

**Reglamento CIRSOC 804**  
**Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda**  
**Secretaría de Planificación Territorial y**  
**Coordinación de Obra Pública**

**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

Centro de Investigación de los  
Reglamentos Nacionales de  
Seguridad para las Obras Civiles



***REGLAMENTO ARGENTINO***  
***PARA EL DISEÑO DE***  
***PUENTES CARRETEROS***

***Muros, Estribos y Pilas***

**Diciembre 2019**

**A Discusión  
Pública Nacional**



***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***Muros, Estribos y Pilas***

***EDICIÓN DICIEMBRE 2019***



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio  
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina  
TELEFAX. (54 11) 4779-3182 / 3183 / 3184**

**E-mail: [cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[cirsoc@fm.gob.ar](mailto:cirsoc@fm.gob.ar)**

**INTERNET: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)**

*Primer Director Técnico (✚ 1980): Ing. Luis María Machado*

*Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani*

*Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega*

*Área Estructuras Sismorresistentes: Ing. Daniel Yañez García*

*Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz*

*Área Diseño, Edición y Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti*

**© 2019**

**Editado por INTI  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL  
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.**

**Printed in Argentina.**

## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de Obra Públicas de la Nación  
Secretaría de Vivienda de la Nación  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Vial Federal  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Asociación de Fabricantes de Cemento Portland  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón  
Asociación Argentina de Hormigón Estructural  
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado  
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón  
Asociación de Ingenieros Estructurales  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil  
Federación Argentina de la Ingeniería Civil  
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta



## ***Reconocimiento Especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*





***ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL***

***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***CIRSOC 804***

***Muros, Estribos y Pilas***

***Ing. Francisco Bissio  
Ing. Victorio Hernández Balat  
Ing. Daniel A. Ortega  
Ing. Gustavo Soprano***



***El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:***

Ing. Victor Fariña	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray	CONSEJO VIAL FEDERAL
Ing. Diego Cernuschi	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Máximo Fioravanti	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
Ing. Gabriel Troglia	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
Ing. Juan José Goldemberg	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
Ing. Alicia Aragno	INVITADA ESPECIAL

***Agradecimiento especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Aníbal Barbero su colaboración en la redacción del Capítulo 2, al Ing. Gabriel Troglia por su colaboración en la redacción del Capítulo 3, al Ing. Luciano Sprio Ceres por su colaboración en el desarrollo de las comparaciones que se emplearon para redactar el Capítulo 3 y al Ing. Diego Cernuschi y al Arq. Gustavo Bandel por sus valiosos aportes y colaboración en el desarrollo del Capítulo 13.*



# ***Metodología para el envío de observaciones, comentarios y sugerencias a los Proyectos de Capítulos 9, 11 y 14 del Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros***

***(10 de diciembre de 2019 - 31 de agosto de 2020)***

Las observaciones, comentarios y sugerencias se deberán enviar a la Sede del INTI-CIRSOC, Av. Cabildo 65 - Subsuelo Ala Savio (1426) Ciudad Autónoma de Buenos Aires, hasta el **31 de agosto de 2020**, siguiendo la metodología que a continuación se describe:

1. Se deberá identificar claramente el Proyecto de Capítulo que se analiza, como así también el artículo y párrafo que se observa.
2. Las observaciones se deberán acompañar de su fundamentación y de una redacción alternativa con el fin de que el coordinador del proyecto observado comprenda claramente el espíritu de la observación.
3. Las observaciones, comentarios y sugerencias deberán presentarse por escrito, firmadas y con aclaración de firma, y deberán enviarse por correo o entregarse en mano. Se solicita detallar Dirección, Tel, Fax, e-mail con el fin de facilitar la comunicación.
4. No se aceptarán observaciones enviadas por fax o e-mail, dado que estos medios no permiten certificar la autenticidad de la firma del autor de la observación.

Confiamos en que este Proyecto le interese y participe activamente.

Gracias



## INDICE

### CAPÍTULO 11. MUROS, ESTRIBOS Y PILAS

11.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
11.2. DEFINICIONES	1
11.3. SIMBOLOGÍA	3
11.3.1. General	3
11.4. PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES	10
11.4.1. Requisitos generales	10
11.4.2. Determinación de las propiedades del suelo	10
11.5. ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA	10
11.5.1. Requisitos generales	10
11.5.2. Estados límite de servicio	11
11.5.3. Estados límite de resistencia	11
11.5.4. Estados límite correspondiente a eventos extremos	12
11.5.4.1. Requisitos generales	12
11.5.4.2. Evento extremo I, sin análisis sísmico	12
11.5.5. Requisitos de resistencia	13
11.5.6. Combinaciones de cargas y factores de carga	13
11.5.7. Factores de resistencia – Estados límite de servicio y resistencia	13
11.5.8. Factores de resistencia – Estado límite correspondiente a evento extremo	15
11.6. ESTRIBOS Y MUROS DE CONTENCIÓN CONVENCIONALES	15
11.6.1. Consideraciones generales	15
11.6.1.1. General	15
11.6.1.2. Cargas	15
11.6.1.3. Estribos integrales	16
11.6.1.4. Aleros del muro	16
11.6.1.5. Refuerzo	16
11.6.1.5.1. Estribos y muros convencionales	17
11.6.1.5.2. Aleros del muro	17
11.6.1.6. Juntas de expansión y contracción	17
11.6.2. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	17
11.6.2.1. Estribos	17
11.6.2.2. Muros convencionales de contención	17
11.6.2.3. Estabilidad global	17
11.6.3. Capacidad portante y estabilidad en el estado límite de resistencia	18
11.6.3.1. Requisitos generales	18
11.6.3.2. Capacidad portante	18

11.6.3.3. Límites de excentricidad	20
11.6.3.4. Erosión subsuperficial	20
11.6.3.5. Resistencia pasiva	21
11.6.3.6. Deslizamiento	21
11.6.4. Seguridad contra las fallas estructurales	21
11.6.5. Diseño sísmico para estribos y muros convencionales de contención	21
11.6.6. Drenaje	21
 11.7. PILAS DE PUENTE	 21
11.7.1. Solicitaciones en las pilas de puente	22
11.7.2. Protección de las pilas	22
11.7.2.1. Colisiones	22
11.7.2.2. Muros de colisión	22
11.7.2.3. Socavación	22
11.7.2.4. Revestimiento	22
 11.8. MUROS EN VOLADIZO O TIPO PANTALLA	 22
11.8.1. Requisitos generales	22
11.8.2. Cargas	22
11.8.3. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	23
11.8.3.1. Movimiento	23
11.8.3.2. Estabilidad global	23
11.8.4. Seguridad contra las fallas del suelo en el estado límite de resistencia	23
11.8.4.1. Estabilidad global	23
11.8.5. Seguridad contra las fallas estructurales	23
11.8.5.1. Elementos verticales del muro	23
11.8.5.2. Revestimiento de fachada	23
11.8.6. Diseño sísmico de muros tipo pantalla	23
11.8.6.1. General	23
11.8.6.2. Presión sísmica lateral activa del suelo	24
11.8.6.3. Presión sísmica lateral pasiva del suelo	25
11.8.6.4. Análisis de desplazamiento del muro para determinar las presiones del suelo	26
11.8.7. Protección contra la corrosión	26
11.8.8. Drenaje	26
 11.9. MUROS ANCLADOS	 26
11.9.1. Requisitos generales	26
11.9.2. Cargas	27
11.9.3. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	27
11.9.3.1. Movimiento	27
11.9.3.2. Estabilidad global	28
11.9.4. Seguridad contra las fallas del suelo	28
11.9.4.1. Capacidad de carga	28
11.9.4.2. Capacidad de los anclajes contra el arrancamiento	28
11.9.4.3. Resistencia pasiva	29
11.9.5. Seguridad contra las fallas estructurales	29
11.9.5.1. Anclajes	29
11.9.5.2. Elementos verticales del muro	29
11.9.5.3. Revestimiento de fachada	29
11.9.6. Diseño sísmico	29



11.9.7. Protección contra la corrosión	30
11.9.8. Construcción e instalación	30
11.9.8.1. Prueba y tensado de los anclajes	30
11.9.9. Drenaje	30
<b>11.10. MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE</b>	<b>30</b>
11.10.1. Requisitos generales	30
11.10.2. Dimensiones de la estructura	31
11.10.2.1. Longitud mínima de los refuerzos del suelo	32
11.10.2.2. Empotramiento mínimo de la cara frontal	33
11.10.2.3. Revestimiento de fachada	33
11.10.2.3.1. Revestimientos rígidos de hormigón y acero	34
11.10.2.3.2. Revestimientos flexibles del muro	34
11.10.2.3.3. Problemas de corrosión en los revestimientos de fachada de los muros de suelo estabilizado mecánicamente	35
11.10.3. Cargas	35
11.10.4. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	35
11.10.4.1. Asentamiento	35
11.10.4.2. Desplazamiento lateral	35
11.10.4.3. Estabilidad global	35
11.10.5. Seguridad contra la falla del suelo (Estabilidad externa)	36
11.10.5.1. Requisitos generales	36
11.10.5.2. Cargas	36
11.10.5.3. Deslizamiento	37
11.10.5.4. Capacidad de carga	38
11.10.5.5. Volcamiento	38
11.10.6. Seguridad contra la falla estructural (Estabilidad interna)	38
11.10.6.1. Requisitos generales	38
11.10.6.2. Cargas	38
11.10.6.2.1. Cargas máximas en los refuerzos	38
11.10.6.2.2. Cargas aplicadas al refuerzo en la conexión con la cara del muro	43
11.10.6.3. Arrancamiento de los refuerzos	43
11.10.6.3.1. Límite entre la zona activa y la zona resistente	43
11.10.6.3.2. Diseño por arrancamiento de los refuerzos	45
11.10.6.4. Resistencia de los refuerzos	47
11.10.6.4.1. Requisitos generales	47
11.10.6.4.2. Consideraciones relacionadas con la vida de diseño	49
11.10.6.4.2a. Refuerzos de acero	49
11.10.6.4.2b. Refuerzos geosintéticos	50
11.10.6.4.3. Resistencia a la tracción de diseño	53
11.10.6.4.3a. Refuerzos de acero	53
11.10.6.4.3b. Refuerzos geosintéticos	54
11.10.6.4.4. Resistencia de diseño en la conexión refuerzo/revestimiento de fachada	55
11.10.6.4.4a. Refuerzos de acero	55
11.10.6.4.4b. Refuerzos geosintéticos	56
11.10.7. Diseño sísmico de muros de suelo estabilizado mecánicamente	58
11.10.7.1. Estabilidad externa	58
11.10.7.2. Estabilidad interna	60
11.10.7.3. Conexión de los refuerzos al revestimiento de fachada	63
11.10.7.4. Detalles de los muros para mejorar su comportamiento sísmico	64
11.10.8. Drenaje	65
11.10.9. Erosión subsuperficial	65

11.10.10. Condiciones de carga especiales	66
11.10.10.1. Cargas permanentes concentradas	66
11.10.10.2. Cargas de tránsito y barreras	67
11.10.10.3. Presiones hidrostáticas	69
11.10.10.4. Obstrucciones en la zona del suelo reforzado	69
11.10.11. Estribos sobre muros de suelo estabilizado mecánicamente	70
 11.11. MUROS MODULARES PREFABRICADOS	 72
11.11.1. Requisitos generales	72
11.11.2. Cargas	72
11.11.3. Movimiento en el estado límite de servicio	72
11.11.4. Seguridad contra la falla del suelo	72
11.11.4.1. Requisitos generales	72
11.11.4.2. Deslizamiento	73
11.11.4.3. Capacidad de carga	73
11.11.4.4. Volcamiento	73
11.11.4.5. Erosión subsuperficial	73
11.11.4.6. Estabilidad global	73
11.11.4.7. Resistencia pasiva y deslizamiento	73
11.11.5. Seguridad contra la falla estructural	74
11.11.5.1. Elementos modulares	74
11.11.6. Diseño sismorresistente para muros modulares prefabricados	74
11.11.7. Estribos	74
11.11.8. Drenaje	75
 APÉNDICE A11. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	 75

## CAPÍTULO 11. MUROS, ESTRIBOS Y PILAS

### 11.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Capítulo presenta los requerimientos para el diseño de muros y estribos. Se consideran los muros de contención convencionales, muros tipo pantalla, muros anclados, muros de suelo estabilizado mecánicamente, y muros constituidos por elementos modulares prefabricados.

### 11.2. DEFINICIONES

**Estribo (“Abutment”):** Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente, y provee soporte lateral al material de relleno sobre el cual descansa la carretera inmediatamente adyacente al puente. En la práctica, se pueden utilizar diferentes tipos de estribos. Estos incluyen:

- **Estribo corto (“Stub abutment”):** Estos estribos están localizados en o cerca de la parte superior del relleno de aproximación, con un respaldo suficientemente profundo para acomodar la profundidad de la estructura y los elementos de apoyo que se sientan sobre el asiento del apoyo.
- **Estribo de profundidad parcial (“Partial-depth abutment”):** Los estribos de profundidad parcial están localizados aproximadamente a la mitad de la pendiente frontal del terraplén de aproximación. El respaldo y los aleros más altos pueden retener el material de relleno, o la pendiente del terraplén puede continuar detrás del respaldo. En este último caso, una losa estructural de aproximación o el diseño del tramo extremo debe cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y, además, se deben proveer muros cortina para cerrar el espacio abierto. Para esta situación se debe proporcionar acceso de inspección.
- **Estribo de profundidad total (“Full-depth abutment”):** Los estribos de profundidad total están localizados aproximadamente en la puntera frontal del terraplén de aproximación, restringiendo las aberturas debajo de la estructura.
- **Estribo integral (“Integral abutment”):** Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y se apoyan sobre una zapata o sobre fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

**Muros anclados (“Anchored wall”):** Sistema de contención de tierra compuesto generalmente por los mismos elementos de los muros en voladizo (no de gravedad), y que obtiene resistencia lateral adicional a partir de uno o más niveles de anclajes.

**Muros de suelo estabilizado mecánicamente (“Mechanically stabilized earth wall”):** Es un sistema de contención del suelo, en el cual se emplean refuerzos de tracción, dentro

de la masa del suelo, ya sean tipo cinta o malla, metálicos, o poliméricos, y un elemento de revestimiento que es vertical o casi vertical.

**Muros en voladizo (no de gravedad) (“Nongravity cantilever wall”):** Es un sistema de contención del suelo que obtiene resistencia lateral a través del empotramiento de los elementos del muro vertical y por los apoyos del suelo retenido con los elementos de revestimiento. Los elementos del muro vertical pueden consistir de elementos discretos, es decir, pilotes hincados, pilotes excavados o pilotes in-situ barrenados unidos por un revestimiento estructural, por ejemplo, revestimientos, paneles u hormigón proyectado. Alternativamente, los elementos del muro vertical y el revestimiento pueden ser continuos, por ejemplo, tablestacas, paneles de muro tipo pantalla, pilotes tangentes o pilotes tangentes excavados.

**Pila (“Pier”):** Aquella parte de la estructura de un puente que proporciona soporte intermedio a la superestructura. Pueden ser:

- **Pilas de muro macizo (“Solid wall piers”):** Las pilas tipo muro macizo son diseñadas como columnas para fuerzas y momentos que actúan sobre el eje débil y como pilas para fuerzas y momentos que actúan sobre el eje fuerte. Estas pueden ser articuladas, empotradas o libres en la parte superior y, convencionalmente, están empotradas en la base. En pilas cortas a menudo están articuladas en la base para eliminar los momentos elevados que se desarrollarían debido al empotramiento. Anteriormente, los diseños más masivos se consideraban del tipo gravitacional.
- **Pilas de muro doble (“Double wall piers”):** Las pilas de muro doble consisten de dos muros separados, espaciados en la dirección del tránsito, para dar apoyo en el intradós continuo de las secciones de la superestructura de hormigón tipo cajón. Estos muros se integran con la superestructura y deben también ser diseñados para los momentos que se desarrollan en la superestructura debido a las sobrecargas y condiciones de montaje.
- **Pilas tipo marco (“Bent piers”):** las pilas tipo marco constan de dos o más columnas, espaciadas transversalmente, de varias secciones transversales macizas; este tipo de pilas, son diseñadas para efecto pórtico, relativas a fuerzas actuando alrededor del eje fuerte de la pila. Estas pilas, usualmente, están empotradas en la base y son integrales con la superestructura o con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una fundación directa, una zapata sobre pilotes, o sobre el eje de un muro macizo; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.
- **Pilas de una sola columna (“Single-column piers”):** Las pilas de una sola columna, frecuentemente conocidas como pilas “T” o pilas “martillo”, son usualmente soportadas por una fundación directa o una zapata sobre pilotes hincados o excavados y pueden ser ya sea integral con, o proporcionar apoyo independiente para, la superestructura. Su sección transversal puede ser de varias formas y la columna puede ser prismática o acampanada para formar el cabezal de la pila o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura y su apariencia reduce la masividad frecuentemente asociada con las superestructuras.
- **Pilas tubulares (“Tubular piers”):** Sección de núcleo hueco que puede ser de acero, hormigón armado u hormigón pretensado; tal que le permite soportar las fuerzas y

*momentos que actúan sobre los elementos. Debido a su vulnerabilidad frente a cargas laterales, el espesor de la pared de las pilas tubulares debe ser suficiente para soportar las fuerzas y momentos para todas las situaciones de carga que corresponda. Las configuraciones prismáticas pueden ser prefabricadas por secciones o pretensadas mientras se montan.*

**Muro modular prefabricado (“Prefabricated modular wall”):** Sistema de retención de suelo que emplea módulos o compartimientos entrelazados de madera, hormigón armado o acero, rellenos de tierra y actuando como muros de contención de gravedad para resistir los empujes del suelo.

**Muros rígidos de contención (convencionales) de gravedad y semi-gravedad (“Rigid gravity and semi-gravity (conventional) retaining wall”):** Estructura que provee apoyo lateral a una masa de suelo y que debe su estabilidad principalmente a su peso propio y al peso de cualquier suelo ubicado directamente sobre su base.

En la práctica, pueden ser utilizados diferentes tipos de muros de contención de gravedad y semi-gravedad. Estos incluyen:

- Un **muro de gravedad (“gravity wall”)** debe su estabilidad exclusivamente al peso de la mampostería de piedra u hormigón y de cualquier suelo ubicado directamente sobre la mampostería. Sólo se coloca una cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para prevenir la fisuración superficial debida a cambios de temperatura.
- Un **muro de semi-gravedad (“semi-gravity wall”)** es un poco más esbelto que un muro de gravedad y requiere armadura constituida por barras verticales a lo largo de la cara interna y pasadores que continúen hasta la fundación. Este muro debe disponer armadura de temperatura cerca de las caras expuestas.
- Un **muro en voladizo (“cantilever wall”)** consta de una pantalla de hormigón y una losa base de hormigón, ambos son relativamente delgados y están totalmente reforzados para resistir los momentos y cortes a los cuales están sujetos.
- Un **muro de contrafuertes (“counterfort wall”)** consta de una delgada losa de hormigón, generalmente vertical, que sirve como paramento y es soportada a intervalos en el lado interno por losas verticales o contrafuertes que forman ángulos rectos con al paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

### 11.3. SIMBOLOGÍA

#### 11.3.1. General

- |                         |                                                                                                                                           |
|-------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b><math>A_c</math></b> | área de la sección transversal de la unidad del acero de refuerzo (11.10.6.4.1), en mm <sup>2</sup> .                                     |
| <b><math>A_s</math></b> | coeficiente de aceleración pico sísmica del terreno modificado por un factor de sitio para periodo corto (11.6.5) (C 11.8.6) (11.10.7.1). |
| <b><math>B</math></b>   | ancho de la base del muro (11.10.2), en m.                                                                                                |

<b><math>b</math></b>	ancho unitario del acero de refuerzo; ancho del módulo tipo cajón (11.10.6.4.1) (11.11.5.1), en m.
<b><math>b_f</math></b>	ancho del área cargada de la zapata (11.10.10.2), en m.
<b><math>C</math></b>	factor general de la geometría del área superficial del refuerzo (11.10.6.3.2), adimensional.
<b><math>CR_{cr}</math></b>	factor de reducción de resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión (11.10.6.4.4b), adimensional.
<b><math>CR_u</math></b>	factor de reducción de resistencia de la conexión a corto plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión (11.10.6.4.4b), adimensional.
<b><math>C_u</math></b>	coeficiente de uniformidad del suelo definido como la relación entre el tamaño de partícula de suelo que es <b>60 por ciento</b> más fina en tamaño ( $D_{60}$ ) y el tamaño de partícula de suelo que es <b>10 por ciento</b> más fina en tamaño ( $D_{10}$ ) (11.10.6.3.2), adimensional.
<b><math>D</math></b>	profundidad embebida de diseño del elemento vertical [m]; diámetro de la barra o alambre [mm], (11.10.6.3.2) (C11.8.4.1).
<b><math>D^*</math></b>	diámetro de la barra o alambre corregido para considerar las pérdidas por corrosión (11.10.6.4.1), en mm.
<b><math>D_o</math></b>	profundidad embebida para la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proporcionar equilibrio de momentos (C11.8.4.1), en m.
<b><math>d</math></b>	diámetro del orificio perforado para el anclaje [mm]; desplazamiento lateral del muro [mm]; relleno sobre el muro [m], (C11.6.5) (11.9.4.2) (11.10.8).
<b><math>E_c</math></b>	espesor del refuerzo metálico al final de la vida de servicio (11.10.6.4.1), en mm.
<b><math>E_n</math></b>	espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción (11.10.6.4.2a), en mm.
<b><math>E_s</math></b>	espesor de metal sacrificable que se espera perder por corrosión uniforme durante la vida de servicio (11.10.6.4.2a), en mm.
<b><math>e</math></b>	excentricidad de la carga desde el eje de fundación (11.10.8), en m.
<b><math>F_p</math></b>	fuerza estática lateral debida a una sobrecarga concentrada (11.6.5.1), en kN/m.
<b><math>F_T</math></b>	fuerza resultante debida al empuje activo lateral del suelo (11.6.3.2), en kN/m.
<b><math>F_v</math></b>	factor de ajuste de clase de sitio para la aceleración espectral de 1 seg. (A11.5), adimensional.
<b><math>F_y</math></b>	tensión de fluencia mínima del acero (11.10.6.4.3a), MPa.

$F^*$	factor de fricción para el arrancamiento del refuerzo de acero (11.10.6.3.2), adimensional.
$G_u$	distancia al centro de gravedad de una unidad de bloque de fachada modular, incluyendo el relleno de agregado, medida desde el frente de la unidad (11.10.6.4.4b), en m.
$H$	altura del muro (11.6.5.1), en m.
$H_h$	altura de articulación para la fachada modular (11.10.6.4.4b), en m.
$H_u$	altura de una unidad de bloque de fachada modular (11.10.6.4.4b), en m.
$H_1$	altura equivalente del muro (11.10.6.3.1), en m.
$h$	distancia vertical entre la superficie del terreno y la base del muro en la parte posterior del talón del muro (11.6.3.2) (11.10.7.1), en m.
$h_a$	distancia entre la base del muro, o de la línea de lodo en frente del muro, y la fuerza sísmica resultante debida al empuje activo del suelo (A11.3.1), en m.
$h_i$	altura de la zona de suelo reforzado que contribuye carga horizontal al refuerzo en el nivel $i$ (11.10.6.2.1), en m.
$h_p$	distancia vertical entre la base del muro y la fuerza estática lateral de sobrecarga $F_p$ (11.6.5.1), en m.
$i$	ángulo de la pendiente del relleno (A11.3.1), en grados.
$i_b$	pendiente de la base de fachada, hacia abajo respecto de la horizontal y hacia el interior del relleno (11.10.6.4.4.2), en grados.
$K$	coeficiente sísmico de presión pasiva (A11.3.1), adimensional.
$K_{AE}$	coeficiente sísmico de presión activa (A11.3.1), adimensional.
$k_a$	coeficiente de empuje activo del suelo (11.8.4.1), adimensional.
$k_{af}$	coeficiente de empuje activo del suelo de relleno (11.10.5.2), adimensional.
$k_h$	coeficiente de aceleración sísmica horizontal (11.8.6), adimensional.
$k_{h0}$	coeficiente de aceleración sísmica horizontal para desplazamiento nulo (11.6.5.2), adimensional.
$k_v$	coeficiente de aceleración sísmica vertical (11.6.5.3), adimensional.
$k_r$	coeficiente de empuje horizontal del relleno reforzado (11.10.5.2), adimensional.
$k_y$	aceleración de fluencia en el análisis del bloque deslizante que resulta en el deslizamiento del muro (A11.5), adimensional.
$L$	separación entre elementos verticales o apoyos de fachada; longitud de los

elementos de refuerzo en un muro de suelo estabilizado mecánicamente (MSE, “mechanically stabilized earth”) y su correspondiente fundación (11.8.5.2) (11.10.2), en m.

<b><math>L_a</math></b>	longitud del refuerzo en zona activa (11.10.2), en m.
<b><math>L_b</math></b>	longitud de adherencia del anclaje (11.9.4.2), en m.
<b><math>L_e</math></b>	longitud del refuerzo en la zona resistente (11.10.2), en m.
<b><math>L_{ei}</math></b>	longitud efectiva del refuerzo para la capa $i$ (11.10.7.2), en m.
<b><math>M</math></b>	magnitud de momento del sismo de diseño (A11.5), adimensional.
<b><math>MARV</math></b>	valor mínimo promedio del rollo (11.10.6.4.3b).
<b><math>M_{m\acute{a}x}</math></b>	máximo momento flexor en el elemento o fachada vertical del muro (11.8.5.2), en kN·m o kN·m/m.
<b><math>N</math></b>	componente normal de la resultante sobre la base de la fundación o resistencia a la penetración estándar obtenida a partir del SPT (11.6.3.2) (A11.5), en kN/m o golpes/m, respectivamente.
<b><math>n</math></b>	número total de capas de refuerzo en el muro (11.10.7.2), adimensional.
<b><math>P_{AE}</math></b>	empuje dinámico activo horizontal, incluyendo la presión estática del suelo (11.10.7.1), en kN/m.
<b><math>P_a</math></b>	fuerza resultante de la presión activa de suelo por unidad de ancho del muro (11.8.6.2), en kN/m.
<b><math>P_b</math></b>	presión dentro del módulo tipo cajón (11.10.5.1), en kN/m <sup>2</sup> .
<b><math>PGA</math></b>	aceleración pico del terreno (11.6.5.1), adimensional.
<b><math>P_H</math></b>	fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas concentradas (11.10.10.1), en kN/m.
<b><math>P_i</math></b>	fuerza horizontal mayorada por metro de muro transmitida al refuerzo del suelo en el nivel $i$ ; fuerza inercial interna, debida al peso del relleno dentro de la zona activa (11.10.6.2.1) (11.10.7.2), en kN/m.
<b><math>P_{IR}</math></b>	fuerza inercial horizontal (11.10.7.1), en kN/m.
<b><math>P_{ir}</math></b>	fuerza inercial horizontal provocada por la aceleración del relleno reforzado (11.10.7.1), en kN/m.
<b><math>P_{is}</math></b>	fuerza inercial interna provocada por la aceleración de la sobrecarga inclinada (11.10.7.1), en kN/m.
<b><math>P_{PE}</math></b>	empuje dinámico pasivo horizontal, incluyendo la presión estática del suelo (11.8.6.2), en kN/m.
<b><math>P_r</math></b>	resistencia última al arrancamiento del refuerzo del suelo por unidad de ancho



del refuerzo (11.10.6.3.2), en kN/m.

<b><math>P_{seis}</math></b>	fuerza lateral total aplicada en el muro durante la carga sísmica (11.6.5.1), en kN/m.
<b><math>P_v</math></b>	carga sobre la zapata corrida (11.10.10.1), en kN/m.
<b><math>P'_v</math></b>	carga sobre la zapata rectangular aislada o carga puntual (11.10.10.1), en kN.
<b><math>PVG</math></b>	velocidad pico del terreno (A11.5), en m/s.
<b><math>p</math></b>	presión lateral promedio, incluyendo el suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática, actuando sobre la sección del elemento de muro que se está considerando (11.9.5.2), en kN/m <sup>2</sup> .
<b><math>Q_n</math></b>	resistencia nominal (última) del anclaje (11.9.4.2), en kN.
<b><math>Q_R</math></b>	resistencia minorada del anclaje (11.9.4.2), en kN.
<b><math>q_s</math></b>	presión debida a la sobrecarga (11.10.5.2), en kN/m <sup>2</sup> .
<b><math>q_{máx}</math></b>	máxima presión unitaria del suelo sobre la base de la fundación (11.6.3.2), en kN/m <sup>2</sup> .
<b><math>R</math></b>	fuerza resultante en la base del muro (11.6.3.2), en kN/m.
<b><math>R_{BH}</math></b>	relación de levantamiento de la base (C 11.9.3.1).
<b><math>R_c</math></b>	relación de cobertura de los refuerzos (11.10.6.3.2), adimensional.
<b><math>R_n</math></b>	resistencia nominal (11.5.4), en kN o kN/m.
<b><math>R_R</math></b>	resistencia minorada (11.5.4), en kN o kN/m.
<b><math>RF</math></b>	factor de reducción de la resistencia combinada que considera la posible degradación a largo plazo debido a los daños en la instalación, la fluencia y el envejecimiento químico/biológico de los refuerzos geosintéticos (11.10.6.4.2b), adimensional.
<b><math>RF_c</math></b>	factor de reducción de la resistencia combinada que considera la degradación a largo plazo de la conexión del refuerzo geosintético (11.10.6.4.4b), adimensional.
<b><math>RF_{CR}</math></b>	factor de reducción de la resistencia para prevenir la rotura del refuerzo por fluencia lenta a largo plazo (11.10.6.4.3b), adimensional.
<b><math>RF_D</math></b>	factor de reducción de la resistencia para prevenir la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica (11.10.6.4.3b), adimensional.
<b><math>RF_{ID}</math></b>	factor de reducción de la resistencia para considerar el daño del refuerzo durante la instalación (11.10.6.4.3b), adimensional.
<b><math>S_h</math></b>	separación horizontal de los refuerzos (11.10.6.4.1), en m.

$S_t$	separación entre elementos transversales de la malla (11.10.6.3.2), en m.
$S_u$	resistencia al corte no drenada (11.9.5.2), en kN/m <sup>2</sup> .
$S_v$	separación vertical de los refuerzos (11.10.6.2.1), en m.
$S_{rs}$	resistencia última a tracción de los refuerzos, requerida para resistir la componente de carga estática (11.10.7.2), en kN/m.
$S_{rt}$	resistencia última a tracción de los refuerzos, requerida para resistir la componente de carga transitoria (11.10.7.2), en kN/m.
$S_1$	coeficiente de aceleración espectral para <b>1 segundo</b> (A11.5), adimensional.
$T_{ac}$	resistencia de diseño nominal a largo plazo de la conexión refuerzo/fachada (11.10.6.4.1), en kN/m.
$T_{al}$	resistencia de diseño nominal a largo plazo de los refuerzos (11.10.6.4.1), en kN/m.
$T_{crc}$	resistencia de la conexión reducida, debido a la fluencia lenta, por unidad de ancho del refuerzo determinada a partir de la envolvente de rotura en la vida de diseño especificada obtenida a partir de una serie de ensayos de fluencia lenta a largo plazo de la conexión (11.10.6.4.4b), en kN/m.
$T_{tot}$	resistencia última a tracción de bandas anchas por unidad de ancho del refuerzo (ASTM D4595 "Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method" o ASTM D6637 "Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method", hasta tanto se redacte la norma IRAM-IAS correspondiente) para el lote del material de refuerzo utilizado para el ensayo de resistencia de la conexión (11.10.6.4.4b), en kN/m.
$T_{md}$	fuerza de inercia dinámica incremental mayorada (11.10.7.2), en kN/m.
$T_{ultconn}$	resistencia última de la conexión por unidad de ancho del refuerzo (11.10.6.4.4b), en kN/m.
$T_{ult}$	resistencia última a tracción del refuerzo (11.10.6.4.3b), en kN/m.
$T_{máx}$	carga aplicada al refuerzo (11.10.6.2.1), en kN/m.
$T_o$	carga mayorada de tracción en la conexión refuerzo/fachada (11.10.6.2.2), en kN/m.
$t$	espesor de los elementos transversales (11.10.6.3.2), en m.
$T_s$	periodo fundamental del muro (A11.5), en seg.
$T_{total}$	carga total (estática y dinámica) sobre la capa de refuerzo por unidad de ancho del muro (11.10.7.2), en kN/m.
$V_s$	velocidad de onda de corte del suelo detrás del muro (A11.5), en m/s.

$V_1$	peso de suelo soportado por el talón del muro, excluyendo el peso de la sobrecarga de suelo (11.6.3.2), en kN/m.
$V_2$	peso de la sobrecarga de suelo que está directamente sobre el talón del muro (11.6.3.2), en kN/m.
$W_s$	peso del suelo que está inmediatamente por encima del muro, incluyendo el talón del muro (11.6.5.1), en kN/m.
$W_u$	ancho unitario de fachada modular (11.10.2.3.1), en m.
$W_w$	peso del muro (11.6.5.1), en kN/m.
$W_1$	peso del cuerpo del muro (11.6.3.2), en kN/m.
$W_2$	peso de la zapata o base del muro (11.6.3.2), en kN/m.
$x$	separación entre elementos de apoyo vertical (11.9.5.2), en m.
$Z$	profundidad debajo del coronamiento efectivo del muro o hasta el refuerzo (11.10.6.2.1), en m.
$Z_p$	profundidad de suelo en la capa de refuerzo al inicio de la zona resistente para el cálculo del arrancamiento (11.10.6.2.1), en m.
$\alpha$	factor de corrección por el efecto de escala, o factor de reducción de aceleración por altura del muro para considerar la dispersión de la onda (11.10.6.3.2) (A11.5), adimensional.
$\beta$	inclinación de la pendiente del terreno detrás de la cara del muro (11.5.5), en grados.
$\gamma_{EQ}$	factor de carga para sobrecarga aplicada simultáneamente con las cargas sísmicas indicadas en el artículo 3.4.1 del Reglamento CIRSOC 801 (11.6.5), adimensional.
$\gamma_P$	factor de carga para empuje vertical del suelo indicado en el artículo 3.4.1 del Reglamento CIRSOC 801 (11.10.6.2.1), adimensional.
$\gamma_s$	peso unitario del suelo, en kN/m <sup>3</sup> .
$\gamma'_s$	peso unitario efectivo del suelo (C11.8.4.1), en kN/m <sup>3</sup> .
$\gamma_r$	peso unitario del relleno reforzado (11.10.5.2), en kN/m <sup>3</sup> .
$\gamma_f$	peso unitario del relleno (11.10.5.2), en kN/m <sup>3</sup> .
$\Delta\sigma_H$	esfuerzo horizontal en los refuerzos debido a la sobrecarga horizontal concentrada; esfuerzo debido al impacto sobre la barrera para el tránsito aplicada por encima del área de influencia del refuerzo (11.10.6.2.1) (11.10.10.2), en kN/m <sup>2</sup> .
$\Delta\sigma_v$	esfuerzo vertical debido a la carga de la zapata (11.10.8), en kN/m <sup>2</sup> .

$\delta$	ángulo de fricción en la interface entre el muro y el relleno (11.5.5), en grados.
$\delta_{m\acute{a}x}$	desplazamiento máximo (11.10.4.2), en mm.
$\delta_R$	coeficiente de desplazamiento relativo (11.10.4.2).
$\theta$	inclinación del muro respecto a la horizontal (11.10.6.2.1), en grados.
$\theta_{MO}$	<b><math>\arctan [k_h / (1 - k_v)]</math></b> para el análisis M–O (11.6.5.3), en grados.
$\rho$	ángulo de fricción suelo-refuerzo (11.10.5.3), en grados.
$\phi$	factor de resistencia (11.5.4).
$\phi_f$	ángulo de fricción interna del suelo de fundación o de relleno (11.10.2), en grados.
$\phi_r$	ángulo de fricción interna del relleno reforzado (11.10.5.2), en grados.
$\phi'_f$	ángulo de fricción interna efectivo del suelo (11.8.4.1), en grados.
$\sigma_H$	esfuerzo horizontal mayorado a nivel del refuerzo (11.10.6.2.1), en kN/m <sup>2</sup> .
$\sigma_{H\,m\acute{a}x}$	máximo esfuerzo en el refuerzo del suelo en las zonas de los estribos (11.10.8).
$\sigma_v$	esfuerzo vertical en el suelo (11.10.6.2.1), en kN/m <sup>2</sup> .
$\sigma_{vI}$	esfuerzo vertical del suelo sobre el ancho efectivo de la base (11.10.8), en kN/m <sup>2</sup> .
$\tau_n$	esfuerzo nominal de adherencia del anclaje (11.9.4.2), en MPa.
$\omega$	inclinación del muro debido al retroceso de las unidades de fachada modular (11.10.6.4.4.2), en grados.

## 11.4. PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES

### 11.4.1. Requisitos generales

Los materiales utilizados como relleno deben ser granulares, y permitir el libre drenaje. Si los muros retienen suelos cohesivos in situ, se debe proveer un drenaje adecuado para reducir la presión hidrostática detrás del muro.

### 11.4.2. Determinación de las propiedades del suelo

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 2.4 y 10.4, de los Reglamentos CIRSOC 801 y CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación), respectivamente.

## 11.5. ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

### 11.5.1. Requisitos generales

El diseño de los estribos, pilas y muros deben satisfacer los criterios especificados en el artículo 11.5.2 para el estado límite de servicio, y los criterios especificados en el artículo 11.5.3 para el estado límite de resistencia.

Los estribos, pilas y muros de contención se deben diseñar para resistir las presiones laterales del suelo y las hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga (transitoria o permanente), el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura, y las cargas sísmicas, de acuerdo con los principios generales especificados en este Capítulo.

Las estructuras de contención del suelo se deben diseñar para una vida de servicio en base a la consideración de los posibles efectos a largo plazo del deterioro de los materiales, filtración, corrientes parásitas y otros factores ambientales potencialmente perjudiciales sobre cada uno de los componentes materiales que constituyen la estructura. En la mayoría de las aplicaciones, los muros de contención permanentes se deben diseñar para una vida mínima de servicio de **75 años**. Las aplicaciones de muros de contención definidas como temporales deben ser consideradas para tener una vida de servicio menor o igual a **36 meses**.

Para muros que soportan estribos de puentes, edificios, instalaciones críticas de servicios públicos, u otras instalaciones para las cuales las consecuencias de un desempeño pobre o falla serían severas, puede ser apropiado considerar un nivel más alto de seguridad y/o mayor vida de servicio, por ejemplo, **100 años**.

Las estructuras permanentes se deben diseñar de manera que conserven una apariencia estética agradable, y que esencialmente estén libres de mantenimiento durante la totalidad de su vida de servicio considerada para el diseño.

### 11.5.2. Estados límite de servicio

Los estribos, pilas, y muros se deben analizar para verificar sus desplazamientos excesivos (verticales y laterales), y la estabilidad global, en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer las deformaciones admisibles (verticales y laterales) para los muros de contención se deben desarrollar en base a la función y el tipo del muro, la vida de servicio proyectada, y las consecuencias de los movimientos inaceptables del muro y de cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se debe evaluar utilizando métodos de análisis de equilibrio límite.

Para el análisis de los movimientos verticales del muro se deben aplicar los requisitos de los artículos 10.6.2.2, 10.7.2.2 y 10.8.2.1, del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación). Para los muros anclados, las deformaciones se deben estimar de acuerdo con los requisitos del artículo 11.9.3.1. Para los muros de suelo estabilizado mecánicamente (MSE, “mechanically stabilized earth”), las deformaciones se deben estimar de acuerdo con los requisitos del artículo 11.10.4.

### 11.5.3. Estados límite de resistencia

Los estribos, muros, y pilas se deben analizar en los estados límites de resistencia utilizando la Ecuación 1.3.2.1-1 del Reglamento CIRSOC 801, para:

- falla por capacidad de carga,
- deslizamiento lateral,
- pérdida de contacto en la base debido a la excentricidad de la carga,
- falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- falla estructural.

#### 11.5.4. Estados límite correspondiente a eventos extremos

##### 11.5.4.1. Requisitos generales

Los estribos, muros, y pilas se deben analizar en el estado límite de evento extremo para:

- falla de estabilidad global,
- falla por capacidad de carga,
- deslizamiento lateral,
- pérdida de contacto en la base debido a la excentricidad de la carga,
- falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- falla estructural.

La aceleración pico del terreno ajustada para el sitio,  $A_s$  (es decir,  $F_{pga} \cdot PGA$ , especificada en el artículo 3.10.3.2 del Reglamento CIRSOC 801), utilizada para el diseño sísmico de muros de contención se debe determinar de acuerdo con el artículo 3.10 del Reglamento CIRSOC 801.

##### 11.5.4.2. Evento extremo I, sin análisis sísmico

Para muros localizados en Zonas de Desempeño Sísmico **1** a **3**, o para muros ubicados en lugares donde la aceleración pico del terreno ajustada para el sitio,  $A_s$ , sea menor o igual a **0,4g**, no se debe considerar obligatorio el diseño sísmico a menos que una de las siguientes condiciones sea cierta:

- La extensión lateral o pendiente de falla inducida por licuefacción, o la pendiente de falla inducida sísmicamente, debida a la presencia de arcillas sensibles que pierden resistencia durante el movimiento sísmico, puede afectar la estabilidad del muro para el sismo de diseño.
- El muro soporta otra estructura que requiere, con base en el código o especificación de diseño aplicable para la estructura soportada, ser proyectada para cargas sísmicas y que el pobre desempeño sísmico del muro podría afectar el comportamiento sísmico de esa estructura.

La opción de no realizar un análisis sísmico se debe limitar al diseño por estabilidad sísmica, interna y externa, del muro. Si el muro es parte de un talud más grande, aún se debe evaluar la estabilidad sísmica global de la combinación del muro y el talud.

Estas disposiciones de no utilizar análisis sísmico, no se deben considerar aplicables a muros que funcionen como pilas de apoyo de puentes.

#### 11.5.5. Requisitos de resistencia

Los estribos, pilas y estructuras de contención y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deben dimensionar mediante los métodos apropiados especificados en los artículos 11.6, 11.7, 11.8, 11.9, 11.10, o 11.11 de manera que su resistencia satisfaga el artículo 11.5.6.

La resistencia minorada,  $R_R$ , calculada para cada uno de los estados límite aplicables debe ser la resistencia nominal,  $R_n$ , multiplicada por un factor de resistencia apropiado,  $\phi$ , especificado en la Tabla 11.5.7-1.

#### 11.5.6. Combinaciones de cargas y factores de carga

Los estribos, pilas y estructuras de contención y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deben dimensionar para todas las combinaciones de carga aplicables especificadas en el artículo 3.4.1 del Reglamento CIRSOC 801.

Para los efectos de las cargas sísmicas sobre la presión lateral del suelo, el factor de carga sísmica se debe aplicar a toda la fuerza de presión lateral del suelo creada por la masa de suelo retenida por el muro o estribo. Para cualquier sobrecarga actuando sobre el muro (por ejemplo, **ES**) en combinación con la carga sísmica, **EQ**, se debe aplicar el factor de carga para cargas sísmicas.

#### 11.5.7. Factores de resistencia – Estados límite de servicio y resistencia

Los factores de resistencia para los estados límite de servicio se deben tomar igual a **1,0**, excepto lo dispuesto para la estabilidad global en el artículo 11.6.2.3.

Para el estado límite de resistencia, se deben utilizar los factores de resistencia proporcionados en la Tabla 11.5.7-1 para el diseño del muro, a menos que se disponga de valores regionales específicos o de experiencia exitosa sustancial para justificar valores más elevados.

Los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones que se puedan necesitar para el apoyo del muro, a menos que se identifiquen específicamente en la Tabla 11.5.7-1, son como se especifica en las Tablas 10.5.5.2.2-1, 10.5.5.2.3-1, y 10.5.5.2.4-1, del Reglamento CIRSOC 804 (estas tablas pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

Si para estimar la resistencia se utilizan métodos diferentes a los indicados en el presente Reglamento, los factores de resistencia seleccionados deben proveer la misma confiabilidad que los indicados en las Tablas 10.5.5.2.2-1, 10.5.5.2.3-1, 10.5.5.2.4-1, y 11.5.7-1.

Los elementos verticales, tales como el muro berlinés, los pilotes tangentes y los muros de hormigón en zanja con lodo de perforación se deben tratar ya sea como fundaciones superficiales o profundas, según corresponda, a los fines de determinar la capacidad de carga, utilizando los procedimientos descritos en los artículos 10.6, 10.7 y 10.8, del

Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

Puede ser apropiado algún incremento en los factores de resistencia prescritos para el diseño de muros temporales consistentes con el incremento en los esfuerzos admisibles para estructuras temporales en el diseño por tensiones admisibles.

**Tabla 11.5.7-1. Factores de resistencia para muros de contención permanentes**

Tipo de muro y condición		Factor de resistencia
<b>Muros en voladizo y muros anclados</b>		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva de los elementos verticales		0,75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes <sup>(1)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Suelos no cohesivos (granular)</li> <li>Suelos cohesivos</li> <li>Roca</li> </ul>	0,65 <sup>(1)</sup> 0,70 <sup>(1)</sup> 0,50 <sup>(1)</sup>
Resistencia al arrancamiento de los anclajes <sup>(2)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cuando se realizan pruebas de verificación</li> </ul>	1,0 <sup>(2)</sup>
Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje	<ul style="list-style-type: none"> <li>Acero de dureza natural (por ejemplo, barras IRAM-IAS U 500-528)</li> </ul>	0,90 <sup>(3)</sup>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Acero de alta resistencia (por ejemplo, barras ASTM A722/A722M-15 Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete, hasta tanto se redacte la norma IRAM-IAS correspondiente)</li> </ul>	0,80 <sup>(3)</sup>
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0,90
<b>Muros de suelo estabilizado mecánicamente, muros de gravedad, y muros de semigravedad</b>		
Capacidad de carga	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros de gravedad y semigravedad</li> </ul>	0,55
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros de suelo estabilizado mecánicamente</li> </ul>	0,65
Deslizamiento		1,0
Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en faja <sup>(4)</sup> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carga estática</li> </ul>	0,75
	Refuerzos en malla <sup>(4) (5)</sup> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carga estática</li> </ul>	0,65
Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	<ul style="list-style-type: none"> <li>Carga estática</li> </ul>	0,90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tracción.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Carga estática</li> </ul>	0,90

*Continúa en página siguiente.*



**Tabla 11.5.7-1 (Cont.). Factores de resistencia para muros de contención permanentes**

Tipo de muro y condición	Factor de resistencia
<b>Muros modulares prefabricados</b>	
Capacidad de carga	Aplica el artículo 10.5
Deslizamiento	Aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva	Aplica el artículo 10.5
<p>(1) Para el diseño preliminar aplicar el esfuerzo de adherencia unitario último supuesto para anclajes del artículo C 11.9.4.2.</p> <p>(2) Se aplica cuando se realiza(n) prueba(s) de verificación en cada anclaje de producción a una carga igual a 1,0 o más veces la carga mayorada sobre el anclaje.</p> <p>(3) Se aplica a la máxima carga de prueba de verificación del anclaje. Para el acero de dureza natural, aplicar el factor de resistencia a <math>F_y</math>. Para el acero de alta resistencia, aplicar el factor de resistencia para garantizar la resistencia última a tracción.</p> <p>(4) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de secciones con orificios, reducir el área bruta de acuerdo con el artículo 6.8.3 del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación) y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.</p> <p>(5) Se aplica a los refuerzos en malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento, utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en faja.</p>	

#### 11.5.8. Factores de resistencia – Estado límite correspondiente a evento extremo

A menos que se especifique lo contrario, todos los factores de resistencia deben ser iguales a **1,0** cuando se analice el estado límite correspondiente a evento extremo.

Para la estabilidad global del muro de contención cuando se incluye la carga sísmica, se debe utilizar un factor de resistencia,  $\phi$ , de **0,9**. Para capacidad de carga, se debe utilizar un factor de resistencia de **0,8** para muros de gravedad y semigravedad y de **0,9** para muros de suelo estabilizado mecánicamente.

Para la resistencia a tracción del refuerzo metálico y los conectores, cuando se incluye la carga sísmica, se deben utilizar los siguientes factores de resistencia:

- Refuerzo en faja,  $\phi = 1,0$
- Refuerzo en malla,  $\phi = 0,85$

Las Notas 4 y 5 de la Tabla 11.5.7-1 también se aplican a estos factores de resistencia para refuerzos metálicos.

Para la resistencia a tracción del refuerzo geosintético y los conectores, se debe utilizar un factor de resistencia,  $\phi$ , de **1,20**.

Para la resistencia al arrancamiento del refuerzo metálico y geosintético, se debe utilizar un factor de resistencia,  $\phi$ , de **1,20**.

## **11.6. ESTRIBOS Y MUROS DE CONTENCIÓN CONVENCIONALES**

### **11.6.1. Consideraciones generales**

#### **11.6.1.1. General**

Los muros de contención rígidos de gravedad y semigravedad se pueden utilizar para subestructuras de puentes o separación de niveles y generalmente son para aplicaciones permanentes.

Si el suelo/roca de apoyo es propenso a excesivos asentamientos totales o diferenciales no se deben utilizar muros rígidos de gravedad y semigravedad sin fundaciones profundas de soporte.

#### **11.6.1.2. Cargas**

Los estribos y muros de contención se deben analizar para:

- presiones laterales del suelo y del agua, incluyendo cualquier sobrecarga transitoria o permanente;
- el peso propio del estribo/muro;
- las cargas aplicadas por la superestructura del puente;
- los efectos de la deformación por temperatura y contracción; y
- las cargas sísmicas, según lo especificado en este artículo, en el Capítulo 3 del Reglamento CIRSOC 801 y en otros artículos de este Reglamento.

Se deben aplicar las disposiciones de los artículos 3.11.5 del Reglamento CIRSOC 801 y 11.5.5. Para los cálculos de estabilidad, las cargas del suelo se deben multiplicar por los factores de carga máximos y/o mínimos indicados en la Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801, según corresponda.

El diseño se debe analizar considerando cualquier combinación de fuerzas que pueda producir la condición de carga más desfavorable. El diseño de estribos sobre suelo estabilizado mecánicamente y muros modulares prefabricados deben ser consistentes con los artículos 11.10.11 y 11.11.6.

Para el cálculo de las solicitaciones en los estribos, el peso del material de relleno directamente sobre la cara posterior inclinada o escalonada, o sobre la base de una zapata de hormigón armado, se puede considerar como parte del peso efectivo del estribo.

Si se utilizan zapatas, la proyección posterior se debe diseñar como un voladizo apoyado en el alma del estribo y cargado con la totalidad del peso del material superpuesto, a menos que se utilice un método más exacto.

#### **11.6.1.3. Estribos integrales**

Los estribos integrales se deben diseñar para resistir y/o absorber las deformaciones por fluencia lenta, contracción y temperatura de la superestructura.

Cuando se determinan los movimientos potenciales del estribo, dicho cálculo debe considerar los efectos de las variaciones de temperatura, fluencia lenta y el acortamiento del pretensado a largo plazo.

Los detalles de las longitudes máximas del tramo y las consideraciones de diseño, deben satisfacer las recomendaciones indicadas en el documento FHWA Technical Advisory T 5140.13 (1980), excepto cuando exista experiencia local suficiente que justifique lo contrario.

Para evitar que ingrese agua detrás del estribo, la losa de aproximación debe estar conectada directamente al estribo (no a los aleros del muro), y se deben adoptar las disposiciones adecuadas para proveer el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

#### **11.6.1.4. Aleros del muro**

Los aleros del muro se pueden diseñar ya sea como monolíticos con los estribos o separados del muro del estribo con una junta de expansión y diseñados para que trabajen de manera independiente.

Las longitudes de los aleros del muro se deben calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Dichos aleros deben tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proporcionar protección contra la erosión.

#### **11.6.1.5. Refuerzo**

##### **11.6.1.5.1. Estribos y muros convencionales**

El refuerzo para resistir la formación de fisuras por temperatura y contracción se debe diseñar como se especifica en el artículo 5.10.8 del Reglamento CIRSOC 802.

##### **11.6.1.5.2. Aleros del muro**

A través de la unión entre los aleros del muro y los estribos se deben disponer barras de refuerzo o secciones laminadas adecuadamente separadas para unirlos entre sí. Estas barras se deben prolongar hacia el interior de la mampostería a cada lado de la junta una longitud suficiente para desarrollar la resistencia de la barra tal como se especifica para las barras de refuerzo, y su longitud debe ser variada para evitar generar planos débiles en los extremos del hormigón. Si no se utilizan barras, se debe proveer una junta de expansión y el alero del muro se introducirá en el cuerpo del estribo.

##### **11.6.1.6. Juntas de expansión y contracción**

En los muros de contención convencionales y en estribos se deben proporcionar juntas de contracción a intervalos no mayores de **9 m** y juntas de expansión a intervalos no mayores de **27 m**. Todas las juntas se deben rellenar con un material aprobado que asegure su funcionalidad. En los estribos, las juntas deben estar ubicadas aproximadamente en la mitad de la distancia entre los elementos longitudinales que se apoyan sobre los estribos.

#### **11.6.2. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio**

##### **11.6.2.1. Estribos**

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 10.6.2.4, 10.6.2.5, 10.7.2.3 al 10.7.2.5, 10.8.2.2 al 10.8.2.4, del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación), y 11.5.2, según corresponda.

#### **11.6.2.2. Muros convencionales de contención**

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 10.6.2.4, 10.6.2.5, 10.7.2.3 al 10.7.2.5, 10.8.2.2 al 10.8.2.4, del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación), y 11.5.2, según corresponda.

#### **11.6.2.3. Estabilidad global**

La estabilidad global del muro de contención, talud retenido y el suelo o roca de fundación se deben evaluar para todos los muros utilizando métodos de análisis en base al equilibrio límite. También se debe evaluar la estabilidad global de los taludes temporales desmontados para facilitar la construcción. Para los estribos de puentes o muros de contención, contruidos sobre depósitos de suelo blando puede ser necesario realizar exploraciones, ensayos y análisis especiales.

La evaluación de la estabilidad global de los taludes de tierra, con o sin unidad de fundación, se debe analizar para la combinación de cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y adoptando un factor de resistencia adecuado. En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia,  $\phi$ , se puede tomar como:

- Si los parámetros geotécnicos están bien definidos, y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural: **0,75**
- Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o si el talud contiene o soporta un elemento estructural: **0,65**

#### **11.6.3. Capacidad portante y estabilidad en el estado límite de resistencia**

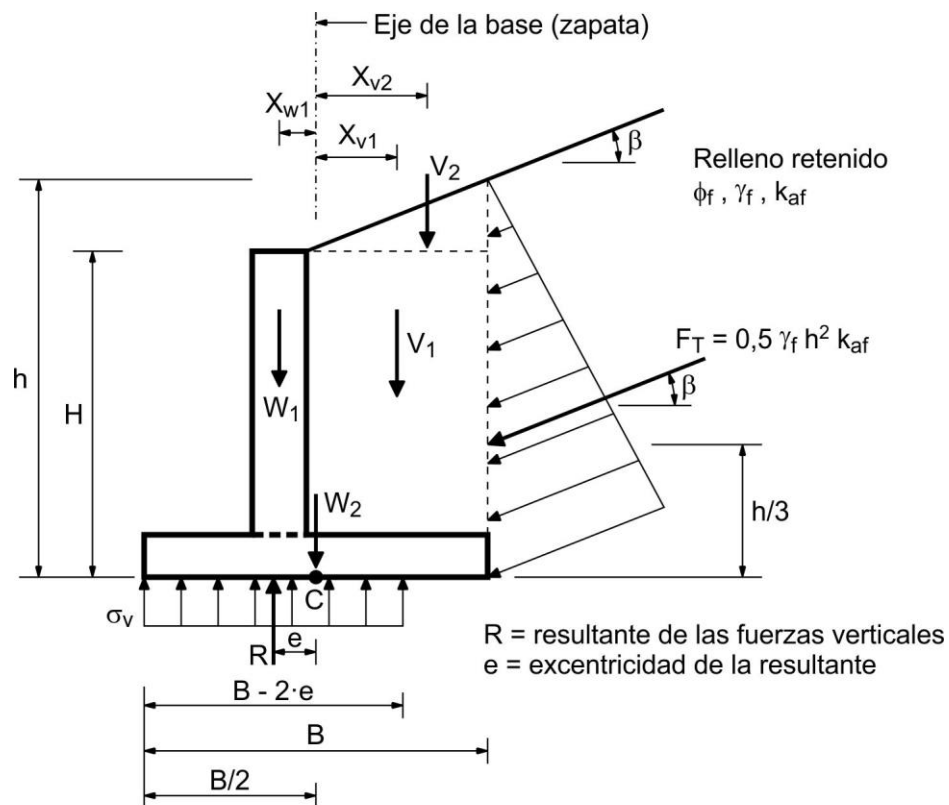
##### **11.6.3.1. Requisitos generales**

Los estribos y muros de contención se deben dimensionar para asegurar su estabilidad contra la falla por capacidad de carga, volcamiento, y deslizamiento. También se debe analizar la seguridad contra la falla por desplazamiento profundo, de acuerdo con los requisitos del artículo 10.6.2.5 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

##### **11.6.3.2. Capacidad portante**

La capacidad portante se debe analizar en el estado límite de resistencia utilizando las cargas mayoradas y resistencias minoradas, suponiendo las siguientes distribuciones de presión del suelo:

- Si el muro es soportado por una fundación sobre suelo:  
el esfuerzo vertical se debe calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área efectiva de la base como se ilustra en la Figura 11.6.3.2-1.



Sumando los momentos respecto al Punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos \beta) h/3 - (F_T \sin \beta) B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

**Figura 11.6.3.2-1. Criterios para determinar la presión de contacto en la fundación de muros convencionales sobre suelo**

El esfuerzo vertical se debe calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (11.6.3.2-1)$$

donde:

$\sum V$  sumatoria de las fuerzas verticales, y las demás variables se definen en la Figura 11.6.3.2-1

- Si el muro es soportado por una fundación sobre roca:

el esfuerzo vertical se debe calcular suponiendo una presión linealmente distribuida sobre el área efectiva de la base como se ilustra en la Figura 11.6.3.2-2. Si la resultante está localizada dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{vm\acute{a}x} = \frac{\sum V}{B} \left( 1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-2)$$

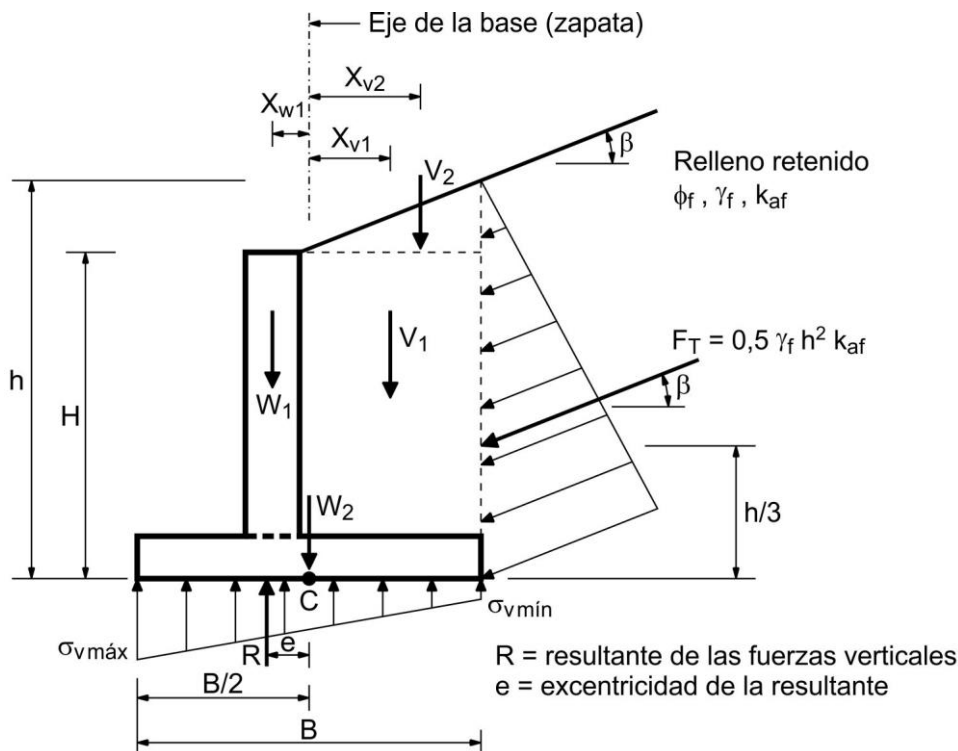
$$\sigma_{vm\acute{i}n} = \frac{\sum V}{B} \left( 1 - 6 \frac{e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-3)$$

cuyas variables están definidas en la Figura 11.6.3.2-2. Si la resultante está localizada fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{vm\acute{a}x} = \frac{2 \sum V}{3 \left[ (B/2) - e \right]} \quad (11.6.3.2-4)$$

$$\sigma_{vm\acute{i}n} = 0 \quad (11.6.3.2-5)$$

donde las variables se definen en la Figura 11.6.3.2-2.



Si  $e > B/6$ ,  $\sigma_{vm\acute{i}n}$  disminuir hasta cero, y a medida que  $e$  se incrementa, se incrementa la parte del talón de la zapata que tiene esfuerzo vertical igual a cero.

Sumando los momentos respecto al Punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos \beta) h/3 - (F_T \sin \beta) B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

**Figura 11.6.3.2-2. Criterios para determinar la presión de contacto en la fundación de muros convencionales sobre roca**

### 11.6.3.3. Límites de excentricidad

En las fundaciones sobre suelo, la resultante de las fuerzas de reacción debe estar ubicada dentro de las dos terceras partes centrales del ancho de la base.

En las fundaciones sobre roca, la resultante de las fuerzas de reacción debe estar ubicada dentro de las nueve décimas partes centrales del ancho de la base.

### 11.6.3.4. Erosión subsuperficial

Para muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, durante el diseño se debe evaluar la socavación de los materiales de fundación, tal como se especifica en el artículo 2.6.4.4.2 del Reglamento CIRSOC 801. Si se prevén condiciones potencialmente problemáticas, en el diseño se deben incorporar medidas adecuadas de protección.

Se deben aplicar los requisitos del artículo 10.6.1.2 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

El gradiente hidráulico no debe exceder:

- Para limos y suelos cohesivos: **0,20**
- Para otros suelos no cohesivos: **0,30**

Si hay filtración de agua por debajo del muro, se deben considerar los efectos de las fuerzas de levantamiento y filtración.

### 11.6.3.5. Resistencia pasiva

Para los cálculos de estabilidad se debe omitir la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad máxima de socavación, congelamiento/deshielo u otras perturbaciones. En el último caso, únicamente se debe considerar efectiva la longitud de empotramiento por debajo de la mayor de estas profundidades.

Si se utiliza la resistencia pasiva para asegurar la estabilidad adecuada del muro, la resistencia pasiva calculada del suelo, delante de los estribos y muros convencionales, debe ser suficiente para prevenir movimientos inaceptables del muro hacia adelante.

La resistencia pasiva se debe despreciar si el suelo que proporciona dicha resistencia es, o probablemente se vuelva blando, suelto, o perturbado, o si no hay contacto firme entre el suelo y el muro.

### 11.6.3.6. Deslizamiento

Se deben aplicar los requisitos del artículo 10.6.3.4 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

## 11.6.4. Seguridad contra las fallas estructurales

El diseño estructural de los elementos individuales y las fundaciones de los muros deben cumplir los requisitos de los Capítulos 5 y 6 de los Reglamentos CIRSOC 802 y CIRSOC 803 (en preparación), respectivamente.

Para el diseño estructural de las zapatas se deben utilizar los requisitos del artículo 10.6.1.3 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación) para determinar la distribución de la presión de contacto.

#### **11.6.5. Diseño sísmico para estribos y muros convencionales de contención**

Ver el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte VI - 2020 - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado.

#### **11.6.6. Drenaje**

Se deberá proveer drenaje en los rellenos detrás de los estribos y muros de contención o, si esto no fuera posible, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua presente en el relleno.

### **11.7. PILAS DE PUENTE**

#### **11.7.1. Solicitaciones en las pilas de puente**

Las pilas se deben diseñar de manera que transmitan a las fundaciones las cargas de la superestructura y las cargas que actúan sobre la propia pila. Las cargas y las combinaciones de cargas deben ser como se especifica en el Capítulo 3 del Reglamento CIRSOC 801.

El diseño estructural de las pilas se debe realizar de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 5 y 6 de los Reglamentos CIRSOC 802 y CIRSOC 803 (en preparación), respectivamente, según corresponda.

#### **11.7.2. Protección de las pilas**

##### **11.7.2.1. Colisiones**

Cuando exista la posibilidad de que se produzca la colisión de vehículos de carretera o embarcaciones contra la pila, se debe realizar un análisis de riesgos adecuado para determinar el grado de resistencia al impacto a proveer y/o el sistema de protección adecuado. Las fuerzas de colisión se deben determinar como se especifican en los artículos 3.6.5 y 3.14 del Reglamento CIRSOC 801.

##### **11.7.2.2. Muros de colisión**

Los propietarios de un ferrocarril pueden requerir la construcción de muros de colisión si la pila se encuentra muy próxima al ferrocarril.

##### **11.7.2.3. Socavación**

Se debe determinar la potencial socavación y el diseño se debe desarrollar para minimizar las fallas atribuibles a esta condición, tal como se especifica en el artículo 2.6.4.4.2 del Reglamento CIRSOC 801.



#### 11.7.2.4. Revestimiento

Cuando corresponda, el borde de ataque de la pila se debe diseñar de manera que rompa o desvíe efectivamente los arrastres o el hielo flotante.

### 11.8. MUROS EN VOLADIZO O TIPO PANTALLA

#### 11.8.1. Requisitos generales

Se puede considerar el uso de muros en voladizo como soporte temporal y permanente de masas de suelo y roca estables e inestables. La factibilidad de utilizar un muro en voladizo en una ubicación determinada se basará en la idoneidad de las condiciones del suelo y de la roca, dentro de la profundidad de empotramiento del elemento vertical, para soportar el muro.

#### 11.8.2. Cargas

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.1.2. El factor de carga para el empuje lateral del suelo (**EH**) se debe aplicar a los empujes laterales del suelo para el diseño de los muros tipo pantalla.

#### 11.8.3. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio

##### 11.8.3.1. Movimiento

Se aplicarán los requisitos de los artículos 10.7.2.2 y 10.8.2.1 del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación). Se deben considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes en la selección del empuje del suelo de diseño, de acuerdo con los requisitos del artículo 3.11.1 del Reglamento CIRSOC 801.

##### 11.8.3.2. Estabilidad global

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.2.3.

#### 11.8.4. Seguridad contra las fallas del suelo en el estado límite de resistencia

##### 11.8.4.1. Estabilidad global

Se aplicarán los requisitos del artículo 11.6.2.3.

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.3.5.

Los elementos verticales se deben diseñar de manera que soporten la totalidad de los empujes de diseño debidos al suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática entre los elementos. Al determinar la profundidad de empotramiento para movilizar la resistencia pasiva, se deben considerar los planos de debilidad, como por ejemplo, los espejos de falla, los planos de estratificación y el conjunto de juntas que podrían reducir la resistencia del suelo o la roca determinada por ensayos de campo o de laboratorio. La profundidad embebida en roca intacta, incluyendo los macizos rocosos hasta aquellas apreciablemente agrietadas que no deben fallar a través de una superficie agrietada, se debe basar en la resistencia al corte del macizo rocoso.

## 11.8.5. Seguridad contra las fallas estructurales

### 11.8.5.1. Elementos verticales del muro

Los elementos verticales del muro se deben diseñar para resistir todas las fuerzas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática, y las cargas sísmicas.

### 11.8.5.2. Revestimiento de fachada

La máxima separación entre elementos verticales discretos del muro se debe determinar en base a la rigidez relativa de los elementos verticales y el revestimiento, el tipo y condición del suelo a soportar, y el tipo y condición del suelo en el cual están embebidos los elementos verticales del muro. El revestimiento se puede diseñar suponiendo apoyo simple entre los elementos, considerando o no la acción de arco del suelo, o suponiendo soporte continuo sobre varios elementos.

## 11.8.6. Diseño sísmico de muros tipo pantalla

### 11.8.6.1. General

Se debe analizar el efecto de carga sísmica utilizando el estado límite de Evento Extremo I de la Tabla 3.4.1-1 del Reglamento CIRSOC 801, con el factor de resistencia  $\phi = 1,0$  y el factor de carga  $\gamma_p = 1,0$  y una metodología aceptable, con la excepción de la estabilidad global del muro, en cuyo caso se debe utilizar un factor de resistencia de **0,9** como se especifica en el artículo 11.5.8.

El análisis sísmico del muro de contención en voladizo debe demostrar que el muro en voladizo mantendrá la estabilidad global y resistirá las presiones sísmicas del suelo, inducidas por el sismo de diseño, sin momentos ni cortes excesivos sobre la sección del muro en voladizo. Se deben utilizar métodos de equilibrios límite o los análisis numéricos de desplazamiento para confirmar un aceptable comportamiento del muro.

Se debe también realizar verificaciones de diseño para fallas por debajo del nivel de excavación, pero a través de la estructura. Estos análisis deben incluir las contribuciones de la sección estructural a la estabilidad del talud. Si la contribución estructural a la resistencia se tiene en cuenta en la evaluación de la estabilidad, los momentos y cortes desarrollados por la sección estructural se deben verificar para confirmar que no se exceden los límites estructurales establecidos.

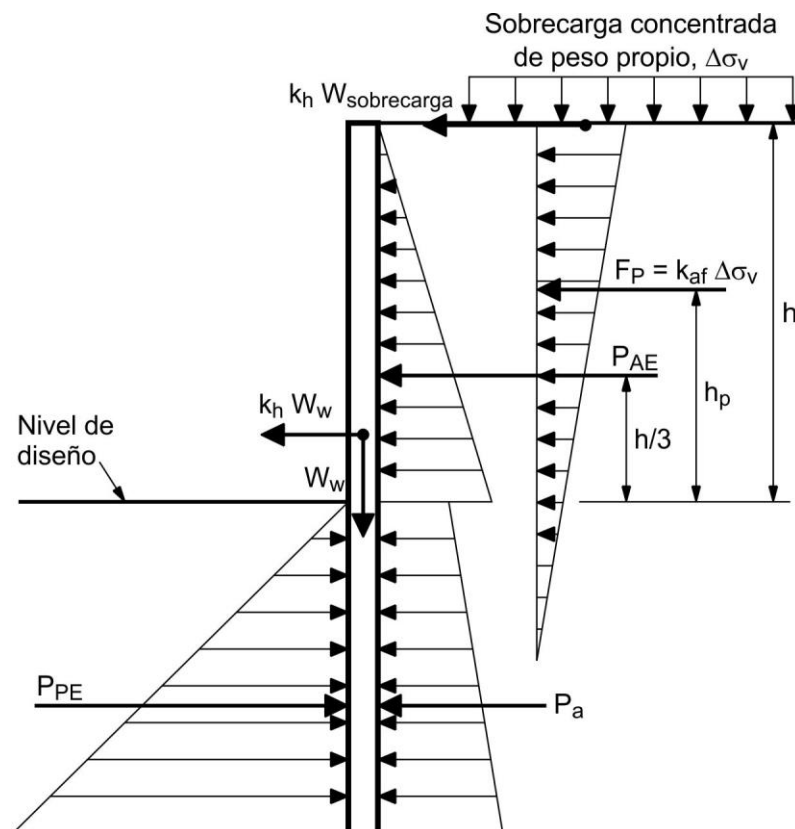
### 11.8.6.2. Presión sísmica lateral activa del suelo

Los empujes laterales del suelo y las fuerzas inerciales para el diseño sísmico de muros en voladizo se deben determinar como se especifica en el artículo 11.6.5. La presión sísmica activa resultante del suelo se debe distribuir como se especifica en el artículo 11.6.5.3, por encima del nivel de excavación como se indica en la Figura 11.8.6.2-1.

Para reducir el coeficiente sísmico de aceleración lateral  $k_{ho}$  para los efectos del desplazamiento horizontal del muro de acuerdo con el artículo 11.6.5.2.2, los análisis deben demostrar que los desplazamientos asociados con la aceleración de fluencia no resultan en ninguno de los siguientes casos:

- fluencia de los elementos estructurales que conforman el muro, tal como con un muro apoyado en pilotes,

- cargas aplicadas a los sistemas de apoyo lateral (por ejemplo, anclajes del terreno en sistemas de muros anclados; ver el artículo 11.9.6) que exceden la resistencia minorada disponible, y
- deformación o daño inaceptable a cualquier instalación localizada en la vecindad del muro.



**Figura 11.8.6.2-1. Diagrama de fuerza sísmica para la evaluación de la estabilidad externa de un muro en voladizo**

### 11.8.6.3. Presión sísmica lateral pasiva del suelo

El método utilizado para calcular la presión sísmica pasiva debe considerar la fricción en la interfaz del muro, la superficie de falla no lineal que se desarrolla durante la fuerza de presión pasiva, y la respuesta inercial del suelo dentro de la cuña de presión pasiva para profundidades mayores que **1,50 m**. En la determinación se deben incluir las propiedades de cohesión y fricción del suelo. La presión pasiva bajo carga sísmica se debe determinar como se especifica en el artículo 11.6.5.5.

En ausencia de directrices específicas y de resultados de investigación con carga sísmica, se debe utilizar para calcular las presiones sísmicas pasivas una fricción en la interfaz del muro igual a dos tercios del ángulo de fricción del suelo.

La presión sísmica pasiva se debe aplicar como una distribución triangular de presiones similar al de la carga estática. También se debe considerar en los análisis la cantidad de desplazamiento para movilizar la presión pasiva.

La presión sísmica pasiva pico, se debe basar en:

- el nivel freático medio, promediado en el tiempo,
- toda la profundidad del elemento estructural bajo el terreno, sin omitir los **0,6 m** superiores de suelo como generalmente se realiza para el análisis estático,
- la resistencia del suelo para carga no drenada, y
- la fricción estimada del muro en la presión pasiva tomada como dos tercios de los parámetros de resistencia del suelo de un análisis de esfuerzos totales.

A falta de directrices específicas para carga sísmica, se debe aplicar un factor de reducción de **0,67** a la presión sísmica pasiva durante la verificación sísmica para limitar el desplazamiento requerido para movilizar la presión pasiva del suelo.

#### **11.8.6.4. Análisis de desplazamiento del muro para determinar las presiones del suelo**

Si se utilizan análisis numéricos de desplazamiento, deberán mostrar que los momentos, las fuerzas de corte, y los desplazamientos estructurales que resultan de las aceleraciones pico en la superficie del terreno están dentro de niveles aceptables. Estos análisis se deben realizar utilizando un modelo del sistema del muro que incluya la rigidez estructural de la sección del muro, así como la respuesta de desplazamiento de la carga del suelo por encima y por debajo del nivel de excavación.

#### **11.8.7. Protección contra la corrosión**

El nivel y el alcance de la protección contra la corrosión será función de las condiciones medio ambientales del terreno y de las potenciales consecuencias por la falla del muro.

#### **11.8.8. Drenaje**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 3.11.3 del Reglamento CIRSOC 801.

La filtración se debe controlar instalando un medio drenante detrás del revestimiento de fachada con orificios de salida en o próximos a la base del muro. Los paneles de drenaje deben mantener sus características drenantes ante las condiciones contempladas en el diseño con respecto a presiones del suelo y sobrecargas, y se deben extender desde la base del muro hasta un nivel de **0,30 m** por debajo de la corona del muro.

Si se utilizan paneles delgados de drenaje detrás de un muro, y es posible que el suelo saturado o húmedo detrás de los paneles esté sujeto a ciclos de congelamiento y expansión, los muros se deben aislar para evitar el congelamiento del suelo o bien se los debe diseñar considerando las presiones que el suelo congelado ejercerá sobre los mismos.

## 11.9. MUROS ANCLADOS

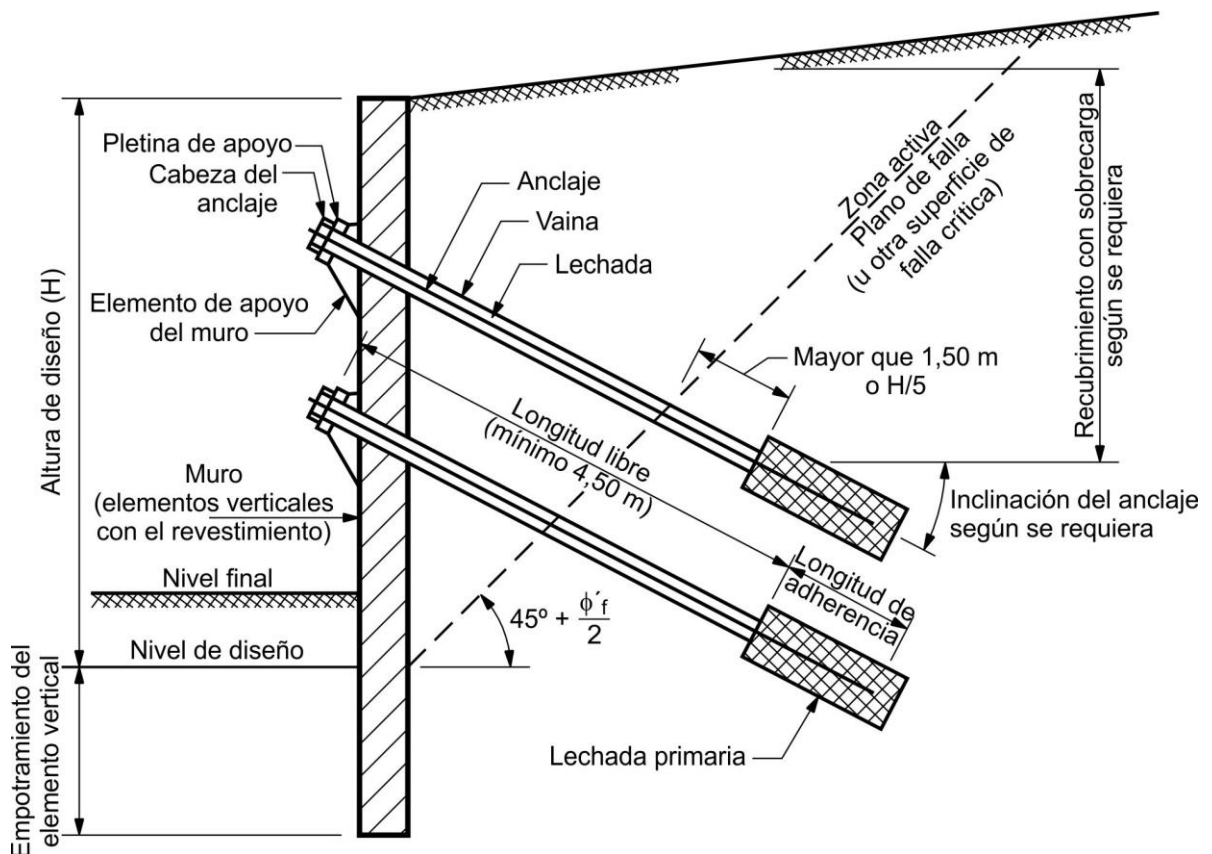
### 11.9.1. Requisitos generales

Los muros anclados, cuyos elementos pueden ser patentados, utilizan lechada en los elementos de anclaje, en elementos verticales del muro y en el revestimiento de fachada.

El uso de muros anclados, ilustrados en la Figura 11.9.1-1, se puede considerar para proveer apoyo temporal o permanente de masas de suelo y roca estables e inestables.

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se debe basar en la idoneidad de las condiciones subsuperficiales del suelo y de la roca dentro de la zona de tensión de adherencia de los anclajes.

Si se coloca relleno detrás del muro, ya sea alrededor o por encima de la longitud no adherente, se deben proveer diseños y especificaciones constructivas especiales para evitar el daño de los anclajes.



**Figura 11.9.1-1. Nomenclatura de los muros anclados y lineamientos para la longitud de empotramiento de los anclajes**

### 11.9.2. Cargas

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.1.2, excepto que no es necesario considerar los efectos de la contracción y temperatura.

### 11.9.3. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio

#### 11.9.3.1. Movimiento

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 10.6.2.2, 10.7.2.2, y 10.8.2.1 del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

En el desarrollo del diseño del muro se deben considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

#### 11.9.3.2. Estabilidad global

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.2.3.

### 11.9.4. Seguridad contra las fallas del suelo

#### 11.9.4.1. Capacidad de carga

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 10.6.3, 10.7.3, y 10.8.3 del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

La capacidad de carga se debe determinar suponiendo que todas las componentes verticales de las cargas se transfieren a la sección embebida de los elementos verticales del muro.

#### 11.9.4.2. Capacidad de los anclajes contra el arrancamiento

Los anclajes pretensados se deben diseñar para resistir el arrancamiento de la longitud adherente en suelo o roca. La resistencia minorada al arrancamiento de los anclajes de eje recto en suelo o roca,  $Q_R$ , se determina de la siguiente manera:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_n L_b \quad (11.9.4.2-1)$$

donde:

- $\phi$  factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes, adimensional.
- $Q_n$  resistencia nominal al arrancamiento de los anclajes, en kN.
- $d$  diámetro del orificio para el anclaje, en mm.
- $\tau_n$  tensión de adherencia nominal del anclaje, en MPa.
- $L_b$  longitud de adherencia del anclaje, en m.

Para el diseño preliminar, la resistencia de los anclajes se puede basar ya sea por los resultados de ensayos de carga de arrancamiento del anclaje; con base estimada en la revisión de datos geológicos y de perforaciones, muestras de suelo y roca, ensayos de laboratorio y experiencias previas; o bien utilizando directrices estimadas publicadas sobre la adherencia suelo/roca-lechada. Para el diseño final, las especificaciones técnicas

pueden requerir que se realicen pruebas pilotos tales como ensayos de arrancamiento o ensayos extendidos de fluencia sobre anclajes sacrificables para establecer que las longitudes y capacidades del anclaje sean consistentes con el método de instalación elegido por el contratista. Se deben realizar ensayos de verificación o de comportamiento sobre cada anclaje producido a **1,0** o **más veces** la carga mayorada para verificar su capacidad.

La carga de anclaje debe ser desarrollada por un empotramiento adecuado fuera de la superficie de falla crítica en la masa de suelo retenida.

Al determinar la longitud no adherente del anclaje, la inclinación, y la cubierta de sobrecarga se debe considerar lo siguiente:

- la ubicación de la superficie de falla crítica más alejada del muro,
- la mínima longitud requerida para asegurar la mínima pérdida de pretensado de los anclajes debido a los movimientos a largo plazo del terreno,
- la profundidad hasta el estrato adecuado para el anclaje, tal como se indica en la Figura 11.9.1-1, y
- el método de instalación e inyección de lechada en los anclajes.

La mínima separación horizontal de los anclajes debe ser igual al mayor valor entre **tres veces** el diámetro de la zona adherente y **1,5 m**. Si para desarrollar la carga requerida se requieren separaciones menores, se pueden considerar diferentes inclinaciones de los anclajes entre anclajes alternos.

#### **11.9.4.3. Resistencia pasiva**

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 11.6.3.5, 11.6.3.6, y 11.8.4.1.

#### **11.9.5. Seguridad contra las fallas estructurales**

##### **11.9.5.1. Anclajes**

La componente horizontal de la fuerza de diseño del anclaje se debe calcular utilizando los requisitos del artículo 11.9.2 y cualquier otra componente de empuje horizontal que actúe sobre el muro de acuerdo con el artículo 3.11 del reglamento CIRSOC 801. La fuerza de diseño total del anclaje se debe determinar con base en la inclinación del anclaje. La separación horizontal del anclaje y su capacidad se debe seleccionar con el fin de proporcionar la fuerza de anclaje de diseño total requerida.

##### **11.9.5.2. Elementos verticales del muro**

Los elementos verticales del muro se deben diseñar para resistir todas las cargas horizontales debidas al empuje del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática, los anclajes, y las cargas sísmicas, así como la componente vertical de las cargas de anclajes y cualquier otra carga vertical que corresponda. Se pueden suponer apoyos horizontales en cada ubicación de anclaje y en el fondo de la excavación si el elemento vertical tiene un empotramiento suficiente por debajo del fondo de la excavación.

### **11.9.5.3. Revestimiento de fachada**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.8.5.2.

### **11.9.6. Diseño sísmico**

Se deben aplicar las disposiciones del artículo 11.8.6 excepto como se las modifica en este artículo.

El análisis sísmico del muro de contención anclado deberá demostrar que el muro anclado puede mantener la estabilidad global y resistir las presiones sísmicas de suelo inducidas por el sismo de diseño sin exceder la capacidad de los anclajes o la sección del muro estructural que soporta el suelo. Los métodos de equilibrio límite o análisis numérico de desplazamiento se deben utilizar para confirmar el desempeño aceptable del muro.

Los anclajes se deben localizar detrás de la superficie de falla de equilibrio límite para la carga sísmica. La ubicación de la superficie de falla para carga sísmica se debe establecer utilizando métodos que tienen en cuenta el coeficiente sísmico y las propiedades del suelo (es decir,  $c$  y  $\phi$ ) dentro de la zona de anclaje.

### **11.9.7. Protección contra la corrosión**

Los anclajes pretensados y las cabezas de los anclajes se deben proteger contra la corrosión de manera consistente con las condiciones del suelo y del agua subterránea en el sitio de emplazamiento. El nivel y el alcance de la protección contra la corrosión se deben determinar en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias por la falla del anclaje. La protección contra la corrosión se debe aplicar de acuerdo con los requisitos de la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Sección 6, "Anclajes en el terreno".

### **11.9.8. Construcción e instalación**

#### **11.9.8.1. Prueba y tensado de los anclajes**

Todos los anclajes en producción deben estar sujetos a la prueba de carga y al tensado de acuerdo con los requisitos de la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, artículo 6.5.5, "Prueba y tensado". Si en el sitio de emplazamiento se detectan condiciones poco habituales se pueden especificar pruebas piloto de carga para verificar la seguridad con respecto a la carga de diseño para establecer la carga última del anclaje (ensayos de arrancamiento), o para identificar la carga bajo la cual ocurre fluencia lenta excesiva.

Al final de la prueba de cada anclaje en producción, el anclaje debe ser bloqueado para quitar la holgura en el sistema del muro anclado para reducir la deformación del muro después de la construcción. La carga de bloqueo se debe determinar y aplicar tal como se describe en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, artículo 6.5.5.6.

### **11.9.9. Drenaje**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.8.8.



## 11.10. MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE

### 11.10.1. Requisitos generales

Se pueden considerar los muros de suelo estabilizado mecánicamente cuando se consideran los muros de contención convencionales de gravedad, en voladizo, o con contrafuertes de hormigón y modulares prefabricados, y particularmente en aquellos casos en los cuales se anticipan asentamientos totales y diferenciales significativos.

Cuando el ángulo interior entre dos muros que se intersecan es menor o igual que **70°**, la parte afectada del muro se debe diseñar como una estructura tipo cajón restringido internamente utilizando coeficientes de empuje del suelo en reposo.

No se deben utilizar muros de suelo estabilizado mecánicamente en ninguna de las siguientes situaciones:

- Si se han de construir instalaciones para servicios públicos (salvo el drenaje de la carretera) dentro de la zona reforzada, a menos que se proporcione acceso a las instalaciones sin perturbar los refuerzos y que la rotura de las líneas de servicios públicos no afecte negativamente sobre la estabilidad de la estructura.
- Si la erosión o socavación de la zona de inundación puede afectar la zona de relleno reforzado o el revestimiento, o cualquier estructura de apoyo.
- Si los refuerzos pueden llegar a estar expuestos a agua superficial o subterránea contaminada por ácido del drenaje minero, otros contaminantes industriales, o condiciones ambientales definidas como agresivas en el artículo 7.3.6.3 de la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, a menos que se realicen estudios ambientales específicos, corrosión a largo plazo, o estudios de degradación.

Los muros de suelo estabilizado mecánicamente se deben diseñar considerando tanto la estabilidad externa del muro como la estabilidad interna de la masa de suelo reforzado detrás del revestimiento de fachada. Se deben considerar las fallas por estabilidad global y compuesta. También se debe considerar el diseño estructural del revestimiento del muro.

Las especificaciones aquí indicadas para muros de suelo estabilizado mecánicamente no se aplican a los sistemas de muros de suelo estabilizado mecánicamente geoméricamente complejos, como por ejemplo los muros apilados (muros apilados uno sobre otro), muros adosados, o los muros de sección trapezoidal. Para estos casos hay lineamientos de diseño en la publicación FHWA-NHI-10-024 (Berg et al., 2009).

La estabilidad compuesta también se debe evaluar para estos sistemas complejos de muros de suelo estabilizado mecánicamente (ver el artículo 11.10.4.3).

Hasta tanto se desarrollen las normas IRAM correspondientes, los documentos internacionales mencionados en este artículo son los siguientes:

- ASTM A123/A123M-17 – Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products

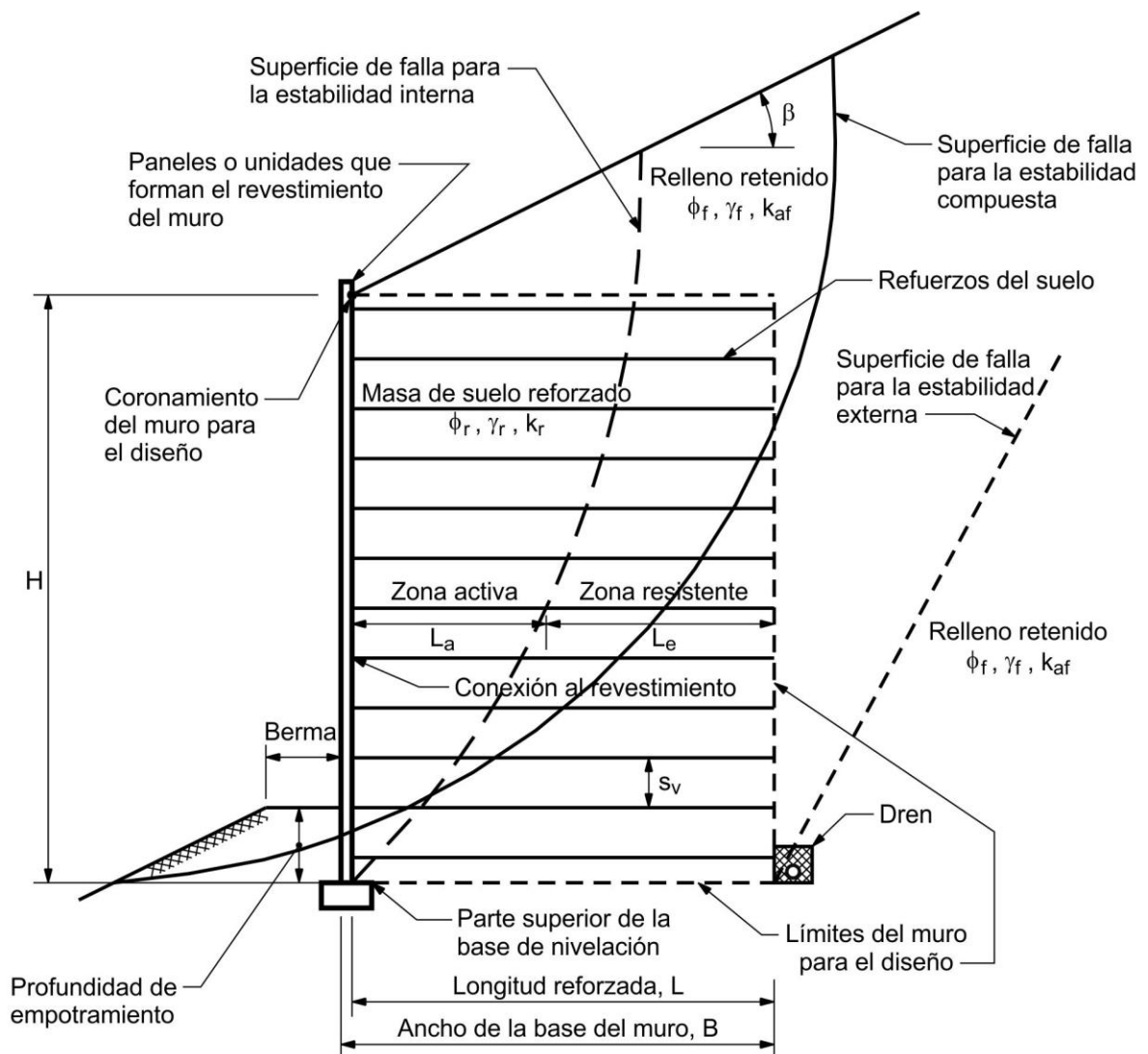
- ASTM A185/A185M-07 – Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement, Plain, for Concrete
- ASTM A641/A641M-19 – Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Carbon Steel Wire
- ASTM A884/A884M-19 – Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement
- ASTM D4355/D4355M-14(2018) – Standard Test Method for Deterioration of Geotextiles by Exposure to Light, Moisture and Heat in a Xenon Arc-Type Apparatus
- ASTM D4595-17 – Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method
- ASTM D4603-18 – Standard Test Method for Determining Inherent Viscosity of Poly(Ethylene Terephthalate) (PET) by Glass Capillary Viscometer
- ASTM D4884/D4884M-14a – Standard Test Method for Strength of Sewn or Bonded Seams of Geotextiles
- ASTM D5261-10(2018) – Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles
- ASTM D5818-11(2018) – Standard Practice for Exposure and Retrieval of Samples to Evaluate Installation Damage of Geosynthetics
- ASTM D6637/D6637M-15 – Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method
- ASTM D7409-15 – Standard Test Method for Carboxyl End Group Content of Polyethylene Terephthalate (PET) Yarns
- ENV ISO 13438: Geosintéticos. Método de ensayo para la determinación de la resistencia a la oxidación de geotextiles y productos relacionados (ISO 13438:2018).

### 11.10.2. Dimensiones de la estructura

La figura 11.10.2-1 ilustra las dimensiones requeridas para diseñar los elementos del muro de suelo estabilizado mecánicamente.

El tamaño y la profundidad embebida de la masa de suelo reforzado se debe determinar con base en los siguientes factores:

- requisitos para estabilidad y resistencia geotécnica, tal como se especifica en el artículo 11.10.5 consistentes con los requisitos para muros de gravedad,
- requisitos para resistencia estructural dentro de la propia masa de suelo reforzado, tal como se especifica en el artículo 11.10.6, para los paneles unitarios, y para el desarrollo de los refuerzos más allá de las zonas supuestas de falla, y
- requisitos tradicionales para la longitud de los refuerzos, no menos que el **70 por ciento** de la altura del muro, salvo lo indicado en el artículo 11.10.2.1.



Generalmente para los cálculos de estabilidad interna y externa se ignoran el peso y las dimensiones de los elementos que forman el revestimiento. Sin embargo, se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de deslizamiento y capacidad de carga. Para el cálculo de la estabilidad interna, se considera que las dimensiones del muro comienzan en la parte posterior de los elementos que forman el revestimiento.

**Figura 11.10.2-1. Dimensiones de los elementos de un muro de suelo estabilizado mecánicamente necesarios para el diseño**

#### 11.10.2.1. Longitud mínima de los refuerzos del suelo

Para los refuerzos tipo lámina, faja y malla, la mínima longitud del refuerzo de suelo debe ser igual al **70 por ciento** de la altura del muro medida a partir de la base de nivelación. La longitud de refuerzo se debe aumentar según sea necesario para considerar las sobrecargas y demás cargas externas, o por la presencia de suelos blandos de fundación.

La longitud de refuerzo debe ser uniforme en la totalidad de la altura del muro, a menos que se presente evidencia que demuestre que una variación de la longitud es satisfactoria.

### 11.10.2.2. Empotramiento mínimo de la cara frontal

La mínima profundidad embebida de la parte inferior de la masa de suelo reforzado (parte superior de la base de nivelación) se debe basar en los requisitos sobre capacidad de carga, asentamiento, y estabilidad determinados de acuerdo con el Capítulo 10 del Reglamento CIRSOC 804 (el Capítulo 10 – Fundaciones, se encuentra en preparación).

A menos que se construya sobre fundaciones en roca, la profundidad embebida en la cara frontal del muro, en **m**, no debe ser menor que los siguientes valores:

- una profundidad basada en la profundidad predominante de la penetración de las heladas, si el suelo debajo del muro es susceptible a las heladas, y el requisito de estabilidad externa, y
- **0,6 m** si se trata de terreno inclinado (pendiente mayor o igual que **4·H:1·V**) o si es posible que el suelo delante de la puntera del muro sea removido debido a procesos erosivos o excavaciones futuras, o **0,3 m** si se trata de un terreno nivelado y no existe potencial de erosión ni habrá futuras excavaciones del suelo delante de la puntera del muro.

Para muros contruidos a lo largo de ríos y arroyos, las profundidades de empotramiento se deben establecer como mínimo **0,6 m** por debajo de la profundidad de socavación potencial determinada de acuerdo con el artículo 11.6.3.5.

En presencia de suelos susceptibles a las heladas, en lugar de ubicar la base del muro por debajo de la profundidad de penetración de las heladas una alternativa consiste en retirar el suelo dentro de la zona afectada por las heladas (en profundidad y extensión lateral) y reemplazarlo por un suelo granular limpio no susceptible a las heladas.

Delante de los muros fundados en pendientes se debe proporcionar una berma horizontal con un ancho mínimo de **1,2 m**. La berma se puede formar o la pendiente puede continuar por encima de dicho nivel tal como se indica en la Figura 11.10.2-1.

La capa más baja de refuerzo del relleno no debe estar ubicada por encima de la superficie a largo plazo del terreno delante del muro.

### 11.10.2.3. Revestimiento de fachada

Los elementos del revestimiento de fachada se deben diseñar para resistir la fuerza horizontal en los refuerzos del suelo en la conexión entre los refuerzos y el revestimiento, tal como se especifica en los artículos 11.10.6.2.2 y 11.10.7.3.

Además de estas fuerzas horizontales, los elementos del revestimiento de fachada también se deben diseñar para resistir los potenciales esfuerzos generados por las operaciones de compactación cerca de la cara del muro durante la construcción del mismo.

Se puede suponer que la tracción en los refuerzos es resistida por un empuje del suelo uniformemente distribuido en la parte posterior del revestimiento de fachada.

Se debe estabilizar el revestimiento de fachada de manera que no se deforme lateralmente ni que pandee más allá de las tolerancias establecidas.

#### 11.10.2.3.1. Revestimientos rígidos de hormigón y acero

Los elementos del revestimiento de fachada se deben diseñar estructuralmente de acuerdo con los Capítulos 5, del Reglamento CIRSOC 802, y 6, del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación), según se trate de revestimientos de hormigón y acero, respectivamente.

El espesor mínimo para los paneles de hormigón en, y en la zona de influencia de tensión de, las conexiones embebidas, debe ser de **0,14 m**, y para otras partes de **0,09 m**. El recubrimiento mínimo de hormigón debe ser de **40 mm**. En cada panel se debe proporcionar armadura para resistir las condiciones de carga promedio. Se deberá proveer armadura de temperatura y contracción tal como se especifica en el artículo 5.10.8 del Reglamento CIRSOC 802.

La integridad estructural de los paneles de hormigón utilizados como revestimiento de fachada se debe evaluar considerando el corte y el momento flexor entre los refuerzos unidos al panel frontal de acuerdo con el Capítulo 5 del Reglamento CIRSOC 802.

Para los bloques de fachada modular de hormigón, los cálculos de estabilidad del revestimiento deben incluir una evaluación de la máxima separación vertical entre capas de refuerzos, la altura máxima permitida de revestimiento por encima de la capa de refuerzo superior, la capacidad de corte entre unidades y la resistencia al pandeo del revestimiento. La separación máxima entre las capas de refuerzo debe ser menor o igual que **dos veces el ancho,  $W_u$** , de la unidad de bloque de fachada modular de hormigón (ilustrado en la Figura 11.10.6.4b-1) o menor o igual que **0,82 m**, cualquiera sea el valor que resulte menor. La altura máxima del revestimiento hasta el nivel superior del muro por encima de la capa superior de refuerzo debe ser menor o igual que **1,5· $W_u$**  (ilustrado en la Figura 11.10.6.4b-1) o menor o igual que **0,6 m**, cualquiera sea el valor que resulte menor, siempre que mediante cálculos detallados se demuestre que el revestimiento por encima de la capa superior de refuerzo es estable contra una falla por desmoronamiento. La profundidad máxima del revestimiento por debajo de la capa inferior de refuerzo debe ser menor o igual que el ancho,  **$W_u$** , de la unidad de bloque de fachada modular de hormigón propuesta.

#### 11.10.2.3.2. Revestimientos flexibles del muro

Si se utilizan revestimientos de malla soldada, metal expandido u otros elementos similares, los mismos se deberán diseñar de manera de evitar que se produzca el pandeo excesivo cuando el relleno detrás del revestimiento se comprime debido a los esfuerzos de compactación o al peso propio del relleno. Esto se puede lograr limitando las dimensiones verticales de los elementos individuales del revestimiento y la separación vertical y horizontal entre las capas de refuerzo del suelo, y exigiendo que el revestimiento tenga un adecuado deslizamiento vertical y superposición entre elementos adyacentes.

La parte superior del revestimiento flexible en el coronamiento del muro debe estar unida a una capa de refuerzo del suelo para proporcionar estabilidad al revestimiento superior.

En general, los elementos de revestimiento geosintéticos utilizados en muros permanentes no deben permanecer expuestos a la luz solar (específicamente a la radiación ultravioleta). Si los elementos de revestimiento geosintético han de permanecer permanentemente expuesto a la luz solar, el geosintético se debe estabilizar de manera que sea resistente a la radiación ultravioleta. Se deben proporcionar datos de ensayos específicos del producto a utilizar que se puedan extrapolar a la vida de diseño prevista y que demuestren que el producto será capaz de comportarse de la manera pretendida en un ambiente expuesto.

#### **11.10.2.3.3. Problemas de corrosión en los revestimientos de fachada de los muros de suelo estabilizado mecánicamente**

Se debe evitar el contacto acero con acero entre las conexiones del refuerzo del suelo y el refuerzo de acero del revestimiento de fachada de hormigón, de manera que no se produzca contacto entre metales distintos, por ejemplo, el acero de refuerzo al descubierto del revestimiento de fachada y el acero de refuerzo del suelo galvanizado.

Si se prevé el humedecimiento con agua salada se deberá proporcionar un sistema de protección contra la corrosión.

#### **11.10.3. Cargas**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.1.2, excepto que los efectos de contracción y temperatura no necesitan ser considerados al entrar en contacto con los elementos de acero del muro.

#### **11.10.4. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio**

##### **11.10.4.1. Asentamiento**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.2 según corresponda.

El asentamiento admisible de los muros de suelo estabilizado mecánicamente se debe establecer con base en la capacidad de deformación longitudinal del revestimiento de fachada y el propósito final de la estructura.

Si las condiciones de fundación indican que en una distancia horizontal corta habrá grandes asentamientos diferenciales, se deben proveer juntas verticales de deslizamiento en toda la altura del muro.

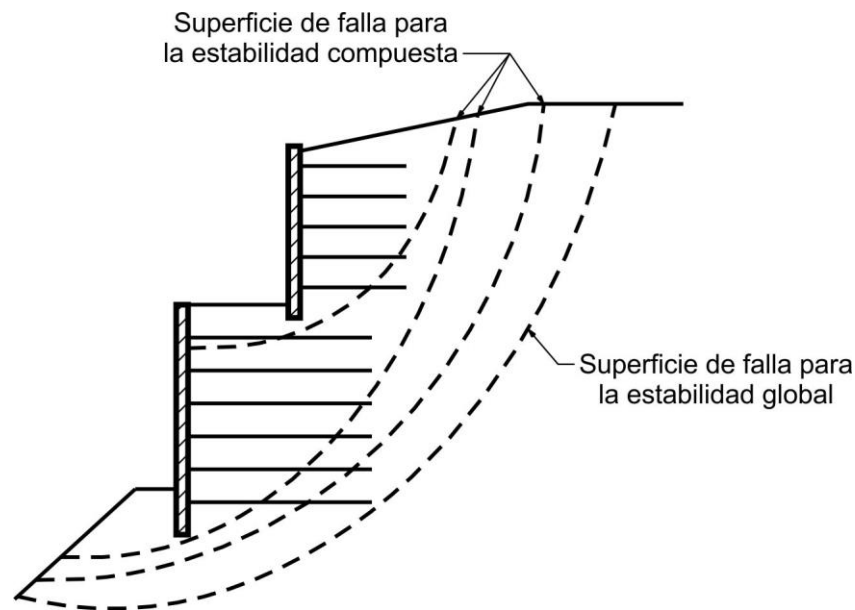
También se debe evaluar el asentamiento diferencial entre el frente y la parte posterior del muro, particularmente considerando su efecto sobre la deformación, la alineación y los esfuerzos de conexión del revestimiento de fachada.

##### **11.10.4.2. Desplazamiento lateral**

Los desplazamientos laterales de un muro se deben estimar en función de la rigidez global de la estructura, el grado de compactación, el tipo de suelo, la longitud de los refuerzos utilizados, el grado de ajuste de las conexiones entre los refuerzos y el revestimiento de fachada, y la deformabilidad del sistema de revestimiento de fachada o con base en el comportamiento del muro monitoreado.

##### **11.10.4.3. Estabilidad global**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.2.3. Además, para los muros de suelo estabilizado mecánicamente con geometría compleja, se deben analizar las superficies de falla compuestas que pasan a través de una porción de la masa de suelo reforzado como se indica en la Figura 11.10.4.3-1, especialmente si el muro está ubicado en terreno inclinado o blando donde la estabilidad global puede no ser adecuada. En el análisis del equilibrio límite para la estabilidad de taludes la resistencia a largo plazo de cada capa de refuerzo del suelo de relleno intersectada por la superficie de falla se debe considerar como fuerzas restauradoras.



**Figura 11.10.4.3-1. Estabilidad global y compuesta de sistemas de muros complejos de suelo estabilizado mecánicamente**

### 11.10.5. Seguridad contra la falla del suelo (Estabilidad externa)

#### 11.10.5.1. Requisitos generales

Las estructuras de suelo estabilizado mecánicamente se deben dimensionar para satisfacer los criterios de excentricidad y deslizamiento generalmente asociados con las estructuras que trabajan por gravedad.

La seguridad contra la falla del suelo se debe evaluar suponiendo que la masa de suelo reforzado es un cuerpo rígido. El coeficiente de empuje activo del suelo,  $k_a$ , utilizado para calcular el empuje del suelo retenido detrás de la masa de suelo reforzado se debe determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo retenido. En ausencia de datos específicos, para los suelos granulares se puede utilizar un ángulo máximo de fricción de  $30^\circ$ . Se deben realizar ensayos para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos considerando tanto las condiciones drenadas como no drenadas.

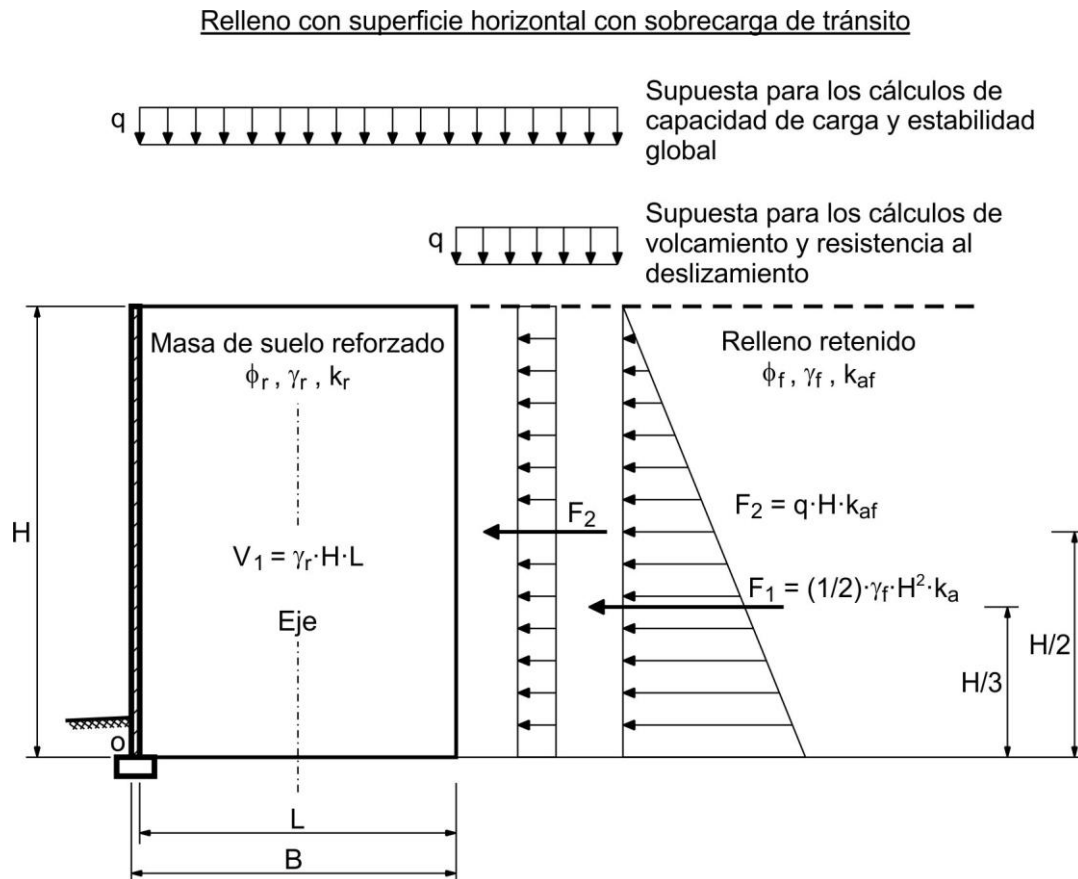
#### 11.10.5.2. Cargas

Para el diseño de los muros de suelo estabilizado mecánicamente las distribuciones del empuje lateral del suelo se deben tomar como se especifica en el artículo 3.11.5.8 del Reglamento CIRSOC 801. Para el estudio de la estabilidad externa e interna, las cargas se deben aplicar como se especifica en los artículos 11.10.5 y 11.10.6, respectivamente. Las sobrecargas se deben aplicar como se especifica en el artículo 11.10.11. Para estas cargas se deben aplicar los factores de carga especificados en el artículo 11.5.5.

Sólo para el cálculo de la estabilidad externa, los coeficientes de empuje activo del suelo para el relleno retenido, es decir para el relleno detrás de la masa de suelo reforzado, se deben tomar como se especifica en el artículo 3.11.5.3 del Reglamento CIRSOC 801 con  $\delta = \beta$ .

Las sobrecargas permanentes, si corresponde, se deben tomar en cuenta de acuerdo con el artículo 11.10.10.

Para analizar la estabilidad frente al deslizamiento y la excentricidad, se debe considerar que las sobrecargas continuas debidas al tránsito actúan más allá del extremo de la zona reforzada como se indica en la Figura 11.10.5.2-1. Para estas cargas se deben aplicar los factores de carga especificados en el artículo 11.5.5.



**Figura 11.10.5.2-1. Estabilidad externa para un muro con pendiente horizontal del relleno y sobrecarga debida al tránsito**

### 11.10.5.3. Deslizamiento

Se deben aplicar los requisitos del artículo 10.6.3.4 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

El coeficiente de fricción por deslizamiento en la base de la masa de suelo reforzado se debe determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son discontinuos, como por ejemplo en forma de fajas, el ángulo de fricción por deslizamiento se debe tomar como el menor valor entre el  $\phi_r$  del relleno reforzado y el  $\phi_f$  del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son continuos, por ejemplo en forma de mallas o láminas, el ángulo de fricción por deslizamiento se debe tomar como el menor valor entre  $\phi_r$ ,  $\phi_f$  y  $\rho$ , siendo  $\rho$  el ángulo de fricción en la interfase suelo-refuerzo. En ausencia de datos específicos, se puede utilizar un ángulo máximo de fricción,  $\phi_r$ , igual a **30°** y un ángulo máximo en la interfase suelo-refuerzo,  $\rho$ , igual a **2/3 ·  $\phi_f$** .



#### 11.10.5.4. Capacidad de carga

A los efectos de calcular la capacidad de carga, se debe suponer una zapata equivalente cuya longitud es igual a la longitud del muro, y cuyo ancho es igual a la longitud de la faja de refuerzo en el nivel de fundación. Las presiones de contacto se deben calcular utilizando una distribución uniforme de las presiones de base sobre un ancho efectivo de la zapata determinado de acuerdo con los requisitos de los artículos 10.6.3.1 y 10.6.3.2, del Reglamento CIRSOC 804 (estos artículos pertenecen al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

Si hay suelos blandos o terreno inclinado delante del muro, al evaluar la capacidad de carga se debe tomar en cuenta la diferencia entre los esfuerzos de contacto calculados para la zona relativa al muro de suelo reforzado y los esfuerzos de contacto localizados debajo de los elementos del revestimiento de fachada. En ambos casos, la base de nivelación debe estar adecuadamente embebida para satisfacer con los requisitos de capacidad de carga.

#### 11.10.5.5. Volcamiento

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.3.3.

#### 11.10.6. Seguridad contra la falla estructural (Estabilidad interna)

##### 11.10.6.1. Requisitos generales

La seguridad contra la falla estructural se debe evaluar considerando el arrancamiento y la rotura de los refuerzos.

Se puede realizar una estimación preliminar del tamaño estructural de la masa de suelo estabilizado con base en el arrancamiento de los refuerzos más allá de la zona de falla, para lo cual la resistencia se especifica en el artículo 11.10.6.3.

##### 11.10.6.2. Cargas

La carga en el refuerzo se debe determinar en dos ubicaciones críticas: en la zona de máxima tensión y en la conexión con la cara del muro. El potencial de rotura y arrancamiento de los refuerzos se deben evaluar en la zona de máxima tensión, la cual se supone ubicada en el límite entre la zona activa y la zona resistente ilustrada en la Figura 11.10.2-1. También se debe evaluar el potencial de rotura y arrancamiento del refuerzo en la conexión entre los refuerzos y el revestimiento de fachada del muro.

Se debe suponer que el ángulo máximo de fricción, utilizado para el cálculo de la fuerza horizontal dentro de la masa del suelo reforzado, es de **34°**, a menos que un relleno seleccionado para un proyecto específico sea evaluado para determinar su resistencia friccional mediante los métodos de ensayo de corte triaxial o directo, de acuerdo con las Normas AASHTO T 296 y T 297 o T 236, respectivamente. No se debe utilizar un ángulo de fricción de diseño mayor que **40°** con el Método Simplificado, incluso si el ángulo de fricción medido sea mayor que **40°**.

##### 11.10.6.2.1. Cargas máximas en los refuerzos

Las cargas máximas en los refuerzos se deben calcular utilizando el Método Simplificado o el Método de Gravedad Coherente. Se considerará que el Método Simplificado se aplica a

los sistemas de muros reforzados con acero y a los reforzados con geosintéticos. El Método de Gravedad Coherente se debe aplicar principalmente a los sistemas de suelos reforzados con acero. Para el Método Simplificado, la carga en el refuerzo se debe obtener multiplicando la presión vertical del suelo en el refuerzo por el coeficiente de empuje lateral del suelo, y aplicando la presión lateral resultante al área tributaria del refuerzo. Para el Método de Gravedad Coherente, la carga en el refuerzo se debe obtener de la misma manera que en el Método Simplificado, excepto por lo siguiente:

- La presión vertical del suelo en cada nivel de refuerzo se debe calcular utilizando una distribución de presión base uniforme equivalente sobre un ancho efectivo de masa de muro reforzado, determinada de acuerdo con las disposiciones de los artículos 11.6.3.1 y 11.6.3.2, y
- Para sistemas de muros reforzados con acero, el coeficiente de empuje lateral del suelo utilizado debe ser igual a  $k_0$  en el punto de intersección de la superficie teórica de falla con la superficie del terreno en o por encima del tope del muro, cambiando a  $k_a$  a una profundidad de **6 m** por debajo de ese punto de intersección, y constante en  $k_a$  a profundidades mayores que **6 m**. Si se utilizan sistemas reforzados con geosintéticos,  $k_a$  se debe utilizar a lo largo de la altura del muro.

Todas las demás disposiciones de este artículo se aplican a ambos métodos.

Otros métodos de diseño ampliamente aceptados y publicados para calcular las cargas del refuerzo se pueden utilizar bajo la discreción del propietario del muro u organismo aprobatorio, siempre y cuando el proyectista desarrolle factores de resistencia específicos para el método empleado.

Para el Método Simplificado, el esfuerzo horizontal mayorado,  $\sigma_H$ , en cada nivel del refuerzo se debe determinar como:

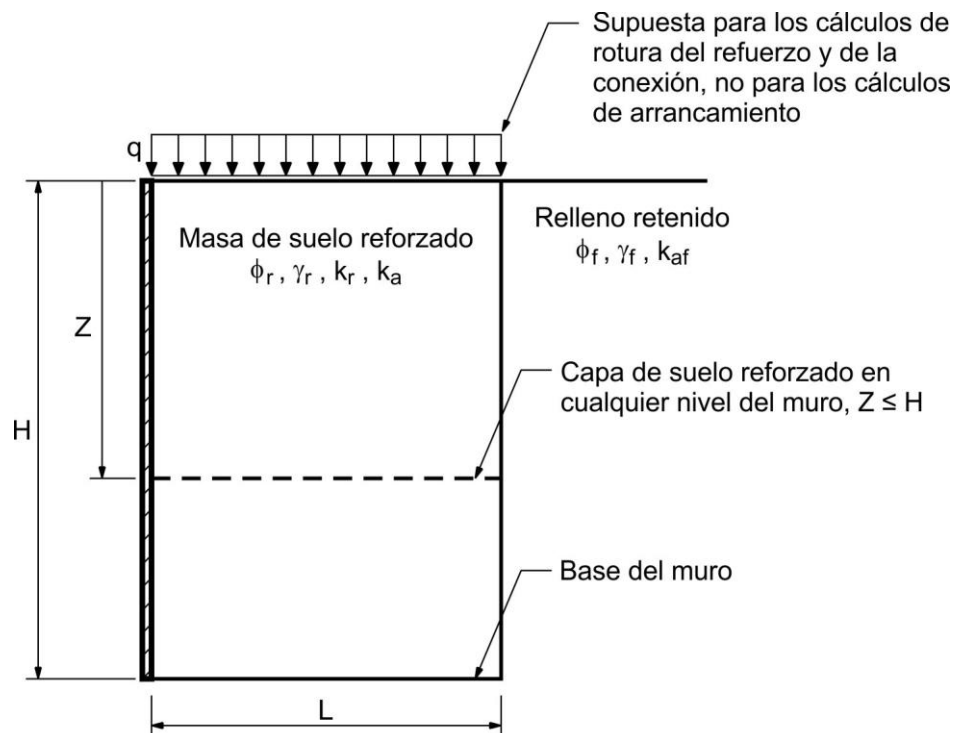
$$\sigma_H = \gamma_P (\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H) \quad (11.10.6.2.1-1)$$

donde:

- |                  |                                                                                                                                                                                                                 |
|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\gamma_P$       | factor de carga para la presión vertical del suelo <b>EV</b> , tomado de la Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801.                                                                                            |
| $k_r$            | coeficiente de empuje horizontal, adimensional.                                                                                                                                                                 |
| $\sigma_v$       | presión debida a la resultante de las fuerzas gravitatorias del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del muro de relleno reforzado, y cualquier sobrecarga presente, en kN/m <sup>2</sup> . |
| $\Delta\sigma_H$ | esfuerzo horizontal en el nivel de refuerzo debido a cualquier aplicación de sobrecarga horizontal concentrada según lo especificado en el artículo 11.10.10.1, en kN/m <sup>2</sup> .                          |

Para el Método Simplificado, la presión vertical para el cálculo de la máxima carga en el refuerzo se debe determinar como indican las Figuras 11.10.6.2.1-1 y 11.10.6.2.1-2. Para el Método de Gravedad Coherente, el esfuerzo vertical se debe calcular en cada nivel de refuerzo utilizando una presión base uniforme equivalente que tenga en cuenta la

excentricidad de la carga causada por el empuje lateral del suelo actuando en la parte posterior de la masa de suelo reforzado por encima del nivel del refuerzo bajo consideración. Esta presión base se debe aplicar sobre un ancho efectivo de masa de muro reforzado, determinada de acuerdo con las disposiciones de los artículos 11.6.3.1 y 11.6.3.2. Así como lo es para el Método Simplificado, la sobrecarga no se incluye en el cálculo del esfuerzo vertical al determinar  $T_{máx}$  para evaluar las cargas de arrancamiento cuando se utiliza el Método de Gravedad Coherente.



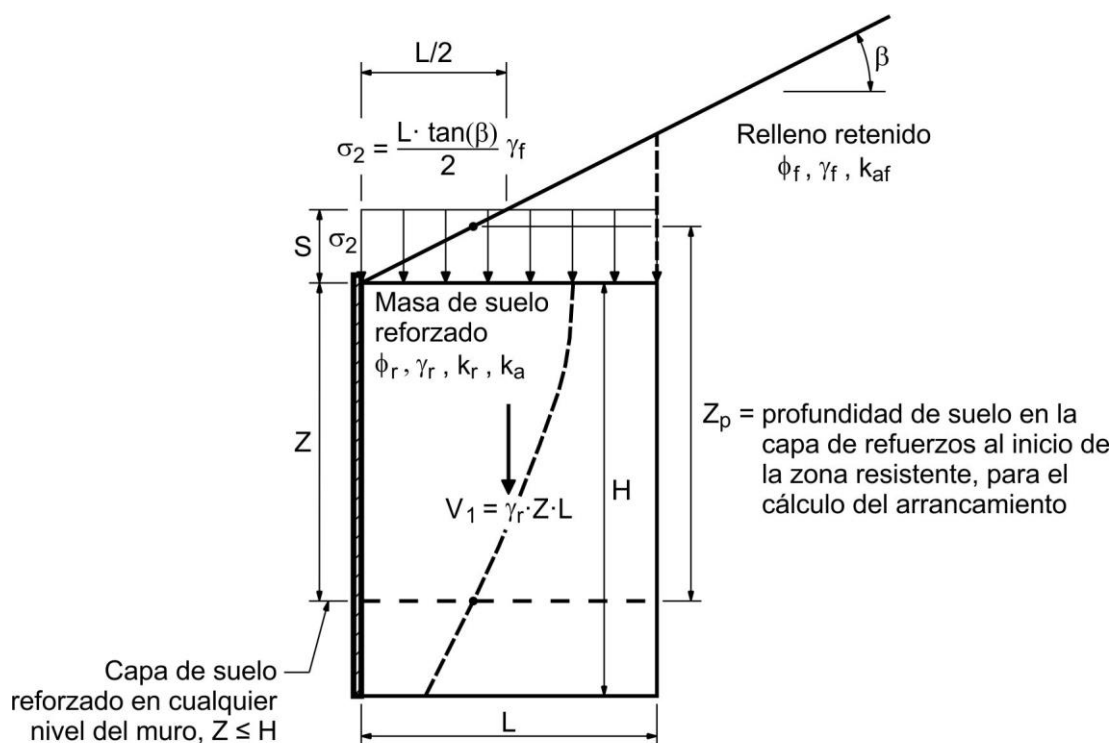
Esfuerzo máximo:  $\sigma_v = \gamma_r Z + q + \Delta\sigma_v$

Arrancamiento:  $\sigma_v = \gamma_r Z + \Delta\sigma_v$

Nota:  $\Delta\sigma_v$  es determinado a partir de la Figura 11.10.10.1-1

H es la altura total del muro en la cara frontal

**Figura 11.10.6.2.1-1. Cálculo del esfuerzo vertical para rellenos de superficie horizontal, incluyendo las sobrecargas temporarias y permanentes para el análisis de estabilidad interna**



Esfuerzo máximo:  $S = (1/2) L (\tan \beta)$

$$\sigma_v = \gamma_r Z + (1/2) L (\tan \beta) \gamma_f$$

Determinar  $k_{af}$  utilizando un ángulo igual a  $\beta$

Determinar  $k_r$  a partir de la Figura 11.10.6.2.1-3

Arrancamiento:  $\sigma_v = \gamma_r Z_p$  y  $Z_p \geq Z + S$

Nota:  $H$  es la altura total del muro en la cara frontal

**Figura 11.10.6.2.1-2. Cálculo del esfuerzo vertical para rellenos de superficie inclinada, para el análisis de estabilidad interna**

Para el Método Simplificado, el coeficiente de empuje lateral del suelo  $k_r$  se determina aplicando un multiplicador al coeficiente de presión activa del suelo,  $k_a$ . El multiplicador  $k_a$  para el Método Simplificado se debe determinar como se indica en la Figura 11.10.6.2.1-3. Para la evaluación del arrancamiento del refuerzo, se utilizará el multiplicador del Método Simplificado para muros de fajas de acero para todos los muros reforzados con acero. Para la rotura del refuerzo, se debe utilizar el multiplicador aplicable al tipo específico del refuerzo de acero. Para el Método de Gravedad Coherente, el coeficiente del empuje lateral del suelo utilizado para el diseño de estabilidad interna para sistemas de muros de suelo estabilizado mecánicamente con refuerzos de acero se debe determinar como se indica en la Figura 11.10.6.2.1-4. Para sistemas de muros reforzados con geosintéticos,  $k_a$  se utiliza a lo largo de la altura del muro. Para ambos métodos,  $k_a$  se debe determinar utilizando la Ec. 3.11.5.3-1 del Reglamento CIRSOC 801, suponiendo que no hay fricción en el muro, es decir,  $\delta = \beta$ . Para el Método de Gravedad Coherente,  $k_0$  se debe determinar utilizando la Ec. 3.11.5.2-1 del Reglamento CIRSOC 801.

La carga mayorada aplicada a los refuerzos,  $T_{m\acute{a}x}$ , se debe determinar utilizando una carga por unidad de ancho de muro de la siguiente manera:

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_H S_v \quad (11.10.6.2.1-2)$$

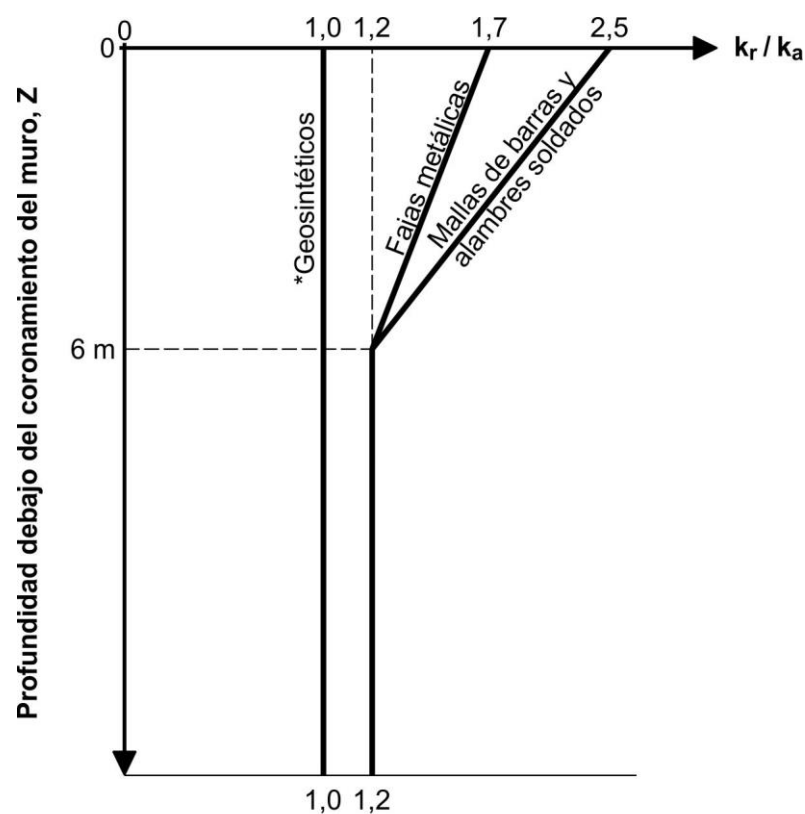
donde:

$\sigma_H$       esfuerzo horizontal mayorado del suelo en los refuerzos, en kN/m<sup>2</sup>.

$S_v$       separación vertical de los refuerzos, en m.

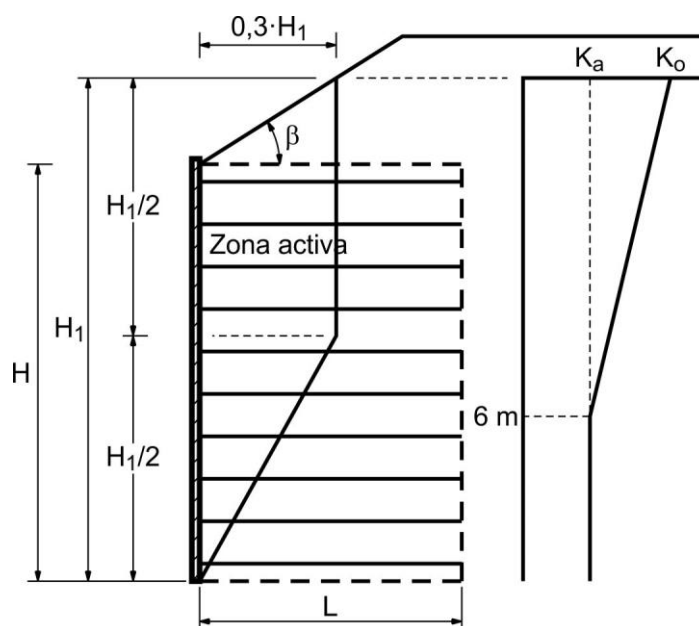
No se debe utilizar una separación vertical,  $S_v$ , mayor que **0,80 m** si no se cuenta con datos del muro a escala real (por ejemplo, cargas y deformaciones del refuerzo, y deflexiones totales) que confirmen que es aceptable utilizar mayores separaciones verticales.

Las sobrecargas se deben ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. Se deben aplicar los requisitos del artículo 3.11.6 del Reglamento CIRSOC 801.



\* No se aplica a los refuerzos poliméricos en forma de faja

**Figura 11.10.6.2.1-3. Variación entre la relación de coeficientes del esfuerzo lateral  $k_r / k_a$  y la profundidad en un muro de suelo estabilizado mecánicamente**



**Figura 11.10.6.2.1-4. Determinación de los coeficientes de empuje lateral del suelo para el diseño de estabilidad interna de muros de suelo estabilizado mecánicamente reforzados con acero utilizando el Método de Gravedad Coherente**

#### 11.10.6.2.2. Cargas aplicadas al refuerzo en la conexión con la cara del muro

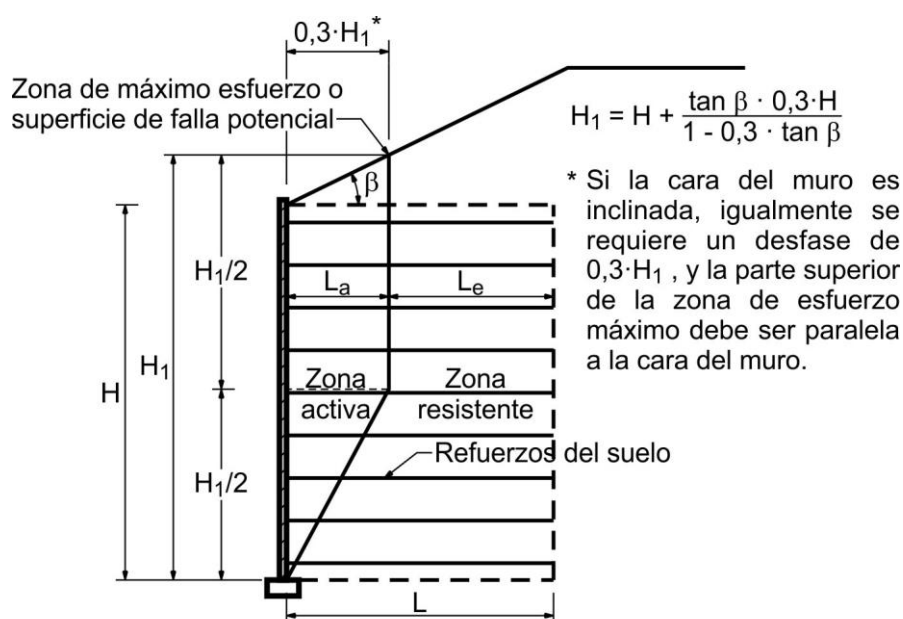
Para todos los sistemas de muro, independientemente del tipo de revestimiento de fachada y de refuerzos, la carga mayorada de tracción aplicada a la conexión del refuerzo del suelo en la cara del muro,  $T_o$ , deberá ser igual a la máxima tracción mayorada en el refuerzo,  $T_{m\acute{a}x}$ .

#### 11.10.6.3. Arrancamiento de los refuerzos

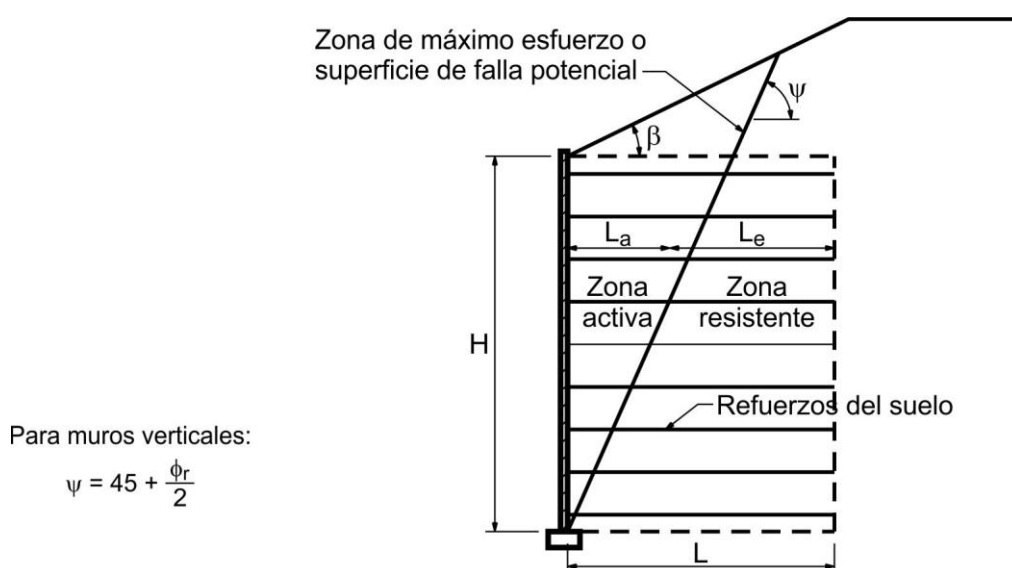
##### 11.10.6.3.1. Límite entre la zona activa y la zona resistente

Para los sistemas de muros inextensibles y extensibles la ubicación de la zona de máximo esfuerzo, es decir, el límite entre la zona activa y la zona resistente, se debe determinar como se indica en la Figura 11.10.6.3.1-1. Para todos los sistemas de muros, se debe suponer que la zona de máximo esfuerzo comienza en la parte posterior de los elementos del revestimiento de fachada en la base del muro.

Para los sistemas de muros extensibles con su cara inclinada a menos de  $10^\circ$  respecto de la vertical, la zona de máximo esfuerzo se debe determinar utilizando el método de Rankine. Dado que el método de Rankine no puede tener en cuenta la inclinación de la cara del muro ni el efecto de las sobrecargas concentradas sobre la zona de relleno reforzado, en el caso de los muros con refuerzos extensibles que tienen una inclinación significativa, definida como  $10^\circ$  o más respecto de la vertical, y sobrecargas concentradas, para determinar la ubicación de la zona de máximo esfuerzo se utilizará el método de Coulomb.



(a) Refuerzos inextensibles



Para muros con la cara frontal inclinada 10 grados o más con respecto a la vertical,

$$\tan (\psi - \phi_r) = \frac{-\tan (\phi_r - \beta) + \sqrt{\tan (\phi_r - \beta) [\tan (\phi_r - \beta) + \cotg (\phi_r + \theta - 90)] [1 + \tan (\delta + 90 - \theta) \cotg (\phi_r + \theta - 90)]}}{1 + \tan (\delta + 90 - \theta) [\tan (\phi_r - \beta) + \cotg (\phi_r + \theta - 90)]}$$

con  $\delta = \beta$  y todas las demás variables definidas en la Figura 3.11.5.3-1

(b) Refuerzos extensibles

**Figura 11.10.6.3.1-1. Ubicación de la superficie de falla potencial para el diseño de estabilidad interna de los muros de suelo estabilizado mecánicamente**

### 11.10.6.3.2. Diseño por arrancamiento de los refuerzos

Se debe verificar la resistencia contra el arrancamiento de los refuerzos en todos los niveles. Para este cálculo sólo se debe utilizar la longitud de arrancamiento efectiva que se extiende más allá de las superficies de falla teóricas indicadas en la Figura 11.10.6.3.1-1. En la zona resistente se debe utilizar una longitud mínima,  $L_e$ , igual a **0,9 m**. La longitud total de refuerzo requerida para evitar el arrancamiento es igual a  $L_a + L_e$ , tal como se indica en la Figura 11.10.6.3.1-1.

Nótese que en el cálculo de la resistencia contra el arrancamiento se ignoran las cargas correspondientes al tránsito (ver Figura 11.10.6.2.1-1).

La longitud efectiva requerida para evitar el arrancamiento se debe determinar aplicando la siguiente expresión:

$$L_e \geq \frac{T_{m\acute{a}x}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \quad (11.10.6.3.2-1)$$

donde:

- $L_e$  longitud del refuerzo en la zona resistente, en m.
- $T_{m\acute{a}x}$  carga mayorada aplicada en el refuerzo, determinada mediante la Ecuación 11.10.6.2.1-2, en kN/m.
- $\phi$  factor de resistencia para el arrancamiento de los refuerzos, obtenido de la Tabla 11.5.7-1, adimensional.
- $F^*$  factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos, adimensional.
- $\alpha$  factor de corrección por efectos de escala, adimensional.
- $\sigma_v$  esfuerzo vertical no mayorado al nivel del refuerzo en la zona resistente, en kN/m<sup>2</sup>.
- $C$  factor que considera la geometría del área superficial del refuerzo global con base en el perímetro bruto del refuerzo; para los refuerzos en forma de faja, malla y lámina (es decir, refuerzos de dos lados) este factor es igual a **2**, adimensional.
- $R_c$  relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.

Las variables  $F^*$  y  $\alpha$ , se deben determinar a partir de ensayos de arrancamiento realizados sobre los refuerzos específicos a utilizar en el material de relleno proyectado o de un suelo equivalente, o bien se podrán estimar empírica o teóricamente.

En el caso de los materiales de relleno estándares (ver el artículo 7.3.6.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications), excepto para las arenas uniformes (es decir, arenas con un coeficiente de uniformidad  $C_u = D_{60} / D_{10} < 4$ ), si no hay datos de ensayos disponibles, para  $F^*$  y  $\alpha$  se pueden utilizar por defecto los valores conservadores indicados en la Figura 11.10.6.3.2-1 y la Tabla 11.10.6.3.2-1. Si se utilizan fajas de acero

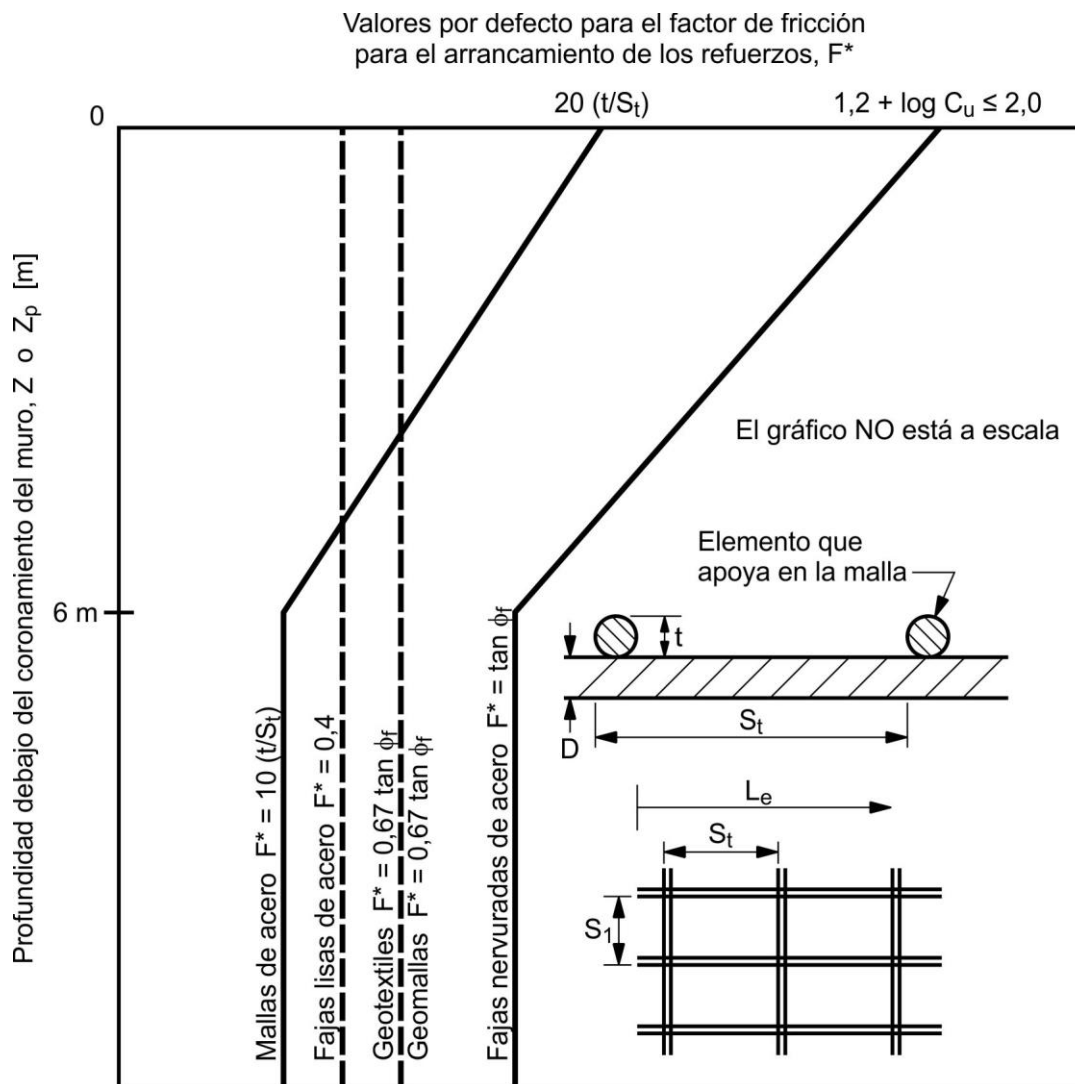


nervadas y en el momento del diseño se desconoce el valor del  $C_u$  específico del muro de relleno, para determinar  $F^*$  se debe suponer un valor  $C_u = 4,0$ .

**Tabla 11.10.6.3.2-1. Valores por defecto del factor de corrección que considera los efectos de la escala,  $\alpha$**

Tipo de refuerzo	Valor por defecto de $\alpha$
Refuerzos de acero (todos)	1,0
Geomallas	0,8
Geotextiles	0,6

En el caso de las mallas, la separación entre los elementos transversales de las mismas,  $S_t$ , debe ser uniforme en toda la longitud del refuerzo en lugar de concentrar elementos transversales de la malla sólo en la zona resistente.



**Figura 11.10.6.3.2-1. Valores por defecto del factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos,  $F^*$**

#### 11.10.6.4. Resistencia de los refuerzos

##### 11.10.6.4.1. Requisitos generales

Para cada nivel dentro del muro, la resistencia de los refuerzos se debe verificar tanto en el límite entre las zonas activa y resistente (es decir, en la zona de máximo esfuerzo) como en la conexión de los refuerzos a la cara del muro, para los estados límite de resistencia aplicables de la siguiente manera:

En la zona de máximo esfuerzo:

$$T_{m\acute{a}x} \leq \phi T_{a\ell} R_c \quad (11.10.6.4.1-1)$$

donde:

$T_{m\acute{a}x}$  carga mayorada aplicada al refuerzo, determinada mediante la Ecuación 11.10.6.2.1-2, en kN/m.

$\phi$  factor de resistencia para tracción del refuerzo, especificado en la Tabla 11.5.7-1, adimensional.

$T_{a\ell}$  resistencia nominal de diseño a largo plazo del refuerzo, en kN/m.

$R_c$  relación de cobertura del refuerzo, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.

$T_{a\ell}$  se debe determinar como se especifica en el artículo 11.10.6.4.3a para refuerzos de acero y en el artículo 11.10.6.4.3b para refuerzos geosintéticos.

En la conexión con la cara del muro:

$$T_o \leq \phi T_{ac} R_c \quad (11.10.6.4.1-2)$$

donde:

$T_o$  carga mayorada aplicada en la conexión refuerzo/revestimiento especificada en el artículo 11.10.6.2.2, en kN/m.

$\phi$  factor de resistencia para la tracción del refuerzo en los conectores, especificado en la Tabla 11.5.7-1, adimensional.

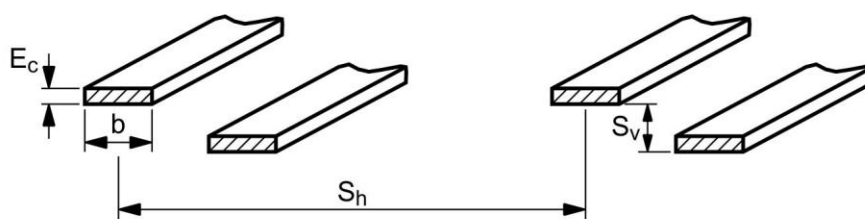
$T_{ac}$  resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento, en kN/m.

$R_c$  relación de cobertura del refuerzo, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.

$T_{ac}$  se debe determinar en la conexión con el revestimiento de fachada del muro tal como se especifica en el artículo 11.10.6.4.4a para refuerzos de acero y en el artículo 11.10.6.4.4b para refuerzos geosintéticos. Al determinar  $T_{ac}$  se debe considerar la diferencia entre el entorno que se produce inmediatamente detrás de la cara del muro y el

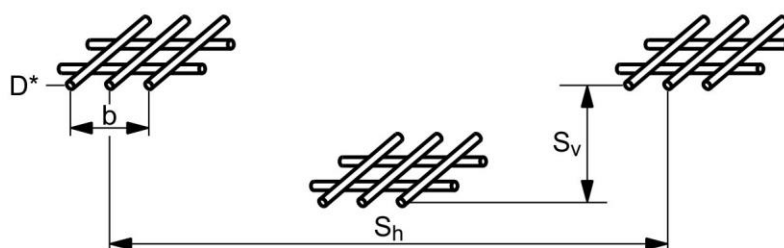
entorno dentro de la zona de relleno reforzado, y su efecto sobre la durabilidad a largo plazo del refuerzo/conexión.

$T_{al}$  se determinará en base a la resistencia a largo plazo por unidad de ancho del refuerzo y multiplicará por la relación de cobertura del refuerzo  $R_c$ , de modo que se pueda comparar directamente con  $T_{máx}$ , la cual se determina con base en una carga por unidad de ancho de muro (esto también se aplica a  $T_{ac}$  y  $T_o$ ). En el caso de los refuerzos discretos (es decir, refuerzos no continuos) tales como las fajas de acero o las mallas de barras, la resistencia del refuerzo se convierte a una resistencia por unidad de ancho del muro como se indica en las Figuras 11.10.6.4.1-1 y 11.10.6.4.1-2. Para las capas de refuerzos continuos,  $b = 1$  y  $R_c = 1$ .



$$A_c = b E_c$$

$E_c$  = espesor de la faja corregido, para considerar las pérdidas por corrosión



$$A_c = (\text{Nro. de barras longitudinales}) \cdot \frac{\pi (D^*)^2}{4}$$

$D^*$  = diámetro de la barra o alambre corregido, para considerar las pérdidas por corrosión

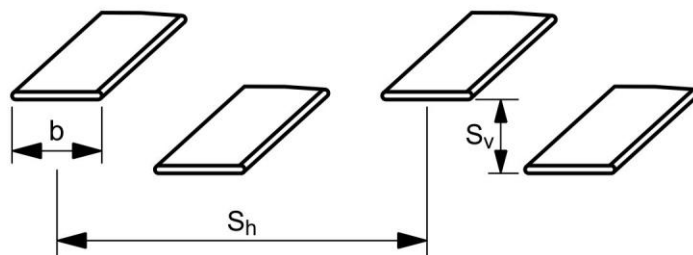
$b$  = ancho unitario de los refuerzos (si el refuerzo es continuo contar el número de barras en un ancho de refuerzo igual a 1 unidad)

$$R_c = \text{relación de cobertura de los refuerzos} = \frac{b}{S_h}$$

Para los refuerzos continuos utilizar  $R_c = 1$  (es decir,  $S_h = b = 1$  unidad de ancho)

**Figura 11.10.6.4.1-1. Relación de cobertura de los refuerzos para el caso de refuerzos metálicos**

Láminas geosintéticas discontinuas:



Láminas geosintéticas continuas:



$R_c = \text{relación de cobertura de los refuerzos} = \frac{b}{S_h}$

Para las láminas geosintéticas continuas utilizar  $R_c = 1$  (es decir,  $S_h = b = 1$  unidad de ancho)

**Figura 11.10.6.4.1-2. Relación de cobertura del refuerzo para el caso de refuerzos geosintéticos**

#### 11.10.6.4.2. Consideraciones relacionadas con la vida de diseño

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.5.1.

##### 11.10.6.4.2a. Refuerzos de acero

Los refuerzos de acero utilizados en el suelo deben cumplir los requisitos del artículo 7.6.4.2, de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specification, "Steel Reinforcements".

El diseño estructural de los refuerzos de acero utilizados en el suelo y sus conexiones se debe realizar con base en un espesor,  $E_c$ , determinado de la siguiente manera:

$$E_c = E_n - E_s \quad (11.10.6.4.2a-1)$$

donde:

$E_c$  espesor del refuerzo metálico al final de su vida de servicio como se indica en la Figura 11.10.6.4.1-1, en mm.

$E_n$  espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción, en mm.

$E_s$  espesor sacrificable del metal que se prevé será perdido por corrosión uniforme durante la vida de servicio de la estructura, en mm.

Para el diseño estructural, se debe calcular el espesor sacrificable para cada superficie expuesta, suponiendo que el suelo utilizado para el relleno no es agresivo:

- Pérdida de galvanizado:
  - = **0,015 mm/año** durante los 2 primeros años
  - = **0,004 mm/año** durante los años siguientes
- Pérdida de acero al carbono:
  - = **0,012 mm/año** una vez agotado el zinc

Generalmente los suelos se deben considerar no agresivos si satisfacen los siguientes criterios:

- pH = **5 a 10**
- Resistividad  $\geq$  **30000 ohm-mm**
- Cloruros  $\leq$  **100 ppm**
- Sulfatos  $\leq$  **200 ppm**
- Contenido orgánico  $\leq$  **1 %**

Si la resistividad del suelo es mayor o igual que **50000 ohm-mm** se pueden obviar los requisitos referidos a cloruros y sulfatos. En el caso de los refuerzos tipo emparrillados de barras o mallas, al calcular el área de la sección transversal del acero remanente luego de las pérdidas por corrosión, el espesor sacrificable arriba indicado se debe aplicar al radio del alambre o barra.

Los elementos transversales y longitudinales de las mallas se deben dimensionar de acuerdo con la norma ASTM A185. El diámetro del alambre transversal debe ser menor o igual que el diámetro del alambre longitudinal.

Los revestimientos galvanizados deben ser como mínimo de **0,61 kg/m<sup>2</sup>** o tener como mínimo un espesor de **0,086 mm**; aplicados de acuerdo con la norma AASHTO M 111M/M 111 (ASTM A123/A 123M) si se trata de refuerzos tipo faja o de acuerdo con la norma ASTM A641 si se trata de refuerzos de acero tipo emparrillado de barras o mallas.

#### 11.10.6.4.2b. Refuerzos geosintéticos

Si se establecen límites específicos en cuanto al uso del muro, las condiciones del suelo, y el tipo de polímero, es posible anticipar que la degradación de la resistencia provocada por factores ambientales sea mínima y relativamente constante de producto a producto, y el impacto de cualquier degradación que ocurra será mínimo. Esto permite aplicar a la resistencia última a tracción, un único factor de reducción predeterminado, **RF**, que

considera las pérdidas de resistencia a largo plazo, tal como se describe en el artículo 11.10.6.4.3b.

Si los límites de aplicación del muro, la agresividad del suelo y los requisitos del polímero son consistentes con las condiciones listadas a continuación, se puede utilizar un único factor de reducción predeterminado tal como aquí se especifica:

- el escaso comportamiento de falla no tendrá consecuencias graves,
  - el suelo se considera no agresivo,
  - el material polimérico satisface los requisitos indicados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1
- 1) *Problemas relacionados con la aplicación de la estructura:* La identificación de las aplicaciones para las cuales las consecuencias de un comportamiento deficiente o de una falla son severas será como se describe en el artículo 11.5.1. En tales aplicaciones, no se utilizará un único factor de reducción predeterminado para el diseño final.
- 2) *Determinación de la agresividad del suelo:* La agresividad del suelo para los materiales geosintéticos se debe evaluar en función del **pH** del suelo, la gradación, la plasticidad, el contenido orgánico y la temperatura dentro del suelo. El suelo se definirá como no agresivo si se cumplen los siguientes criterios:
- **pH = 4,5 a 9** si se trata de una aplicación permanente ó **3 a 10** si se trata de una aplicación temporaria (**pH** determinado de acuerdo con la norma AASHTO T 289),
  - El tamaño máximo de la partícula del suelo es menor que **19 mm**, a menos que se realicen ensayos de daños de instalación a escala real de acuerdo con la norma ASTM D5818,
  - El contenido orgánico del suelo, determinado de acuerdo con la norma AASHTO T 267 para material más fino que el pasante del **tamiz N°10 (2 mm)** es **≤ 1%**, y
  - Temperatura de diseño en el sitio del muro:
    - **≤ 30°C** para aplicaciones permanentes
    - **≤ 35°C** para aplicaciones temporarias

El relleno del suelo que no cumpla con los requisitos aquí especificados se debe considerar agresivo. Además de las condiciones ambientales dentro del relleno, también se deben evaluar las condiciones ambientales en la cara del muro, particularmente si la estabilidad del revestimiento de fachada depende de la resistencia del geosintético en la cara, es decir, el refuerzo geosintético constituye la conexión principal entre el cuerpo del muro y el revestimiento de fachada.

También se deben considerar las propiedades químicas del suelo nativo que rodea el relleno de suelo estabilizado mecánicamente si existe la posibilidad de que se filtre agua subterránea desde los suelos nativos circundantes hacia el relleno estabilizado mecánicamente. En este caso, los suelos circundantes también deben satisfacer los

requisitos químicos establecidos para el material de relleno si el ambiente se ha de considerar no agresivo, o bien se deben proveer drenajes adecuados a largo plazo alrededor de la masa de suelo reforzado con material geosintético para garantizar que no ingresen líquidos químicamente agresivos al interior del relleno reforzado.

- 3) *Requisitos de los polímeros*: Si se ha de utilizar un único factor de reducción predeterminado se deben emplear polímeros que probablemente tengan una buena resistencia a la degradación química a largo plazo, para minimizar el riesgo de ocurrencia de una degradación significativa a largo plazo. Por lo tanto, se deben satisfacer los requisitos referentes a los materiales poliméricos establecidos en la Tabla 11.10.6.4.2b-1, si no se obtienen datos detallados específicos del producto como se describe en AASHTO PP 66 y Elias, et al. (2009). Sólo se podrán utilizar materiales poliméricos que no satisfagan los requisitos de la Tabla 11.10.6.4.2b-1 si se obtienen datos específicos detallados sobre el producto particular a utilizar, extrapolados para la vida de diseño prevista de la estructura.

Si la aplicación involucra:

- graves consecuencias de un pobre comportamiento o falla,
- condiciones agresivas del suelo,
- polímeros que no satisfacen los requisitos específicos indicados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1, o
- el deseo de utilizar un factor de reducción global menor que el factor de reducción predeterminado aquí especificado,

se deben realizar estudios previos de durabilidad específicos del producto a utilizar, para determinar el factor de reducción de resistencia a largo plazo, **RF**. Estos estudios específicos del producto se deben utilizar para estimar los efectos a corto y largo plazo de estos factores ambientales sobre las características de resistencia y deformación del refuerzo geosintético a lo largo de la vida de diseño del refuerzo.

**Tabla 11.10.6.4.2b-1. Requisitos mínimos que deben cumplir los productos geosintéticos para que se permita el uso del valor predeterminado del factor de reducción para la degradación a largo plazo.**

<b>Tipo de polímero</b>	<b>Propiedad</b>	<b>Método de prueba</b>	<b>Criterio para permitir el uso del RF por defecto</b>
Polipropileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo el 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Polietileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo el 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Polipropileno	Resistencia a la termo-oxidación	ENV ISO 13438:1999, Método A	Mantiene como mínimo el 50% de la resistencia luego de 28 días
Polietileno	Resistencia a la termo-oxidación	ENV ISO 13438:1999, Método B	Mantiene como mínimo el 50% de la resistencia luego de 56 días
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	Método de la Viscosidad Intrínseca (ASTM D4603) y Métodos de Ensayo GRI GG8, o determinar directamente usando cromatografía por permeabilidad en gel	Mínimo peso molecular promedio: 25000
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	ASTM D7409	Máximo contenido de grupos carboxilo terminales: 30
Todos los polímeros	Capacidad de supervivencia	Peso por unidad de área (ASTM D5261)	Mínimo 270 g/m <sup>2</sup>
Todos los polímeros	% en peso de material reciclado (post-consumidor)	Certificación de los materiales utilizados	Máximo 0%

#### **11.10.6.4.3. Resistencia a la tracción de diseño**

##### **11.10.6.4.3a. Refuerzos de acero**

La resistencia nominal a tracción de los refuerzos se determina multiplicando la tensión de fluencia por el área de la sección transversal de los refuerzos de acero luego de las pérdidas por corrosión (ver Figura 11.10.6.4.1-1). La pérdida de sección debida a la corrosión se debe determinar de acuerdo con el artículo 11.10.6.4.2a. La resistencia a tracción del refuerzo se debe determinar como:



$$T_{a\ell} = \frac{1}{1000} \frac{A_c F_y}{b} \quad (11.10.6.4.3a-1)$$

donde:

- $T_{a\ell}$  resistencia nominal de diseño del refuerzo a largo plazo, en kN/m.
- $F_y$  resistencia mínima de fluencia del acero, en MPa.
- $A_c$  área del refuerzo corregido para considerar las pérdidas por corrosión (Figura 11.10.6.4.1-1), en mm<sup>2</sup>.
- $b$  ancho unitario del refuerzo (Figura 11.10.6.4.1-1), en m.

#### 11.10.6.4.3b. Refuerzos geosintéticos

La resistencia nominal a tracción a largo plazo de los refuerzos se debe determinar como:

$$T_{a\ell} = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (11.10.6.4.3b-1)$$

donde:

$$RF = RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_D \quad (11.10.6.4.3b-2)$$

y:

- $T_{a\ell}$  resistencia nominal de diseño a largo plazo del refuerzo, en kN/m.
- $T_{ult}$  resistencia última a tracción en función del valor mínimo promedio por rollo (MARV, "minimum average roll value"), en kN/m.
- $RF$  factor combinado de reducción de resistencia que considera la degradación potencial a largo plazo debida a los daños durante la instalación, la fluencia y el envejecimiento químico, adimensional.
- $RF_{ID}$  factor de reducción de resistencia que considera los daños ocasionados al refuerzo durante su instalación, adimensional.
- $RF_{CR}$  factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo por fluencia a largo plazo, adimensional.
- $RF_D$  factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, adimensional.

Los valores de  $RF_{ID}$ ,  $RF_{CR}$ , y  $RF_D$  se deben determinar a partir de resultados de ensayos específicos del producto como se especifica en el artículo 11.10.6.4.2b. Aún cuando existan resultados de ensayos específicos del producto, ni  $RF_{ID}$  ni  $RF_D$  deben ser menores que 1,1.

Para aplicaciones de muros que se definen como sin consecuencias severas si tienen un pobre desempeño o si ocurre la falla, con condiciones de suelo no agresivas, y si el producto geosintético cumple con los requisitos mínimos listados en la Tabla 11.10.6.4.3b-1, la resistencia a tracción a largo plazo del refuerzo se puede determinar utilizando un factor de reducción predeterminado para **RF** como se proporciona en la Tabla 11.10.6.4.3b-1 en lugar de los resultados de ensayos específicos del producto.

**Tabla 11.10.6.4.3b-1. Valores mínimos y predeterminados del factor de reducción total de resistencia en el estado límite último para los productos geosintéticos, RF**

Aplicación	Factor de reducción total, <b>RF</b>
Todas las aplicaciones, pero con datos específicos del producto obtenidos y analizados de acuerdo con AASHTO PP 66	Todos los factores de reducción se deben basar en datos específicos del producto. $RF_{ID}$ y $RF_D$ no deben ser menores que 1,1.
Aplicaciones permanentes en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos, y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1	7,0
Aplicaciones temporales en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos, y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1, los datos específicos del producto no están disponibles.	3,5

#### 11.10.6.4.4. Resistencia de diseño en la conexión refuerzo/revestimiento de fachada

##### 11.10.6.4.4a. Refuerzos de acero

Las conexiones se deben diseñar para resistir los esfuerzos resultantes de las fuerzas activas,  $T_o$ , indicadas en el artículo 11.10.6.2.2, así como aquellas resultantes de los movimientos diferenciales entre el relleno reforzado y los elementos que forman el revestimiento de fachada del muro.

Los elementos de la conexión que están embebidos en el elemento del revestimiento de fachada se deben diseñar con una longitud adherente y un área de contacto adecuados en el hormigón para resistir las fuerzas de conexión. La capacidad del conector embebido debe ser verificada mediante ensayos según se requiere en el artículo 5.11.3 del Reglamento CIRSOC 802. Las conexiones entre el refuerzo de acero y las unidades del revestimiento de fachada del muro (por ejemplo, soldaduras, bulones, pasadores, etc.) se deben diseñar de acuerdo con el artículo 6.13.3 del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación).

Los materiales utilizados para la conexión se deben diseñar considerando las pérdidas por corrosión de acuerdo con el artículo 11.10.6.4.2a. Al evaluar las posibles pérdidas por corrosión se deben considerar las diferencias potenciales entre el medio ambiente en la fachada del muro en relación al medio ambiente dentro de la masa de suelo reforzado.

#### 11.10.6.4.4b. Refuerzos geosintéticos

La parte de la conexión embebida en el revestimiento de fachada de hormigón se debe diseñar de acuerdo con el artículo 5.11.3 del Reglamento CIRSOC 802.

La resistencia nominal a largo plazo de una conexión geosintética,  $T_{ac}$ , en base a la carga por unidad de ancho del refuerzo, se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} CR_{cr}}{RF_D} \quad (11.10.6.4.4b-1)$$

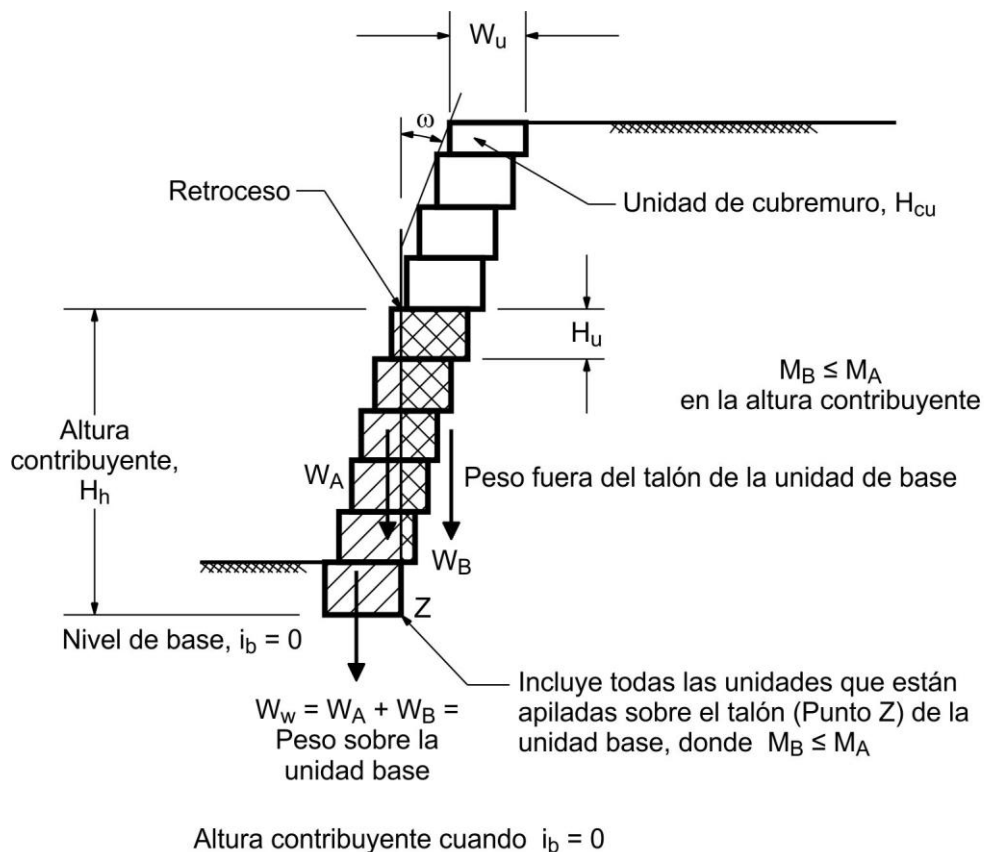
donde:

- $T_{ac}$  resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento de fachada por unidad de ancho del refuerzo a una presión especificada de confinamiento, en kN/m.
- $T_{ult}$  resistencia última a tracción del refuerzo del suelo en función del valor mínimo promedio por rollo (MARV), en kN/m.
- $CR_{cr}$  factor de reducción de resistencia de la conexión a largo plazo para tener en cuenta la resistencia última reducida resultante de la conexión, adimensional.
- $RF_D$  factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica (artículo 11.10.6.4.3b), adimensional.

Los valores de  $RF_{CR}$  y  $RF_D$  se deben determinar a partir de resultados de ensayos específicos del producto, a menos que se especifique lo contrario en este documento. Las condiciones ambientales en la conexión de la fachada del muro pueden ser diferentes a las condiciones ambientales alejadas de la fachada del muro en el relleno detrás del muro. Esto se debe considerar al determinar  $RF_{CR}$  y  $RF_D$ .

$CR_{cr}$  se debe determinar para la presión de confinamiento vertical anticipada entre los bloques del revestimiento en la cara del muro. La presión de confinamiento vertical se debe calcular utilizando el Método de la Altura Contribuyente o de las Articulaciones ("Hinge Height Method") (altura del muro que contribuye al esfuerzo normal) como se indica en la Figura 11.10.6.4.4b-1; si la inclinación de la cara del muro,  $\omega$ , es mayor que  $8^\circ$ ,  $T_{ac}$  no debe ser mayor que a  $T_{al}$ .

Los muros con geosintéticos se pueden diseñar utilizando una plancha de refuerzo flexible como revestimiento usando sólo una superposición con el refuerzo principal del suelo. Las superposiciones se deben diseñar mediante una metodología basada en el arrancamiento. Reemplazando  $T_{m\acute{a}x}$  por  $T_o$ , la Ecuación 11.10.6.3.2-1 se puede utilizar para determinar la mínima longitud de superposición requerida, pero en ningún caso la longitud de superposición debe ser menor que **0,9 m**.  **$tg(\rho)$**  se determina experimentalmente con base en el contacto entre el suelo y el refuerzo, si se anticipa contacto entre refuerzo y refuerzo  **$tg(\rho)$**  se deberá reducir un **30 por ciento**.



Altura contribuyente,  $H_h$  : Se considerará que la totalidad del peso de todos los bloques, que forman parte del revestimiento en la altura  $H_h$  , actúa sobre la base del primer bloque.

**Figura 11.10.6.4.4b-1. Determinación de la altura contribuyente en un muro de suelo estabilizado mecánicamente con revestimiento formado por bloques de hormigón**

La altura contribuyente,  $H_h$  , indicada en la Figura 11.10.6.4.4b-1, se debe determinar de la siguiente manera:

$$H_h = 2 [(W_u - G_u - 0,5 H_u \operatorname{tg}(i_b)) \cos(i_b)] / \operatorname{tg}(\varpi + i_b) \quad (11.10.6.4.4b-2)$$

donde:

- $H_u$  altura de una unidad de bloque de fachada modular, en m.
- $W_u$  ancho de una unidad de bloque de fachada modular, desde el frente hasta el respaldo, en m.
- $G_u$  distancia hasta el centro de gravedad de una unidad de bloque de fachada modular horizontal, incluyendo el material de relleno, medida a partir del frente de la unidad, en m.
- $\varpi$  inclinación del muro debido al retroceso por hilada, en grados.

$H$  altura total del muro, en m.

$H_h$  altura contribuyente, en m.

### 11.10.7. Diseño sísmico de muros de suelo estabilizado mecánicamente

#### 11.10.7.1. Estabilidad externa

La evaluación de la estabilidad externa de muros de suelo estabilizado mecánicamente para condiciones de carga sísmica se debe realizar como se especifica en el artículo 11.6.5, excepto como se modifica en este artículo para el diseño de muros de suelo estabilizado mecánicamente.

Las fuerzas inerciales de la masa del muro ( $P_{IR}$ ) se deben calcular con base en una masa efectiva que tiene un ancho mínimo igual al ancho estructural del revestimiento de fachada del muro ( $W_u$ ) más una porción del relleno reforzado igual al **50 por ciento** de la altura efectiva del muro. Para muros en los cuales la superficie del relleno es horizontal, la altura efectiva en la Figura 11.10.7.1-1 se debe tomar igual a  $H$ . Para muros en los cuales la superficie del relleno es inclinada, la fuerza inercial,  $P_{IR}$ , se debe calcular en una masa efectiva que tenga una altura igual a  $H_2$  y un ancho de base igual a  $0,5 \cdot H_2$ , en el cual  $H_2$  es determinada de la siguiente manera:

$$H_2 = H + \frac{0,5 H \operatorname{tg}(\beta)}{[1 - 0,5 \operatorname{tg}(\beta)]} \quad (11.10.7.1-1)$$

donde:

$\beta$  inclinación del relleno detrás del muro, en grados.

Para los rellenos de superficie inclinada,  $P_{IR}$  se debe determinar como:

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (11.10.7.1-2)$$

donde:

$P_{ir}$  fuerza inercial producida por la aceleración del relleno reforzado, en kN/m.

$P_{is}$  fuerza inercial producida por la aceleración de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada por encima del relleno reforzado, en kN/m.

$P_{IR}$  debe actuar en el baricentro combinado de la fuerza inercial de la masa del muro reforzado,  $P_{ir}$ , y la fuerza inercial resultante de la masa del suelo de sobrecarga por encima del volumen del muro reforzado,  $P_{is}$ .  $P_{ir}$  debe incluir la fuerza inercial a partir de la cara frontal del muro. La determinación de las fuerzas inerciales del muro de suelo estabilizado mecánicamente debe ser como se indica en la Figura 11.10.7.1-1.



### 11.10.7.2. Estabilidad interna

Los refuerzos se deben diseñar para soportar las fuerzas horizontales generadas por la fuerza inercial interna,  $P_i$ , y las fuerzas estáticas. La fuerza de inercia total,  $P_i$ , por unidad de longitud de la estructura se debe considerar igual a la masa de la zona activa por el coeficiente de aceleración del muro,  $k_h$ , reducido por el desplazamiento lateral del muro durante la vibración. El coeficiente reducido de aceleración,  $k_h$ , debe ser consistente con el valor de  $k_h$  utilizado para estabilidad externa.

Para muros con refuerzo inextensible (por ejemplo, acero), esta fuerza inercial se debe distribuir a los refuerzos de forma proporcional a sus áreas resistentes a partir de una carga por unidad de ancho de la base del muro de la siguiente manera:

$$T_{md} = \gamma P_i \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^m (L_{ei})} \quad (11.10.7.2-1)$$

Para muros con refuerzo extensible, esta fuerza inercial se debe distribuir uniformemente a los refuerzos a partir de una carga por unidad de ancho de la base del muro de la siguiente manera:

$$T_{md} = \gamma \left( \frac{P_i}{n} \right) \quad (11.10.7.2-2)$$

donde:

- $T_{md}$  fuerza de inercia dinámica incremental mayorada en la capa  $i$ , en kN/m.
- $\gamma$  factor de carga para las cargas **EQ**, de la Tabla 3.4.1-1 del Reglamento CIRSOC 801, adimensional.
- $P_i$  fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa, es decir, el área sombreada en la Figura 11.10.7.2-1, en kN/m.
- $K_h \cdot W_a$  donde  $W_a$  es el peso de la zona activa y  $K_h$  es calculada como se especifica en el artículo 11.6.5.1.
- $n$  número total de capas de refuerzo en el muro, adimensional.
- $L_{ei}$  longitud efectiva del refuerzo para la capa  $i$ , en m.

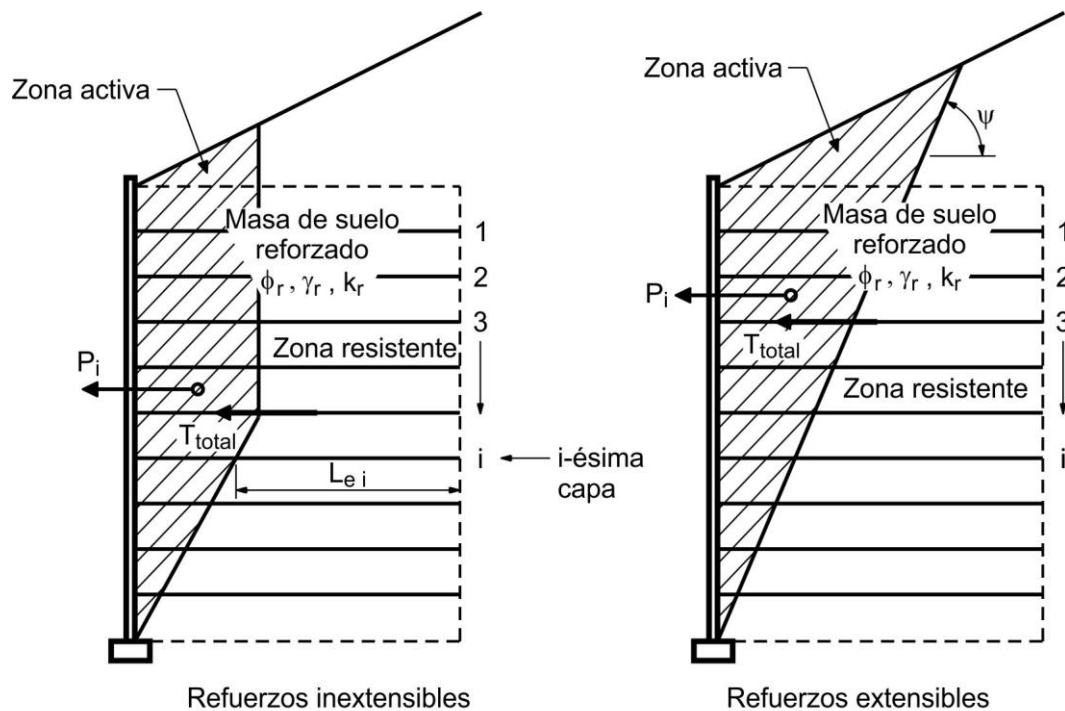
Esta distribución de presión se debe determinar de la fuerza inercial total utilizando  $k_h$  (después de la reducción por dispersión de onda y desplazamiento lateral).

La carga total mayorada aplicada al refuerzo, a partir de una carga por unidad de ancho de la base del muro, como se indica en la Figura 11.10.7.2-1, se determina de la siguiente manera:

$$T_{total} = T_{máx} + T_{md} \quad (11.10.7.2-3)$$

donde:

$T_{m\acute{a}x}$  carga estática mayorada aplicada a los refuerzos, determinada mediante la Ecuación 11.10.6.2.1-2.



$\psi$  = Ángulo de la línea de falla que limita la zona activa, determinada a partir de la Figura 11.10.6.3.1-1.

$P_i$  = Fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa.

$L_{ei}$  = Longitud del refuerzo en la zona resistente de la capa  $i$ .

$T_{m\acute{a}x}$  = Fuerza mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzo debido a las fuerzas estáticas.

$T_{md}$  = Fuerza mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzo debido a las fuerzas dinámicas.

Fuerza total mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzo,  
 $T_{total} = T_{m\acute{a}x} + T_{md}$

**Figura 11.10.7.2-1. Estabilidad interna de un muro de suelo estabilizado mecánicamente sujeto a carga sísmica**

Para evitar la rotura del refuerzo geosintético, el refuerzo se debe diseñar para resistir las componentes estáticas y dinámicas de la carga, las cuales se determinan de la siguiente manera:

Para la componente estática:



$$S_{rs} \geq \frac{T_{m\acute{a}x} RF}{\phi R_c} \quad (11.10.7.2-4)$$

Para la componente dinámica:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} RF_{ID} RF_D}{\phi R_c} \quad (11.10.7.2-5)$$

donde:

- $\phi$  factor de resistencia para la combinación de cargas estáticas/sísmicas, a partir de la Tabla 11.5.7-1, adimensional.
- $S_{rs}$  resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente estática de carga, en kN/m.
- $S_{rt}$  resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente dinámica de carga, en kN/m.
- $R_c$  relación de cobertura del refuerzo, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.
- $RF$  factor combinado de reducción de resistencia que considera la posible degradación a largo plazo debido a daños durante la instalación, la fluencia, y el envejecimiento químico, especificado en el artículo 11.10.6.4.3b, adimensional.
- $RF_{ID}$  factor de reducción de resistencia que considera los daños ocasionados al refuerzo durante su instalación, especificado en el artículo 11.10.6.4.3b, adimensional.
- $RF_D$  factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, especificado en el artículo 11.10.6.4.3b, adimensional.

La resistencia última requerida del refuerzo geosintético a la tracción se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (11.10.7.2-6)$$

Para evitar el arrancamiento de los refuerzos, ya sean de acero o geosintéticos:

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\phi (0,8 F^* \alpha \sigma_v C R_c)} \quad (11.10.7.2-7)$$

donde:

- $L_e$  longitud del refuerzo en la zona resistente, en m.

$T_{total}$	máxima tracción mayorada en el refuerzo, a partir de la Ecuación 11.10.7.2-2, en kN/m.
$\phi$	factor de resistencia para el arrancamiento del refuerzo, obtenido de Tabla 11.5.7-1, adimensional.
$F^*$	factor de fricción para el arrancamiento del refuerzo, adimensional.
$\alpha$	factor de corrección por el efecto de escala, adimensional.
$\sigma_v$	esfuerzo vertical no mayorado al nivel del refuerzo en la zona resistente, en kN/m <sup>2</sup> .
$C$	factor que considera la geometría global del área superficial del refuerzo, adimensional.
$R_c$	relación de cobertura del refuerzo, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.

Para condiciones de carga sísmica, el valor de  $F^*$  (factor utilizado para la resistencia al arrancamiento) se debe reducir al **80 por ciento** del valor utilizado bajo condiciones de diseño estático, a menos que se realicen ensayos de arrancamiento con carga dinámica para determinar directamente el valor de  $F^*$ .

### 11.10.7.3. Conexión de los refuerzos al revestimiento de fachada

Los elementos del revestimiento de fachada se deben diseñar para resistir las cargas sísmicas determinadas como se especifica en el artículo 11.10.7.2, es decir,  $T_{total}$ . Dichos elementos se deben diseñar de acuerdo con los requisitos aplicables de los Capítulos 5, del Reglamento CIRSOC 802, y 6, del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación), para elementos de hormigón armado y acero, respectivamente, excepto que para el estado límite de Evento Extremo I, todos los factores de resistencia deben ser igual a **1,0**, a menos que se especifique lo contrario para este estado límite.

En el caso de los muros con revestimientos contruidos por bloques modulares de hormigón, los bloques ubicados por encima de la capa superior del refuerzo del relleno se deben diseñar para resistir las fallas por desmoronamiento durante la aplicación de cargas sísmicas.

En el caso de las conexiones con refuerzos geosintéticos sujetas a cargas sísmicas, la resistencia minorada a largo plazo de la conexión,  $\phi \cdot T_{ac}$ , debe ser mayor que  $T_{máx} + T_{md}$ . Si la resistencia de la conexión depende parcial o totalmente de la fricción entre los bloques del revestimiento de fachada y el refuerzo, la resistencia de la conexión frente a las cargas sísmicas se debe reducir al **80 por ciento** de su valor estático de la siguiente manera:

Para la componente estática de la carga:

$$S_{rs} \geq \frac{T_{máx} RF_D}{0,8 \phi CR_{cr} R_c} \quad (11.10.7.3-1)$$

Para la componente dinámica de la carga:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} RF_D}{0,8 \phi CR_u R_c} \quad (11.10.7.3-2)$$

donde:

- $S_{rs}$  resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente estática de carga, en kN/m.
- $T_{máx}$  carga aplicada al refuerzo, en kN/m.
- $RF_D$  factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, especificado en el artículo 11.10.6.4.4b, adimensional.
- $\phi$  factor de resistencia, de la Tabla 11.5.7-1, adimensional.
- $CR_{cr}$  factor de reducción de resistencia de la conexión a largo plazo para tener en cuenta la resistencia última reducida resultante de la conexión, adimensional.
- $R_c$  relación de cobertura del refuerzo, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.
- $S_{rt}$  resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente dinámica de carga, en kN/m.
- $T_{md}$  fuerza de inercia dinámica incremental mayorada, en kN/m.
- $CR_u$  factor de reducción de resistencia de la conexión a corto plazo para tener en cuenta la resistencia última reducida resultante de la conexión, como se especifica en el artículo C 11.10.6.4.4b, adimensional.

En el caso de las conexiones mecánicas que no dependen de una componente friccional, se puede eliminar el multiplicador **0,8** de las Ecuaciones 11.10.7.3-1 y 11.10.7.3-2.

La resistencia última requerida a tracción de los refuerzos geosintéticos en la conexión es igual a:

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (11.10.7.3-3)$$

Para las estructuras ubicadas en Zonas de Desempeño Sísmico **3** o **4**, las conexiones a un muro con revestimientos construidos por bloques modulares de hormigón deben utilizar dispositivos resistentes al corte entre los bloques del revestimiento y los refuerzos del suelo, como por ejemplo conectores de corte, pasadores, etc., y no deben depender exclusivamente de la resistencia friccional entre los refuerzos del suelo y los bloques del revestimiento de fachada.

#### 11.10.7.4. Detalles de los muros para mejorar su comportamiento sísmico

Los detalles especificados en el artículo 11.6.5.6 para muros de gravedad se deben también aplicar a muros de suelo estabilizado mecánicamente en áreas sísmicamente activas, definidas como Zonas de Desempeño Sísmico **2** o mayores. También se deben incluir, para muros de suelo estabilizado mecánicamente, los siguientes requisitos adicionales:

- **Paneles de fascia de segunda etapa:** las conexiones utilizadas para conectar los paneles de fascia a la estructura principal del muro de gravedad se deben diseñar para minimizar el movimiento entre paneles durante la vibración.
- **Longitud del refuerzo del suelo:** se debe utilizar una longitud mínima del refuerzo del suelo de **0,7·H**. Se debe también considerar una longitud mayor del refuerzo del suelo en los **0,60 m** a **1,20 m** superiores de la altura del muro (mínimo dos capas de refuerzo) para mejorar el comportamiento sísmico del muro. Si el muro se coloca inmediatamente en frente de un talud muy empinado, de un apuntalamiento existente, o de un muro permanente, el refuerzo dentro de los **0,60 m** a **1,20 m** superiores de la altura del muro (mínimo dos capas de refuerzo aplicable a alturas de muro de **3,00 m** o más) se debe extender por lo menos **1,50 m** detrás del talud empinado o del muro existente.
- **Esquinas de muros y cambios bruscos de la alineación del revestimiento del muro:** se deben diseñar utilizando especialmente unidades preformadas de revestimiento para salvar la esquina y traslapar las unidades del revestimiento del muro adyacente para prevenir que la esquina se abra durante la vibración. Las esquinas del muro también se deben diseñar para el potencial desarrollo de cargas más altas de las que se determinarían utilizando un análisis bidimensional. Las esquinas de muros y los giros de radios pequeños se definen con ángulos encerrados de **120 grados** o menos.

#### 11.10.8. Drenaje

En todas las estructuras se deben considerar medidas de drenaje interno para prevenir la saturación del relleno reforzado e interceptar cualquier flujo superficial que contenga elementos agresivos.

Los muros de suelo estabilizado mecánicamente en áreas de desmonte y relleno, en las cuales se conoce el nivel freático, se deben construir con mantos de drenaje detrás y debajo de la zona reforzada.

Para los muros de suelo estabilizado mecánicamente soportando calzadas en los cuales, durante el invierno, se aplican productos anticongelantes puede ser necesario utilizar una membrana impermeable debajo del pavimento e inmediatamente encima de la primera capa de refuerzos del suelo para interceptar cualquier flujo que pudiera contener productos anticongelantes. La membrana debe tener una pendiente que permita el drenaje en sentido contrario al revestimiento y hacia un drenaje longitudinal ubicado más allá de la zona reforzada. Generalmente se debe utilizar una geomembrana de PVC, HDPE o LLDPE de superficie rugosa de **0,75 mm** de espesor. Todas las costuras en la membrana deben estar soldadas para evitar que ocurran pérdidas.

#### 11.10.9. Erosión subsuperficial

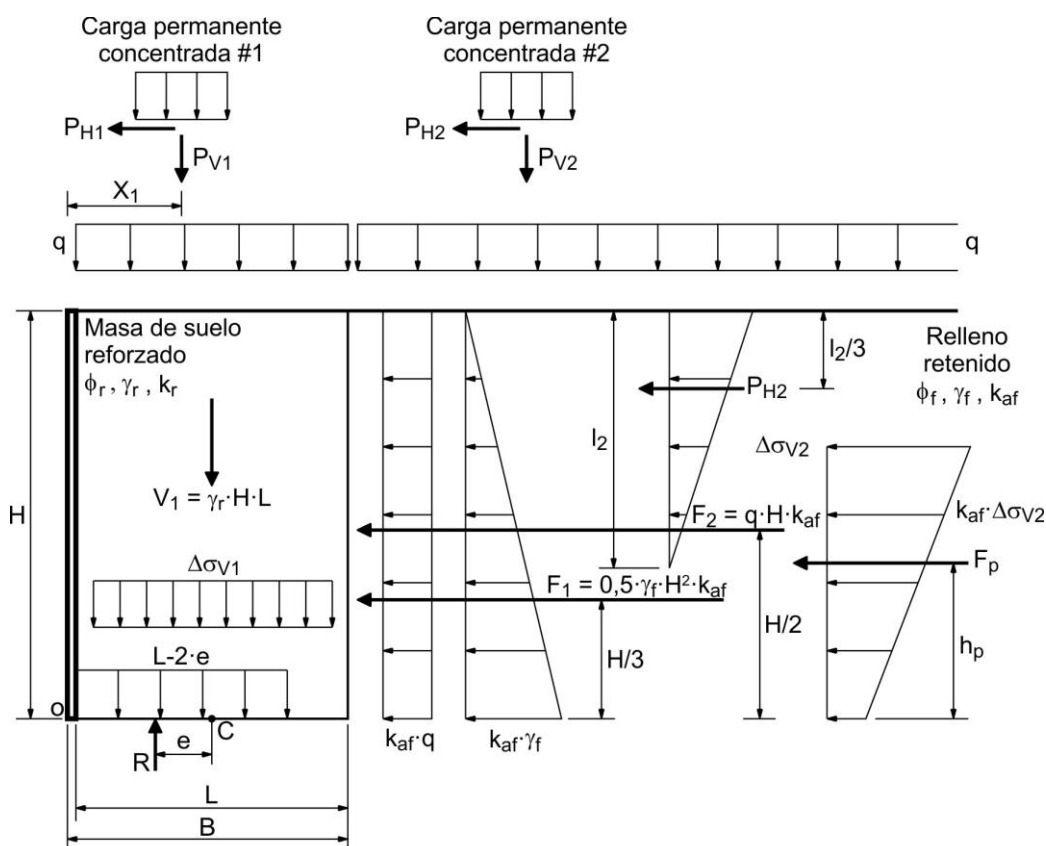
Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.3.5.

### 11.10.10. Condiciones de carga especiales

#### 11.10.10.1. Cargas permanentes concentradas

La distribución de esfuerzos dentro y detrás del muro, resultante de las cargas concentradas aplicadas en el coronamiento o detrás del muro, se debe determinar de acuerdo con el artículo 3.11.6.3 del Reglamento CIRSOC 801.

La Figura 11.10.10.1-1 ilustra la combinación de cargas utilizando el principio de superposición para evaluar la estabilidad interna y externa del muro. Dependiendo de la magnitud y la ubicación de la carga permanente concentrada, es posible que sea necesario ajustar la ubicación del límite entre la zona activa y resistente como se indica en la Figura 11.10.10.1-2.



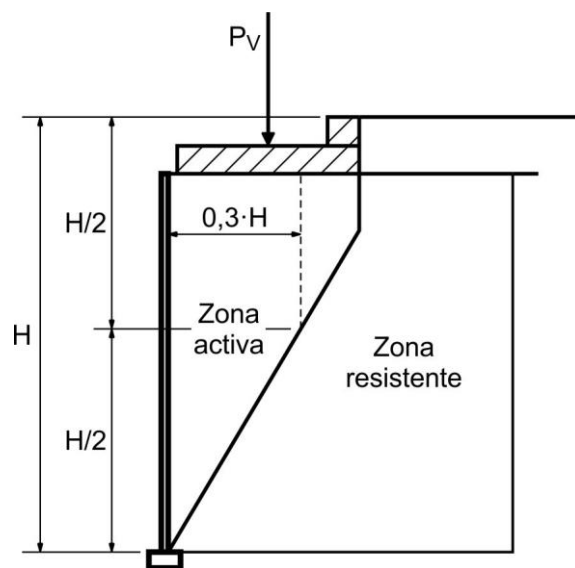
Notas:

Estas ecuaciones suponen que la carga permanente concentrada #2 está ubicada dentro de la zona activa detrás de la masa de suelo reforzado.

Para revestimientos con elementos de espesor relativamente grueso (por ejemplo, bloques de revestimiento de dovelas de hormigón) es aceptable incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga (es decir, utilizar  $B$  en lugar de  $L$ ).

$P_{V1}$ ,  $P_{H1}$ ,  $\Delta\sigma_{v1}$ ,  $\Delta\sigma_{v2}$ ,  $\Delta\sigma_{h2}$ ,  $e$   $l_2$ , se determinan a partir de las Figuras 3.11.6.3-1 y 3.11.6.3-2, y  $F_p$  se obtiene a partir de  $P_{V2}$  (es decir,  $K \cdot \Delta\sigma_{v2}$  a partir de la Figura 3.11.6.3-1).  $H$  es la altura total del muro en su cara frontal.  $h_p$ , es la distancia entre el baricentro de la distribución trapezoidal indicada y la parte inferior de tal distribución.

**Figura 11.10.10.1-1. Superposición de cargas permanentes concentradas para evaluar la estabilidad interna y externa**



**Figura 11.10.10.1-2. Ubicación de la línea de máxima fuerza de tracción para el caso de losas de sobrecarga de grandes dimensiones (refuerzos inextensibles)**

#### 11.10.10.2. Cargas de tránsito y barreras

Las cargas debidas al tránsito se deben tratar como sobrecargas uniformes de acuerdo con los criterios indicados en el artículo 3.11.6.2 del Reglamento CIRSOC 801. La presión de sobrecarga no debe ser inferior a **0,60 m** de tierra. Los parapetos y barreras para el tránsito construidas sobre o en línea con la cara frontal del muro, se deben diseñar para resistir momentos de vuelco mediante su propia masa. Las losas de base no deben tener juntas transversales, salvo las juntas constructivas, y las losas adyacentes deben estar unidas mediante pasadores de corte. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deben tener suficiente capacidad de tracción para resistir una carga horizontal concentrada igual a  $\gamma \cdot P_H$ , siendo  **$P_H = 44,5 \text{ kN}$**  distribuida sobre una longitud de barrera igual a **1,50 m**. Esta distribución de fuerza toma en cuenta la fuerza pico localizada en los refuerzos del suelo próximos a la carga concentrada. Esta fuerza distribuida sería igual a  $\gamma \cdot P_{H1}$ , donde  **$P_{H1} = 29 \text{ kN/m}$**  y se aplica como se indica en la Figura 3.11.6.3-2a del Reglamento CIRSOC 801.  $\gamma \cdot P_{H1}$  se distribuye a los refuerzos suponiendo  **$b_f$**  igual al ancho de la losa de base. Se debe proveer suficiente espacio lateral entre la parte posterior de los paneles del revestimiento y la losa/barrera para el tránsito, para permitir que la barrera y la losa resistan la carga de impacto en deslizamiento y vuelco sin transmitir la carga directamente a las unidades superiores del revestimiento.

Para verificar la seguridad contra el arrancamiento de los refuerzos, la carga de impacto lateral del tránsito se debe distribuir a los refuerzos superiores del suelo utilizando la Figura 3.11.6.3-2a del Reglamento CIRSOC 801, suponiendo  **$b_f$**  igual al ancho de la losa de base. La totalidad de la longitud de los refuerzos se debe considerar efectiva para resistir el arrancamiento debido a la carga de impacto. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deben tener capacidad suficiente contra el arrancamiento para resistir una carga horizontal igual a  $\gamma \cdot P_{H1}$ , donde  **$P_H = 44,5 \text{ kN}$**  distribuida en una longitud de losa de base igual a **6 m**.

Debido a la naturaleza transitoria de las cargas de impacto sobre una barrera de tránsito, al diseñar para evitar la rotura de los refuerzos, los refuerzos geosintéticos se deben diseñar para resistir las componentes estática y transitoria (impacto) de la carga de la siguiente manera:

Para la componente estática, ver Ecuación 11.10.7.2-3.

Para las componentes transitorias:

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_{rt} R_c}{RF_{ID} RF_D} \quad (11.10.10.2-1)$$

donde:

- $\Delta\sigma_H$  esfuerzo debido al impacto sobre la barrera de tránsito aplicado sobre el área de influencia del refuerzo, de acuerdo con el artículo 11.10.10.1, en kN/m<sup>2</sup>.
- $S_v$  separación vertical de los refuerzos, en m.
- $S_{rt}$  resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente de carga dinámica, en kN/m.
- $R_c$  relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el artículo 11.10.6.4.1, adimensional.
- $RF_{ID}$  factor de reducción de resistencia que considera los daños ocasionados al refuerzo durante su instalación, especificado en el artículo 11.10.6.4.3b, adimensional.
- $RF_D$  factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, especificado en el artículo 11.10.6.4.3b, adimensional.

Para determinar la resistencia última total requerida utilizando la Ecuación 11.10.7.3-3, la resistencia de los refuerzos requerida para la componente de carga estática, se debe sumar a la resistencia requerida de los refuerzos para la componente de carga transitoria.

Los parapetos y barreras para el tránsito deben satisfacer los requisitos sobre ensayos de choque especificados en el Capítulo 13. La losa de anclaje debe ser lo suficientemente fuerte para resistir la resistencia última del parapeto estándar.

Si se utilizan barreras flexibles tipo viga y poste, se deben colocar a una distancia mínima de **0,9 m** del muro, hincar a **1,5 m** por debajo del nivel del terreno, y separados entre sí de manera que en lo posible no coincidan con los refuerzos del suelo. Si no es posible evitar que coincidan con los refuerzos, el muro se debe diseñar considerando la presencia de una obstrucción como se describe en el artículo 11.10.10.4. Las dos filas de refuerzos superiores se deben diseñar para una carga horizontal adicional igual a  $\gamma P_{H1}$ , donde  $P_{H1} = 4,4 \text{ kN}$  por m lineal de muro, **50 por ciento** de la cual se distribuye a cada capa del refuerzo.

### 11.10.10.3. Presiones hidrostáticas

Para el diseño de las estructuras construidas a lo largo de ríos y arroyos, se debe considerar una presión hidrostática diferencial mínima igual a **0,90 m** de columna de agua. Esta carga se debe aplicar en el nivel de pleamar. Para el cálculo de la estabilidad interna y externa se deben utilizar los pesos unitarios efectivos comenzando en niveles inmediatamente debajo del nivel de aplicación de la presión hidrostática diferencial.

### 11.10.10.4. Obstrucciones en la zona del suelo reforzado

Si es imposible evitar la colocación de una obstrucción dentro de la zona del muro de suelo reforzado tal como un sumidero, una reja de entrada, fundación de un dispositivo de señalización o iluminación, un poste de guardarriel, o una alcantarilla, el diseño del muro cerca de la obstrucción se debe modificar aplicando una de las siguientes alternativas:

- 1) Suponer que las capas de refuerzos están parcial o totalmente interrumpidas en el sitio donde se encuentra la obstrucción, y diseñar las capas de refuerzos circundantes para que transfieran la carga adicional que debía ser soportada por los refuerzos interrumpidos.
- 2) Colocar alrededor de la obstrucción un pórtico estructural capaz de transferir la carga de los refuerzos delante de la obstrucción a los refuerzos conectados al pórtico estructural detrás de la obstrucción, tal como se ilustra en la Figura 11.10.10.4-1.
- 3) Si los refuerzos del suelo constan de fajas discretas y dependen del tamaño y ubicación de la obstrucción, puede que sea posible desviar los refuerzos alrededor de la obstrucción.

Para la Alternativa 1, la parte del revestimiento de fachada del muro delante de la obstrucción debe ser estable contra las fallas por desmoronamiento (vuelco) o deslizamiento. Si esto no se puede lograr, los refuerzos del suelo entre la obstrucción y la cara del muro se pueden conectar estructuralmente a la obstrucción de manera tal que la cara del muro no se desmorone, o bien los elementos del revestimiento se pueden conectar estructuralmente a otros elementos adyacentes del revestimiento para evitar este tipo de falla.

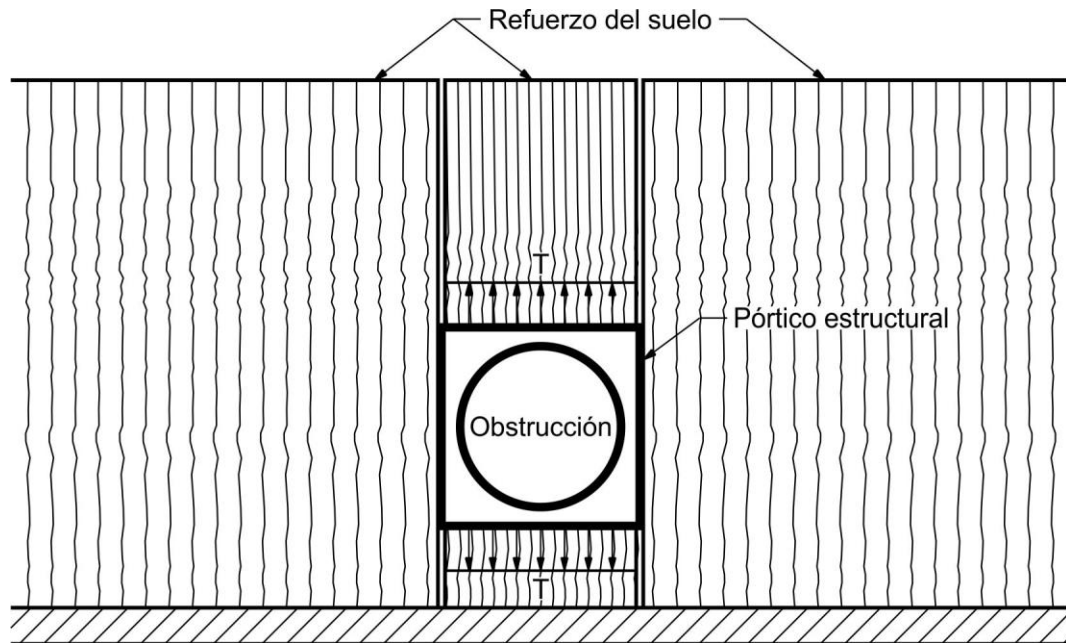
Para la segunda alternativa, el pórtico y las conexiones se deben diseñar de acuerdo con el Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación) para pórticos de acero.

Para la tercera alternativa, el ángulo de desviación, medido a partir de una línea perpendicular a la cara del muro, debe ser lo suficientemente pequeño para que la desviación no genere momentos en los refuerzos ni en la conexión de los refuerzos a la cara del muro. La resistencia a tracción de los refuerzos desviados se debe reducir multiplicando el coseno del ángulo de desviación.

Si la obstrucción debe penetrar la cara del muro, los elementos del revestimiento de fachada del muro se deben diseñar para que se ajusten a la geometría de la obstrucción y sean estables (es decir, se deben evitar las cargas puntuales), de manera tal que el suelo de relleno detrás del muro no pueda salir por las juntas de la obstrucción. Para esta terminación, puede ser necesario colocar un collar alrededor de la obstrucción próximo a la cara del muro.



Si es necesario colocar pilotes hincados o perforados que atraviesen la zona reforzada, se deben respetar las recomendaciones indicadas en el artículo 11.10.11.



T = carga total que debe soportar el pórtico estructural

VISTA EN PLANTA

**Figura 11.10.10.4-1. Conexión estructural de los refuerzos del suelo alrededor de una obstrucción en el relleno**

#### 11.10.11. Estribos sobre muros de suelo estabilizado mecánicamente

Los estribos colocados sobre muros de suelo estabilizado mecánicamente se deben dimensionar de manera que satisfagan los criterios especificados en los artículos 11.6.2 a 11.6.6.

El muro de suelo estabilizado mecánicamente, debajo de la zapata del estribo, se debe diseñar para las cargas adicionales impuestas por la presión de contacto de la zapata y los empujes adicionales del suelo, resultantes de las cargas horizontales aplicadas en el asiento del puente y del respaldo del estribo. La carga de la zapata se puede distribuir como se describe en el artículo 11.10.10.1.

La fuerza horizontal mayorada que actúa sobre los refuerzos en cualquier nivel de refuerzos,  $T_{máx}$ , se debe tomar como:

$$T_{máx} = \sigma_{Hmáx} S_v \quad (11.10.11-1)$$

donde:

$\sigma_{Hmáx}$  esfuerzo horizontal mayorado en la capa  $i$ , definida por la Ecuación 11.10.11-2, en  $\text{kN/m}^2$ .

$S_v$  separación vertical de los refuerzos, en m.

Los esfuerzos horizontales en las zonas reforzadas del estribo se deben determinar por superposición de la siguiente manera, y como se especifica en el artículo 11.10.10.1:

$$\sigma_{Hmax} = \gamma_p (\sigma_v k_r + \Delta\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H) \quad (11.10.11-2)$$

donde:

$\gamma_p$  factor de carga para el empuje vertical del suelo indicado en la Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801.

$\Delta\sigma_H$  magnitud del empuje lateral debido a la sobrecarga, en kN/m<sup>2</sup>.

$\sigma_v$  esfuerzo vertical del suelo sobre el ancho efectivo de la base ( $B - 2 \cdot e$ ), en kN/m<sup>2</sup>.

$\Delta\sigma_v$  esfuerzo vertical del suelo debido a la carga de zapata, en kN/m<sup>2</sup>.

$k_r$  coeficiente de empuje del suelo que varía en función de  $k_a$  como se especifica en el artículo 11.10.6.2.1.

$k_a$  coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el artículo 3.11.5.8 del Reglamento CIRSOC 801.

La longitud efectiva utilizada para calcular la estabilidad interna debajo de la zapata del estribo debe ser como se describe en el artículo 11.10.10.1 y la Figura 11.10.10.1-2.

La distancia mínima desde el eje del apoyo sobre el estribo hasta el borde exterior del revestimiento debe ser de **1,10 m**. La mínima distancia entre la cara posterior del panel y la zapata debe ser de **0,15 m**.

Si se anticipa una penetración significativa de las heladas, la zapata del estribo se debe colocar sobre un lecho compactado de agregado grueso de **0,90 m** de espesor como se describe en el artículo 11.10.2.2.

El peso unitario, longitud, y sección transversal de los refuerzos del suelo diseñados para soportar el estribo se deben continuar sobre los aleros del muro una distancia horizontal mínima igual al **50 por ciento** de la altura del estribo.

En los estribos soportados por pilotes hincados o perforados, las fuerzas horizontales transmitidas a los elementos de la fundación profunda deben ser resistidas por la capacidad lateral de los elementos de la fundación profunda ya sea proveyendo refuerzos adicionales para sujetar el cabezal del pilote hincado o perforado en la masa de suelo o bien mediante pilotes inclinados. Las cargas laterales transmitidas de los elementos de la fundación profunda al relleno reforzado se pueden determinar utilizando la técnica de análisis de carga lateral **P-Y**. El revestimiento debe estar aislado de las cargas horizontales asociadas con las deformaciones laterales de los pilotes hincados o perforados. Se debe proveer una distancia libre mínima de **0,45 m** entre el revestimiento y los elementos de la fundación profunda. Se debe especificar que los pilotes hincados o

perforados se coloquen antes de la construcción del muro utilizando camisas para atravesar el relleno si fuera necesario.

Se debe verificar el equilibrio del sistema en cada nivel del refuerzo por debajo del asiento del puente.

Debido a las presiones de contacto relativamente elevadas cerca de las conexiones entre paneles, se deben realizar ensayos de arrancamiento y flexión, utilizando paneles a escala real, para determinar si la capacidad última de las conexiones entre paneles es adecuada.

## **11.11. MUROS MODULARES PREFABRICADOS**

### **11.11.1. Requisitos generales**

Se puede considerar el uso de sistemas modulares prefabricados en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de contención convencionales de hormigón gravitatorios, en voladizo o con contrafuertes.

No se deben utilizar sistemas de muros modulares prefabricados bajo las siguientes condiciones:

- En curvas con un radio menor que **240 m**, a menos que la curva pueda ser reemplazada por una serie de cuerdas.
- No se deben utilizar sistemas modulares de acero si el nivel freático o el escurrimiento superficial está contaminado con ácido o si se anticipa el uso de productos anticongelantes.

### **11.11.2. Cargas**

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 11.6.1.2 y 3.11.5.9 del Reglamento CIRSOC 801, excepto que no sea necesario considerar los efectos de contracción y temperatura.

### **11.11.3. Movimiento en el estado límite de servicio**

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.2 según corresponda.

### **11.11.4. Seguridad contra la falla del suelo**

#### **11.11.4.1. Requisitos generales**

A los fines del cálculo de la estabilidad frente al deslizamiento y el vuelco, se debe suponer que el sistema actúa como un cuerpo rígido. Se debe determinar la estabilidad en cada nivel del módulo.

Para el cálculo de la estabilidad se deben omitir los empujes pasivos, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación, de influencia de los ciclos de congelamiento y deshielo, u otras perturbaciones. Exclusivamente en estos casos, la profundidad embebida debajo de la mayor de estas profundidades se puede considerar efectiva para proveer resistencia pasiva.

#### 11.11.4.2. Deslizamiento

Se deben aplicar los requisitos del artículo 10.6.3.4 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

Para los cálculos de la estabilidad frente al deslizamiento se puede considerar que la fricción entre el suelo utilizado como relleno y el suelo de fundación, y la fricción entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación son efectivos para resistir el deslizamiento. El coeficiente de fricción por deslizamiento entre el suelo de relleno y el suelo de fundación en la base del muro debe ser igual al menor valor entre el  $\phi_r$  del suelo de relleno y el  $\phi_r$  del suelo de fundación. El coeficiente de fricción por deslizamiento entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación en la base del muro se debe reducir, según corresponda, para tomar en cuenta cualquier posible área de contacto lisa.

En ausencia de datos específicos, para  $\phi_r$  de los suelos granulares se debe utilizar un ángulo máximo de fricción igual a **30°**. Para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos se deben realizar ensayos que consideren tanto condiciones drenadas como no drenadas.

#### 11.11.4.3. Capacidad de carga

Se deben aplicar los requisitos del artículo 10.6.3 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

La capacidad de carga se debe calcular suponiendo que las cargas permanentes y las cargas debidas al empuje del suelo son resistidas por apoyos puntuales por unidad de longitud en la parte posterior y delantera de los módulos o en la ubicación de las patas inferiores. Se debe considerar que al menos el **80 por ciento** del peso del suelo dentro de los módulos se transmite a los puntos de apoyo delanteros y posteriores. Si las condiciones de fundación requieren una zapata debajo del área total del módulo, se debe considerar la totalidad del peso del suelo dentro de los módulos.

#### 11.11.4.4. Volcamiento

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.3.3.

Un máximo del **80 por ciento** del suelo utilizado como relleno dentro de los módulos es efectivo para resistir los momentos de vuelco.

#### 11.11.4.5. Erosión subsuperficial

Los muros tipo cajón sólo se pueden utilizar en áreas sensibles a la socavación si se ha establecido que son adecuados. Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.3.5.

#### 11.11.4.6. Estabilidad global

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.2.3.

#### 11.11.4.7. Resistencia pasiva y deslizamiento

Se deben aplicar los requisitos de los artículos 10.6.3.4 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación) y 11.6.3.6, según corresponda.

### 11.11.5. Seguridad contra la falla estructural

#### 11.11.5.1. Elementos modulares

Las unidades modulares prefabricadas se deben diseñar para las presiones mayoradas del suelo detrás del muro y para las presiones mayoradas que se desarrollan dentro de los módulos. Las superficies de las caras posteriores se deben diseñar para las presiones mayoradas del suelo que se desarrollan dentro de los módulos durante la construcción y para la diferencia entre las presiones mayoradas del suelo detrás y dentro de los módulos una vez finalizada la construcción. Los requisitos para la resistencia y el refuerzo de los módulos de hormigón deben estar en concordancia con el Capítulo 5 del Reglamento CIRSOC 802.

Los requisitos para la resistencia de los módulos de acero deben estar en concordancia con el Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación). La sección neta utilizada para el diseño se debe reducir de acuerdo con el artículo 11.10.6.4.2a.

Las presiones mayoradas en los cajones deben ser iguales para cada módulo y no deben ser menores que:

$$P_b = \gamma \gamma_s b \quad (11.11.5.1-1)$$

donde:

$P_b$  presión mayorada dentro del módulo tipo cajón, en kN/m<sup>2</sup>.

$\gamma_s$  peso unitario del suelo, en kN/m<sup>3</sup>.

$\gamma$  factor de carga para el empuje vertical del suelo especificado en la Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801.

$b$  ancho del módulo tipo cajón, en m.

El refuerzo de acero debe ser simétrico en ambas caras, a menos que se pueda asegurar la identificación de las caras positivas de modo que se evite la colocación de unidades al revés. Las esquinas deben ser adecuadamente reforzadas.

#### 11.11.6. Diseño sismorresistente para muros modulares prefabricados

Se deben aplicar los requisitos del artículo 11.6.5.

#### 11.11.7. Estribos

Los asientos de estribos contruidos sobre unidades modulares se deben diseñar considerando los empujes del suelo y las presiones horizontales suplementarias debidas a la viga de asiento del estribo y los empujes del suelo sobre el respaldo del estribo. El módulo superior se debe dimensionar de manera que sea estable bajo la acción combinada de los empujes normales y suplementarios del suelo. El módulo superior debe tener un ancho mínimo de **1,80 m**. El eje del apoyo debe estar ubicado como mínimo a **0,60 m** de la cara externa del módulo prefabricado superior. La viga de asiento del estribo debe ser soportada por el módulo superior y hormigonado en forma integral con el mismo. El espesor de la cara frontal del módulo superior se debe diseñar considerando los

esfuerzos de flexión desarrollados por los empujes del suelo suplementarios. Las cargas de la viga de asiento del estribo se deben transferir al nivel de fundación y se deben considerar en el diseño de las zapatas.

Se deben aplicar los requisitos sobre asentamientos diferenciales especificados en el artículo 11.10.4.

#### **11.11.8. Drenaje**

En áreas de corte y relleno de pendientes laterales, las unidades modulares prefabricadas se deben diseñar con un drenaje subsuperficial continuo colocado en, o cerca de, el nivel de la zapata y con salida según sea necesario. En áreas de corte y relleno de pendientes laterales en las cuales se anticipan niveles de napa freática establecida o potencial por encima del nivel de la zapata, se debe proveer un manto de drenaje continuo y conectado al sistema de drenaje longitudinal.

En los sistemas con caras frontales abiertas, se debe proveer un sistema de drenaje superficial sobre la parte superior del muro.

### **APÉNDICE A11. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

Ver el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte VI - 2020 - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado.



**INTI**

INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES