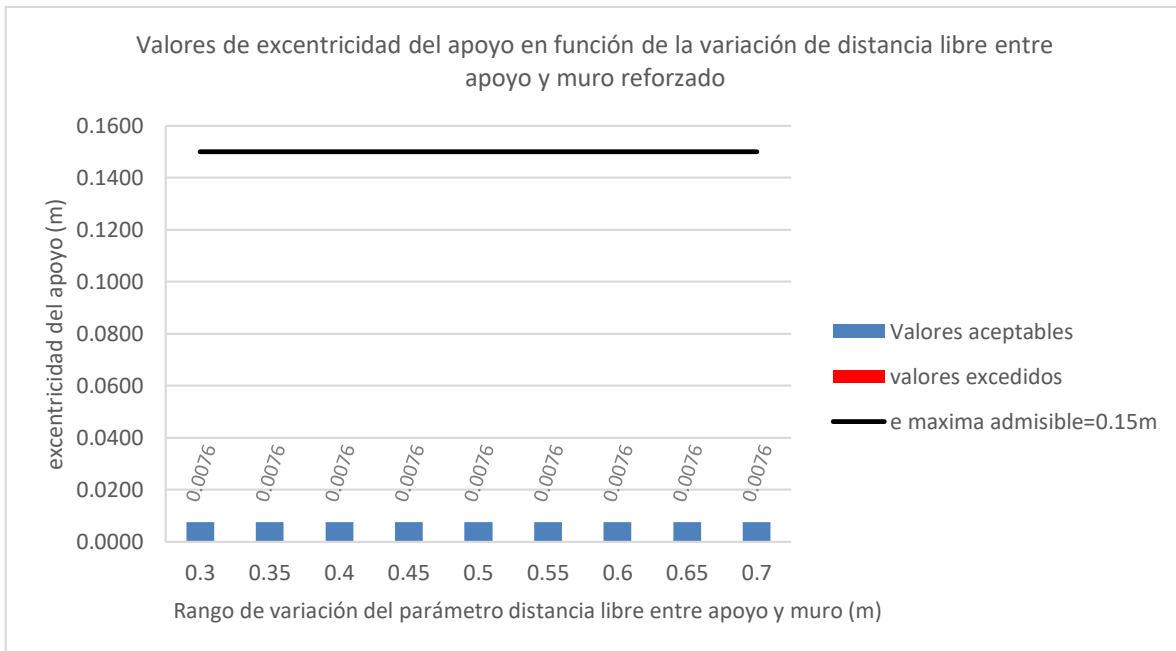


Figura A 50: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

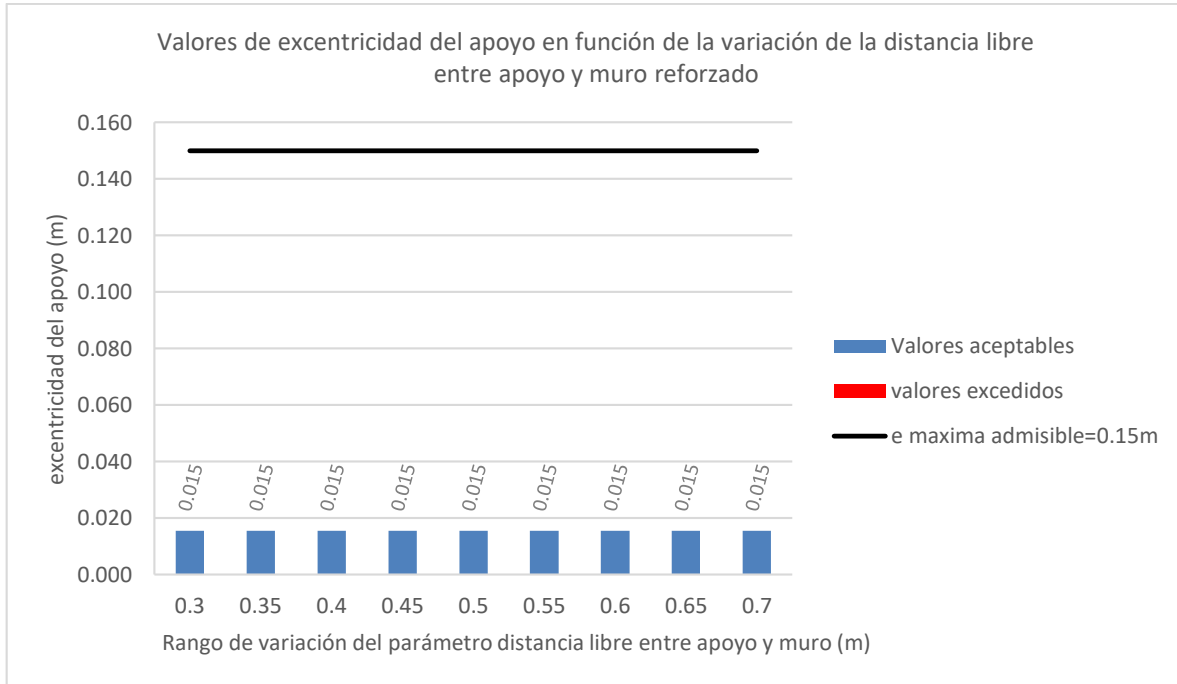


Figura A 51: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

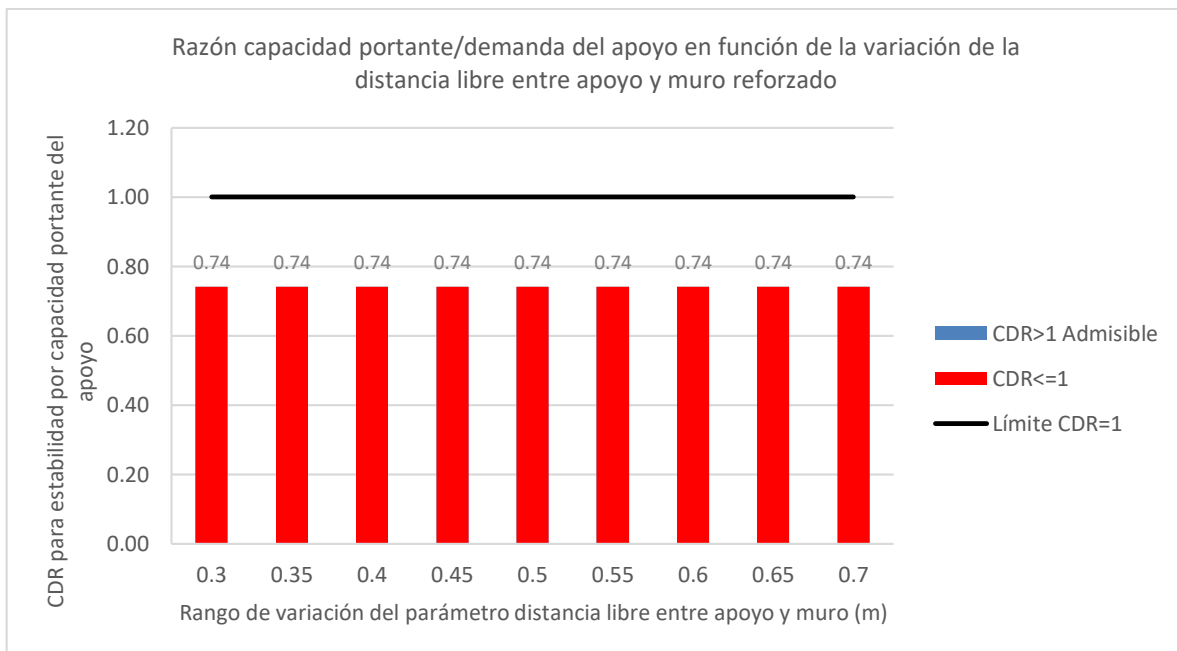


Figura A 52: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

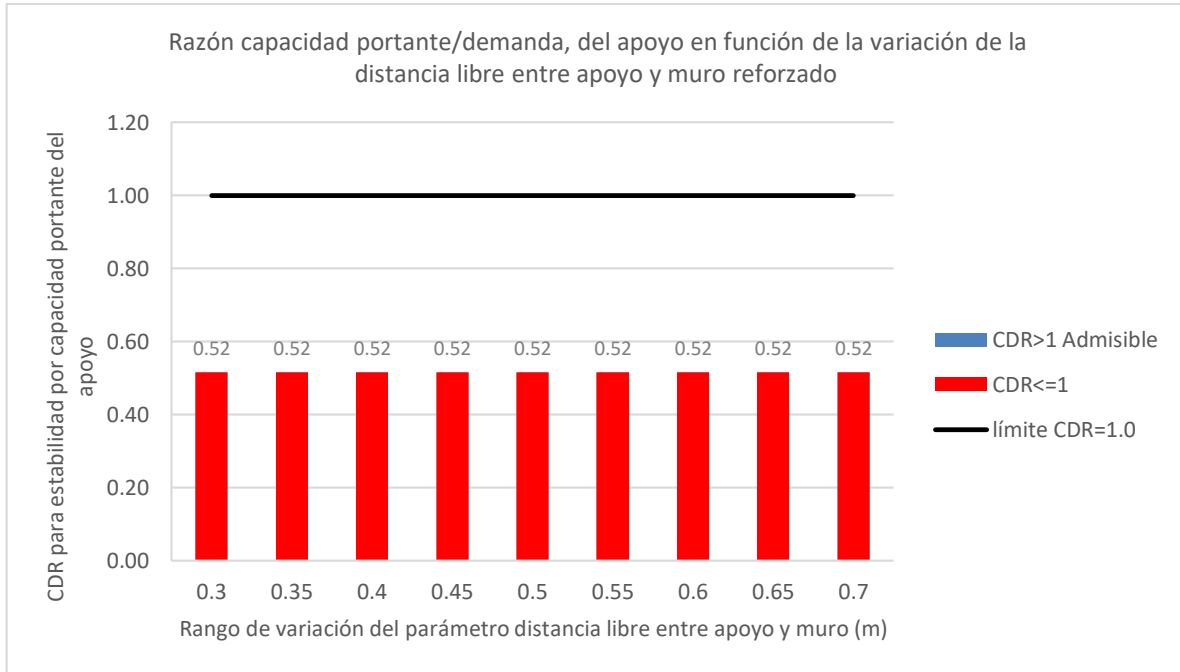


Figura A 53: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

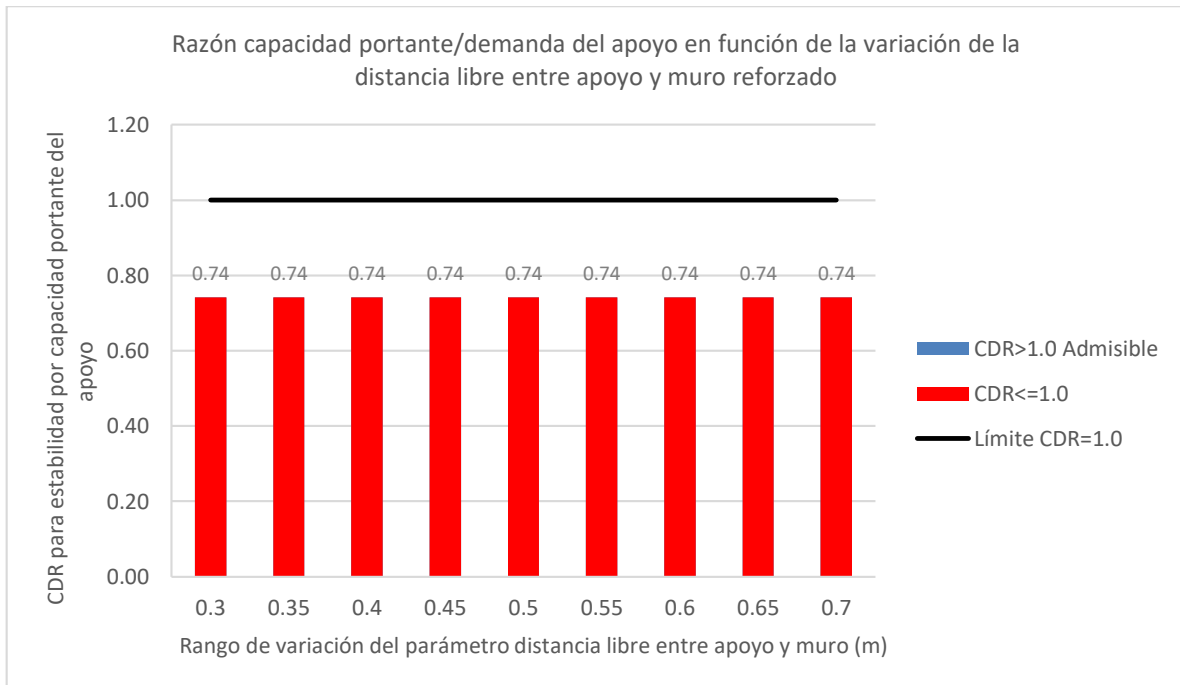


Figura A 54: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

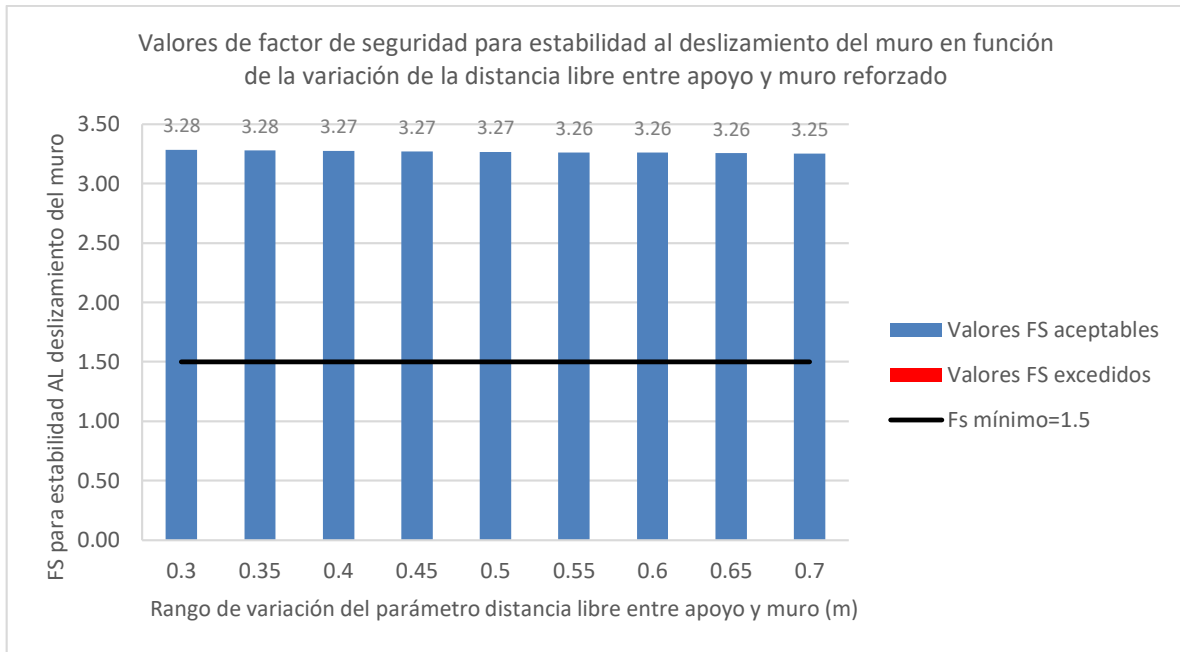


Figura A 55: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

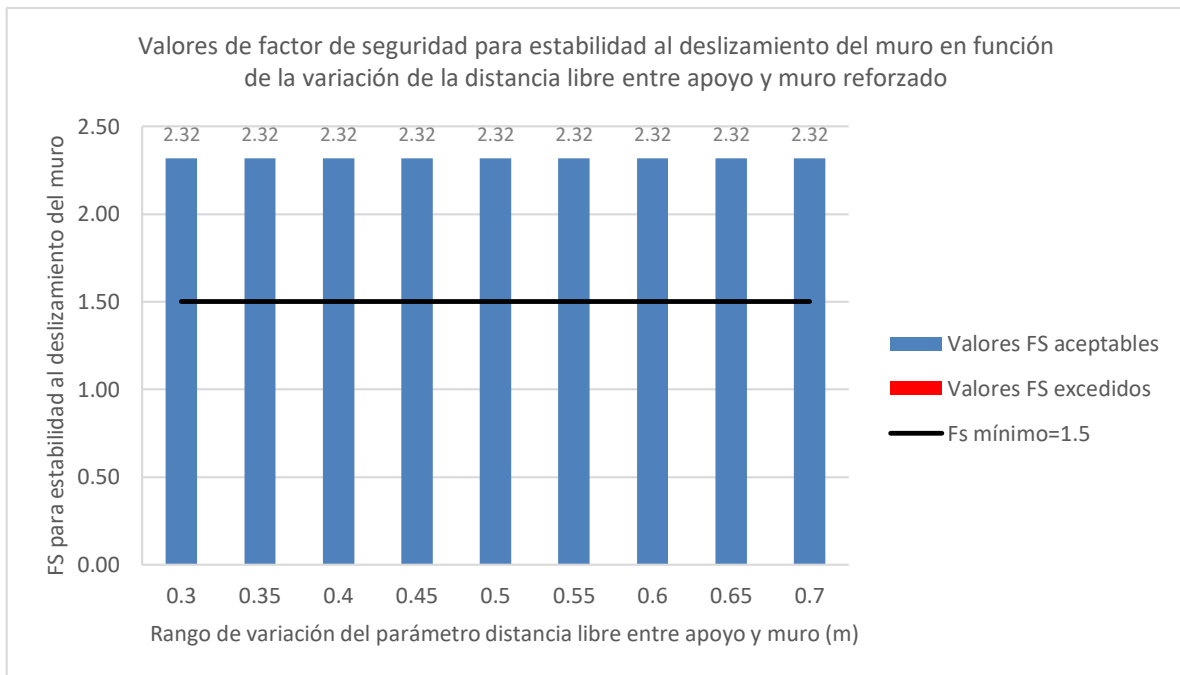


Figura A 56: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

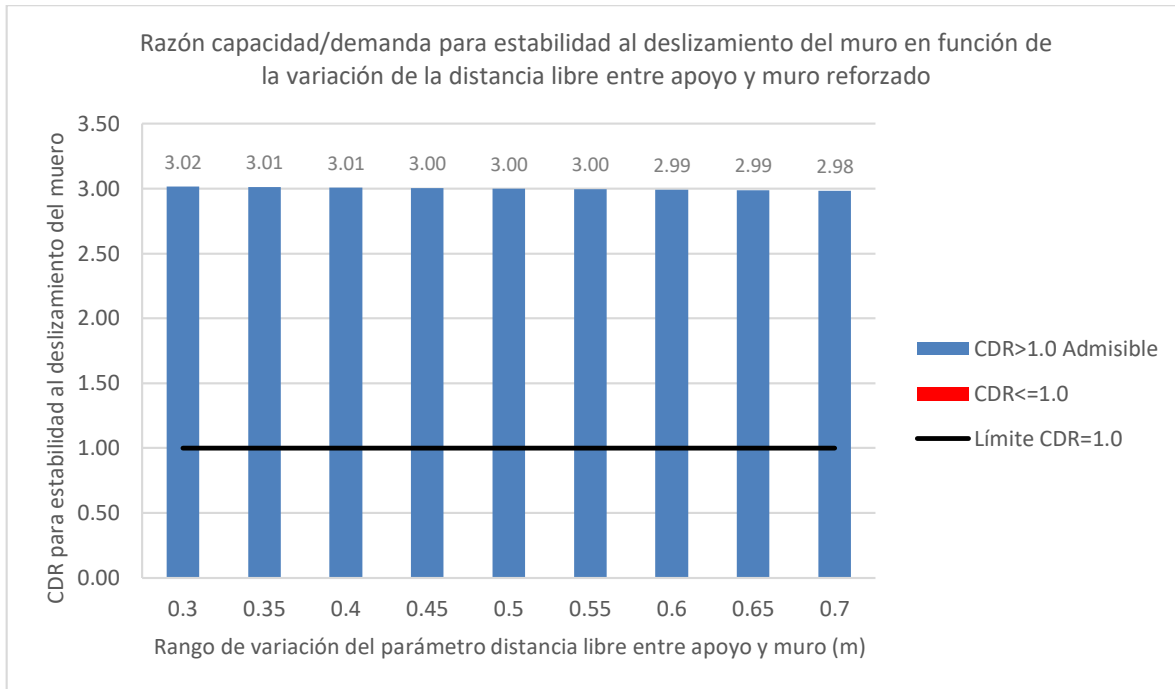


Figura A 57: Influencia de la distancia libre entre el apoyo y el borde del muro reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.7 Resultados debido a la variación de la carga viva aplicada

Los resultados inducidos por la variación de la carga viva muestran que influye en todos los métodos evaluados, pero no en todos los parámetros de diseño y control. El aumento del parámetro desde el menor valor de 72kN/m^2 hasta el más alto de 264kN/m^2 incluyendo el caso base de 160kN/m^2 , muestra que con respecto a la estabilidad al deslizamiento del apoyo, tanto para el Método 1 como para el Método 3, no existe influencia de la carga viva, con variación del 0.0% con respecto al caso base, como se muestra en la Figura A 58 y Figura A 59. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

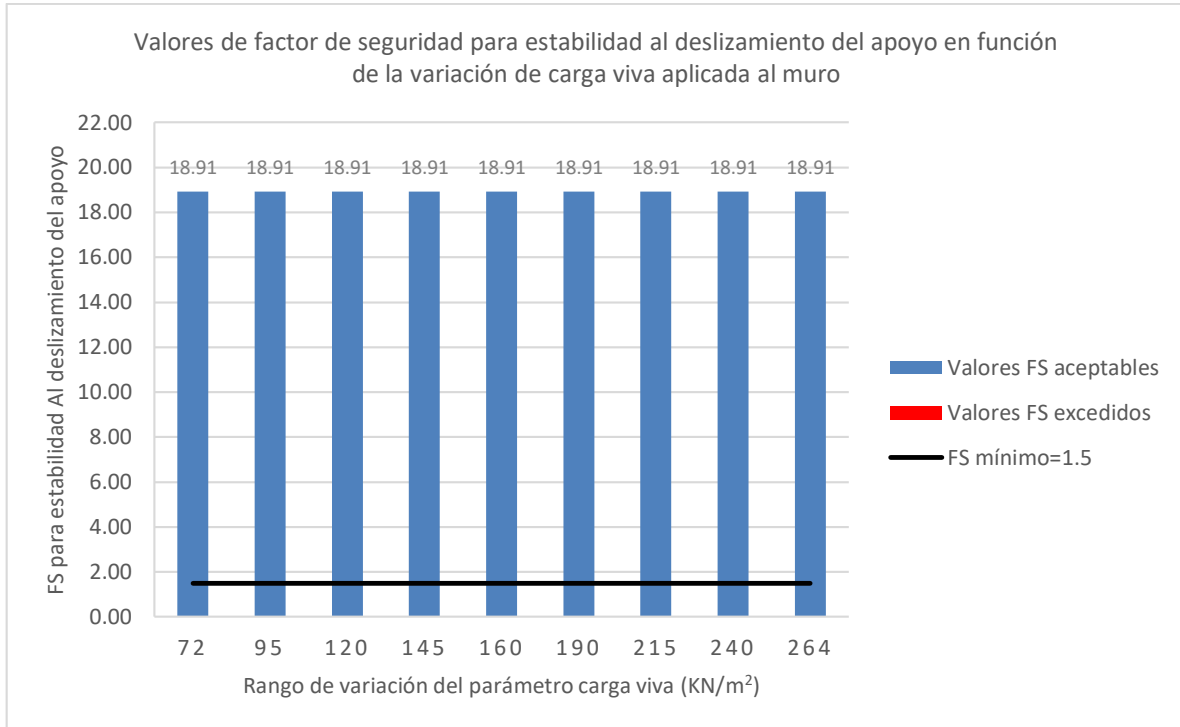


Figura A 58: Influencia de la carga viva en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

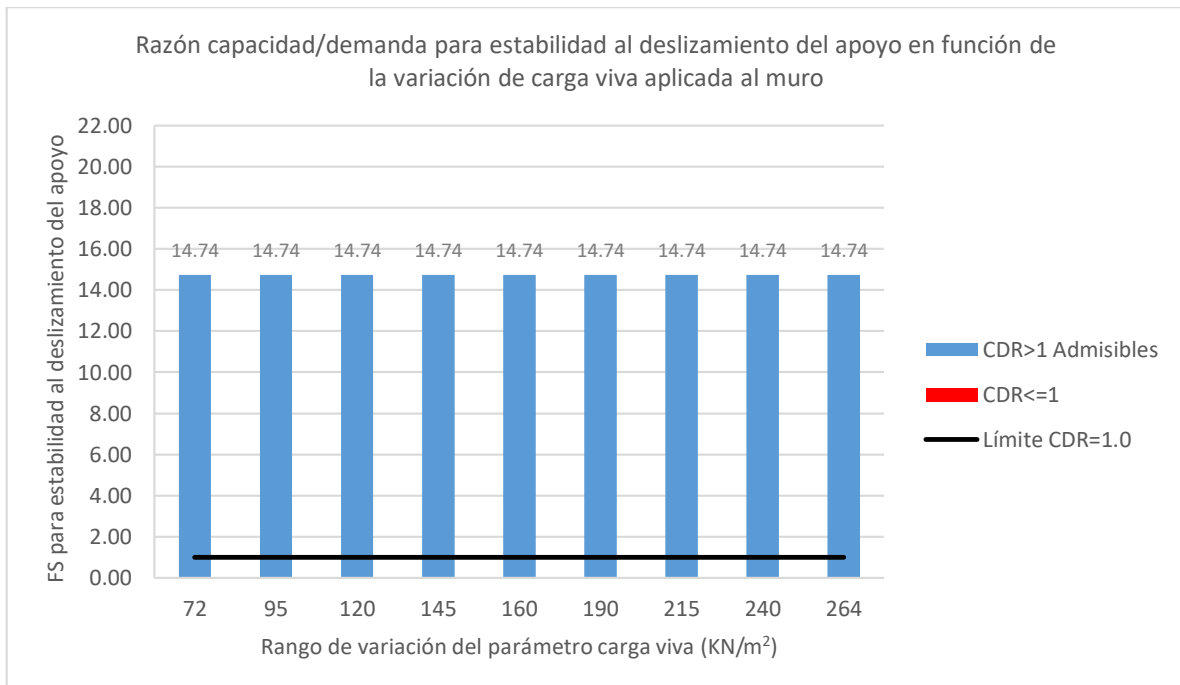


Figura A 59: Influencia de la carga viva en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad por excentricidad del apoyo muestran que tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de carga viva son menores que el límite máximo admisible, como se muestra en la Figura A 60 y Figura A 61 respectivamente; se halló una variación decreciente de 23.7% para el Método 1 y 0.0% para el Método 3, lo cual indica que la variación de la carga vivía no influye en el Método 3. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

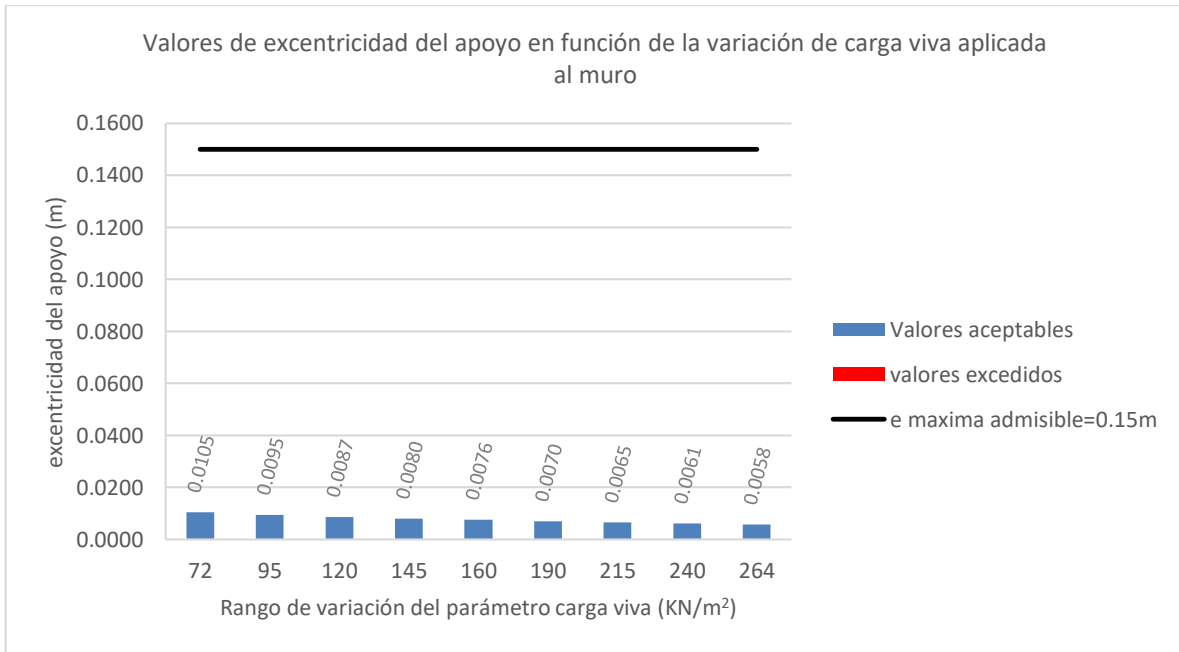


Figura A 60: Influencia de la carga viva en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

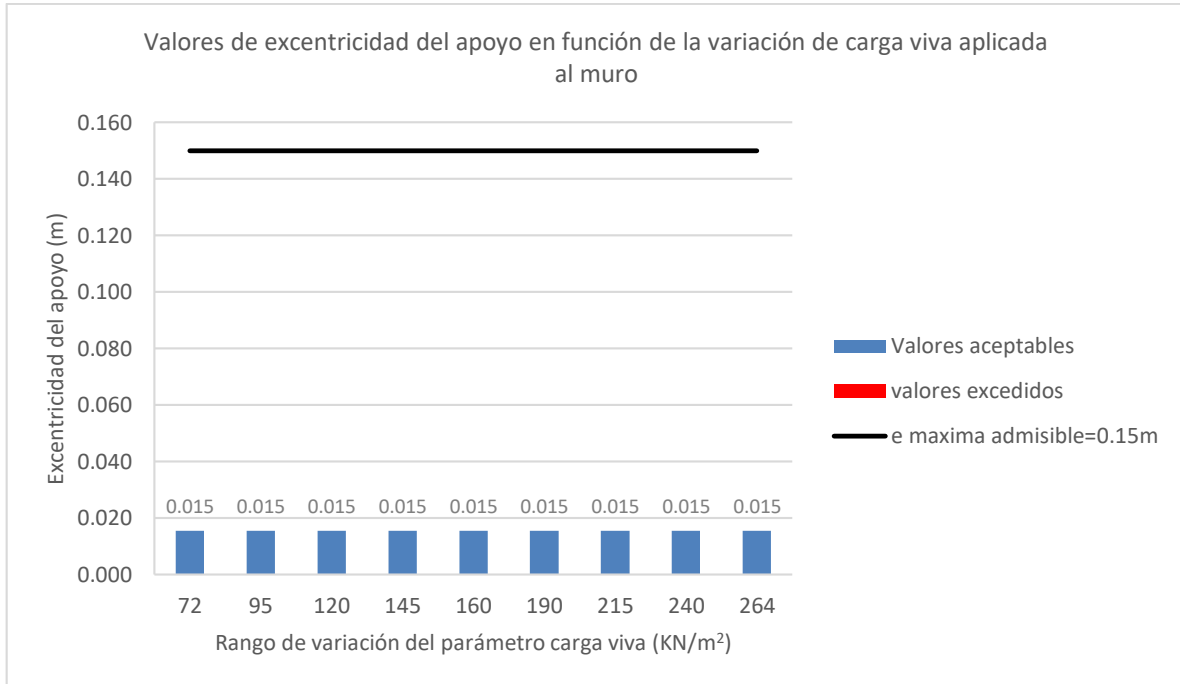


Figura A 61: Influencia de la carga viva en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento del muro reforzado muestran que para el Método 1, Método 2 y Método 3, el 100% de los casos aplicados de carga muerta cumplen con el factor de seguridad mínimo o la relación capacidad/demanda mínima, dependiendo del método, sin embargo, la variación con respecto al caso base es de 0.0% para todos los métodos indicando que no hay influencia de la variación de la carga viva en este modo de falla, como se muestra en la Figura A 62, Figura A 63 y Figura A 64.

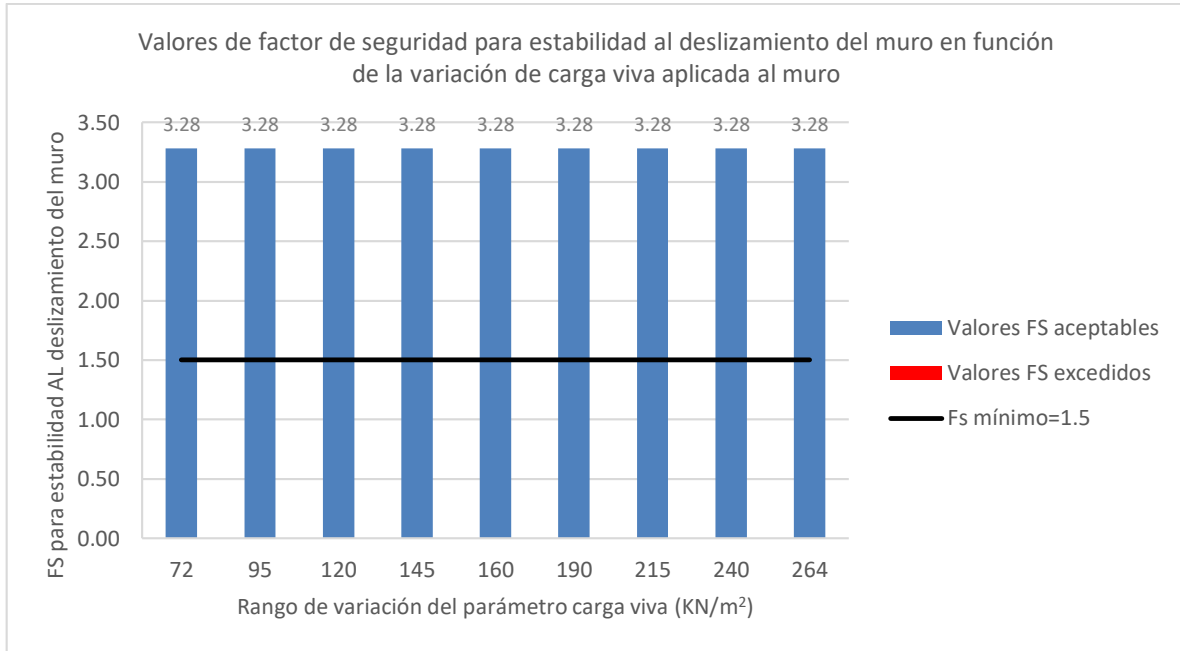


Figura A 62: Influencia de la carga viva en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 1: NCHRP GRS Method

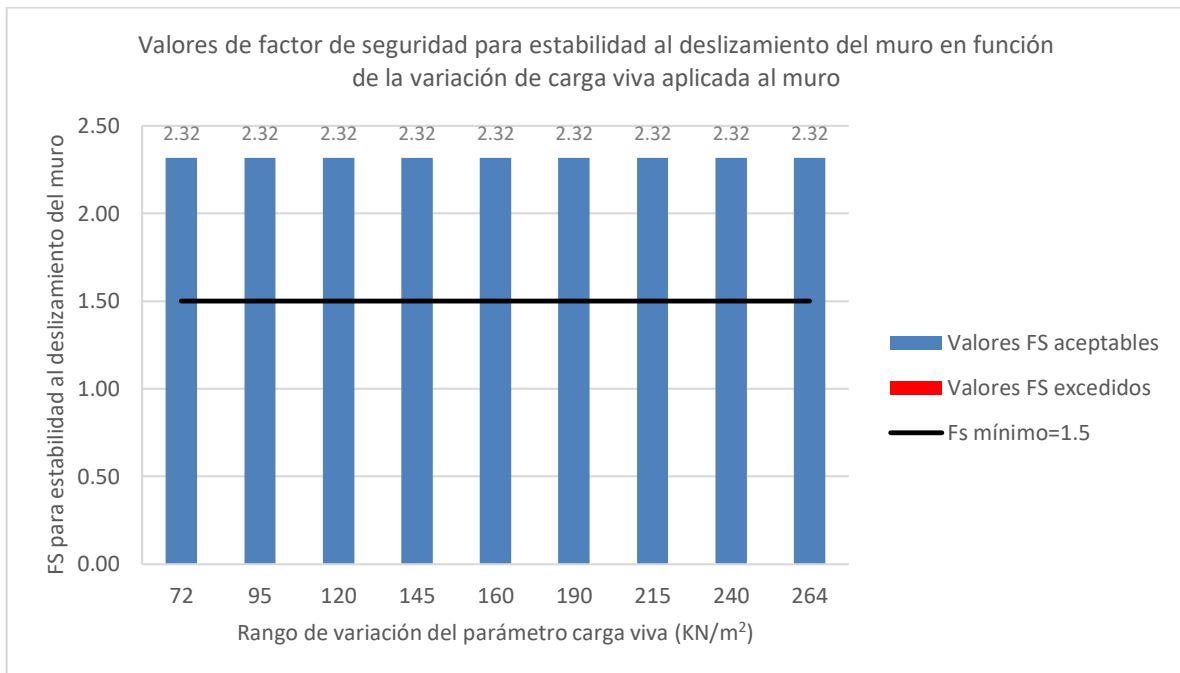


Figura A 63: Influencia de la carga viva en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

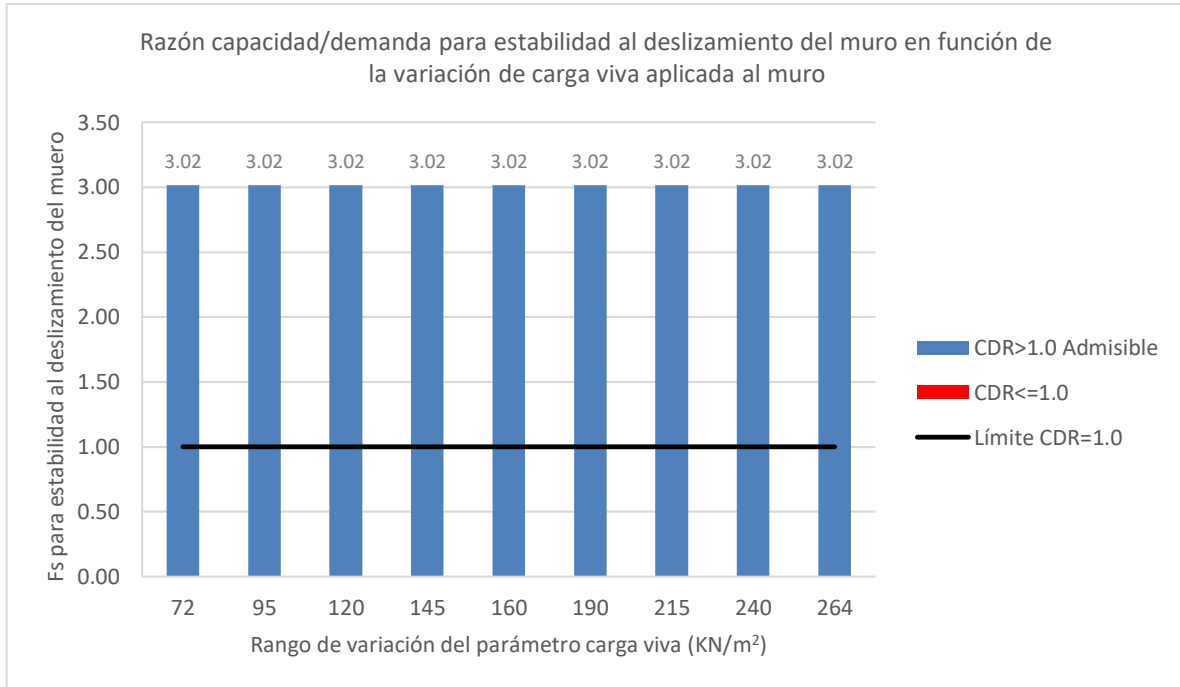


Figura A 64: Influencia de la carga viva en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.8 Resultados debido a la variación del ancho del apoyo de hormigón que soporta la estructura del puente

Los resultados inducidos por la variación del ancho del apoyo muestran que influye en todos los métodos evaluados, pero no en todos los parámetros de diseño y control. El aumento del parámetro desde el menor valor de 0.6 metros hasta el más alto de 1.8 metros incluyendo el caso base de 0.9 metros muestra que con respecto a la estabilidad al deslizamiento del apoyo, tanto para el Método 1 como para el Método 3, el 100% de los casos aplicados de ancho de apoyo cumplen con el factor de seguridad mínimo y la relación capacidad/demanda mínima, respectivamente, como se muestra en la Figura A 65 y Figura A 66; se halló una variación creciente de 4% para el Método 1 y 4.3% para el Método 3; porcentajes calculados entre el factor para el caso base y el correspondiente al máximo valor de ancho de apoyo, válido para los demás casos discutidos a continuación. El Método 2 no considera el control de este modo de falla.

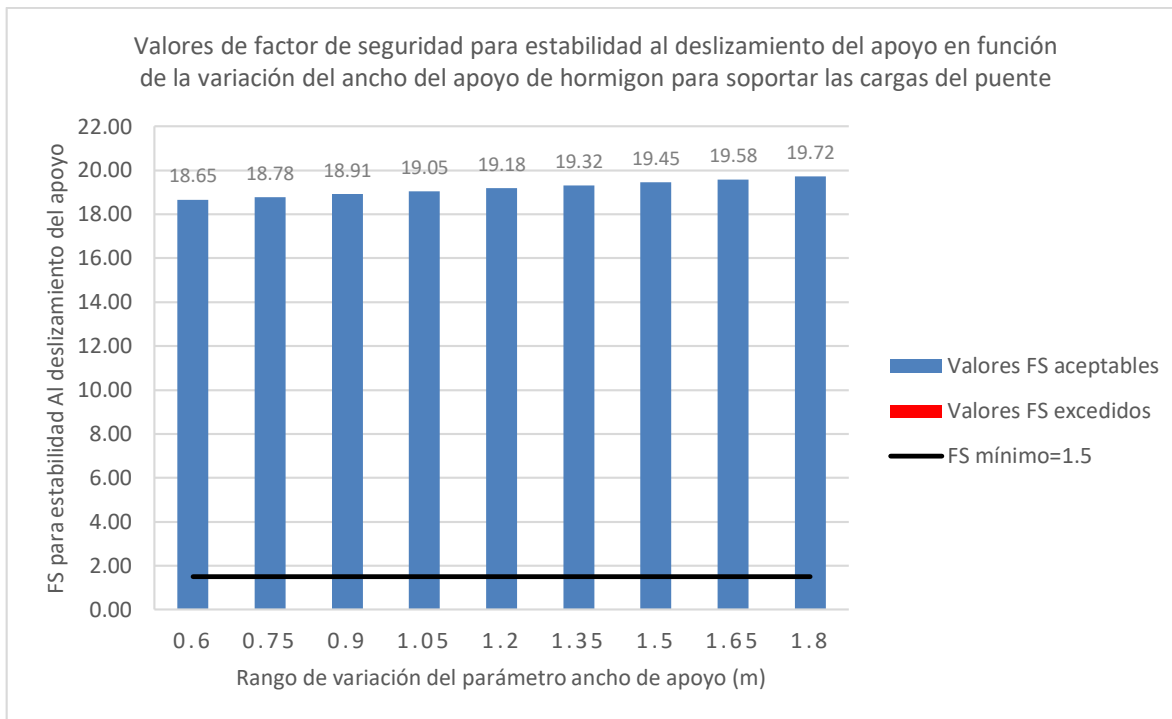


Figura A 65: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

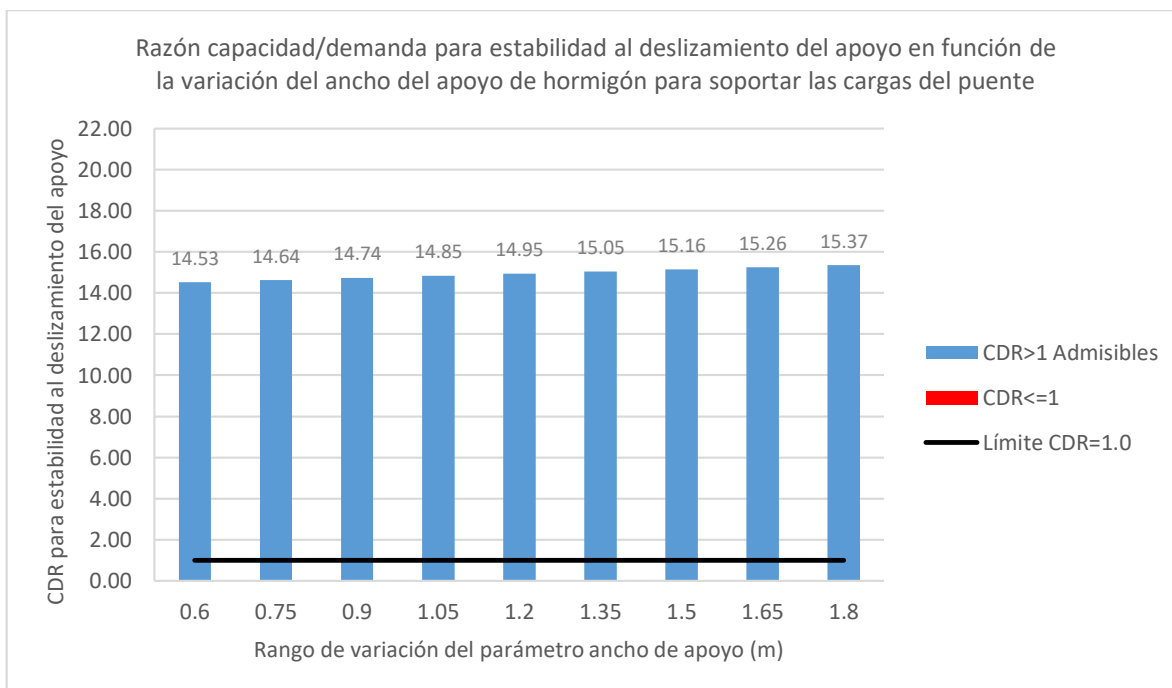


Figura A 66: Influencia del ancho del apoyo de hormigón en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

7.4.9 Resultados debido a la variación del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado

Los resultados con respecto a la estabilidad al deslizamiento, excentricidad y capacidad portante del muro reforzado muestran que no existe influencia de éste parámetro ya que los porcentajes de variación son del 0.0% con respecto al caso base. Con respecto a los porcentajes de cumplimiento, el 100% de los casos aplicados generan estabilidad del muro, como se muestra en la Figura A 67, Figura A 68 y Figura A 69.

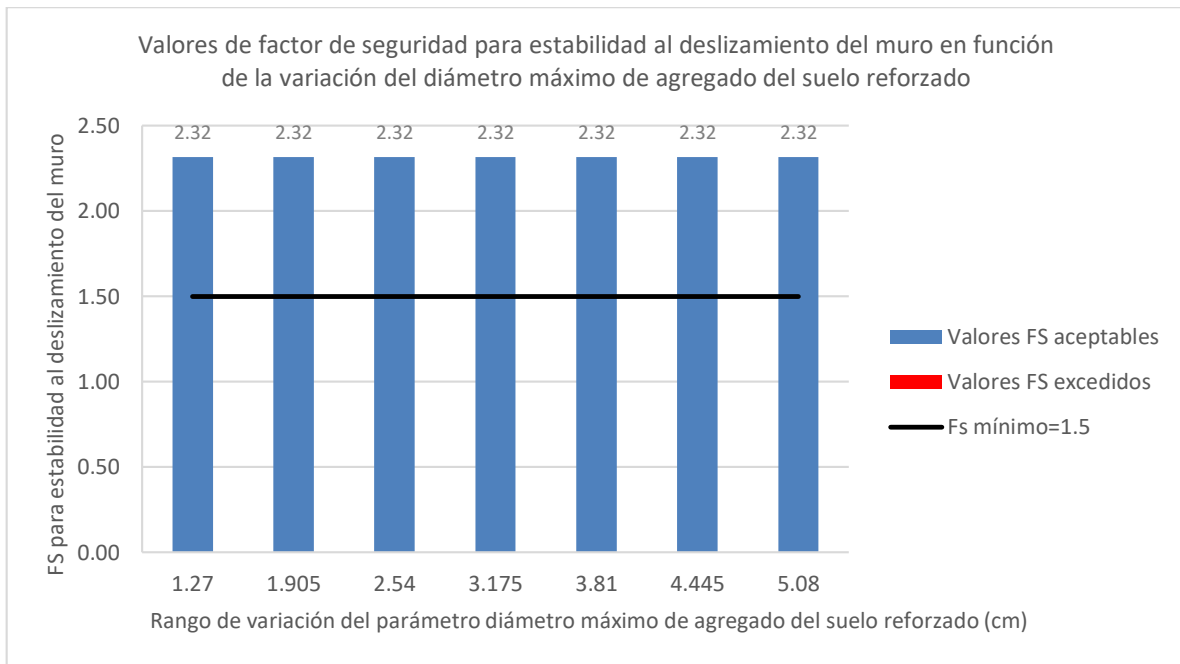


Figura A 67: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado en la estabilidad al deslizamiento volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

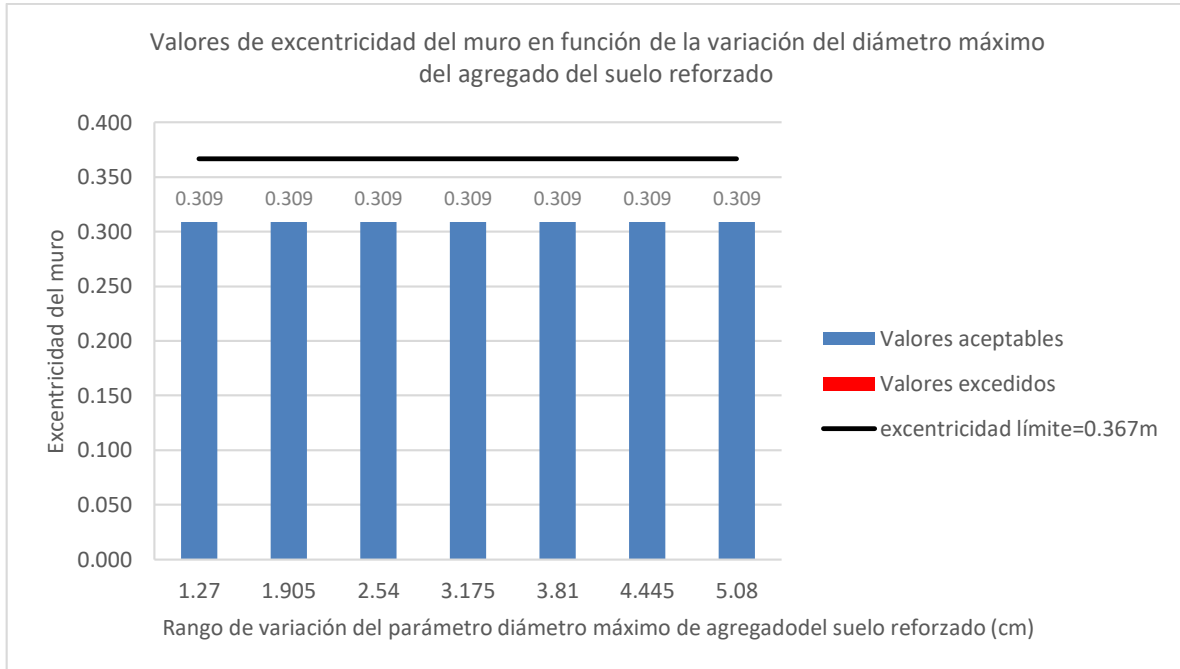


Figura A 68: Influencia diámetro máximo del agregado del suelo reforzado en la estabilidad debido a la excentricidad del volumen reforzado para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

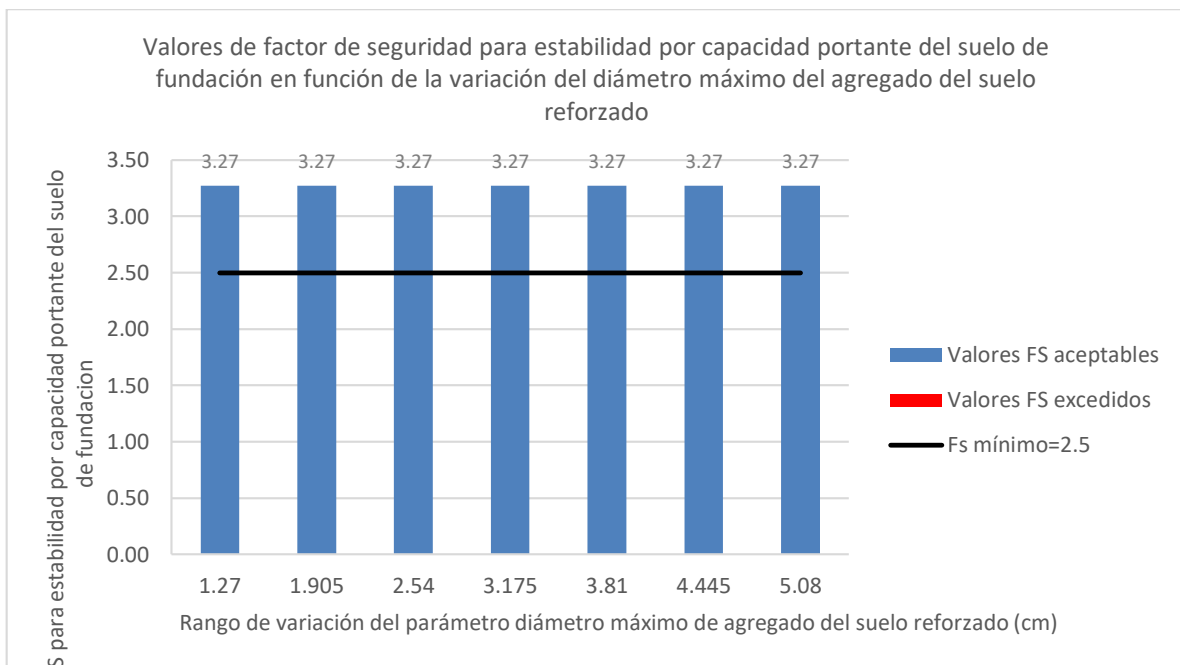


Figura A 69: Influencia del diámetro máximo del agregado del suelo reforzado en la estabilidad por capacidad portante del suelo de fundación para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

7.4.10 Resultados debido a la variación de las características del suelo retenido y de fundación

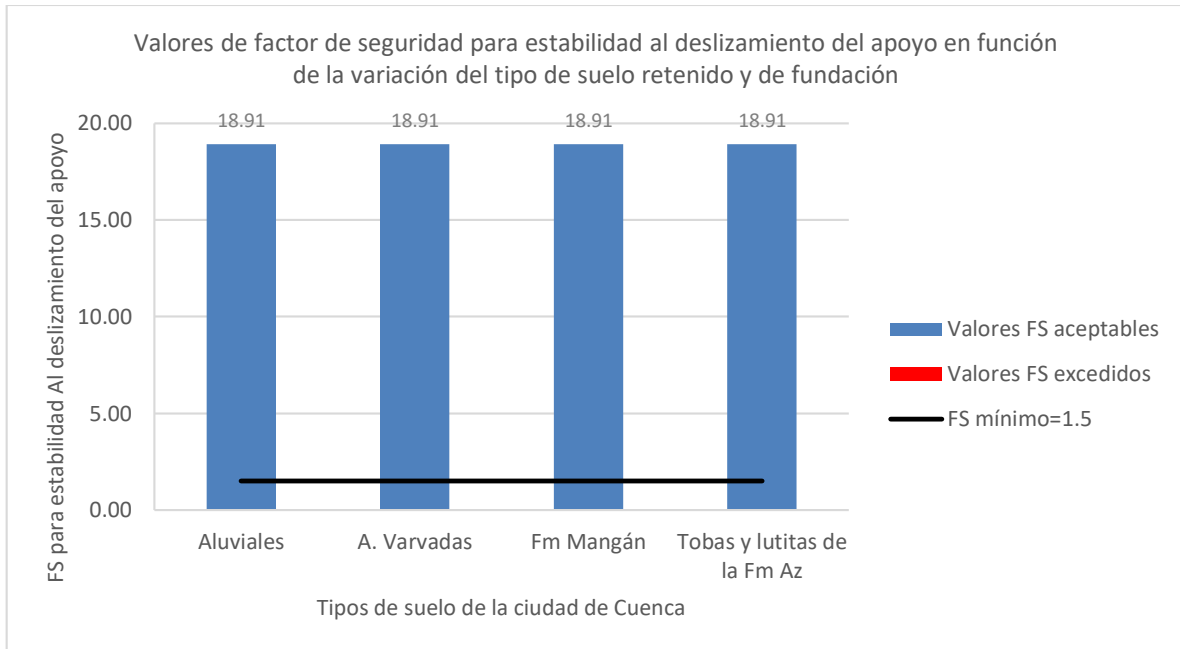


Figura A 70: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

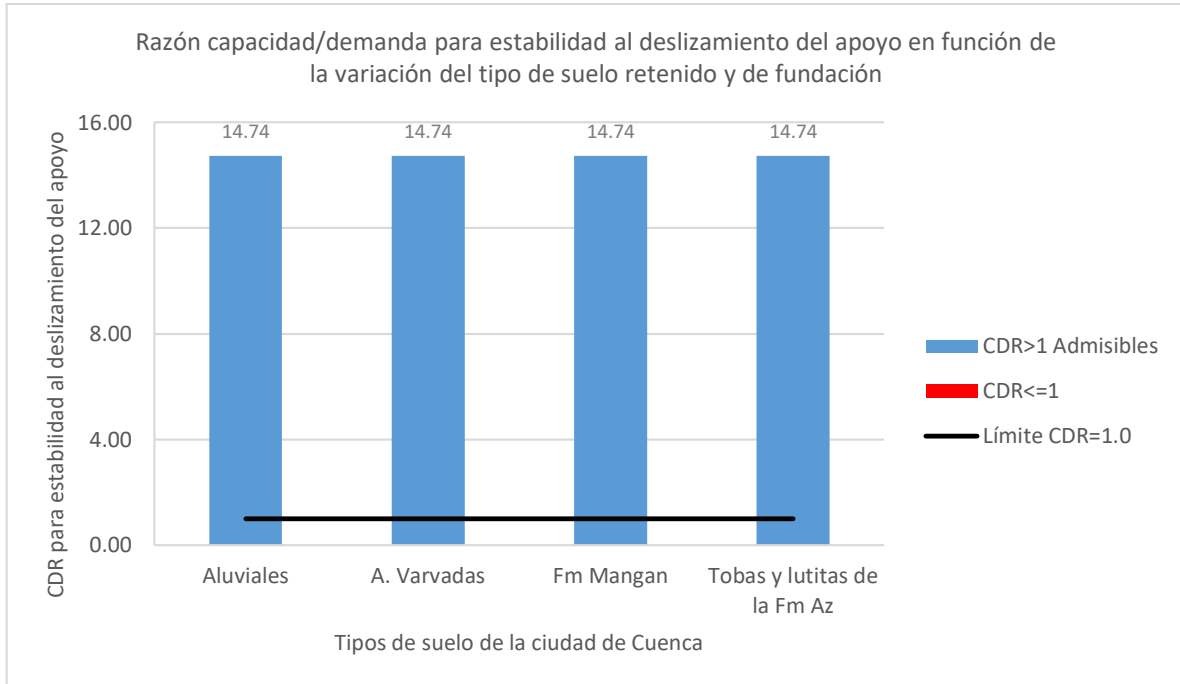


Figura A 71: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad al deslizamiento del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

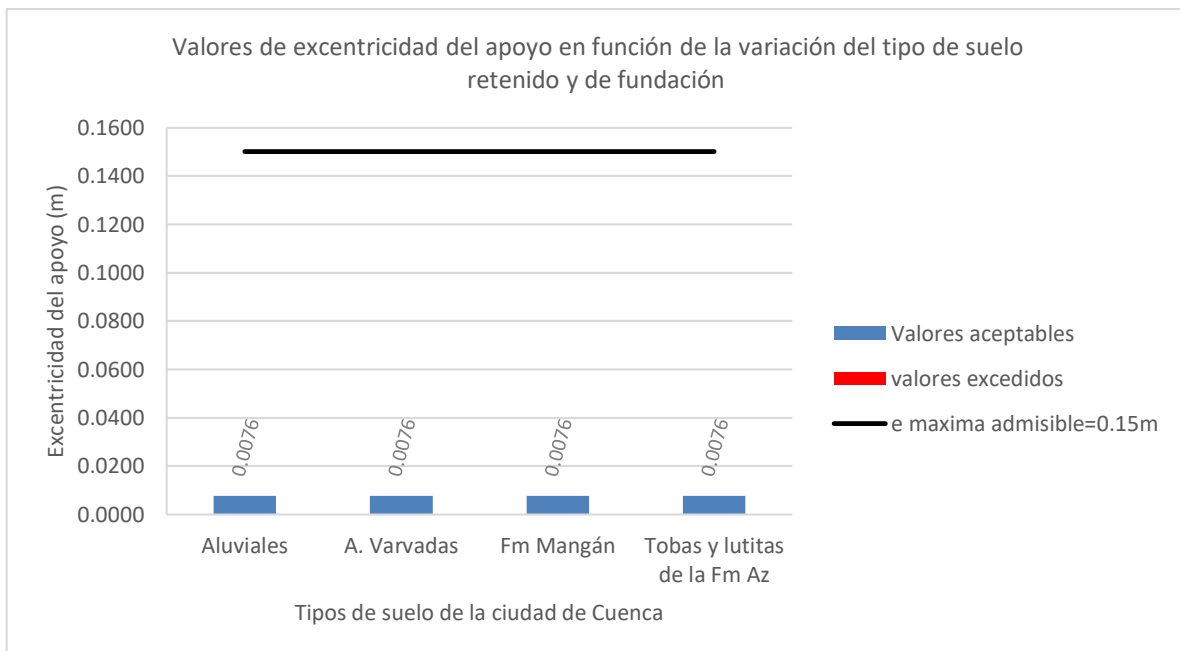


Figura A 72: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

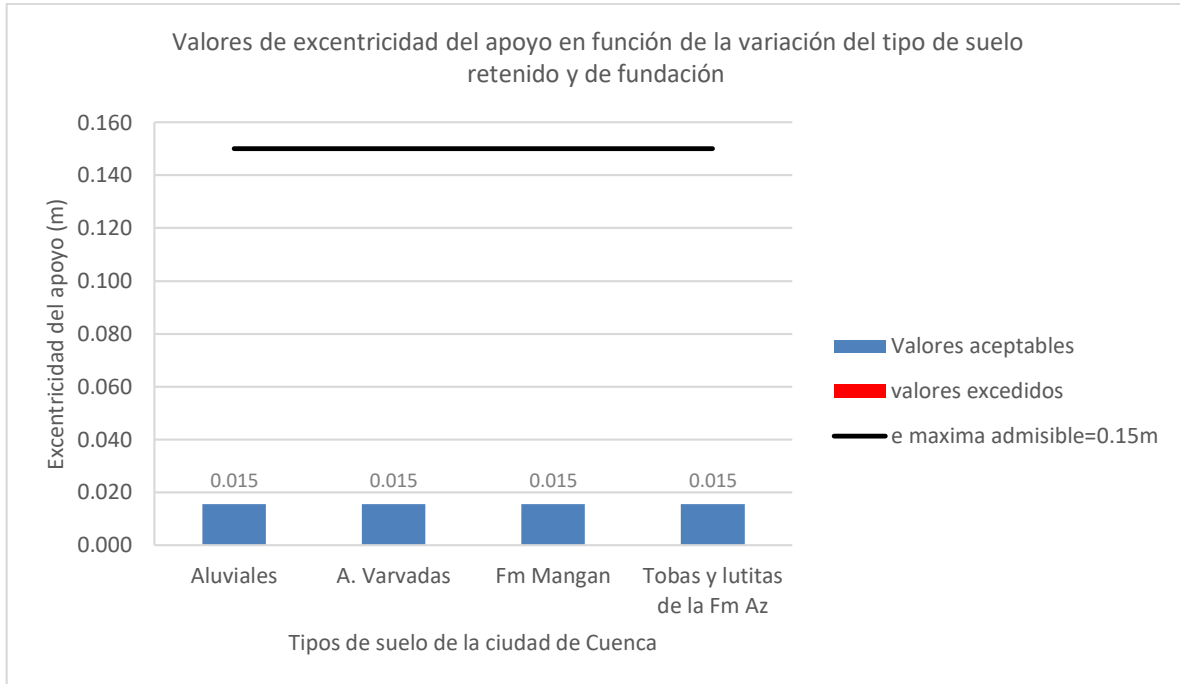


Figura A 73: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad debido a la excentricidad del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure

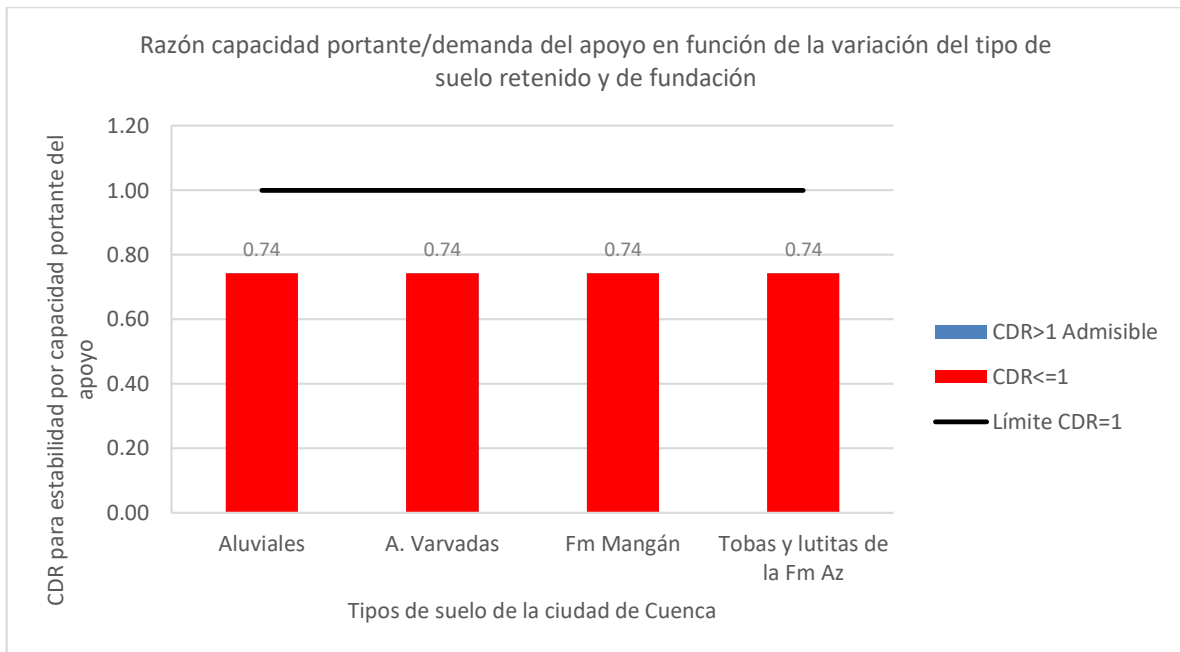


Figura A 74: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 1: NCHRP GRS Method

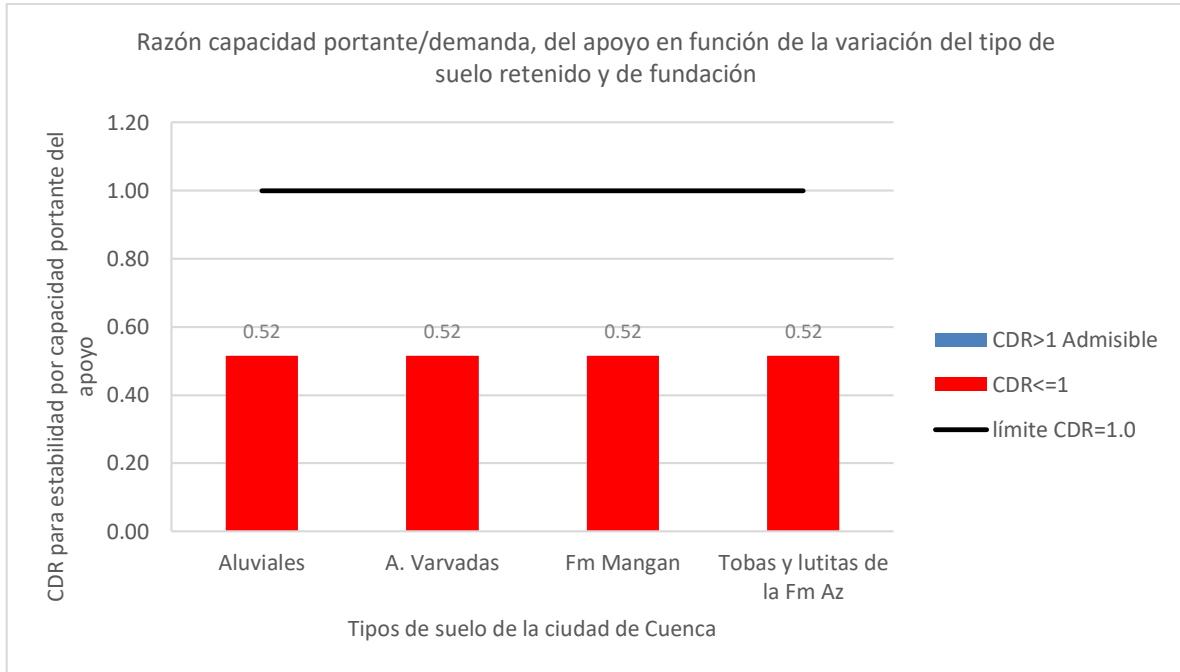


Figura A 75: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 2: FHWA GRS-IBS Method

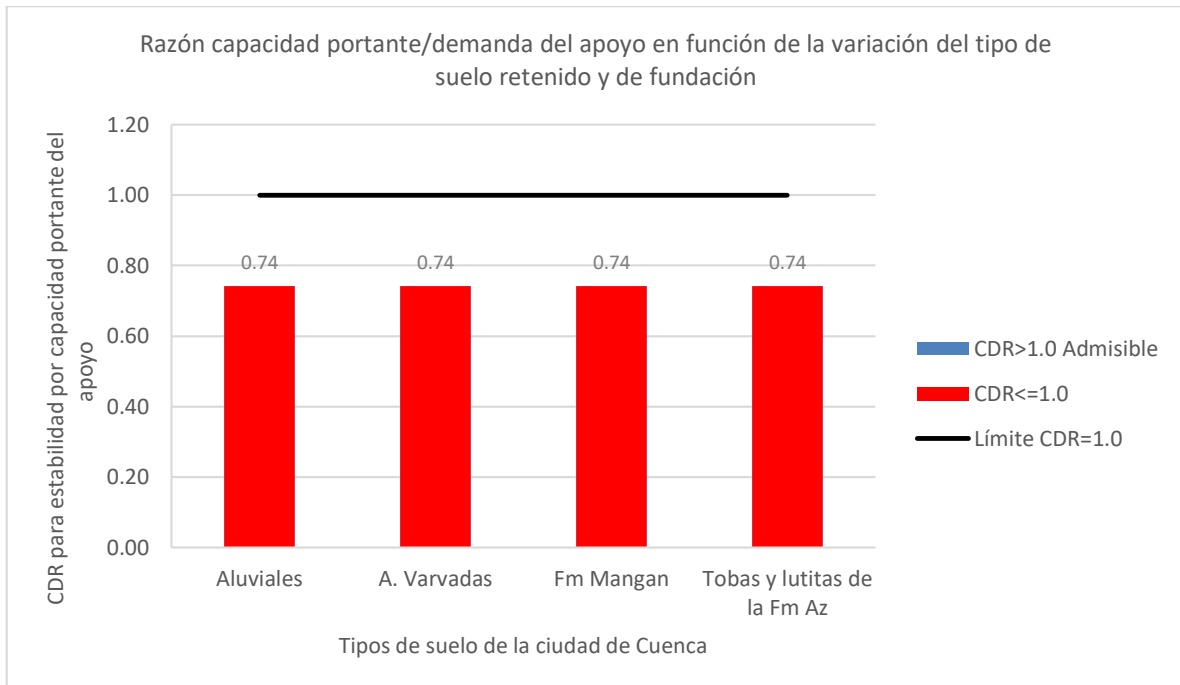


Figura A 76: Influencia del tipo de suelo retenido y de fundación en la estabilidad por capacidad portante del apoyo para el método 3: The Simplified Procedure