



Manual de diseño y cálculo de muros de contención en forma de voladizo

Samanta Rios Sierra

Informe de práctica presentado para optar por el título de ingeniera civil

Asesores

Edwin Fabian García Aristizábal, Doctor en Ingeniería, Asesor interno.

Anderson Yesid Viviescas Pico, Especialista en Ingeniería Sismo-Resistente, Asesor externo.

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental
Ingeniería civil
Medellín
2024

Cita

(Rios Sierra, 2024)

Referencia

Rios Sierra, S. (2024). Manual de diseño y cálculo de muros de contención en forma de voladizo [Informe de práctica]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.

Estilo APA 7 (2020)



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes.

Decano/Director: Julio César Saldarriaga Molina.

Jefe departamento: Diana Catalina Rodríguez Loaiza.

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Dedicatoria

A mi familia, mis amigos, a mis profesores, a mis compañeros de trabajo.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia, quienes nunca dejaron de apoyarme. A la universidad por haberme dado conocimiento y formarme, no sólo como profesional, sino también como ser humano. A mis amigos ya mis compañeros de prácticas por su apoyo continuo.

Tabla de contenido
Contenido

Lista de figuras	7
Resumen	10
Abstract	10
Introducción	11
1 Objetivos	11
1.1 Objetivo general	11
1.2 Objetivos específicos.....	12
2 Marco teórico	12
3 Metodología	15
4 Resultados: Manual	17
1. Introducción	17
1.1 Objetivos del manual.....	17
1.2 Alcance del manual	18
1.3 Normas y códigos referencia.....	18
2. Consideraciones iniciales	19
3. Pre-dimensionamiento del muro de contención	19
3.1 Geometría del muro de contención	19
4. Empujes de tierra.....	21
4.1 Cálculo del empuje activo	22
4.2 Cálculo del empuje pasivo	25
4.3 Condiciones de nivel freático	28
4.4 Cálculo de empujes dinámicos	29
4.4.1 Inercia.....	35

5.	Sobrecargas	36
5.1	Carga distribuida (ES).....	36
5.2	Carga puntual (ES).....	37
5.3	Carga en una franja (ES).....	38
5.4	Sobrecarga por carga viva (LS).....	39
6.	Verificaciones de estabilidad	40
6.1	Estabilidad frente a volcamiento.....	40
6.2	Estabilidad frente a deslizamiento.....	42
6.3	Estabilidad frente a capacidad portante.....	43
6.3.1	Cálculo de carga vertical máxima σ_{max}	43
6.3.2	Capacidad de carga de la cimentación	46
6.3.3	Capacidad de carga en laderas	50
6.3.4	Capacidad de carga roca.....	53
7.	Combinaciones de cargas	53
7.1	Carga de impacto CT.....	54
8.	Refuerzo en muros de contención en voladizo.....	55
6	Conclusiones	63
7	Referencias	65
	Anexos.....	67

Lista de tablas

Tabla 1. Ángulo de fricción δ en la interfaz de análisis.....	22
Tabla 2. Tipo de perfil de suelo. Obtenido de: Norma CCP 14, Tabla 3.10.3.1-10.....	32
Tabla 3. Valores de factor de sitio FPGA en el periodo cero. Obtenido de: CCP 14, Tabla 3.10.3.2-1.....	32
Tabla 4. Altura equivalente de suelo por sobrecarga para tráfico perpendicular al muro. Obtenida de: Norma CCP 14, Tabla 3.11.6.4-1.....	40
Tabla 5. Altura equivalente de suelo por sobrecarga para tráfico paralelo al muro. Obtenida de: Norma CCP 14, Tabla 3.11.6.4-2.*.....	40
Tabla 6. Factores de resistencia para cimentaciones en estado límite de resistencia. Obtenido de: CCP 14, Tabla 10.5.5.2.2-1.....	43
Tabla 7. Factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ . Obtenido de: Norma CCP 14, Tabla 10.6.3.1.2a-1.....	48
Tabla 8. Coeficientes $Cwq, Cw\gamma$ para diferentes niveles de nivel freático (Dw). Obtenido de: Norma CCP 14, Tabla 10.6.3.1.2a.....	49
Tabla 9. Factores de corrección de forma S_c, S_q, S_γ . Obtenido de: Norma CCP 14, Tabla 10.6.3.1.2a-3.....	49
Tabla 10. Coeficiente de reducción $RCBC$ para relación b/B = 0. Obtenida de: Norma AASHTO LRFD de 2020, Tabla 10.6.3.1c-1.....	51
Tabla 11. Coeficiente de reducción $RCBC$ para relación b/B diferente de 0. Obtenido de: 10.6.3.1.2c-2.....	52
Tabla 12. Factores de carga para cuatro casos de combinaciones, según metodología LRFD de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD 2020.....	53
Tabla 13. Cargas de diseño para barandas vehiculares. Obtenido de: Norma CCP 14, Tabla A13.2-1.....	55

Lista de figuras

Figura 1. Pre-dimensionamiento ejemplo para un muro de contención en voladizo. Adaptado de fuentes bibliográficas mencionadas anteriormente.	20
Figura 2. Cuña de falla activa.....	21
Figura 3. Representación presiones y empujes de tierra pasivos y activos.....	22
Figura 4. Representación empuje activo y pasivo en muros en voladizo por teoría de Coulomb. 23	
Figura 5. Procedimientos de cálculo para coeficiente de empuje pasivo de muros con relleno horizontal (U.S Department of the Navy, 1982a). Obtenida de: Norma CCP 14.	26
Figura 6. Procedimientos de cálculo para coeficiente de empuje pasivo de muros con relleno inclinado (U.S Department of the Navy, 1982a). Obtenida de: Norma CCP 14.	27
Figura 7. Representación de la presión total de tierras cuando hay presencia de nivel freático. ...	28
Figura 8. Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años para Colombia. Obtenido de: Norma CCP 14 (Figura 3.10.2.1-1).	31
Figura 9. Empuje activo dinámico.	34
Figura 10. Cuñas de fallas sísmicas. Tomado de AASHTO LRFD 2020, sección A11.3.2.	35
Figura 11. Presión de tierras causada por una sobrecarga uniforme.	37
Figura 12. Presión de tierras causada por carga puntual. Obtenida de: Norma CCP 14, Figura 3.11.6.2-2.....	38
Figura 13. Presión de tierras causada por sobrecarga en forma de franja. Obtenida de: Norma CCP 14, Figura 3.11.6.2-1.....	39
Figura 14. Representación cargas que generan los momentos volcadores y resistentes (girando desde a).....	41
Figura 15. Esfuerzo vertical promedio para cimentaciones sobre suelo.	44
Figura 16. Esfuerzos verticales para cimentaciones sobre roca.	46
Figura 17. Cimentaciones en laderas y sus factores geométricos. Obtenida de AASHTO LRFD 2020, Figura 10.6.3.1.2c-1.	50
Figura 18. Aplicación de la carga de impacto en la barrera y distribución en el muro.....	55
Figura 19. Representación de la asignación del refuerzo para un muro de contención. (Deformación exagerada).....	56

Figura 20. Geometría del muro ejemplo en la hoja de cálculo. (No está a escala).	58
Figura 21. Recorte de las propiedades del suelo en la hoja de cálculo.	59
Figura 22. Propiedades del suelo natural para su cimentación.	59
Figura 23. Resumen de fuerzas en la hoja de cálculo.	60
Figura 24. Resultados para las verificaciones de estabilidad con la hoja de cálculo.	60
Figura 25. Resultados de capacidad de carga en la hoja de cálculo.	61
Figura 26. Combinaciones de carga utilizadas por el programa CYPE. 1) Estados límite. 2) Estados de servicio.	61
Figura 27. Factores de seguridad obtenidos para el muro de contención.	62
Figura 28. Comparación entre factores de seguridad para vuelco y deslizamiento entre la hoja de cálculo y CYPE.	62

Siglas, acrónimos y abreviaturas

TEAM	TEAM Ingeniería y consultoría
CCP 14	Código colombiano de puentes
NSR 10	Norma Sismo Resistente
AASHTO	American Association of state Highways and Transportation Officials

Resumen

La empresa TEAM INGENIERÍA Y CONSULTORÍA cuenta con amplia experiencia en la construcción de muros de contención en voladizo, en este trabajo se presenta un manual que pretende ayudar con el diseño y verificación de estos. El objetivo es crear un documento que contenga paso a paso los procedimientos, cálculos y verificaciones requeridas en el diseño de un muro de contención, de modo que se pueda usar para el diseño de nuevos muros en el futuro. El manual recolectará información de normas y también explicará los conceptos fundamentales para el cálculo del muro. El manual explicará cómo hacer las verificaciones de estabilidad y seguridad por medio de la metodología LRFD y se incluirá también instrucciones breves para el diseño del refuerzo del muro. Paralelamente, está acompañado de una hoja de cálculo que pueda resolver la mayoría de los cálculos a partir de datos de entrada. Finalmente, se hace una verificación y validación del manual y hoja de cálculo mediante una comparación con resultados obtenidos a través del programa CYPE.

Palabras clave: Muro de contención, empuje de tierras, estabilidad a volcamiento, estabilidad a deslizamiento, diseño LRFD, capacidad de carga, muro de contención en voladizo.

Abstract

The company TEAM INGENIERÍA Y CONSULTORÍA has extensive experience in the construction of cantilever retaining walls. This work presents a manual aimed at assisting with the design and verification of such retaining walls. The objective is to create a document that comprehensively outlines the step-by-step procedures, calculations, and verifications required in the design of a retaining wall, enabling its use for future wall designs. The manual will gather information from standards and also elucidate fundamental concepts for wall calculations. It will explain how to conduct stability and safety checks using the LRFD methodology, and brief instructions for wall reinforcement design will also be included. Simultaneously, it will be accompanied by a spreadsheet capable of solving most calculations based on input data. Finally, a verification and validation of the manual and spreadsheet will be conducted by comparing results with those obtained through CYPE.

Keywords: Retaining wall, earth pressure, overturning stability, sliding stability, LRFD design, load capacity, cantilever retaining wall.

Introducción

La empresa TEAM INGENIERÍA Y CONSULTORÍA cuenta con amplia experiencia en el diseño de estructuras de contención, incluyendo muros de soil nailing, tierra reforzada, pantallas o muros de contención. La trayectoria de la empresa incluye la realización de diseños estructurales para proyectos en Colombia y otros países, donde los muros de contención son requeridos con frecuencia, especialmente en proyectos viales.

Aunque los muros de contención en voladizo son estructuras comunes y necesarias, la empresa reconoce la importancia de que se entienda la teoría y normativa que rige el cálculo y diseño de estos. Por esta razón, el objetivo del trabajo es hacer un manual claro que explique los conceptos teóricos esenciales para establecer las fuerzas que condicionan el equilibrio de un muro y su dimensionamiento. Además, se abordarán las verificaciones de estabilidad externa necesarias para garantizar estados de seguridad, como las de volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga. El manual incluirá también el procedimiento de diseño de refuerzo que lleva un muro de contención de tipo voladizo. Finalmente, se realizará una validación del manual y la hoja de cálculo, comparando los resultados para un caso ejemplo por medio del programa CYPE.

Las herramientas creadas permitirán hacer verificaciones rápidas de los cálculos y diseños de un muro a partir de datos básicos de entrada, tales como: parámetros de la geotecnia del suelo en el que se va a cimentar, parámetros geotécnicos del suelo que se usará como lleno y la geometría del muro. De manera que se puedan encontrar posibles errores o inconsistencias en las hipótesis de diseño, en caso de que existan.

1 Objetivos

1.1 Objetivo general

Elaborar un manual y una hoja de cálculo que permitan entender los procedimientos y normativas necesarias para hacer los cálculos y verificaciones requeridas en el diseño de muros de contención de voladizo, incluyendo el diseño de su refuerzo.

1.2 Objetivos específicos

- Hacer una recolección de información teórica para conceptos que sean importantes en el diseño del muro de contención.
- Hacer una revisión de normativa con la AASHTO Bridge Design Specifications, CCP-14 y NSR 10 para definir parámetros de diseño y verificación.
- Elaborar una hoja de cálculo que facilite el seguimiento del manual en cada uno de los cálculos necesarios.
- Validar el manual y hoja de cálculo como herramienta para el diseño de muros de contención con la ayuda de softwares especializados como CYPE.

2 Marco teórico

Un muro de contención es definido como una estructura con el propósito de proveer soporte lateral a suelo o roca. Un muro de contención soporta las cargas laterales y en algunos casos verticales, que son transferidas a él a través del suelo que contiene. Los tipos de muros de contención más comunes son los muros de gravedad, los muros de contrafuerte, los muros en voladizo o los muros cribados. También son populares los muros de tierra reforzada. (Beall, Christine. 2001).

Un muro de contención debe soportar las cargas que se le impongan y garantizar la estabilidad del suelo que este conteniendo. Su diseño lleva un análisis de estabilidad externa, el cual posee ciertas componentes, como su estabilidad contra volcamiento, estabilidad contra deslizamiento, su capacidad de carga en la base, la falla por asentamiento y su estabilidad general. Los primeros tres aspectos son los principales a verificar en el diseño de muros de contención. (Taly, Narendra, 2010).

Muro de contención en voladizo: Los muros de contención en voladizo tradicionales son los más comunes. Consisten en una losa de base y un cuerpo que están completamente reforzados (Mahamid, M et Al. 2020). Se construye con refuerzo en barras de acero embebidas en concreto, rodeado por ladrillos o por bloques de concreto. Una zapata de concreto que ancla el muro al suelo ayuda a prevenir volcamiento y deslizamiento. Su estabilidad depende mayormente del lleno que está sobre su zapata, cuyo peso ejerce una carga estabilizante, previniendo volcamiento o deslizamiento (Beall, Christine. 2001).

Los muros de contención en voladizo llevan un relleno, que por estándar es un material granular. Es recomendable usar llenos granulares porque poseen comportamiento predecible y no se generan cargas por expansión del suelo, que son comunes en suelos cohesivos. Los suelos granulares trabajan bien con los sistemas de drenaje que generalmente son implementados en la construcción de los muros. (Day, Robert W. 2010).

Su estabilidad depende mayormente del lleno que está sobre su zapata, cuyo peso ejerce una carga estabilizante, previniendo volcamiento o deslizamiento. Un enfoque común para la verificación de estabilidad de este tipo de muros es mediante el análisis de equilibrio límite, en el que se evalúa el comportamiento del muro frente a condiciones de cargas máximas (Evangelista et al., 2010).

Empuje de tierras: La presión de tierras es una fuerza por unidad de área que es aplicada por el suelo retenido. La presión de tierras es lateral, por lo que es una fuerza aplicada en la dirección horizontal, hacia la estructura de contención, el diseño de muros de contención considera la magnitud y dirección de estas fuerzas. La magnitud depende de las propiedades físicas del suelo, así como su interacción con la estructura. (Dewberry. 2019).

Es posible hallar presiones activas y pasivas de tierras. La presión activa es la que ejerce el suelo cuando es retenido por una estructura, como puede ser un muro de contención. Los muros son diseñados para prevenir rotaciones y resistir estas presiones. Una falla en el muro por presión activa no es común, pero es más probable cuando este está siendo llenado y compactado, ya que en dicho proceso se pueden presentar presiones laterales muy grandes. La presión pasiva es la que se puede dar en el sentido contrario a la estructura, generando una carga que empuja el muro hacia el suelo que es contenido, en la práctica sucede cuando hay estructuras o porciones del suelo que empujan el muro hacia el suelo que contiene. (Bowles, J. E. 1996).

El cálculo de los empujes se puede realizar comúnmente por medio de la teoría de Coulomb o de Rankine, ambas ofrecen resultados apropiados, pero el uso de una u otra puede depender de las características que se estén analizando. En general, tanto Coulomb como Rankine son apropiados

para hallar el coeficiente de empuje activo de muros en voladizo de zapata larga, pero Coulomb también funciona bien con muros de zapata corta. (AASHTO, 2020).

Empuje dinámico de tierras: Los muros de contención deben ser diseñados considerando condiciones sísmicas. Cuando se produce un movimiento sísmico, el suelo retenido por el muro responde dinámicamente, resultando en una presión lateral adicional. Este aumento de presión lateral es estudiado comúnmente mediante el método de Mononobe Okabe, donde se considera la inercia vertical y horizontal del suelo. (Taly, Narendra. 2010).

Cuña activa de falla: Es definida como la zona de suelo envuelta en la generación de la presión activa de suelos. Es una porción de suelo que tiende a presentar movimientos laterales, por lo cual es importantes que los elementos estructurales no estén apoyados en dicha zona. La cuña activa se genera con una inclinación de $45^\circ + \phi/2$ desde la horizontal y es una zona del suelo que debe ser considerada para el proceso constructivo y de diseño del muro. (Day, Robert W. 2012)

Capacidad de carga: El suelo posee una resistencia de carga. Una estructura puede causar una falla por carga cuando los esfuerzos que esta ejerce en el suelo son mayores a la capacidad de carga de este. La capacidad de carga del suelo es dependiente de sus propiedades como peso específico, cohesión y ángulo de fricción. (Day, Robert W. 2010).

Resistencia al volcamiento: Un muro de contención tiene una tendencia a girar sobre su talón debido a las presiones laterales del suelo y de la sobrecarga. En el muro se genera un momento volcador en el talón, el cual es mitigado por un momento resistente que existe debido a cargas como el peso propio del suelo y del muro. (Taly, Narendra. 2010).

Resistencia al Deslizamiento: Hace referencia las fuerzas de fricción que se generan entre la cara inferior del muro y el suelo, las fuerzas de fricción que se dan allí contrarrestan el efecto de las cargas laterales. La fuerza resistente al deslizamiento se representa como una fuerza horizontal, su magnitud depende mayormente de las cargas verticales sobre la zapata y el coeficiente de fricción lateral entre el suelo y el concreto. (Newman, Alexander. 2013).

3 Metodología

El manual será elaborado de manera general, bajo los criterios de normativas como la CCP-14, NSR10 y AASHTO- LRFD, con el objetivo de que pueda ser aplicado en distintos escenarios de diseño. Para facilitar la utilización y verificación de los cálculos y diseños del muro, el manual se acompañará de una hoja de cálculo. Finalmente, se realizará una validación del manual y la hoja de cálculo, comparando los resultados para un caso ejemplo por medio del programa CYPE. Las actividades principales que componen la realización del manual son:

1. Estudio de conceptos teóricos: Se hará una revisión bibliográfica para establecer los conceptos relevantes que rigen las bases teóricas para el diseño de un muro de contención de voladizo, como empujes de tierra pasivos y activo, empujes dinámicos o capacidad de carga.
2. Estudio de la norma existente: Verificar normas que instruyan cómo diseñar un muro de contención de voladizo. Se tomarán en cuenta las normas Colombianas NSR-10 y CCP-14, de igual manera se tomará como gran referente la norma AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications de Estados Unidos. Según las normas se establecerá la metodología para el diseño y verificación de estabilidad del muro.
3. Elaboración de una hoja de cálculo para el diseño y las verificaciones: Se construirá una hoja de cálculo para las respectivas cargas o fuerzas que pueden actuar en el muro, así como las combinaciones de carga y verificaciones que se deben hacer.
4. Elaboración de una hoja de cálculo para el diseño de refuerzo: Se hará una hoja de cálculo que ayudará a decidir la configuración de refuerzo más apropiada para un muro de contención con dimensiones ya decididas.
5. Elaboración del manual: Se desarrollará el manual a medida que se vayan desarrollando la hoja de cálculo y se afiancen conocimientos, de modo que sea lo más claro posible.
6. Resolución de ejemplo de diseño: Se comprobará el uso del manual y la hoja de cálculo mediante un ejemplo de diseño. Se generarán datos de entrada para la hoja de cálculo y se diseñará un muro de contención con esta.
7. Validación de cálculos con el programa CYPE: Se hará una validación de los resultados obtenidos mediante un software de diseño como CYPE.

8. Recolección de comentarios, sugerencias y retroalimentación: Durante la elaboración del manual se recolectarán sugerencias o comentarios que permitan retroalimentar el proceso para lograr un mejor producto final.
9. Conclusiones y sustentación del manual: Se harán los cometarios finales y se presentará el manual junto con su hoja de cálculo como instrumentos para el diseño de muros de contención en voladizo.

4 Resultados: Manual

MANUAL DE DISEÑO Y CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN FORMA DE VOLADIZO

1. Introducción

La empresa TEAM Ingeniería cuenta con una extensa trayectoria en diferentes países y en el diseño de diversas estructuras de contención, entre las que se incluyen los muros de contención en voladizo. TEAM reconoce la vital importancia de comprender a fondo los procesos y fundamentos teóricos que garantizan el rendimiento sobresaliente de estas estructuras. En este contexto, se presenta el MANUAL PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN FORMA DE VOLADIZO. Este manual nace con la misión de ofrecer una guía clara y concisa, destinada a mostrar los pasos fundamentales requeridos para el cálculo y diseño de muros de contención en voladizo. Su enfoque principal es asegurar que los muros de voladizo puedan ser diseñados de manera que cumplan con los estándares de seguridad y servicio.

En este documento se presenta los conceptos teóricos necesarios para entender las hipótesis que controlan el diseño de un muro de contención en voladizo. Se presentan unas instrucciones de cómo hacer un pre-dimensionamiento, los cálculos de los empujes, sobrecargas y las verificaciones de estabilidad, siguiendo siempre las indicaciones especificadas por normas como la AASHTO LRFD de 2020, CCP 14 y NSR10. Estas instrucciones están acompañadas de una hoja de cálculo con la que se pueden hallar las fuerzas actuantes sobre el muro en voladizo para casos comunes y sus respectivas verificaciones. De igual manera, se acompaña con una hoja de cálculo que facilita el diseño de refuerzo para el fuste y la zapata del muro.

1.1 Objetivos del manual

- Proporcionar una comprensión sólida de los principios teóricos que rigen el diseño de muros de contención en voladizo.
- Presentar instrucciones detalladas para realizar cálculos de diseño de muros de contención en voladizo, cumpliendo con las normativas relevantes, como AASHTO, CCP 14 y NSR10.
- Facilitar el proceso de cálculo de las fuerzas actuantes sobre el muro en voladizo en condiciones extremas, de servicio y últimas.

- Proporcionar hojas de cálculo que permitan verificar la estabilidad del muro y hacer un diseño eficaz del refuerzo del fuste y la zapata del muro de contención.

1.2 Alcance del manual

El enfoque principal del manual es abordar los conceptos teóricos que rigen el diseño de muros de contención en voladizo, dirigiéndose principalmente a muros en proyectos viales, puesto que las normativas de referencia más usadas en el manual están indicadas para ese tipo de proyectos.

El manual pretende proporcionar pautas para calcular las fuerzas actuantes, el efecto de las sobrecargas, la capacidad de carga del suelo, verificaciones de estabilidad y el diseño del refuerzo correspondiente. Este manual está adherido a normativas y códigos relevantes como AASHTO LRFD de 2020, CCP 14 y NSR 10, ya que pretende mostrar el enfoque de la empresa en sus proyectos en Colombia y por fuera de este.

1.3 Normas y códigos referencia

CCP-14 (Norma Colombiana de Diseño de Puentes): Creada por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS en convenio con el Instituto Nacional de Vías – INVIAS. Es una norma que usa como referencia las especificaciones de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications en sus ediciones 6 (2012) y 7 (2014). Adopta el modelo de diseño *LRFD*, donde se utilizan factores de mayoración de carga y factores de minoración de resistencia en lugar de factores de seguridad. Abreviada en manual como norma CCP 14.

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2020): Es una normativa creada por la Asociación Americana de funcionarios de Carreteras y Transporte (American Association of state Highways and Transportation Officials – AASHTO). Guía el diseño estructural de puentes en Estados Unidos. Su enfoque es *LRFD*, se utilizan factores de carga y resistencia en lugar de factores de seguridad. Abreviada en manual como AASHTO LRFD o AASHTO LRFD de 2020.

NSR-10 (Normativa de Diseño y Construcción de Obras Civiles en Colombia): Son normas colombianas para el diseño de diversas obras civiles. Establece requisitos técnicos y prácticas recomendadas.

2. Consideraciones iniciales

Para el diseño de un muro de contención es fundamental tener un conocimiento del proyecto, teniendo previamente elementos como planos del proyecto, planos topográficos y estudios geotécnicos que incluyan la estratigrafía del suelo y sus propiedades mecánicas. Es también importante conocer las propiedades y características geotécnicas, tanto del material que se va a utilizar para el lleno, como del suelo en el que se hará la cimentación.

En caso de que se haga un diseño del muro, pero este no alcance una *estabilidad global* o que para lograr esta su diseño requiera de dimensiones demasiado grandes, el muro de contención en voladizo puede no ser viable y se debería buscar diferentes alternativas de estabilización.

3. Pre-dimensionamiento del muro de contención

Las dimensiones del muro se escogen de manera que se acomoden al terreno en el cual se trabaja, considerando factores como: la pendiente del talud, la altura necesaria del muro y la distribución de los estratos de suelo. Es recomendable que, al diseñar el muro, la cimentación del muro se ubique sobre un solo estrato de suelo y no en la transición de dos o más suelos, con el fin de evitar la aparición de asentamientos diferenciales.

El pre-dimensionamiento del muro corresponde a un primer acercamiento al diseño, el cual no suele ser el final. Las dimensiones son decididas de manera que se acomoden a la topografía y estratigrafía del terreno, luego las verificaciones de estabilidad son realizadas. Si las verificaciones no son satisfechas por el primer diseño, entonces se deben hacer cambios en este, variando su geometría. Otra situación posible es que los factores de seguridad y las condiciones de estabilidad se cumplan, pero que el muro esté sobre dimensionado, entonces se puede cambiar este primer diseño, de manera que la estructura aún cumpla con las condiciones, pero sea más viable para su construcción.

3.1 Geometría del muro de contención

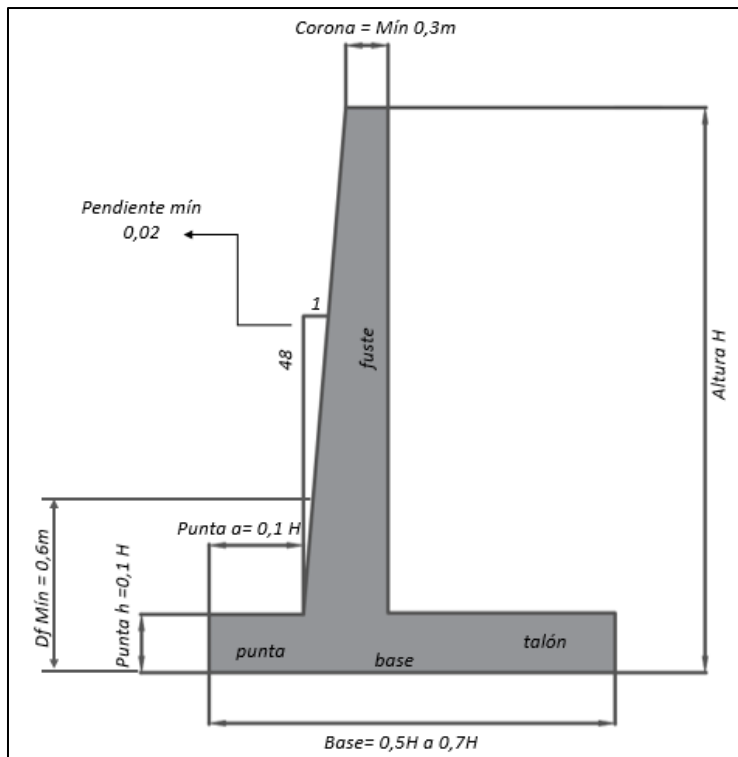
El pre-dimensionamiento del muro debe inicialmente ser apropiado para el terreno, se puede iniciar por definir es la altura del muro (H), de modo que se acomode a las necesidades del proyecto y a partir de dicha altura se pueden dimensionar las otras partes del muro. Fuentes bibliográficas como Fundamentos de ingeniería Geotécnica de Braja M Das o en Foundation Analysis and Design de Joseph Bowles sugieren configuraciones similares a las mostradas en la Figura 1. Las dimensiones

mostradas no son obligatorias y pueden variar de muchas maneras, siempre y cuando el diseño sea viable constructivamente y cumpla con requerimientos de estabilidad.

Figura 1.

Pre-dimensionamiento ejemplo para un muro de contención en voladizo.

Adaptado de fuentes bibliográficas mencionadas anteriormente.



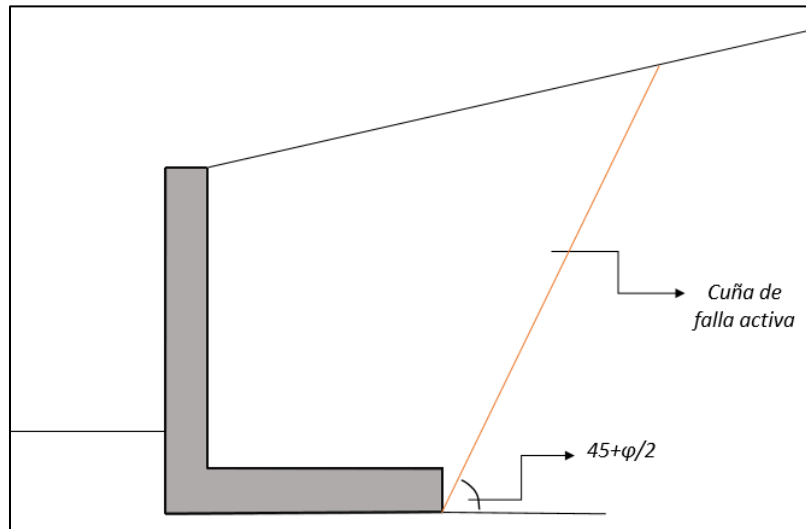
El pre-dimensionamiento enseñado anteriormente se puede tomar como una guía para empezar a diseñar un muro de contención y hacer sus primeras verificaciones. En la figura se marcan sugerencias para la altura y ancho de la punta (Punta h y Punta a), para el largo de la zapata (Base), para el ancho de la corona, la profundidad de desplante mínima (D_f Mín) y la pendiente exterior del fuste.

Cuando se hace el pre-dimensionamiento, también es bueno definir la zona de la cuña activa de falla que delimita el suelo que puede moverse y crear presiones laterales. La cuña de falla activa se genera en un ángulo de un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ desde la horizontal, donde ϕ' es el valor del ángulo de fricción del suelo dentro de la región de la cuña, tal como se observa en la Figura 2. El suelo natural en la cuña de falla es reemplazado por el material que se vaya a utilizar para el relleno, el

cual debe ser uno que genere el menor empuje activo, lo cual se logra al seleccionar un material con un ángulo de fricción alto, un bajo peso específico y cohesión alta, aunque para prevenir efectos no deseados como asentamientos o expansión, es deseable que la cohesión sea 0.

Figura 2.

Cuña de falla activa.



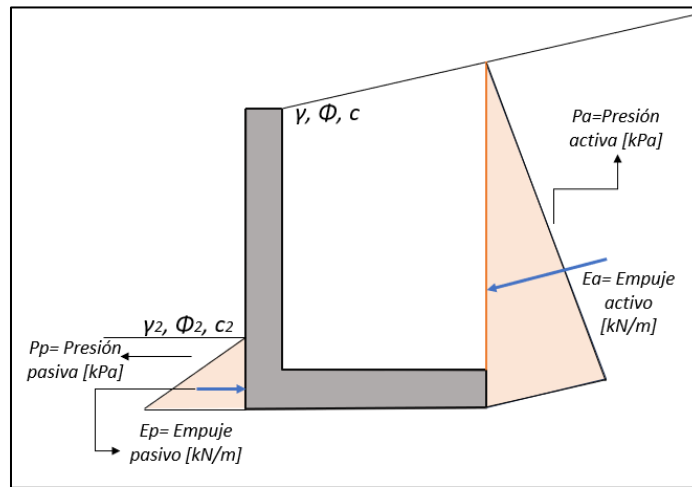
4. Empujes de tierra

Los muros de contención están sometidos a presiones laterales de tierra, que son fuerzas distribuidas por unidad de longitud, cuyas resultantes son fuerzas puntuales por unidad de longitud. Las presiones de tierra se ven afectadas por factores como el tipo de suelo y sus características, la ubicación del nivel freático y la interacción suelo-estructura. Las presiones de tierras afectan el muro de manera similar a como se ve en la Figura 3.

Las presiones laterales de tierra pueden ser pasivas o activas, dependiendo del efecto que tengan sobre el muro. Los coeficientes de empuje activos y pasivos son calculados mediante dos teorías: la teoría de Coulomb y la teoría de Rankine. Tanto la teoría de Rankine como la de Coulomb son aplicables a muros en voladizo con zapatas largas, pero la teoría de Coulomb funciona bien con zapatas cortas también, por lo tanto, en normas como la CCP 14 y AASHTO LRFD la teoría de Coulomb es la enseñada para el cálculo de los empujes de tierra.

Figura 3.

Representación presiones y empujes de tierra pasivos y activos.



La norma NSR 10 identifica los empujes activos y pasivos según su estado de desplazamiento en dirección hacia el talud o fuera de este. Si el desplazamiento es hacia afuera, significa que está en un estado de presión activa, si por el contrario el desplazamiento es hacia adentro, entonces el muro está en un estado de presión. La norma incluye más información acerca de los estados de empujes en la sección H.6.4.

4.1 Cálculo del empuje activo

La teoría de Coulomb considera el efecto de la fricción en la interfaz entre el suelo y el muro o entre el suelo y su superficie de análisis, la teoría de Rankine asume que la presión lateral es ejercida en una interfaz sin fricción.

La fricción en la interfaz en la teoría de Coulomb se representa como δ y depende de los materiales en contacto y del ángulo de fricción del suelo se puede considerar de la siguiente manera:

Tabla 1.

Ángulo de fricción δ en la interfaz de análisis.

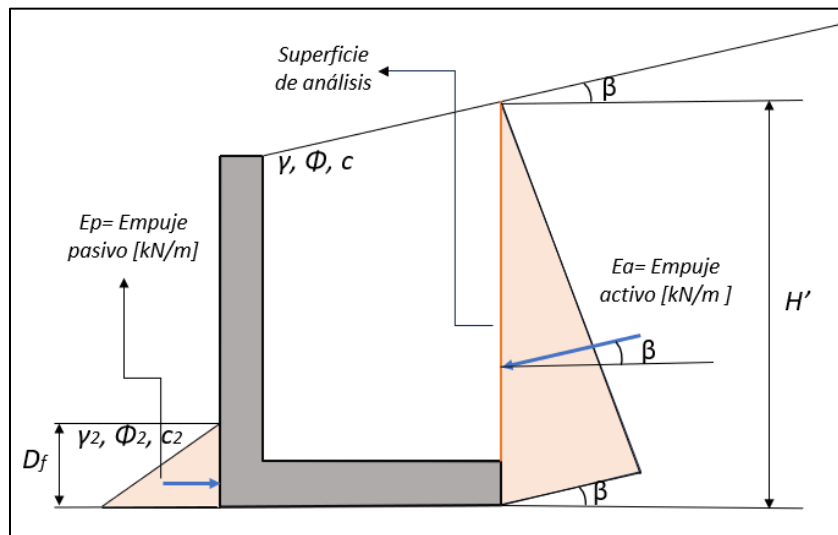
δ entre muro y suelo / δ entre suelo y suelo	δ entre muro y acero
0.67* ϕ	0.33* ϕ

En un muro en forma de voladizo el empuje se puede asumir en una superficie ideal ubicada en el extremo de la zapata, es decir, donde termina el talón (Evangelista et al., 2010). Fuentes bibliográficas como Foundation Analysis and Design de Joseph E. Bowles o las mismas normas AASHTO LRFD y CCP 14 también sugieren hacer el análisis de estabilidad global en dicha superficie de análisis, con la que se puede asumir que el muro y el suelo que está sobre el talón se comportan como un cuerpo rígido. Por lo tanto, en un muro en voladizo analizado de esta manera, el ángulo de inclinación del talud β y la altura H' se toman en la superficie de análisis (ver Figura 4; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

La fuerza resultante de la presión activa P_a , que es el empuje activo E_a , se ubica a una altura de $\frac{H'}{3}$ desde la parte inferior del muro, haciendo caso a la forma triangular de la presión de tierras.

Figura 4.

Representación empuje activo y pasivo en muros en voladizo por teoría de Coulomb.



Para el cálculo de la presión activa se utiliza la siguiente expresión:

AASHTO LRFD/
CCP14
(3.11.5.1-1)

$$P_a = k_a \gamma z$$

Eq [0.1]

Donde:

$P_a =$ Presión activa de tierras [kPa]

$k_a =$ Coeficiente de empuje activo

$\gamma =$ Peso unitario del suelo [kN/m³]

$z =$ Profundidad [m]

Por lo tanto, considerando un valor de profundidad igual a H' , la fuerza de empuje activo del suelo se puede hallar con la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H'^2 \quad \text{Eq [0.2]}$$

Donde:

$E_a =$ Empuje activo [kN/m]

$k_a =$ Coeficiente de empuje activo

$\gamma =$ Peso unitario del suelo [kN/m³]

$H' =$ Altura del suelo [m]

La ecuación para hallar el coeficiente activo k_a por medio de la teoría de Coulomb es la siguiente:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ \text{(3.11.5.3-1)} \end{array} k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Eq [0.3]}$$

Donde:

$k_a =$ Coeficiente de empuje activo

$\beta =$ Grado de inclinación del suelo [°]

δ

$=$ Ángulo de fricción en la interfaz de análisis [°]. Ver ; Error! No se encuentra el origen de la referencia

$\theta =$ Ángulo formado por cara interna del muro [°]

$\phi =$ Ángulo de fricción efectivodel suelo [°]

4.2 Cálculo del empuje pasivo

La presión de tierras pasiva generalmente surge en dirección al suelo contenido, generando un efecto que ayuda a la resistencia al vuelco y al deslizamiento. Para el suelo en esta ubicación, la presión se halla con las propiedades del suelo que se encuentra antes de la punta (γ , ϕ , c en la Figura 4).

Esta presión tiende a ser bastante mayor que la activa y su cálculo puede sobrestimar la estabilidad del muro, por lo que es minorado o no considerado. La presión pasiva toma en cuenta el efecto de la cohesión en el suelo, por lo que la ecuación para su cálculo se ve de la siguiente manera:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ \text{(3.11.5.4-2)} \end{array} \quad P_p = k_p \gamma z + 2c \sqrt{k_p} \quad \text{Eq [0.4]}$$

Donde:

$P_p =$ Presión de tierras pasiva [kPa]

$\gamma =$ Peso unitario del suelo [kN/m³]

$z =$ Profundidad [m]

$c =$ Cohesión del suelo [kPa]

$k_p =$ Coeficiente de empuje pasivo reducido.

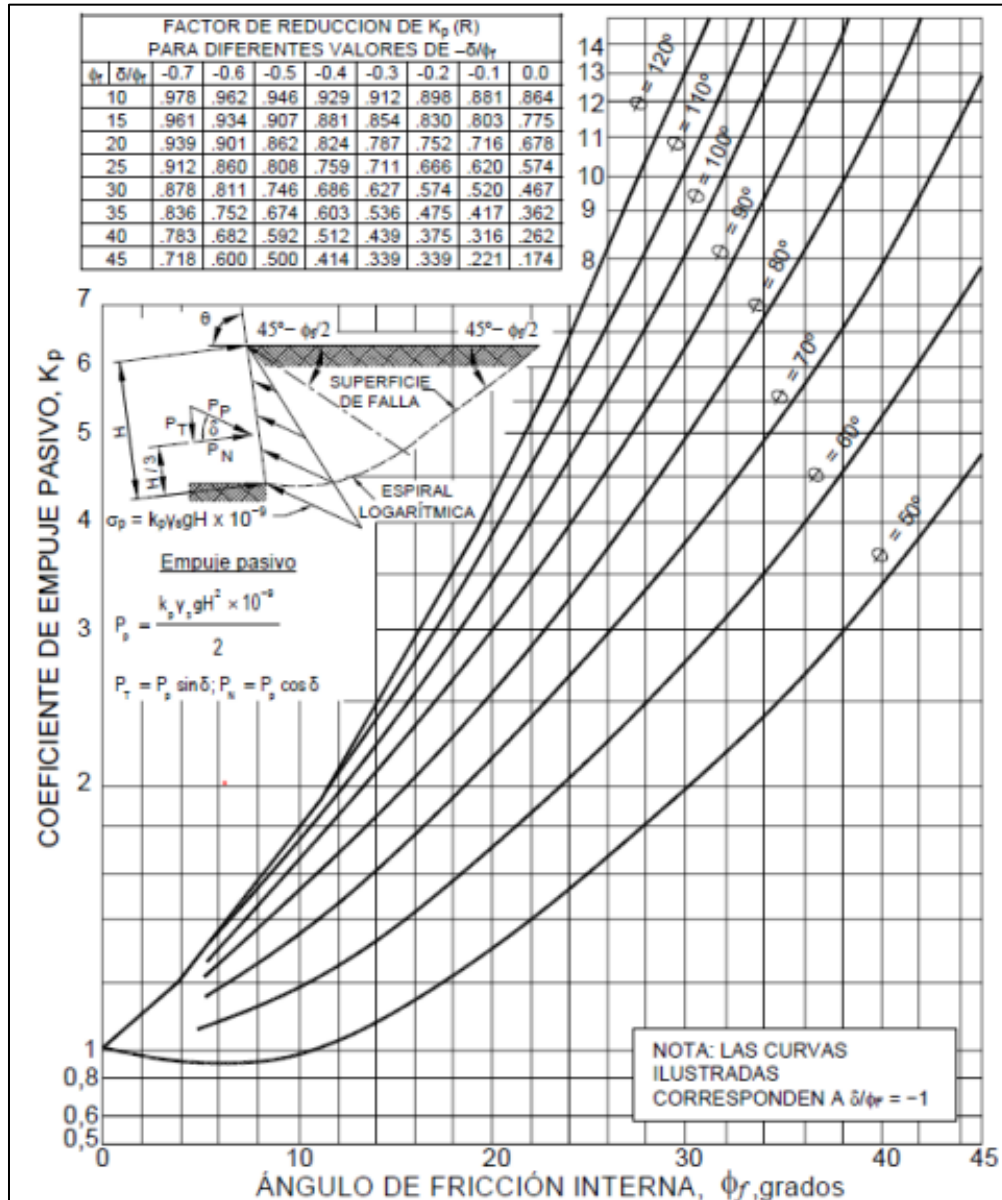
Es obtenido a partir de los diagramas en las Figura 5 y Figura 6.

En fuentes bibliográficas como Fundamentos de ingeniería Geotécnica de Braja Das o en Foundation Analysis and Design de Joseph Bowles se explican métodos de cálculo para el coeficiente del empuje pasivo k_p por medio de ecuaciones para la teoría la de Coulomb o Rankine. Sin embargo, las normativas de referencia de este manual, que son la norma CCP 14 y AASHTO LRFD 2020, seleccionan el valor del coeficiente de presión pasiva mediante dos diagramas, uno para muros de contención con rellenos horizontales (Figura 5) y otro para muros con rellenos inclinados (Figura 6). Debe considerarse que en ambas situaciones el coeficiente k_p debe ser reducido con un factor de reducción R, el cual es dependiente de la relación $-\delta/\phi$ y del ángulo de fricción del suelo ϕ . El factor de reducción R también es enseñado en los diagramas de la Figura 5 y Figura 6.

Las siguientes figuras para el cálculo del coeficiente de presión pasiva son obtenidas de la norma CCP 14 en su sección 3.11.5.4:

Figura 5.

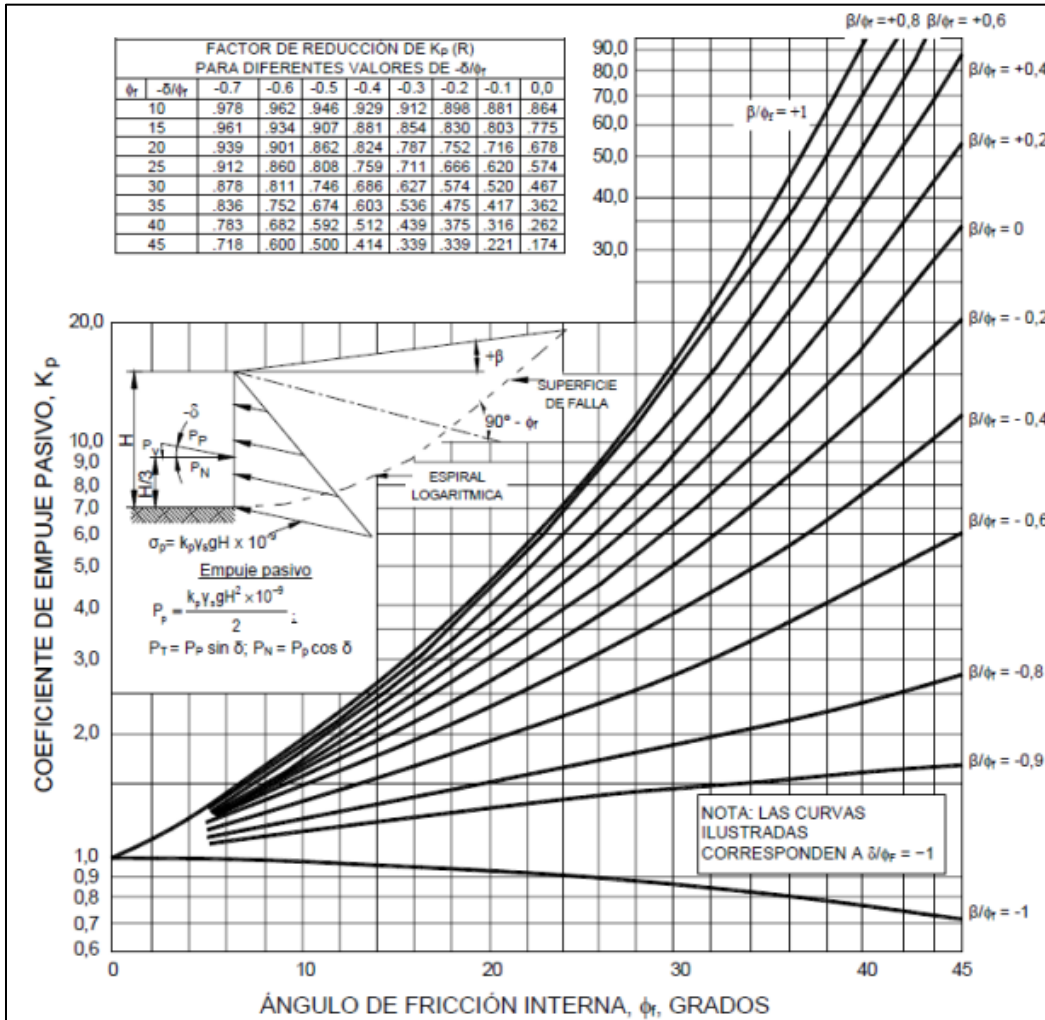
Procedimientos de cálculo para coeficiente de empuje pasivo de muros con relleno horizontal (U.S Department of the Navy, 1982a).



Nota. Fuente: Norma CCP 14.

Figura 6.

Procedimientos de cálculo para coeficiente de empuje pasivo de muros con relleno inclinado (U.S Department of the Navy, 1982a).



Nota. Fuente: Obtenida de: Norma CCP 14.

Considerando una profundidad igual a la profundidad de desplante D_f , la fuerza correspondiente al empuje pasivo se puede hallar entonces de la siguiente manera:

$$E_p = \frac{1}{2} k_p \gamma D_f^2 + 2c \sqrt{k_p D_f} \quad \text{Eq [0.5]}$$

Donde:

$E_p =$ Empuje pasivo de tierras [kN/m]

$\gamma =$ Peso unitario del suelo [kN/m^3]

$D_f =$ Altura de la zona de análisis [m]

$c =$ Cohesión del suelo [kPa]

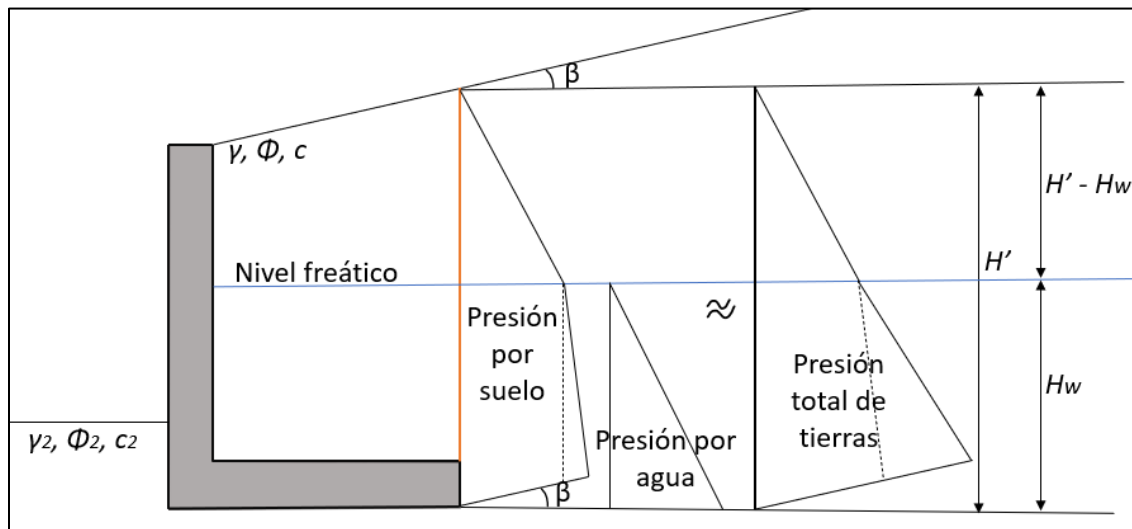
$k_p =$ Coeficiente de empuje pasivo

4.3 Condiciones de nivel freático

Generalmente se pretende proporcionar un buen sistema de drenaje a la estructura del muro de contención, de modo que no se tenga presencia del nivel freático dentro del relleno. Cuando se da el caso en el que hay una zona sumergida dentro del lleno, entonces se debe diseñar el muro considerando la presión del agua, tal como lo indican las normas CCP 14 o AASHTO LRFD. La presión total de tierras es entonces una suma entre la presión generada por el suelo y la presión generada por el agua y tiene una forma semejante a la siguiente:

Figura 7.

Representación de la presión total de tierras cuando hay presencia de nivel freático.



La presión generada por el suelo disminuye su tasa de incremento por profundidad después del nivel freático, ya que su peso específico considerado pasa a ser el efectivo.

Los valores máximos de las presiones se pueden calcular de la siguiente manera:

$$P_a' = k_a(\gamma(H' - H_w) + \gamma' H_w) \quad \text{Eq [0.6]}$$

Donde:

$P'_a =$ Presión activa del suelo [Pa]

$\gamma' =$ Peso específico efectivo [kN/m^3]

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$\gamma_{sat} =$ Peso específico saturado del suelo [kN/m^3]

$\gamma_w =$ Peso específico del agua [kN/m^3]

$H_w =$ Altura del nivel frático [m]

$\gamma =$ Peso específico del suelo [kN/m^3]

$H' =$ Altura del suelo en el punto de análisis [m]

La presión del agua se calcula de la siguiente manera:

$$P_w = \gamma_w H_w \quad \text{Eq [0.7]}$$

Donde:

$P_w =$ Presión del agua para la columna de agua con altura H_w [Pa]

$H_w =$ Altura del nivel frático [m]

$\gamma_w =$ Peso específico del agua [kN/m^3]

Y donde finalmente, la presión total activa de tierras es igual a lo siguiente:

$$P_a = P'_a + P_w \quad \text{Eq [0.8]}$$

Los empujes activos de tierras se pueden hallar mediante las áreas de las figuras como se muestran en la Figura 7, donde se puede notar que las expresiones de las presiones dadas anteriormente corresponden a los valores en la parte inferior (los máximos) y que el primer término de la ecuación Eq [4.6] es el valor máximo de la presión del suelo antes del nivel freático.

4.4 Cálculo de empujes dinámicos

Cuando se hace una comprobación de estabilidad por estados límites, la combinación de cargas para el caso de sismo requiere de un empuje que considere dicho efecto. Los empujes de tierra también presentan cambios debido a movimientos sísmicos, la manera de calcular dicho efecto es mediante el método denominado Mononobe Okabe, que es una extensión a la teoría de Coulomb.

Cuando se hace el cálculo del empuje dinámico, el efecto de los sismos se tiene en cuenta mediante los coeficientes de aceleración sísmica k_h y k_v . A pesar de que la metodología Mononobe Okabe

incluye ambos coeficientes de aceleración, las normas CCP 14 y AASHTO LRFD 2020 sugieren asumir $k_v = 0$ y $k_h = \text{PGA} * \text{FPGA}$.

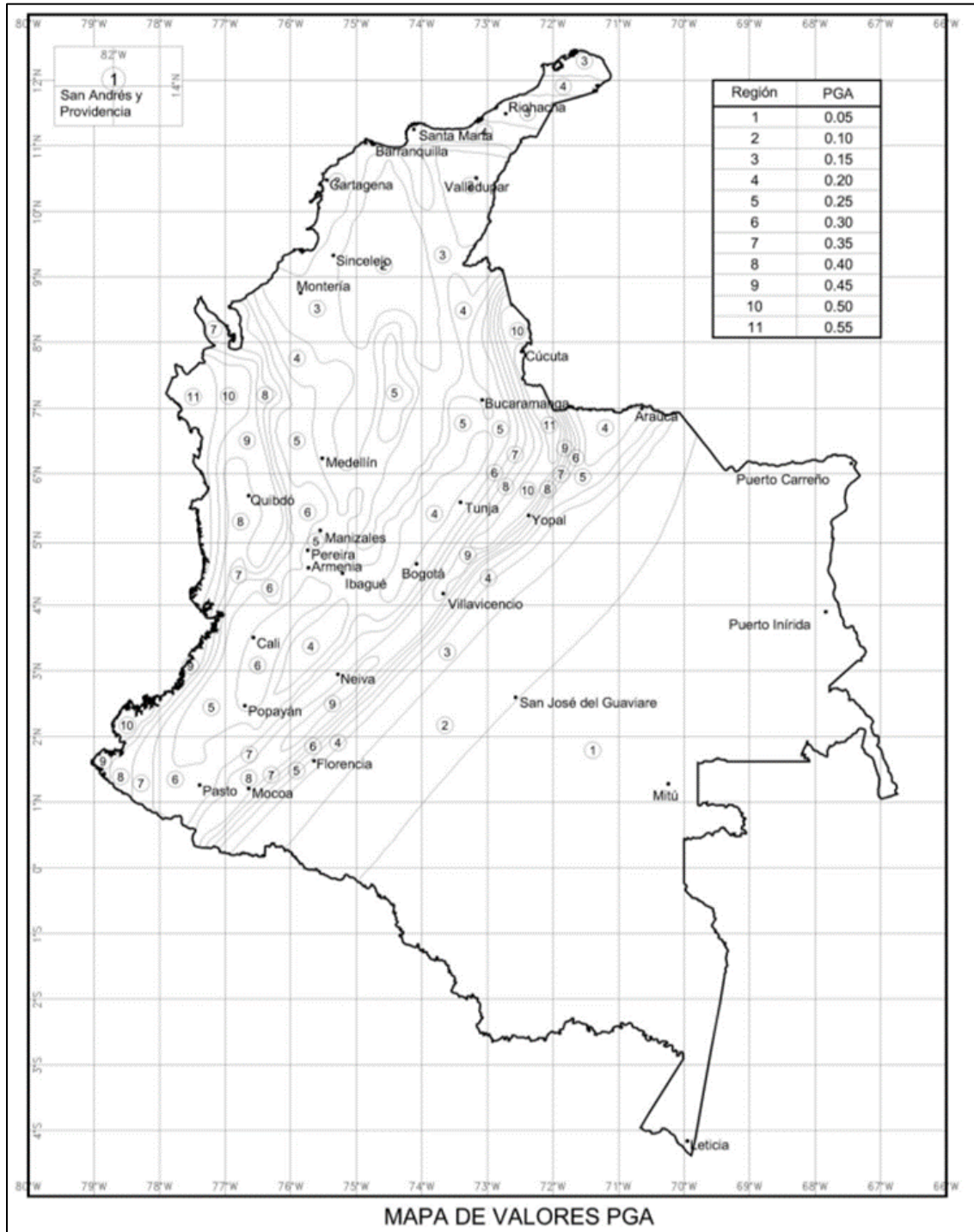
El valor PGA corresponde a la aceleración pico del terreno y este varía según su ubicación geográfica. La norma CCP 14 muestra el cálculo del valor PGA para Colombia por medio de un mapa que clasifica el país por regiones (la norma AASHTO LRFD de 2020 posee mapas similares para el país de Estados Unidos). El mapa usado por la norma CCP 14 es el que se muestra en la Figura 8.

El factor de sitio FPGA depende del valor de PGA y del tipo de perfil de suelo. Las normas poseen tablas para la definición de este valor; el tipo de perfil de suelo puede ser clasificado con la Tabla 2 y el factor de sitio FPGA se halla a partir de la Tabla 3.

Las normas también poseen más información acerca del proceso de reconocimiento y clasificación del perfil de suelo o de los factores de sitio, lo cual se puede consultar en la sección 3.10.3.1 y 3.10.3.2 de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD de 2020.

Figura 8.

Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años para Colombia.



Nota. Fuente: Obtenido de: Norma CCP 14, Figura 3.10.2.1-1. (2015)

Tabla 2.

Tipo de perfil de suelo.

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con \bar{v}_s en el intervalo $1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, \bar{v}_s en el intervalo $760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{s}_u > 100$ kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante \bar{v}_s en el intervalo $360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: \bar{N} en el intervalo 50 golpes/pie $> \bar{N} \geq 15$ golpes/pie, o \bar{s}_u en el intervalo $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s < 180$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} < 15$ golpes/pie, o $\bar{s}_u < 50$ kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$), o
	cualquier perfil con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $\bar{s}_u < 25$ kPa ($\approx 0.25 \text{ kgf/cm}^2$) (véase la Nota al final de la Tabla).
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H = espesor del suelo) Arcillas de alta plasticidad ($H > 7.5$ m con $IP > 75$) Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor ($H > 36$ m)

Nota. Fuente: Norma CCP 14, Tabla 3.10.3.1-10.

Tabla 3.

Valores de factor de sitio $FPGA$ en el periodo cero.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos ^(véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Nota. Fuente: CCP 14, Tabla 3.10.3.2-1.

Las normas también indican considerar lo siguiente: Cuando la cimentación se hace sobre un suelo tipo A o B, se puede incrementar el valor de k_h multiplicándolo por 1.2, de forma que $k_h = 1.2 * PGA * FPGA$. Adicionalmente, generalmente se aceptan pequeñas deformaciones (25 mm a 50 mm) debidas a los sismos, lo que genera una reducción de k_h a la mitad, de modo que, si se cumplen ambas condiciones, la manera final para calcular es $k_h = 0.5 * 1.2 * PGA * FPGA$.

Continuando con el cálculo del empuje dinámico, éste se puede calcular con ecuaciones para suelos sin cohesión y para suelos que sí presentan cohesión. La sección A.11.3 de la norma AASHTO-LRFD (2020) y de la norma CCP-14 explican el análisis de empuje dinámico mediante el método Mononobe Okabe. Las consideraciones asumidas por el método para casos de suelos sin cohesión son las siguientes:

1. El muro debe desplazarse lo suficiente para permitir movimiento. Si es completamente rígido, las fuerzas son mucho mayores de las previstas.
2. El suelo no está saturado.

La ecuación para el cálculo del coeficiente de empuje o presión activa dinámico en suelos sin cohesión es la siguiente:

$$\begin{array}{l}
 \text{AASHTO} \\
 \text{LRFD/} \\
 \text{CCP14} \\
 \text{(A11.3.1-1)}
 \end{array}
 K_{AD} = \frac{\cos^2(\phi - \beta_m - \theta_{MO})}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta_m \cos(\delta + \beta_m + \theta_{MO}) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \theta_{MO})}{\cos(\delta + \beta_m + \theta_{MO}) \cos(i - \beta_m)}} \right]^2} \quad \text{Eq [0.9]}$$

Donde:

K_{AD} = Coeficiente de empuje activo dinámico

ϕ = Ángulo de fricción efectivo[°]

β_m =

Ángulo de inclinación (negativo) del muro de contención (Ver ; Error! No se encuentra el origen de la r

i = Inclinación lleno (Ver ; Error! No se encuentra el origen de la referencia.) [°]

δ = Ángulo de fricción entre muro y suelo o suelo y suelo [°]

$$\theta_{MO} = \arctan \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \quad [^\circ]$$

Donde:

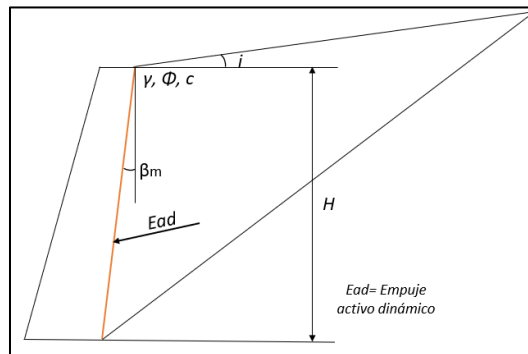
k_h = Coeficiente horizontal de aceleración sísmica

k_v = Coeficiente vertical de aceleración sísmica

El empuje activo dinámico E_{AD} se halla de manera similar a como se expresa en ;Error! No se encuentra el origen de la referencia., reemplazando ka por K_{AD} .

Figura 9.

Empuje activo dinámico.



El empuje dinámico en suelos cohesivos requiere de un análisis modificado. Para suelos con un porcentaje mayor a 15% de finos se considera que tienen un comportamiento no drenado, por lo que se usan parámetros totales. El empuje activo dinámico en suelo cohesivo es hallado con un análisis en el que se varía gradualmente el ángulo de la superficie de falla α y se halla la del empuje lateral máximo, tal como se observa en la Figura 10. El cálculo de los diferentes empujes activos dinámicos es de la siguiente manera:

$$E_{AD} = \frac{W[(1 - k_v) \tan(\alpha - \phi) + k_h] - CL^*[\sin \alpha \tan(\alpha - \phi) + \cos \alpha] - C_A H'[\tan(\alpha - \phi) \cos \omega + \sin \omega]}{[1 + \tan(\delta + \omega) \tan(\alpha - \phi) * \cos(\delta + \omega)]}$$

AASHTO LRFD/ CCP14 (A11.3.2-1)

Eq [0.10]

Donde todos los parámetros son definidos por el proyecto según las condiciones geotécnicas y sísmicas del sitio, a excepción de aquellos variables que dependen de la superficie de falla:

E_{AD} = Empuje activo dinámico de tierras [kN/m]

α = Ángulo del plano de falla (depende de la superficie de falla) [°]

L^* = Longitud de la superficie de falla (depende de la superficie de falla) [m]

W = Peso de la cuña de falla (depende de la superficie de falla)
+ sobrecargas [kN/m]

ϕ = Ángulo de fricción [°]

k_h = Coeficiente horizontal de aceleración sísmica

k_v = Coeficiente vertical de aceleración sísmica

C = Cohesión del suelo [Pa]

$C_A =$ Adherencia del muro al suelo [Pa]

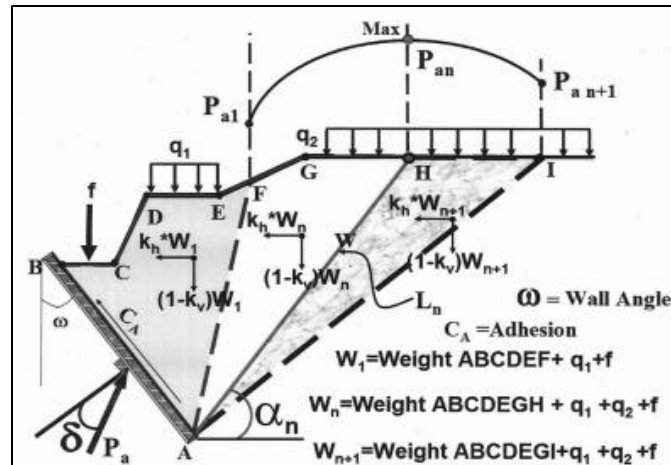
$\omega =$ Ángulo entre el suelo y el muro [°]

$\delta =$ Ángulo de fricción entre muro y suelo o suelo y suelo [°]

$H' =$ Altura del muro o del punto de análisis(muro en voladizo) [m]

Figura 10.

Cuñas de fallas sísmicas.



Nota. Fuente: AASHTO LRFD 2020, sección A11.3.2.

El método de cálculo de la presión activa dinámica se hace marcando diferentes superficies de falla con ángulos α y longitudes de superficie de falla L_n variables, con el fin de encontrar el empuje dinámico E_{AE} máximo. Las normas adicionalmente presentan figuras para calcular el coeficiente K_{AD} a partir de diferentes valores comunes de ángulo de fricción ϕ , para verlas se pueden consultar en los anexos A.11.3.2 de la norma CCP 14 y norma AASHTO LRFD 2020.

4.4.1 Inercia

Al seguir la normativa CCP 14 o AASHTO LRFD de 2020 y seguir el análisis de estado límite con la combinación de evento sísmico las normas piden que no sólo se considere el empuje dinámico, sino también la inercia del muro.

El empuje dinámico de tierras E_{AD} representan la presión lateral que ejerce el suelo cuando hay una aceleración causada por un sismo, la inercia representa la carga horizontal que ejerce el peso del muro y el suelo sobre este. La inercia del muro es calculada de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(11.6.5.1-1)

$$P_{ir} = k_h(W_s + W_c)$$

Eq [0.11]

Donde:

P_{ir} = Fuerza horizontal debido a la masa del muro (inercia) [N/m]

k_h = Coeficiente horizontal de aceleración sísmica

W_s = Peso del suelo del relleno que está sobre el talón [kN/m]

W_c = Peso del muro [kN/m]

Para considerar el efecto del sismo, según lo especificado por la norma, se evalúan dos casos y se usa el de resultado menos favorable para el muro de contención:

AASHTO LRFD/
CCP14
(11.6.5.1)

$$EQ = E_{AD} + 0.5 P_{ir} \quad (1)$$

Eq [0.9]

$$EQ = 0.5 E_{AD}^* + P_{ir} \quad (2)$$

Eq [0.103]

*En la combinación (2) se debe usar E_{AD} siempre que sea mayor que el empuje activo estático E_a , si no es mayor entonces se usa E_a .

5. Sobrecargas

Las sobrecargas sobre el talud que es contenido por el muro se transmiten también a este en forma de presiones laterales de tierra. Las presiones transmitidas varían según el tipo de sobrecarga; generalmente la sobrecarga estática (ES) debido a diferentes elementos sobre el talud se puede interpretar como una de las siguientes: una carga uniformemente distribuida, una carga en forma de franja, una carga uniforme finita perpendicular al muro, una carga puntual, una carga en franja o una carga lineal paralela infinitamente larga. Las sobrecargas vivas (LS) a causa de cargas vehiculares también pueden ser interpretadas como una presión lateral.

La sección 3.11.6 de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD habla con mayor detalle acerca de todos los casos de sobrecarga mencionados anteriormente. A continuación, se menciona el cálculo de las presiones de suelo a partir de las sobrecargas en algunos de estos casos.

5.1 Carga distribuida (ES)

Una sobrecarga uniforme genera una presión lateral de suelo igualmente uniforme que se ve como la Figura 11. Se puede tomar como:

AASHTO LRFD/
CCP14
(3.11.6.1-1)

$$\Delta p = k_a Q$$

Eq [5.1]

Donde:

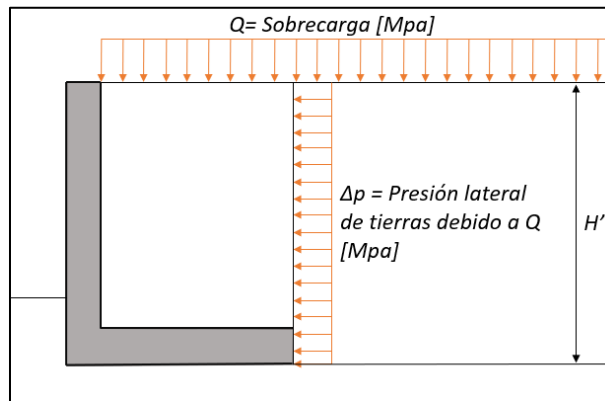
Δp = Presión de tierras causada por la sobrecarga [MPa]

k_a = Coeficiente de empuje de tierras activo

Q = Sobrecarga distribuida uniforme [Mpa]

Figura 11.

Presión de tierras causada por una sobrecarga uniforme.



5.2 Carga puntual (ES)

Cuando hay una carga puntual p (kN), se genera una presión de tierras que se ve como la Figura 12 y se toma de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(3.11.6.2-2)

$$\Delta p = \frac{p}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right]$$

Eq [5.2]

Donde:

Δp = Presión de tierras causada por la sobrecarga [MPa]

p = Carga puntual [kN]

R = Distancia radial desde la aplicación de la carga a un punto [mm]

$$R = (x^2 + y^2 + z^2)$$

X = Distancia horizontal desde el muro a la carga [mm]

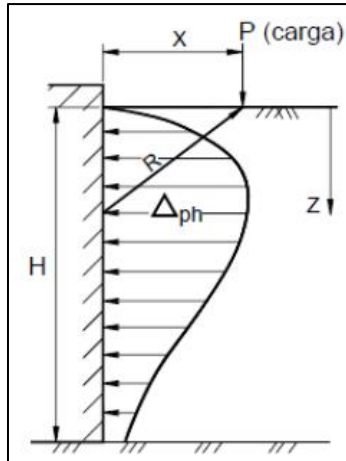
Y = Distancia horizontal desde el muro a la carga en un plano perpendicular [mm]

$Z =$ Distancia vertical desde la aplicación hasta el punto de consideración [mm]

$v =$ Relación de Pisson

Figura 12.

Presión de tierras causada por carga puntual.



Nota. Fuente: Norma CCP 14, Figura 3.11.6.2-2.

5.3 Carga en una franja (ES)

La presión lateral de una sobrecarga con forma de franja (MPa) que se ve como la Figura 13 y se calcula de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(3.11.6.2-1)

$$\Delta p = \frac{2p}{\pi} [\delta' - \sin \delta' \cos(\delta' + 2\alpha')]$$

Eq [5.3]

Donde:

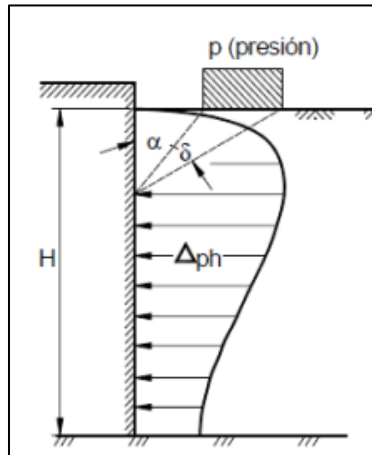
$p =$ Carga uniforme sobre una franja [MPa]

$\alpha' =$ Ángulo especificado en Figura 13 [rad]

$\delta' =$ Ángulo especificado en Figura 13 [rad]

Figura 13.

Presión de tierras causada por sobrecarga en forma de franja.



Nota. Fuente: Norma CCP 14, Figura 3.11.6.2-1.

5.4 Sobrecarga por carga viva (LS)

Las normas CCP 14 y AASHTO LRFD 2020 son enfocadas al diseño y verificación de puentes, es por eso por lo que el efecto de la sobrecarga viva (LS) es calculado considerando como el generado por carga vehicular. El incremento de la presión horizontal debido a esta sobrecarga viva se estima como el de una sobrecarga uniforme, de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(3.11.6.4-1)

$$\Delta p = k \gamma h_{eq}$$

Eq [5.4]

Donde:

$\Delta p =$ Presión constante horizontal debida a sobrecarga viva [Mpa]

$\gamma =$ Peso unitario del suelo [N/mm^3]

$h_{eq} =$ Altura equivalente de suelo [mm]

La altura equivalente h_{eq} se define dependiendo de la altura del muro (llamado estribos en las tablas) y de la dirección del tráfico con respecto al muro, ya sea paralelo o perpendicular a éste. La altura equivalente se puede definir utilizando la Tabla 4 y la Tabla 5.

Tabla 4.

Altura equivalente de suelo por sobrecarga para tráfico perpendicular al muro.

Altura del Estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Nota. Fuente: Norma CCP 14, Tabla 3.11.6.4-1.

Tabla 5.

Altura equivalente de suelo por sobrecarga para tráfico paralelo al muro.

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m)	
	Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Nota. heq en mm (error de la tabla en su fuente original). Fuente: Norma CCP 14, Tabla 3.11.6.4-2

6. Verificaciones de estabilidad

La estabilidad global en muros de contención en voladizo es lograda al verificar tres condiciones principales, que son el volcamiento, el deslizamiento y la capacidad de carga. Todas estas verificaciones son realizadas cuando ya se tienen las cargas que actúan sobre el muro, que incluyen la carga del peso propio del muro y del suelo sobre él, sobrecargas por utilidades sobre el talud, las componentes del empuje de tierras, la sobrecarga viva y la presión del agua. En caso de que se evalúe la condición de sismo, entonces el empuje utilizado en los cálculos será el dinámico y se tendrá en cuenta la inercia del muro. Y en caso de evaluar la condición de impacto, una carga de impacto debe ser también agregada.

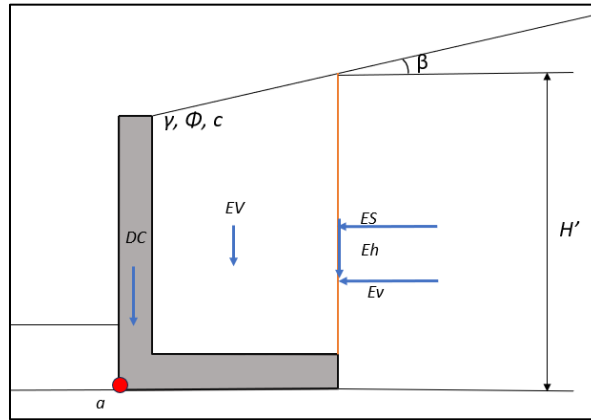
6.1 Estabilidad frente a volcamiento

La verificación al volcamiento o excentricidad pretende comprobar que las cargas actuando sobre el muro no logren volcar este sobre su punta (Punto a en la Figura 14). Muchas metodologías comparan momentos volcadores y momentos resistentes, estableciendo factores de seguridad mínimos.

Las fuerzas que actúan en el muro y generan los momentos se pueden ser de la siguiente manera:

Figura 14.

Representación cargas que generan los momentos volcadores y resistentes (girando desde a).



Donde:

DC hace referencia al peso del muro y sus componentes.

EV es el peso del suelo sobre el talón.

Ev es la componente vertical del empuje de tierras.

Eh es la componente horizontal del empuje de tierras.

ES corresponde a la presión de tierras causada por las sobrecargas.

En el caso de la figura anterior, los momentos volcadores son aquellos que producen un giro en sentido antihorario (ES y $E_h \cos \delta$) y los momentos resistentes son los que producen un giro en el sentido horario (DC , Ev y $E_h \sin \delta$).

Las normas AASHTO LRFD y CCP 14 hacen la verificación de volcamiento por medio de la excentricidad de la fuerza resultante en la cimentación. Las normas establecen los límites de excentricidad en la sección 11.6.3.3 de la siguiente manera:

- Cuando la cimentación es hecha sobre suelo, la resultante debe estar ubicada dentro de una distancia central igual a dos tercios de la base, es decir $e < \frac{1}{3}B$.
- Cuando la cimentación es realizada sobre roca se puede ser más permisivo, la resultante debe estar ubicada dentro de una distancia central de nueve décimos de la base, $e < 0.45B$.

La excentricidad se puede hallar de la siguiente manera si los momentos son hallados desde el punto a :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_O}{V} \quad \text{Eq [6.1]}$$

Donde:

e = Excentricidad de la fuerza resultante [m]

B = Base del muro de contención [m]

M_R = Momentos resistentes [kNm/m]

M_O = Momentos volcades [kNm/m]

V = Sumatoria de fuerzas verticales [kN/m]

6.2 Estabilidad frente a deslizamiento

Para la verificación a deslizamiento se comparan las fuerzas horizontales que pretenden mover el muro fuera de su posición original con las fuerzas que resisten dicho movimiento. Las normas CCP 14 y AASHTO LRFD explican el cálculo de la resistencia al deslizamiento de la siguiente manera:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ \text{(10.6.3.4-1)} \end{array} \quad R_R = \varphi_T R_T + \varphi_{ep} R_{ep} \quad \text{Eq [6.2]}$$

Donde:

φ_T = Factor de reducción en estado límite de resistencia por fricción (Tabla 6)

R_T = Resistencia al deslizamiento debida a la fricción [N/m]

φ_{ep} = Factor de reducción en estado límite de resistencia por empuje pasivo (Tabla 6)

R_{ep} = Resistencia por empuje pasivo [N/m]

Donde:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ \text{(10.6.3.4-2)} \end{array} \quad R_T = CV \tan \phi \quad \text{Eq [6.3]}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción del suelo de la cimentación [°]

$$C = 1.0 \text{ para concreto vaciado en suelo}$$

$$C = 0.8 \text{ para muros prefabricados}$$

La tabla para los factores de minoración para el estado límite de resistencia es la siguiente:

Tabla 6.

Factores de resistencia para cimentaciones en estado límite de resistencia.

		Método/Suelo/Condición	Factor de resistencia
Capacidad de carga	ϕ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatillas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_r	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{σ}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Nota. Fuente: CCP 14, Tabla 10.5.5.2.2-1.

6.3 Estabilidad frente a capacidad portante

La verificación por capacidad de carga pretende asegurar que el suelo en el que se cimenta el muro pueda resistir las cargas transmitidas por él. Es importante saber que la capacidad de carga es variable si el terreno tiene pendientes, si tiene cambios de un tipo de suelo a otro o si es roca.

Las normas CCP 14 y AASHTO LRFD especifican los factores de minoración de resistencia que deben ser aplicados en la capacidad de carga en la Tabla 6. Las normas también enseñan el cálculo de los esfuerzos verticales que se transmite a la cimentación y de la capacidad de carga para diferentes condiciones de la cimentación.

Se puede encontrar información más detallada en la sección 10.6.3.1 de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD 2020, esta última presenta algunas modificaciones más recientes a los análisis o cálculos, pero la CCP 14 sigue siendo la norma manejada por Colombia.

6.3.1 Cálculo de carga vertical máxima σ_{max}

El cálculo del esfuerzo vertical para cimentaciones en suelos se calcula de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(11.6.3.2-1)

$$\sigma_{ave} = \frac{V}{B - 2e}$$

Eq [6.4]

Donde:

σ_{ave} = Esfuerzo vertical transmitido [MPa]

V = Sumatoria de fuerzas verticales [kN/m]

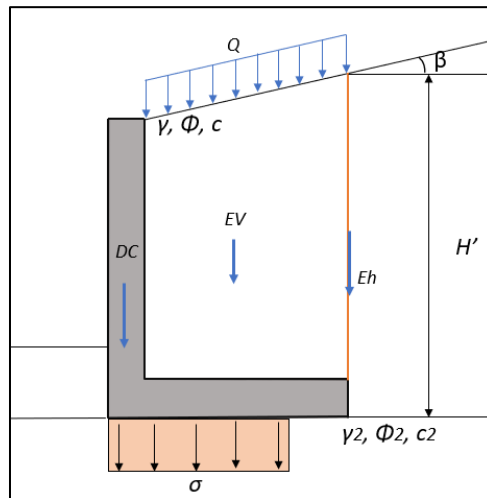
B = Base de la cimentación (base del muro)[m]

e = Excentricidad [m]

En la Figura 15 se muestran las cargas que se consideran en la sumatoria de fuerzas verticales y la distribución del esfuerzo vertical transmitido para una cimentación en suelo.

Figura 15.

Esfuerzo vertical promedio para cimentaciones sobre suelo.



El esfuerzo vertical máximo transmitido en cimentaciones apoyadas sobre roca y su resultante este dentro del tercio central se calcula de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(11.6.3.2-2)

$$\sigma_{max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

Eq [6.5]

AASHTO LRFD/
CCP14
(11.6.3.2-3)

$$\sigma_{min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Eq [6.6]}$$

Donde:

σ_{max} = Esfuerzo máximo vertical transmitido [MPa]

σ_{min} = Esfuerzo mínimo vertical transmitido [MPa]

V = Sumatoria de fuerzas verticales [kN/m]

B = Base de la cimentación (base del muro)[m]

e = Excentricidad [m]

Si la resultante se encuentra fuera del tercio central de la base, el esfuerzo vertical mínimo σ_{min} es igual a cero, pero el esfuerzo máximo vertical se calcula de la siguiente manera:

AASHTO LRFD/
CCP14
(11.6.3.2-4)

$$\sigma_{max} = \frac{V}{3\left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]} \quad \text{Eq [6.7]}$$

Donde:

σ_{max} = Esfuerzo máximo vertical transmitido [MPa]

V = Sumatoria de fuerzas verticales [kN/m]

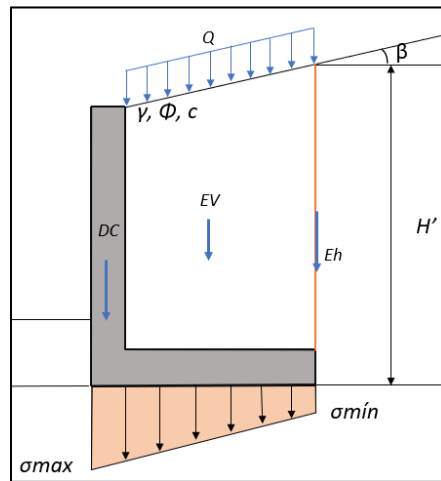
B = Base de la cimentación (base del muro)[m]

e = Excentricidad [m]

La Figura 16 muestra cómo se distribuyen los esfuerzos verticales en una cimentación sobre roca:

Figura 16.

Esfuerzos verticales para cimentaciones sobre roca.



6.3.2 Capacidad de carga de la cimentación

La capacidad de carga del suelo es la capacidad de este para soportar sus cargas aplicadas. Las normas AASHTO y CCP 14 aplican un factor de minoración de resistencia ϕ_b , el cual es visible en la Tabla 6. Los esfuerzos máximos verticales deben ser comparados con la capacidad de carga, y esta última debe ser mayor. En la combinación de estado límite de resistencia, se deben aplicar factores de minoración para la resistencia.

AASHTO LRFD/
CCP14
(10.6.3.1.1-1)

$$q_R = \phi_b q_n$$

Eq [6.7]

Donde:

$q_R =$ Capacidad de carga minorada [MPa]

$\phi_b =$ Factor minoración de capacidad de carga en estado de resistencia (Tabla 6)

$q_n =$ Capacidad de carga nominal del suelo

Para el cálculo de la capacidad de carga nominal existen diferentes metodologías aceptadas, pero las normas AASHTO LRFD y CCP 14 proporcionan una que se acoge a la propuesta por Munfakh (2001). La norma también menciona que los factores de inclinación de la ecuación de Munfakh no son utilizados por muchos profesionales en países como EE. UU, ya que no se conoce

completamente el efecto directo de la inclinación de la carga sobre la capacidad portante. Para cimentaciones con empotramiento modesto se puede obviar el uso de los factores de inclinación.

Cuando la carga resultante es excéntrica, el ancho de la base y el largo (B y L) son reemplazados por el ancho efectivo ($B' = B - 2e$) y el largo efectivo ($L' = L - 2e$), que son hallados con sus respectivas excentricidades paralelas a B y L. Hacer la transformación de las dimensiones de la zapata permite que se considere el punto de aplicación de la carga resultante en el centro.

La ecuación general para el cálculo de la capacidad de carga nominal del suelo es la siguiente:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ (10.6.3.1.2a-1) \end{array} \quad q_n = cN_c S_c i_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q C_{wq} + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma C_{w\gamma} \quad \text{Eq [6.8]}$$

Donde:

$c =$ cohesión no drenada [MPa]

$D_f =$ Profundidad de desplante [m]

$\gamma =$ Peso unitario del suelo [kN/m^3]

$B =$ Ancho de la base o zapata [m]

$N_c, N_q, N_\gamma =$ Factores de corrección de carga (Tabla 7)

$C_{wq}, C_{w\gamma} =$ Factores de corrección por nivel freático (Tabla 8)

$S_c, S_q, S_\gamma =$ Factores de corrección de forma (Tabla 9)

$i_c, i_\gamma, i_q =$ Factores de corrección de inclinación

Donde para $\phi = 0$:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ (10.6.3.1.2a-5) \end{array} \quad i_c = 1 - (nH/cBLN_c) \quad \text{Eq [6.9]}$$

Para $\phi > 0$:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD/} \\ \text{CCP14} \\ (10.6.3.1.2a-6) \end{array} \quad i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_q - 1)] \quad \text{Eq [6.10]}$$

Donde:

AASHTO LRFD/
CCP14
(10.6.3.1.2a-7)

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi} \right]^n \quad \text{Eq [6.11]}$$

AASHTO LRFD/
CCP14
(10.6.3.1.2a-8)

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi} \right]^{n+1} \quad \text{Eq [6.12]}$$

AASHTO LRFD/
CCP14
(10.6.3.1.2a-9)

$$n = \left[\left(2 + \frac{L}{B} \right) / \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right] \cos^2 \theta + \left[\left(2 + \frac{B}{L} \right) / \left(1 + \frac{B}{L} \right) \right] \sin^2 \theta \quad \text{Eq [6.13]}$$

Donde:

B = Ancho de la base o zapata [m]

L = Longitud de la zapata [m]

H = Carga horizontal no mayorada [N/m]

V = Carga vertical no mayorada [N/m]

θ = Ángulo de la proyección de la resultante en el plano de la zapata [°]

Los factores de corrección por carga N_c, N_q, N_γ , pueden ser hallados mediante ecuaciones, pero en la norma se proporcionan la siguiente tabla:

Tabla 7.

Factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ .

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ	ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Nota. Fuente: Norma CCP 14, Tabla 10.6.3.1.2a-1.

La tabla par los coeficientes C_{wq}, C_{wy} es la siguiente:

Tabla 8.

Coeficientes C_{wq}, C_{wy} para diferentes niveles de nivel freático (D_w).

D_w	C_{wq}	C_{wy}
0.0	0.5	0.5
D_f	1.0	0.5
$>1.5B+D_f$	1.0	1.0

Nota. Fuente: Norma CCP 14. Tabla 10.6.3.1.2a..

La tabla para los factores de corrección de forma S_c, S_q, S_γ es la siguiente:

Tabla 9.

Factores de corrección de forma S_c, S_q, S_γ .

Factor	Angulo de fricción	Término que corresponde a la cohesión (s_c)	Término que corresponde al peso unitario (s_γ)	Término que corresponde a la sobrecarga (s_q)
Factores de forma S_c, S_γ, S_q	$\phi_f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_c}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \tan \phi_f\right)$

Nota. Fuente: Norma CCP 14, Tabla 10.6.3.1.2a-3.

La norma AASHTO LRFD de 2020 indica que el factor de corrección de profundidad d_q solo debe ser calculado cuando el suelo por encima de la cimentación es tan competente como el de abajo, en caso de no serlo $d_q = 1.0$. Este factor no debe ser mayor a 1.4. El factor de corrección por profundidad se halla de la siguiente manera:

$$\text{AASHTO LRFD (10.6.3.1.2a-10)} \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Eq [6.14]}$$

Donde:

$d_q =$ Corrección por profundidad

$\phi =$ Ángulo de fricción [°]

$D_f =$ Profundidad de desplante [m]

$B =$ Ancho de la base [m]

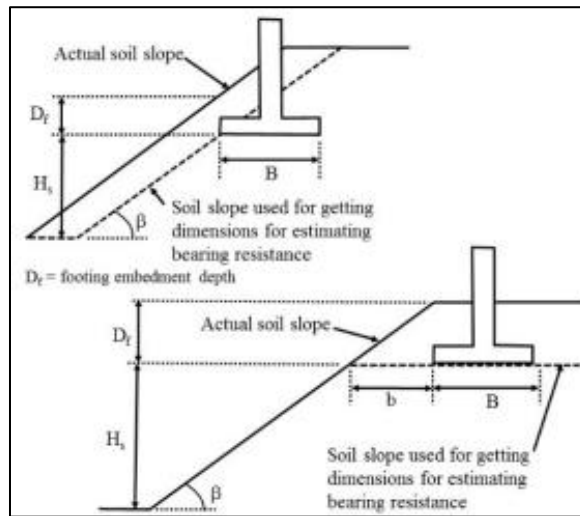
$\arctan\left(\frac{D_f}{B}\right) =$ [radianes]

6.3.3 Capacidad de carga en laderas

En Colombia son comunes los muros de contención que se construyen sobre un terreno con pendiente, cuando la cimentación está sobre una ladera el cálculo de su capacidad portante varía y depende de factores geométricos como los que se ven en la siguiente Figura 17:

Figura 17.

Cimentaciones en laderas y sus factores geométricos.



Nota. Fuente: AASHTO LRFD 2020, Figura 10.6.3.1.2c-1.

Se debe hallar un factor de reducción RC_{BC} , el cual se puede obtener de las Tablas 10 y 11. La capacidad de carga en laderas se halla de la siguiente manera:

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD} \\ (10.6.3.1.2c-1) \end{array} \quad q_{nslope} = RC_{BC}(cNc + 0.5 \gamma BN\gamma) \quad \text{Eq [6.15]}$$

Donde:

q_{nslope} = Capacidad de carga nominal en laderas [MPa]

RC_{BC} = Factor de reducción de capacidad de carga por laderas (Tablas 10 y 11)

Para obtener el factor de reducción RC_{BC} se halla primero el valor de N_s :

$$\begin{array}{l} \text{AASHTO LRFD} \\ (10.6.3.1.2c-2) \end{array} \quad N_s = \frac{\gamma H_s}{c} \quad \text{Eq [6.16]}$$

Donde:

N_s = Factor de estabilidad de ladera

$H_s =$ Altura de la ladera al fondo de la cimentación [m]

El factor de reducción RC_{BC} se obtiene de las siguientes tablas:

Tabla 10.

Coeficiente de reducción RC_{BC} para relación $b/B = 0$.

			$\beta=10^\circ$				$\beta=20^\circ$				$\beta=30^\circ$				$\beta=40^\circ$			
			Ns				Ns				Ns				Ns			
ϕ (°)	B/H	b/B	0	2	4	c'=0	0	2	4	c'=0	0	2	4	c'=0	0	2	4	c'=0
0	0.1	0 (On Slope)	0.89	0.89	0.88	0.00	0.89	0.88	0.87	0.00	0.85	0.84	0.83	0.00	0.77	0.76	0.74	0.00
	0.2		0.89	0.88	0.88	0.00	0.89	0.87	0.86	0.00	0.82	0.81	0.78	0.00	0.76	0.73	0.69	0.00
	0.4		0.88	0.87	0.86	0.00	0.89	0.86	0.82	0.00	0.81	0.77	0.66	0.00	0.74	0.68	0.53	0.00
	0.6		0.89	0.87	0.84	0.00	0.88	0.84	0.71	0.00	0.81	0.74	0.53	0.00	0.74	0.64	0.41	0.00
	1		0.87	0.84	0.75	0.00	0.87	0.79	0.56	0.00	0.80	0.66	0.42	0.00	0.73	0.56	0.33	0.00
	1.5		0.87	0.82	0.62	0.00	0.87	0.72	0.47	0.00	0.80	0.61	0.37	0.00	0.73	0.54	0.30	0.00
	3		0.87	0.73	0.47	0.00	0.87	0.67	0.37	0.00	0.83	0.62	0.31	0.00	0.80	0.59	0.28	0.00
20	0.1	0 (On Slope)	0.91	0.91	0.91	0.69	0.80	0.79	0.79	0.22	0.64	0.63	0.61	0.00	0.53	0.52	0.50	0.00
	0.2		0.90	0.89	0.90	0.68	0.75	0.73	0.72	0.21	0.62	0.59	0.56	0.00	0.52	0.49	0.45	0.00
	0.4		0.86	0.86	0.84	0.63	0.73	0.70	0.67	0.22	0.62	0.56	0.51	0.00	0.52	0.45	0.39	0.00
	0.6		0.85	0.84	0.82	0.58	0.73	0.68	0.63	0.22	0.61	0.54	0.47	0.00	0.51	0.41	0.33	0.00
	1		0.85	0.82	0.78	0.58	0.72	0.64	0.58	0.26	0.61	0.50	0.42	0.00	0.52	0.39	0.30	0.00
	1.5		0.86	0.80	0.75	0.58	0.73	0.62	0.54	0.31	0.65	0.50	0.42	0.00	0.60	0.44	0.34	0.00
	3		0.90	0.77	0.72	0.58	0.88	0.66	0.56	0.35	0.86	0.61	0.51	0.00	0.85	0.57	0.46	0.00
30	0.1	0 (On Slope)	0.93	0.92	0.91	0.77	0.65	0.64	0.63	0.40	0.51	0.50	0.48	0.11	0.40	0.37	0.36	0.00
	0.2		0.81	0.82	0.84	0.76	0.64	0.61	0.59	0.39	0.50	0.47	0.44	0.11	0.39	0.35	0.32	0.00
	0.4		0.79	0.79	0.78	0.72	0.63	0.59	0.55	0.37	0.50	0.43	0.39	0.13	0.39	0.32	0.27	0.00
	0.6		0.78	0.77	0.75	0.68	0.62	0.56	0.52	0.36	0.49	0.41	0.36	0.14	0.39	0.30	0.24	0.00
	1		0.79	0.75	0.73	0.67	0.63	0.53	0.49	0.41	0.55	0.41	0.35	0.24	0.48	0.33	0.26	0.00
	1.5		0.79	0.73	0.69	0.66	0.72	0.56	0.50	0.46	0.68	0.47	0.39	0.33	0.64	0.41	0.33	0.00
	3		0.95	0.74	0.70	0.65	0.92	0.66	0.60	0.51	0.90	0.62	0.57	0.43	0.88	0.59	0.51	0.00
40	0.1	0 (On Slope)	0.74	0.77	0.79	0.80	0.52	0.51	0.50	0.38	0.37	0.36	0.34	0.17	0.28	0.26	0.24	0.05
	0.2		0.69	0.69	0.69	0.78	0.51	0.48	0.47	0.37	0.37	0.33	0.30	0.16	0.27	0.23	0.20	0.05
	0.4		0.67	0.69	0.67	0.72	0.50	0.45	0.43	0.36	0.36	0.30	0.26	0.17	0.27	0.20	0.17	0.06
	0.6		0.67	0.67	0.64	0.66	0.50	0.43	0.43	0.34	0.40	0.34	0.26	0.17	0.32	0.22	0.18	0.08
	1		0.69	0.64	0.62	0.70	0.63	0.48	0.43	0.45	0.58	0.39	0.33	0.32	0.54	0.33	0.27	0.24
	1.5		0.76	0.65	0.61	0.74	0.74	0.53	0.48	0.56	0.71	0.47	0.40	0.47	0.68	0.43	0.36	0.41
	3		0.95	0.74	0.71	0.77	0.94	0.68	0.65	0.66	0.91	0.67	0.62	0.62	0.92	0.67	0.59	0.57

Nota. Fuente: Norma AASHTO LRFD de 2020, Tabla 10.6.3.1c-1.

Tabla 11.

Coefficiente de reducción RC_{BC} para relación b/B diferente de 0.

			$\beta=10^\circ$				$\beta=20^\circ$				$\beta=30^\circ$				$\beta=40^\circ$			
			Ns				Ns				Ns				Ns			
ϕ (°)	B/H	b/B	0	2	4	c'=0	0	2	4	c'=0	0	2	4	c'=0	0	2	4	c'=0
0	0.2	0	0.89	0.88	0.88	0.00	0.89	0.87	0.86	0.00	0.82	0.81	0.78	0.00	0.76	0.73	0.69	0.00
		0.5	0.97	0.96	0.96	0.00	0.95	0.93	0.91	0.00	0.92	0.89	0.87	0.00	0.86	0.83	0.76	0.00
		1.25	1.00	0.99	0.98	0.00	1.00	0.98	0.96	0.00	1.00	0.97	0.95	0.00	0.95	0.91	0.81	0.00
		2.5	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.97	0.84	0.00
		5	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.89	0.00
	0.5	0	0.92	0.91	0.88	0.00	0.85	0.82	0.76	0.00	0.77	0.73	0.63	0.00	0.71	0.65	0.52	0.00
		0.5	0.96	0.95	0.89	0.00	0.92	0.89	0.78	0.00	0.87	0.84	0.68	0.00	0.83	0.76	0.56	0.00
		1.25	0.98	0.97	0.90	0.00	0.96	0.94	0.80	0.00	0.94	0.92	0.71	0.00	0.90	0.83	0.58	0.00
		2.5	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.86	0.00	1.00	1.00	0.79	0.00	1.00	0.93	0.68	0.00
		5	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.00	1.00	1.00	0.93	0.00	1.00	1.00	0.88	0.00
	1	0	0.87	0.84	0.75	0.00	0.87	0.79	0.56	0.00	0.80	0.66	0.42	0.00	0.73	0.56	0.33	0.00
		0.5	0.95	0.91	0.82	0.00	0.92	0.83	0.65	0.00	0.86	0.73	0.46	0.00	0.81	0.67	0.40	0.00
		1.25	0.97	0.94	0.83	0.00	0.95	0.87	0.67	0.00	0.92	0.81	0.50	0.00	0.89	0.76	0.46	0.00
		2.5	1.00	0.98	0.88	0.00	1.00	0.97	0.77	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.99	0.92	0.63	0.00
		5	1.00	1.00	0.95	0.00	1.00	1.00	0.90	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00
	2	0	0.87	0.79	0.57	0.00	0.87	0.71	0.44	0.00	0.81	0.62	0.35	0.00	0.75	0.56	0.29	0.00
		0.5	0.97	0.93	0.65	0.00	0.94	0.79	0.49	0.00	0.89	0.72	0.42	0.00	0.85	0.69	0.37	0.00
		1.25	0.99	0.98	0.73	0.00	0.99	0.91	0.57	0.00	0.98	0.86	0.51	0.00	0.96	0.83	0.47	0.00
		2.5	1.00	0.99	0.82	0.00	1.00	0.96	0.69	0.00	1.00	0.95	0.64	0.00	1.00	0.95	0.61	0.00
		5	1.00	1.00	0.96	0.00	1.00	1.00	0.87	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	1.00	1.00	0.81	0.00
20	0.2	0	0.90	0.89	0.90	0.68	0.75	0.73	0.72	0.21	0.62	0.59	0.56	0.00	0.52	0.49	0.45	0.00
		0.5	0.78	0.87	0.86	0.70	0.74	0.76	0.74	0.40	0.63	0.65	0.63	0.00	0.52	0.56	0.52	0.00
		1.25	0.86	0.92	0.92	0.82	0.83	0.84	0.83	0.70	0.74	0.75	0.74	0.00	0.63	0.66	0.63	0.00
		2.5	0.96	0.98	0.99	0.83	0.95	0.94	0.95	0.84	0.90	0.89	0.90	0.00	0.78	0.81	0.78	0.00
		5	1.00	1.00	1.00	0.81	1.00	1.00	1.00	0.81	1.00	1.00	1.00	0.00	0.96	0.98	0.96	0.00
	0.5	0	0.86	0.86	0.84	0.60	0.73	0.70	0.67	0.22	0.62	0.56	0.51	0.00	0.52	0.45	0.39	0.00
		0.5	0.84	0.91	0.92	0.71	0.80	0.80	0.79	0.40	0.70	0.68	0.67	0.00	0.62	0.59	0.56	0.00
		1.25	0.88	1.00	0.97	0.82	0.85	0.88	0.86	0.70	0.76	0.75	0.75	0.00	0.68	0.66	0.64	0.00
		2.5	0.97	1.00	1.00	0.81	0.95	0.97	0.98	0.84	0.90	0.94	0.96	0.00	0.84	0.86	0.87	0.00
		5	1.00	1.00	1.00	0.84	1.00	1.00	1.00	0.81	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
	1	0	0.85	0.82	0.78	0.58	0.72	0.64	0.58	0.26	0.61	0.50	0.42	0.00	0.52	0.39	0.30	0.00
		0.5	0.84	0.91	0.91	0.71	0.81	0.80	0.79	0.46	0.70	0.69	0.67	0.00	0.64	0.62	0.60	0.00
		1.25	0.87	0.95	0.96	0.82	0.85	0.85	0.85	0.73	0.76	0.76	0.75	0.00	0.71	0.70	0.69	0.00
		2.5	0.97	1.00	1.00	0.82	0.95	0.97	0.98	0.83	0.90	0.94	0.97	0.00	0.86	0.89	0.91	0.00
		5	1.00	1.00	1.00	0.83	1.00	1.00	1.00	0.81	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
	2	0	0.90	0.90	0.90	0.58	0.87	0.86	0.84	0.33	0.84	0.81	0.78	0.00	0.81	0.77	0.74	0.00
		0.5	0.90	0.93	0.93	0.70	0.88	0.88	0.87	0.54	0.84	0.83	0.81	0.00	0.84	0.82	0.81	0.00
		1.25	0.92	0.97	0.99	0.81	0.90	0.92	0.92	0.77	0.86	0.86	0.86	0.00	0.85	0.85	0.84	0.00
		2.5	0.98	1.00	1.00	0.81	0.97	0.98	1.00	0.81	0.93	0.97	1.00	0.00	0.92	0.96	0.99	0.00
		5	1.00	1.00	1.00	0.82	1.00	1.00	1.00	0.84	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
10	1.00	1.00	1.00	0.82	1.00	1.00	1.00	0.84	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00		

Nota. Fuente: Norma AASHTO LRFD de 2020, Tabla 10.6.3.1.2c-2.

6.3.4 Capacidad de carga roca

Las normas CCP 14 y AASHRO LRFD indican que la capacidad de carga en roca debe considerar factores como la forma, orientación y condición de las discontinuidades, así como las condiciones de la roca para resistir efectos de la intemperie. Hacer cimentaciones en roca requiere de hacer estudios detallados de la resistencia y estabilidad de esta y no se puede hacer por medio de las ecuaciones generales mostradas anteriormente.

7. Combinaciones de cargas

La AASHTO y CCP-14 hacen las verificaciones para este tipo de estructuras mediante metodología LRFD, la cual consiste en mayorar las cargas que no sean favorables para la estructura y disminuir las cargas que aporten a su resistencia. Los muros de contención se analizan principalmente con las siguientes combinaciones: resistencia última I, evento extremo I (sismo), y servicio I; adicionalmente, si el muro de contención hace parte de un proyecto vial y posee baranda, se debe analizar el evento extremo II (impacto). Existen más combinaciones que pueden ser evaluadas si es requerido, se pueden encontrar en la sección 3.4.1 de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD.

Los factores de carga para las cargas actuantes en las combinaciones para un muro de contención en voladizo se muestran en la Tabla 12. Es de notar que hay más cargas pueden actuar sobre el muro, dependiendo de la condición del proyecto o de la combinación de cargas a evaluar. Todos los factores de carga se pueden encontrar en las Tablas 3.4.1-1, 3.1.1-2, 3.1.1-3, 3.1.1-4 y 3.1.1-5 de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD.

Tabla 12.

Factores de carga para cuatro casos de combinaciones, según metodología LRFD de las normas CCP 14 y AASHTO LRFD 2020.

	EH	EV (carga)	EV (e)	DC (carga)	DC (e)	ES	LS	EQ	CT	WA
Servicio I	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1
Resistencia I	1,5	1,35	1	1,25	0,9	1,5	1,75	0	0	1
Extremo I	1	1	1	1	1	1	0,5	1	0	1
Extremo 2	1	1	1	1	1	1	0,5	0	1	1

Los factores de carga para las verificaciones de deslizamiento y excentricidad son los mismos, pero para la verificación de capacidad de carga los factores son diferentes para el peso del muro y el peso del suelo (DC y EV).

Las cargas en la Tabla 12 corresponden a las siguientes:

EH = Empuje activo de tierras.

EV = Peso propio del suelo.

DC = Peso propio del muro de contención.

LS = Sobrecarga viva.

ES = Presión de tierras por sobrecarga muerta.

EQ = Carga sísmica.

CT = Carga por impacto vehicular.

Es importante tener en cuenta:

- La combinación de carga de servicio corresponde a las cargas para un estado de operación normal en una vía o en un talud, con todas las cargas tomadas en sus valores nominales.
- La combinación de resistencia última mayor a las cargas y aplica factores de reducción en deslizamiento y capacidad de carga.
- Las combinaciones de impacto y sismo consideran la mitad de la sobrecarga viva, ya que se asume que la probabilidad de uno de dichos eventos ocurriendo al mismo tiempo que una sobrecarga viva total no es tan alta.
- La carga sísmica EQ se debe considerar como se especifica en la Sección 354.4.1 de este manual, considerando una combinación entre la inercia y el empuje sísmico.

7.1 Carga de impacto CT

La carga para el caso de impacto es necesaria analizarla cuando el muro es parte de un proyecto vial y posee una baranda. La carga de la baranda es una fuerza de impacto de diseño que se puede obtener de la Tabla 13. Todas las vías poseen una asignación de una carga estandarizada de ensayo, estas cargas dependen de factores como el trazado geométrico de la vía, cuando la vía posee pendientes altas o curvas muy pronunciadas entonces se le asigna cargas altas como la TL 5 o TL 6.

Tabla 13.

Cargas de diseño para barandas vehiculares.

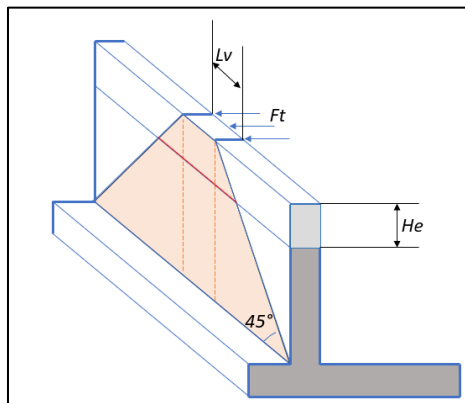
Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Nota. Fuente: Norma CCP 14, Tabla A13.2-1.

Las cargas transversales y longitudinales no son necesarias aplicarlas en el análisis, se puede hacer la combinación tomando la fuerza transversal F_t . H_e corresponde a la altura de la barrera, L_v corresponde a la distancia en la barrera sobre la que se distribuye inicialmente la carga de impacto. La carga de impacto se puede tomar como la carga de impacto en el inicio de la cimentación del muro, considerando que esta se distribuye con un ángulo de 45° , como se observa en la Figura 18.

Figura 18.

Aplicación de la carga de impacto en la barrera y distribución en el muro.



8. Refuerzo en muros de contención en voladizo

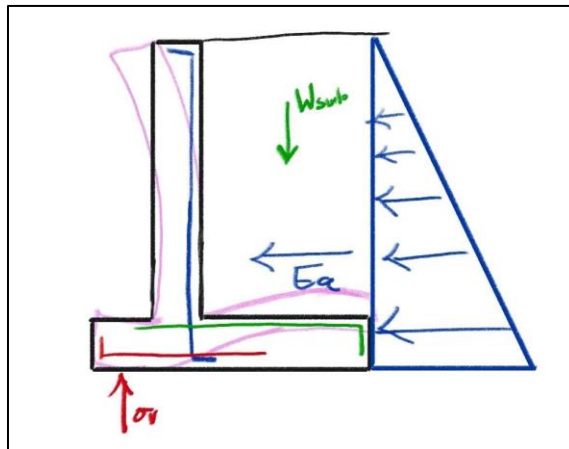
Los muros de contención en voladizo deben tener refuerzo con barras de acero para asegurar buena resistencia a y buen comportamiento ante los desplazamientos y deformaciones que se puedan dar en ellos. Para hacer un cálculo del refuerzo requerido en el muro se puede analizar el fuste y la zapata por separado, analizando cada elemento como una viga rectangular empotrada sometida a

flexión. Las normas CCP 14 y AASHTO indican el proceso de cálculo para el refuerzo que se debe incluir en el muro de contención, el diseño de refuerzo para efectos de fuerzas axiales y de flexión se puede seguir a partir de la Sección 5.7 de las normas mencionadas, aplicando los numerales que sean relevantes para el análisis.

La forma en la que se proporciona el refuerzo para el muro de contención en voladizo se puede entender al analizar la manera en la que se comporta frente a las cargas que actúan en él. El refuerzo debe suplir las necesidades del muro, de modo que se limiten las deformaciones y los desplazamientos. Si se visualiza las deformaciones que se generan en el muro de contención, se puede encontrar la disposición ideal de refuerzo para un muro de contención en voladizo, tal como se muestra en la Figura 19.

Figura 19.

Representación de la asignación del refuerzo para un muro de contención. (Deformación exagerada).



En donde se pretende mostrar las cargas que generan las tensiones que deforman el muro y que son contrarrestadas por medio de la aplicación del refuerzo. Las presiones de tierras en el fuste son las cargas que deforman este y le generan un giro hacia afuera, por lo que se debe suministrar refuerzo en el lado del muro que está en contacto con el suelo para contrarrestarlo. El giro que se genera por los empujes hace que la punta del muro se deforme hacia el suelo de la cimentación, por lo que se generan tensiones equivalentes a los esfuerzos verticales máximos, los cuales deben ser contrarrestados proporcionando refuerzo en la parte inferior de este. Finalmente, el talón del muro

también está sometido a tensiones debido al peso del suelo y a las cargas que estén por encima de él, por lo que se debe suministrar el refuerzo necesario en la parte superior del talón.

Los muros de contención no suelen requerir refuerzo transversal por resistencia a cortante, pero debe llevar el refuerzo mínimo por retracción y temperatura, tal como lo indican las normas AASHTO y CCP 14 en la Sección 5.10.8.

5 Ejemplo con hojas de cálculo y CYPE

Paralelamente a el manual se creó una hoja de cálculo que seguía todas las indicaciones y procedimientos explicados por el manual y siguiendo lo que se especifica en la norma AASHTO LRFD y CCP 14. La hoja de cálculo se encuentra anexa a este trabajo y en ella se puede introducir la geometría de un muro en voladizo simple sin elementos adicionales, así también como los parámetros de geotecnia para el suelo en el que se da el empuje pasivo, el suelo en el que se da el empuje activo y el suelo sobre el que se hace la cimentación. El relleno del muro puede tener inclinación y el terreno donde se posiciona también.

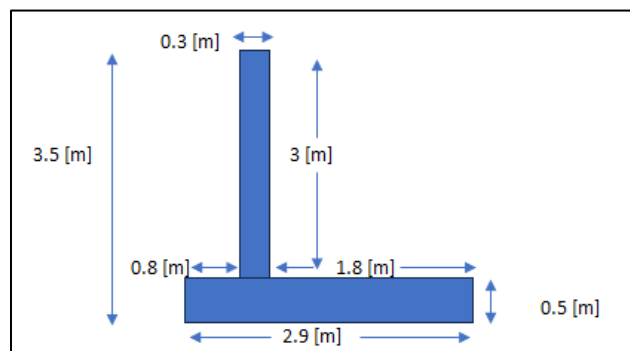
La hoja de cálculo halla los empujes de tierras pasivos y activos con condiciones de nivel freático o sin nivel freático. Pose una hoja donde se halla el peso del suelo y el muro a partir de su geometría y peso específico, también calcula la sobrecarga por carga viva suponiendo que es un muro en un proyecto vial, pero no incluye el cálculo para otro tipo de sobrecargas. También halla empuje dinámico activo de tierras para condiciones sísmicas en suelos no cohesivos y aplica su respectiva combinación con la inercia del muro y el suelo. También halla la carga de impacto para la condición de evento extremo II (impacto).

La hoja de cálculo presenta un resumen e fuerzas con sus respectivos momentos, para facilitar las verificaciones de estabilidad en las diferentes combinaciones. Finalmente, la hoja hace las verificaciones de estabilidad al vuelco, excentricidad, deslizamiento y capacidad de carga por medio de metodología LRFD, utilizando los factores de resistencia y mayoración especificados por las normas AASHTO y CCP 14.

Se introdujo el siguiente ejercicio ejemplo en la hoja de cálculo:

Figura 20.

Geometría del muro ejemplo en la hoja de cálculo. (No está a escala).



Muro al que se le asignó un suelo con buen drenaje (sin nivel freático) con las siguientes características (para empuje pasivo y activo):

Figura 21.

Recorte de las propiedades del suelo en la hoja de cálculo.

2. Parámetros del suelo contenido [Suelo 1]				
C'_1	0	[kPa]		
ϕ_1	30	[°]	0.52	[rad]
γ_1	20	[kN/m ³]		

El suelo natural sobre el cual se cimentará el muro se le dan las siguientes propiedades:

Figura 22.

Propiedades del suelo natural para su cimentación.

C'_3	1.00	[kPa]		
ϕ_3	40.00	[°]	0.70	[rad]
γ_3	18.00	[kN/m ³]		
Tipo de suelo	Perfil C, Región 5			

Adicionalmente, se considera lo siguientes parámetros de ingreso:

- Es un proyecto con sobrecarga paralela al tráfico con una separación al muro de más de 300 mm.
- Es un proyecto para una vía clasificada con carga ensayo TL 4.
- No está sobre un suelo inclinado.
- Su lleno no es inclinado.
- Su región para aceleración pico de terreno PGA es la 5.
- Su cimentación está en un perfil de suelo tipo C.
- Se hallará el valor del empuje pasivo, pero no se incluirá en las verificaciones, para hacer un análisis más conservador.

La Figura 23 resume los resultados de todas las fuerzas halladas en la hoja de cálculo:

Figura 23.

Resumen de fuerzas en la hoja de cálculo.

Comentarios	Resumen de fuerzas sin mayorar o minorar							
	Resultante [kN /m]	F_x [kN /m]	F_y [kN /m]	Brazo_fx [m]	Brazo_fy [m]	M_x [kN /m x m]	M_y [kN /m x m]	
-Empuje Activo estatico del suelo Coulomb	E _{AE}	36.42	34.22	12.46	1.17	2.90	39.93	36.12
-Empuje pasivo estatico del suelo Coulomb	E _{PE}	0.00	0.00	-	0.20	-	0.00	-
-Fuerza de sismo	E _{AD}	61.01	61.01	-	1.17	-	71.18	-
-Fuerza de sobrecarga	Sobrecarga V Bearing	12.00	-	12.00	-	2.00	-	216.00
-Fuerza de sobrecarga	SobreCarga H sliding	12.49	12.49	-	1.75	-	21.85	-
-Peso de muro y suelo	Peso suelo (EV)	108.00	-	108.00	-	-	-	216.00
-Peso de muro y suelo	Peso muro (DC)	56.40	-	56.40	-	-	-	70.98
-Fuerza de impacto	Impacto	19.20	19.20	-	3.50	-	67.20	-
-Empuje de Agua	Ew	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00	-

Se aplicaron los factores de mayoración o reducción tal como se definen en la Tabla 12 del manual y se hicieron las verificaciones de vuelco, deslizamiento y excentricidad para las cuatro combinaciones, de las cuales se obtienen los resultados de la Figura 24:

Figura 24.

Resultados para las verificaciones de estabilidad con la hoja de cálculo.

Combinacion	Vuelco		verificacion
	Mr [kN /m x m]	Mo [kN /m x m]	
Strength I	334.07	98.13	Cumple
Service I	323.10	61.78	Cumple
Extreme event I	347.49	77.81	Cumple
Extrem event II	286.98	118.05	Cumple

Combinacion	Deslizamiento		verificacion
	Fr [kN /m]	Fd [kN /m]	
Strength I	122.12	73.19	Cumple
Service I	148.40	46.71	Cumple
Extreme event I	155.46	63.58	Cumple
Extrem event II	148.40	59.67	Cumple

combinacion	excentricidad	b/3	verificacion
Strength I	0.07	0.97	cumple
Service I	0.03	0.97	cumple
Extreme event I	0.01	0.97	cumple
Extrem event II	0.49	0.97	cumple

Se realizó la verificación por capacidad de carga a la combinación de resistencia última (Strength I), ya que es la más crítica de todas las evaluadas y según la norma es a la que se le aplican los factores de minoración de resistencia que se enseñan en la Tabla 6. Los resultados obtenidos se ven en la Figura 25.

Figura 25.

Resultados de capacidad de carga en la hoja de cálculo.

Capacidad de carga para el suelo			
combinación	qu [kN]	qmax [kPa]	verificacion
strength I	2496.86	73.21	Cumple

Se planteó el mismo ejemplo en el programa de diseño CYPE, utilizando el módulo de diseño de muros de contención en voladizo. El programa CYPE está adaptado a varias normativas internacionales, pero en ellas nos incluye la AASHTO LRFD por lo que puede hacer análisis diferentes y sus factores de carga o minoración difieren de los utilizados en la hoja de cálculo. Para el caso de este ejemplo se seleccionó la normativa ACI 318, la cual es una norma para diseño de estructuras en concreto para el país de Estados Unidos. CYPE evaluó el muro de contención con las combinaciones de carga de la Figura 26.

Figura 26.

Combinaciones de carga utilizadas por el programa CYPE. 1) Estados límite. 2) Estados de servicio.

COMBINATIONS FOR ULTIMATE LIMIT STATES				
Combination	Loadcase			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.70		
4	1.40	1.70		
5	0.90	0.90	1.70	
6	1.40	0.90	1.70	
7	0.90	1.70	1.70	
8	1.40	1.70	1.70	
9	0.90	1.27		1.00
10	1.05	0.90		1.00

COMBINATIONS FOR SERVICEABILITY LIMIT STATES			
Combination	Loadcase		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Donde las cargas 1, 2, 3 y 4 corresponden a:

1. Peso propio.
2. Presión de tierras.
3. Sobrecarga viva.
4. Carga sísmica.

El resultado de los factores de seguridad de volcamiento y deslizamiento de CYPE son los siguientes:

Figura 27.

Factores de seguridad obtenidos para el muro de contención.

Code checks	Values	Status
Stability check: <i>Value introduced by the user.</i>		
- Safety factor against overturning (Persistent situations):	Minimum: 1.8 Calculated: 5.7	Verified
- Safety factor against overturning (Accidental seismic situations):	Minimum: 1.2 Calculated: 4.76	Verified
- Safety factor against sliding (Persistent situations):	Minimum: 1.5 Calculated: 3.91	Verified
- Safety factor against sliding (Accidental seismic situations):	Minimum: 1.2 Calculated: 3.09	Verified

La comparación entre los factores de seguridad que se obtienen para vuelco y deslizamiento en la hoja de cálculo y el programa CYPE se muestra a continuación:

Figura 28.

Comparación entre factores de seguridad para vuelco y deslizamiento entre la hoja de cálculo y CYPE.

	Vuelco		
	Hoja	CYPE	% diferencia
Servicio	5.23	5.7	8%
Sismo	4.47	4.76	6%
	Deslizamiento		
	Hoja	CYPE	
Servicio	3.18	3.91	19%
Sismo	2.45	3.09	21%

Los factores de seguridad obtenidos para vuelco por las combinaciones de carga de la hoja de cálculo y las combinaciones usadas por CYPE difieren en menor medida, pero en ambos se cumple la verificación. Los factores de seguridad por deslizamiento obtenidos por la hoja de cálculo son diferentes a los de CYPE por porcentajes mayores, pero se mantiene que son menores a los proporcionados por el programa, así que no se sobrestima la estabilidad del muro. Se puede concluir que la hoja es apropiada para hacer un primer diseño de un muro de contención sencillo siguiendo las normativas de diseño AASHTO y CCP14.

6 Análisis y conclusiones

La elaboración del manual del muro de contención permitió afianzar conceptos importantes que son aplicables a muchos tipos de proyectos. Es un ejercicio completo que permite entender el efecto de diferentes factores que pueden afectar a un proyecto, se comprendieron conceptos diferentes como los empujes de tierras, la capacidad de carga de una cimentación o los análisis de estado límite.

El manual presentó indicaciones claras que explicaban muchos de los procesos de cálculo que son de importancia para el cálculo y la verificación de un muro de contención, de igual manera, todas estas indicaciones estaban debidamente referenciadas con sus códigos relevantes, de modo que remite de manera clara y sencilla a las fuentes y normas originales en las que se puede leer más a profundidad del tema.

El manual está hecho con el objetivo de ser una herramienta de cálculo y aprendizaje, no sólo para estudiantes, sino también para personal de la empresa TEAM, en donde siempre se ha resaltado la importancia de tener seguimiento claro de todos los procesos, de manera que se pueda seguir la normativa adecuadamente.

La empresa TEAM trabaja en proyectos de muchos países alrededor del mundo, por lo que el enfoque de este manual intenta mostrar parte de esa diversidad, al enfocarse en las normativas CCP 14 de Colombia y AASHTO LRFD de Estados Unidos. Sin embargo, es recomendable verificar las normas que rigen el diseño de este tipo de estructuras en cada país, ya que el enfoque de este manual se limita al diseño por metodología LRFD, pero otros países pueden usar un enfoque diferente.

En este manual no se muestran todas las variaciones y casos posibles en los que un muro de contención en voladizo puede estar involucrado, pero se resaltan los procedimientos y análisis más comunes en este. En caso de requerir analizar un tipo de sobrecarga diferente o una combinación de carga diferente a las enseñadas en este manual, o un muro de contención con elementos adicionales como llaves; entonces se debe recurrir a más bibliografía que pueda explicar el debido análisis y proceso de cálculo.

Se elaboró una hoja de cálculo siguiendo las indicaciones dadas en este manual y se verificó un caso ejemplo para caso de estabilidad contra vuelco, contra deslizamiento y contra capacidad de carga por medio de metodología LRFD. El mismo muro diseñado a partir de la hoja de cálculo que fue creada con el manual fue ingresado a el software de cálculo estructural CYPE, que realizó las mismas verificaciones de estabilidad por medio de metodología ASD (por medio de factores de seguridad). Todas las condiciones de estabilidad fueron verificadas para el suelo escogido como lleno y para la geometría proporcionada para el muro.

Se hizo una hoja para el cálculo de refuerzo a flexión y se verificó este para el fuste y para la punta del muro. Finalmente, el programa CYPE sugirió una distribución de refuerzo que fue similar a la propuesta mediante la hoja de cálculo. Por lo tanto, se cumplen los principales objetivos propuestos por el manual, que es crear una herramienta que permita la comprensión de los conceptos necesarios para realizar el cálculo y verificación de un muro de contención en voladizo.

7 Referencias

1. Day, Robert W. 2010. “RETAINING WALLS.” Chap. 11 in Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2009 International Building Code. 2nd ed. New York: <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780071740098/chapter/chapter11>
2. Taly, Narendra. 2010. “EXTERNAL STABILITY OF A RETAINING WALL.” Chap. 8.4 in Design of Reinforced Masonry Structures. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Education. <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780071475556/toc-chapter/chapter8/section/section21>
3. Beall, Christine. 2001. “Retaining Walls.” Chap. 10 in Masonry and Concrete. 1st ed. New York: McGraw-Hill. <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780070067066/chapter/chapter10>
4. Mahamid, M., Gaylord, E. H., & Gaylord, C. N. (2020). “Cantilever Wall.” Chap 7.4. Structural Engineering Handbook, Fifth Edition (5.a ed.). McGraw Hill Professional: <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9781260115987/toc-chapter/chapter7/section/section34>
5. Evangelista, A., Scotto di Santolo, A., & Simonelli, A. L. (2010). Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(11), 1119–1128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.018>
6. Dewberry. 2019. “ SOILS.” Chap. CHAPTER 7.3 in Land Development Handbook. 4th ed. New York: McGraw-Hill Education. <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9781260440751/toc-chapter/chapter7/section/section6>
7. Taly, Narendra. 2010. “LATERAL PRESSURES ON RETAINING WALLS.” Chap. 8.3 in Design of Reinforced Masonry Structures. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Education. <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780071475556/toc-chapter/chapter8/section/section13>

8. Taly, Narendra. 2010. "EXTERNAL STABILITY OF A RETAINING WALL." Chap. 8.4 in Design of Reinforced Masonry Structures. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Education. <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780071475556/toc-chapter/chapter8/section/section21>
9. Day, Robert W. 2010. "BEARING CAPACITY OF FOUNDATIONS." Chap. 6 in Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2009 International Building Code. 2nd ed. New York: . <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780071740098/chapter/chapter6>
10. Newman, Alexander. 2013. F.ASCE. Foundation and Anchor Design Guide for Metal Building Systems. Moment-Resisting Foundations, Chapter (McGraw-Hill: New York, Chicago, San Francisco, Athens, London, Madrid, Mexico City, Milan,
11. Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design (7^a ed.). McGraw-Hill.
12. Day, Robert W. 2012. "RETAINING WALL ANALYSES FOR EARTHQUAKES." Chap. 10 in Geotechnical Earthquake Engineering Handbook: With the 2012 International Building Code. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Education. <https://www-accessengineeringlibrary-com.udea.lookproxy.com/content/book/9780071792387/chapter/chapter10>
13. American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). AASHTO LRFD Bridge Design Dpecifications, 9th edition.
14. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS (2014)– Código Colombiano de Diseño de puentes- LRFD - CCP 1
15. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10 : Decreto 926 de marzo 19 de 2010.

Anexos

- A.1 Ejemplo de diseño con ayuda de hojas de cálculo**
- A.2 Validación de resultados del ejemplo en CYPE**