

Reglamento CIRSOC 804-3
Ministerio de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

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



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

Muros, Estribos y Pilas

Julio 2020

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

Muros, Estribos y Pilas

EDICIÓN JULIO 2020



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

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@fm.gob.ar**

INTERNET:

www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc

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

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

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

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

© 2020

**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 Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Vivienda y Hábitat 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 Pórtland
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 804-3

Muros, Estribos y Pilas

***Ing. Francisco Bissio
Ing. Victorio Hernández Balat
Ing. Daniel 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 - EXCOORDINADORA ÁREA ACCIONES SOBRE LAS CONSTRUCCIONES DE INTI-CIRSOC

Agradecimiento especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al **Ing. Jorge Luis Briozzo** la donación de la foto que ilustra la tapa de este Reglamento, que pertenece al **Complejo Ferrovia**l Zárate Brazo Largo, Puente sobre el Río Paraná Guazú .*

INDICE

CAPÍTULO 11. MUROS, ESTRIBOS Y PILAS

C 11.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
C 11.2. DEFINICIONES	1
C 11.3. SIMBOLOGÍA	1
C 11.3.1. General	1
C 11.4. PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES	1
C 11.4.1. Requisitos generales	1
C 11.4.2. Determinación de las propiedades del suelo	1
C 11.5. ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA	1
C 11.5.1. Requisitos generales	1
C 11.5.2. Estados límite de servicio	1
C 11.5.3. Estados límite de resistencia	2
C 11.5.4. Estados límite correspondiente a eventos extremos	2
C 11.5.4.1. Requisitos generales	2
C 11.5.4.2. Evento extremo I, sin análisis sísmico	2
C 11.5.5. Requisitos de resistencia	4
C 11.5.6. Combinaciones de cargas y factores de carga	4
C 11.5.7. Factores de resistencia – Estados límite de servicio y resistencia	8
C 11.5.8. Factores de resistencia – Estado límite correspondiente a evento extremo	8
C 11.6. ESTRIBOS Y MUROS DE CONTENCIÓN CONVENCIONALES	9
C 11.6.1. Consideraciones generales	9
C 11.6.1.1. General	9
C 11.6.1.2. Cargas	10
C 11.6.1.3. Estribos integrales	10
C 11.6.1.4. Aleros del muro	10
C 11.6.1.5. Refuerzo	10
C 11.6.1.5.1. Estribos y muros convencionales	10
C 11.6.1.5.2. Aleros del muro	10
C 11.6.1.6. Juntas de expansión y contracción	10
C 11.6.2. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	10
C 11.6.2.1. Estribos	11
C 11.6.2.2. Muros convencionales de contención	11
C 11.6.2.3. Estabilidad global	11
C 11.6.3. Capacidad portante y estabilidad en el estado límite de resistencia	11
C 11.6.3.1. Requisitos generales	11

C 11.6.3.2. Capacidad portante	12
C 11.6.3.3. Límites de excentricidad	12
C 11.6.3.4. Erosión subsuperficial	12
C 11.6.3.5. Resistencia pasiva	12
C 11.6.3.6. Deslizamiento	12
C 11.6.4. Seguridad contra las fallas estructurales	12
C 11.6.5. Diseño sísmico para estribos y muros convencionales de contención	12
C 11.6.6. Drenaje	12
C 11.7. PILAS DE PUENTE	13
C 11.7.1. Solicitaciones en las pilas de puente	13
C 11.7.2. Protección de las pilas	13
C 11.7.2.1. Colisiones	13
C 11.7.2.2. Muros de colisión	13
C 11.7.2.3. Socavación	13
C 11.7.2.4. Revestimiento	13
C 11.8. MUROS EN VOLADIZO O TIPO PANTALLA	13
C 11.8.1. Requisitos generales	13
C 11.8.2. Cargas	13
C 11.8.3. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	13
C 11.8.3.1. Movimiento	13
C 11.8.3.2. Estabilidad global	13
C 11.8.4. Seguridad contra las fallas del suelo en el estado límite de resistencia	14
C 11.8.4.1. Estabilidad global	14
C 11.8.5. Seguridad contra las fallas estructurales	15
C 11.8.5.1. Elementos verticales del muro	15
C 11.8.5.2. Revestimiento de fachada	15
C 11.8.6. Diseño sísmico de muros tipo pantalla	16
C 11.8.6.1. General	16
C 11.8.6.2. Presión sísmica lateral activa del suelo	17
C 11.8.6.3. Presión sísmica lateral pasiva del suelo	18
C 11.8.6.4. Análisis de desplazamiento del muro para determinar las presiones del suelo	18
C 11.8.7. Protección contra la corrosión	20
C 11.8.8. Drenaje	20
C 11.9. MUROS ANCLADOS	20
C 11.9.1. Requisitos generales	20
C 11.9.2. Cargas	21
C 11.9.3. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	21
C 11.9.3.1. Movimiento	21
C 11.9.3.2. Estabilidad global	22
C 11.9.4. Seguridad contra las fallas del suelo	23
C 11.9.4.1. Capacidad de carga	23
C 11.9.4.2. Capacidad de los anclajes contra el arrancamiento	23
C 11.9.4.3. Resistencia pasiva	26
C 11.9.5. Seguridad contra las fallas estructurales	26
C 11.9.5.1. Anclajes	26
C 11.9.5.2. Elementos verticales del muro	28
C 11.9.5.3. Revestimiento de fachada	28

C 11.9.6. Diseño sísmico	28
C 11.9.7. Protección contra la corrosión	29
C 11.9.8. Construcción e instalación	29
C 11.9.8.1. Prueba y tensado de los anclajes	29
C 11.9.9. Drenaje	30
C 11.10. MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE	31
C 11.10.1. Requisitos generales	31
C 11.10.2. Dimensiones de la estructura	32
C 11.10.2.1. Longitud mínima de los refuerzos del suelo	32
C 11.10.2.2. Empotramiento mínimo de la cara frontal	33
C 11.10.2.3. Revestimiento de fachada	34
C 11.10.2.3.1. Revestimientos rígidos de hormigón y acero	34
C 11.10.2.3.2. Revestimientos flexibles del muro	35
C 11.10.2.3.3. Problemas de corrosión en los revestimientos de fachada de los muros de suelo estabilizado mecánicamente	35
C 11.10.3. Cargas	35
C 11.10.4. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio	35
C 11.10.4.1. Asentamiento	35
C 11.10.4.2. Desplazamiento lateral	36
C 11.10.4.3. Estabilidad global	37
C 11.10.5. Seguridad contra la falla del suelo (Estabilidad externa)	37
C 11.10.5.1. Requisitos generales	37
C 11.10.5.2. Cargas	37
C 11.10.5.3. Deslizamiento	37
C 11.10.5.4. Capacidad de carga	37
C 11.10.5.5. Volcamiento	38
C 11.10.6. Seguridad contra la falla estructural (Estabilidad interna)	38
C 11.10.6.1. Requisitos generales	38
C 11.10.6.2. Cargas	38
C 11.10.6.2.1. Cargas máximas en los refuerzos	38
C 11.10.6.2.2. Cargas aplicadas al refuerzo en la conexión con la cara del muro	40
C 11.10.6.3. Arrancamiento de los refuerzos	40
C 11.10.6.3.1. Límite entre la zona activa y la zona resistente	40
C 11.10.6.3.2. Diseño por arrancamiento de los refuerzos	40
C 11.10.6.4. Resistencia de los refuerzos	40
C 11.10.6.4.1. Requisitos generales	40
C 11.10.6.4.2. Consideraciones relacionadas con la vida de diseño	41
C 11.10.6.4.2a. Refuerzos de acero	41
C 11.10.6.4.2b. Refuerzos geosintéticos	42
C 11.10.6.4.3. Resistencia a la tracción de diseño	42
C 11.10.6.4.3a. Refuerzos de acero	42
C 11.10.6.4.3b. Refuerzos geosintéticos	42
C 11.10.6.4.4. Resistencia de diseño en la conexión refuerzo/revestimiento de fachada	43
C 11.10.6.4.4a. Refuerzos de acero	43
C 11.10.6.4.4b. Refuerzos geosintéticos	43
C 11.10.7. Diseño sísmico de muros de suelo estabilizado mecánicamente	44
C 11.10.7.1. Estabilidad externa	45
C 11.10.7.2. Estabilidad interna	45
C 11.10.7.3. Conexión de los refuerzos al revestimiento de fachada	46
C 11.10.7.4. Detalles de los muros para mejorar su comportamiento sísmico	46
C 11.10.8. Drenaje	48

C 11.10.9. Erosión subsuperficial	48
C 11.10.10. Condiciones de carga especiales	48
C 11.10.10.1. Cargas permanentes concentradas	48
C 11.10.10.2. Cargas de tránsito y barreras	48
C 11.10.10.3. Presiones hidrostáticas	48
C 11.10.10.4. Obstrucciones en la zona del suelo reforzado	48
C 11.10.11. Estribos sobre muros de suelo estabilizado mecánicamente	48
C 11.11. MUROS MODULARES PREFABRICADOS	49
C 11.11.1. Requisitos generales	49
C 11.11.2. Cargas	50
C 11.11.3. Movimiento en el estado límite de servicio	50
C 11.11.4. Seguridad contra la falla del suelo	50
C 11.11.4.1. Requisitos generales	50
C 11.11.4.2. Deslizamiento	50
C 11.11.4.3. Capacidad de carga	50
C 11.11.4.4. Volcamiento	50
C 11.11.4.5. Erosión subsuperficial	50
C 11.11.4.6. Estabilidad global	50
C 11.11.4.7. Resistencia pasiva y deslizamiento	50
C 11.11.5. Seguridad contra la falla estructural	50
C 11.11.5.1. Elementos modulares	51
C 11.11.6. Diseño sismorresistente para muros modulares prefabricados	51
C 11.11.7. Estribos	51
C 11.11.8. Drenaje	51
C APÉNDICE A11. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	51

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11.

MUROS, ESTRIBOS Y PILAS

C 11.1. CAMPO DE VALIDEZ (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.2. DEFINICIONES (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.3. SIMBOLOGÍA

C 11.3.1. General (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.4. PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES

C 11.4.1. Requisitos generales

La mayor parte del conocimiento y experiencia relacionados con las estructuras de suelo estabilizado mecánicamente se han obtenido con rellenos no cohesivos tal como se especifica en la Sección 7 de la norma "AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications". En consecuencia, el conocimiento con respecto a la distribución de los esfuerzos internos, la resistencia al arrancamiento y la forma de la superficie de falla está restringido e influenciado por las propiedades ingenieriles únicas de los suelos granulares. Aunque se han utilizado suelos cohesivos con resultados satisfactorios, también se han observado problemas como por ejemplo deformaciones excesivas y colapsos totales. La mayoría de estos problemas han sido atribuidos a un drenaje pobre. En Berg et al. (2009), se puede encontrar información sobre requisitos de drenaje para muros construidos con suelos de drenaje pobre.

C 11.4.2. Determinación de las propiedades del suelo (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.5. ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

C 11.5.1. Requisitos generales

Diseñar los muros para que esencialmente no requieran mantenimiento, no excluye la necesidad de inspección periódica para evaluar su condición durante su vida de diseño.

C 11.5.2. Estados límite de servicio

Los movimientos verticales del muro son principalmente el resultado del asentamiento del suelo debajo del muro. Para muros de gravedad y semigravedad, los movimientos laterales son producto de una combinación del asentamiento vertical diferencial entre el talón y la puntera del muro y la rotación necesaria para desarrollar las condiciones de empuje activo del suelo (ver el artículo C 3.11.1 de los Comentarios CIRSOC 801).

Las deformaciones admisibles (verticales totales y diferenciales) para un muro de contención particular dependen de la capacidad del muro de deformarse sin causar daño a sus elementos o a las estructuras adyacentes, y sin exhibir deformaciones antiestéticas.

Estudios del comportamiento de puentes indican que las superestructuras de los puentes pueden generalmente tolerar movimientos horizontales de los estribos menores de **40 mm** sin sufrir daños significativos, según se reporta en Bozozuk (1978); Walkinshaw (1978); Moulton et al. (1985); and Wahls (1990). Las presiones del suelo utilizadas en el diseño de los estribos se deben seleccionar de modo que sean consistentes con el requisito de que el estribo no se debe mover lateralmente más de **40 mm**.

Con respecto al impacto sobre el propio muro, el asentamiento diferencial a lo largo de la longitud del muro y en cierta medida desde el frente del muro hacia su parte posterior es el mejor indicador del potencial daño estructural o sobreesfuerzo del muro de contención. La rigidez del revestimiento del muro y la capacidad de ajustarse incrementalmente al movimiento, afectan la capacidad de un sistema de muro determinado para tolerar movimientos diferenciales. Para muros de contención rígidos de gravedad, y semigravedad, y muros de pantalla de pilotes con revestimiento hormigonado in situ, la deformación vertical (total y diferencial), debe ser pequeña. En muros con anclajes, cualquier movimiento descendente puede producir una relajación de esfuerzos significativa en los anclajes.

Los muros de suelo estabilizado mecánicamente pueden tolerar deformaciones verticales, totales y diferenciales, mayores que los muros rígidos. La cantidad de deformación vertical, total y diferencial, que pueden tolerar depende del material utilizado para el revestimiento, la configuración y del cronograma constructivo del revestimiento. Los revestimientos hormigonados in situ tienen las mismas limitaciones, respecto a su deformación vertical, que los sistemas de muros de contención más rígidos. Sin embargo, para un muro de suelo estabilizado mecánicamente con revestimiento hormigonado in situ, se puede especificar un determinado período de espera antes de construir el revestimiento hormigonado in situ de tal manera que se dé tiempo para que las deformaciones verticales (y también las horizontales) ocurran. Los muros de suelo estabilizado mecánicamente con revestimientos geosintéticos o de malla de alambre soldado pueden tolerar la mayor deformación. Un muro de suelo estabilizado mecánicamente con múltiples paneles prefabricados de hormigón no puede tolerar tanta deformación vertical como los revestimientos flexibles de malla de alambre soldado o geosintéticos debido al daño potencial en los paneles prefabricados y a las separaciones antiestéticas que pueden ocurrir en los mismos.

C 11.5.3. Estados límite de resistencia (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.5.4. Estados límite correspondiente a eventos extremos

C 11.5.4.1. Requisitos generales

Los niveles de aceleración pico del terreno en algunas áreas de la superficie del terreno serán suficientemente bajos como para que no se requiera una verificación de carga sísmica pues otros estados límite controlarán el diseño.

C 11.5.4.2. Evento extremo I, sin análisis sísmico

El artículo 11.5.4.2, relacionado con zonas específicas de desempeño sísmico, también se puede considerar aplicable a las categorías de diseño sísmico correspondientes (SDC) A,

B, y C, si se utiliza la guía AASHTO's Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

El Apéndice A11 proporciona un resumen de comportamiento previo de muros sometidos a sismos, así como resultados clave de investigaciones que proporcionan apoyo a las disposiciones del artículo 11.5.4.2. En general, el comportamiento de los muros en sismos pasados ha sido muy bueno, incluso en el más grande o dañino de los sismos, y los casos en que ocurrió colapso o desplazamiento excesivo del muro son escasos. Aquellos casos donde ocurrió colapso o desplazamientos excesivos de los muros, se limitaron en su mayoría a situaciones en las que ocurrió licuefacción significativa, donde las condiciones del suelo detrás o debajo del muro eran muy pobres (por ejemplo, limos y arcillas blandas, suelos marginalmente estables, acumulación de agua detrás del muro) y las aceleraciones del terreno fueron elevadas, o donde el muro estaba sujeto al desplazamiento por corte directo producido por la falla. Además, la mayoría de esas fallas se limitaron a muros que eran muy antiguos. Estas situaciones de fallas en muros están todas bien por fuera de los límites especificados en el artículo 11.5.4.2 donde dichas especificaciones permiten al proyectista no realizar un análisis sísmico detallado del muro. Sin embargo, los muros que cumplen los requisitos del artículo 11.5.4.2, el cual permite que no se realice un análisis sísmico, han demostrado consistentemente un buen comportamiento en sismos pasados.

Con base en experiencias previas, los muros que conforman portales de túnel tienden a exhibir más daño debido a sismos que los muros autoportantes. Es probable que la presencia del túnel restrinja la capacidad de movimiento del muro del portal, incrementando las fuerzas sísmicas a las cuales se somete el muro. Por lo tanto, en los muros de portales de túnel se debe considerar un análisis sísmico más detallado incluso si estos muros cumplen todas las demás condiciones de análisis sísmico, especificadas en el artículo 11.5.4.2.

Para los muros que cruzan fallas activas, lo que podría producir movimientos diferenciales significativos dentro del muro, se debe considerar un análisis sísmico detallado, incluso si el muro está localizado en las Zonas de Desempeño Sísmico **1**, **2**, o **3**.

Ejemplos de otras estructuras incluidos los puentes (por ejemplo, la fundación del estribo), edificios, líneas de tuberías o infraestructuras importantes, arcos tubulares, o represas. Si el muro soporta otro muro, no se requiere un diseño sísmico para el muro inferior, siempre y cuando los muros superior e inferior se puedan diseñar como una estructura única en nivel y esta cumpla con las limitaciones del artículo 11.5.4.2, si se ubica en Zona de Desempeño Sísmico **3** o inferior.

Si el muro tiene cambios bruscos en la geometría de su alineación (por ejemplo, esquinas y giros de radio pequeño en un ángulo encerrado de **120 grados** o menor), se debe considerar un análisis sísmico del muro para la Zona de Desempeño Sísmico **2** o mayor. Con base en la experiencia de sismos pasados, las esquinas de los muros tienden a atraer cargas mayores que los muros autoportantes con alineaciones generalmente rectas y han, por tanto, sufrido daños mayores. Los detalles sísmicos tratados en los artículos 11.6.5.6 y 11.10.7.4 y sus comentarios ayudarán a reducir los problemas potenciales que han ocurrido en las esquinas en sismos pasados. Nótese que el ángulo encerrado de esquina o de cambio brusco en la alineación, como se define en el artículo 11.5.4.2, puede ser interno o externo al muro.

Para Zona de Desempeño Sísmico **2** o mayor se debe considerar un análisis sísmico si cualquiera de los siguientes ítems es mayor que **9 m**:

- La altura expuesta del muro más la profundidad de cualquier sobrecarga de suelo presente promediada sobre el ancho del muro, o
- Para muros por niveles la suma de las alturas expuestas de todos los niveles más la profundidad promedio de sobrecarga de suelo, es mayor que **9 m**.

El análisis sísmico se debe considerar si el muro está ubicado en Zona de Desempeño Sísmico **2** o mayor, y si, para muros de gravedad y semigravedad, el relleno del muro no cumple con los requisitos del artículo 7.3.6.3 de la AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, debido a la posibilidad de que el relleno no esté adecuadamente drenado para prevenir la acumulación de agua en el relleno.

Para Zona de Desempeño Sísmico **2** o mayor, si no se realiza un diseño sísmico, igualmente es importante utilizar buenos detalles sísmicos, como se especifica en los artículos 11.6.5.6 y 11.10.7.4.

Si el muro es parte de un talud más grande que potencialmente podría fallar durante el evento sísmico, se debe evaluar, tal y como se especifica en los artículos 11.5.4.1 y 11.5.8, la estabilidad sísmica global del muro y el talud como se define en el artículo 11.6.2.3. Si se determina que el muro tiene únicamente un efecto desestabilizante menor, sobre la estabilidad global del talud durante el evento sísmico, por ejemplo, un muro colocado dentro de un talud grande o un deslizamiento existente que es marginalmente estable durante carga estática, puede no ser práctico diseñar el muro por estabilidad global en el estado límite de Evento Extremo **I**. Para el análisis de la estabilidad global del deslizamiento durante el evento sísmico se debe considerar un esfuerzo separado no cubierto específicamente por este Reglamento.

C 11.5.5. Requisitos de resistencia

Los procedimientos para calcular la resistencia nominal se proporcionan en los artículos 11.6, 11.7, 11.8, 11.9, 11.10 y 11.11 para estribos y muros de contención, pilas, muros en voladizo no gravitatorios, muros anclados, muros de suelo estabilizado mecánicamente, y muros modulares prefabricados, respectivamente.

C 11.5.6. Combinaciones de cargas y factores de carga

Las Figuras C 11.5.6-1 y C 11.5.6-2 ilustran la aplicación típica de los factores de carga para producir las solicitaciones mayoradas extremas totales para la estabilidad externa de los muros de contención en el estado límite de resistencia. Si la sobrecarga es aplicable, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre el relleno inmediatamente por encima del muro únicamente para evaluar la capacidad de carga de la fundación y para el diseño de la estructura, tal como se indica en la Figura C 11.5.6-3. La sobrecarga no se incluye por encima del relleno para evaluar la excentricidad, el deslizamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga de suelo representaría una contribución para la resistencia. De forma similar, la sobrecarga que actúa sobre el estribo de un puente se incluye únicamente para evaluar la capacidad de carga de la fundación y para el diseño de la estructura. El factor de carga correspondiente a la sobrecarga es el mismo para los efectos de las cargas verticales y horizontales. La Figura C 11.5.6-3 también se aplica a carga sísmica (Evento Extremo **I**), excepto que el factor de carga para sobrecarga es γ_{EQ} en lugar de **LL**.

La Figura C 11.5.6-4 muestra la aplicación típica de los factores de carga para producir la solicitación mayorada extrema total para la estabilidad externa de muros de contención en el estado límite de Evento Extremo **I**.

Las cargas y fuerzas permanentes y transitorias mostradas en las figuras incluyen, pero no se limitan a:

- Cargas permanentes:

DC peso propio de los elementos estructurales y no estructurales.

DW peso propio de las superficies de calzada y de servicios públicos.

EH presión horizontal del suelo.

ES sobrecarga de suelo.

EV presión vertical debido al peso propio del suelo de relleno.

- Cargas transitorias:

LS sobrecarga.

WA carga hidráulica y presión del flujo de agua.

Los subíndices **v** y **H**, en la Figura C 11.5.6-4, denotan las componentes vertical y horizontal, respectivamente, de cada fuerza.

Para el estado límite de Evento Extremo **I**, las presiones sísmicas laterales pico que actúan sobre el muro no se deben basar en el nivel freático máximo debido a la baja probabilidad de que la aceleración sísmica pico de diseño se combine con el máximo nivel freático. En cambio, es más apropiado utilizar la elevación del nivel freático promediada en el tiempo o una elevación razonable estimada con criterio ingenieril.

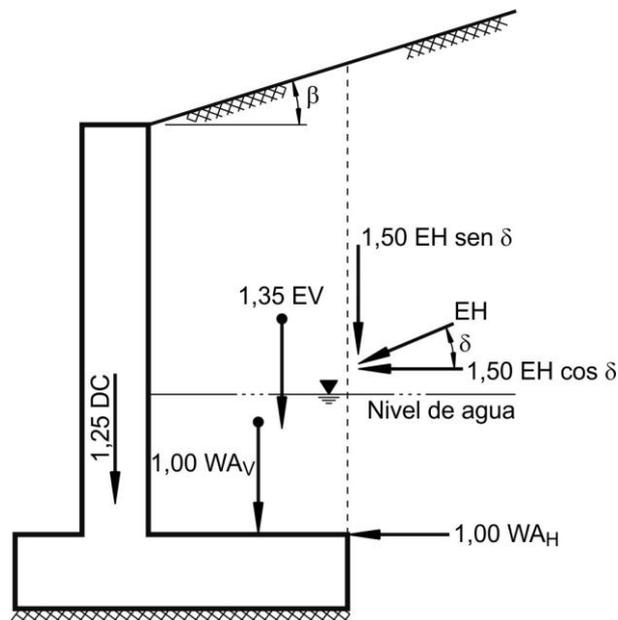


Figura C 11.5.6-1. Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad de carga.

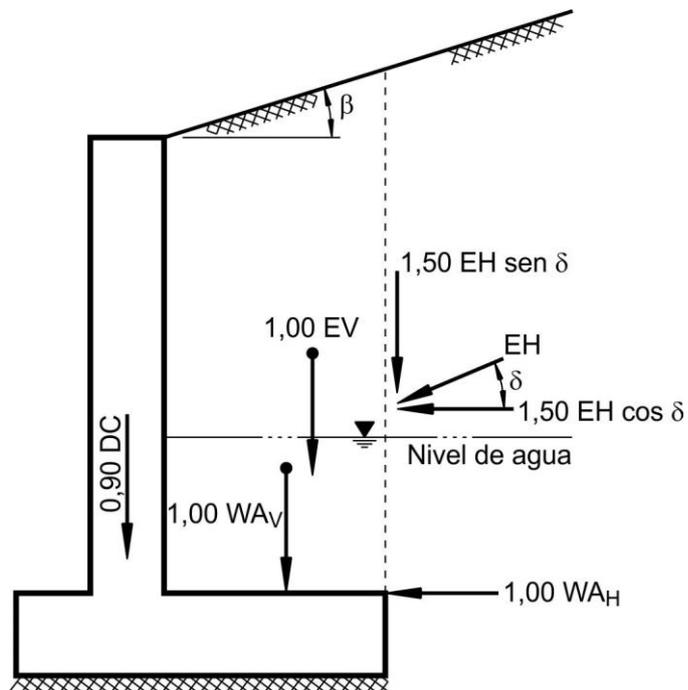
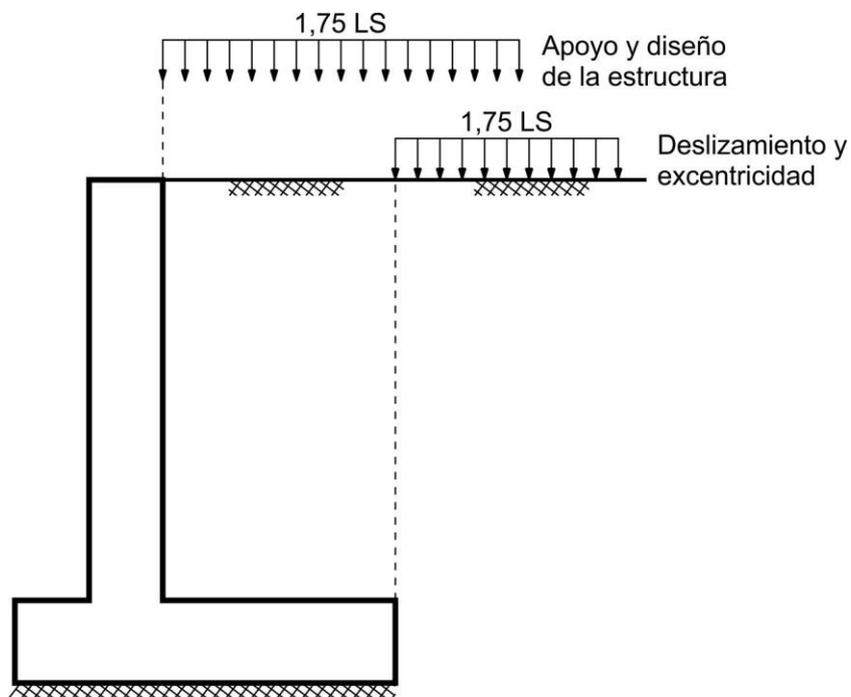
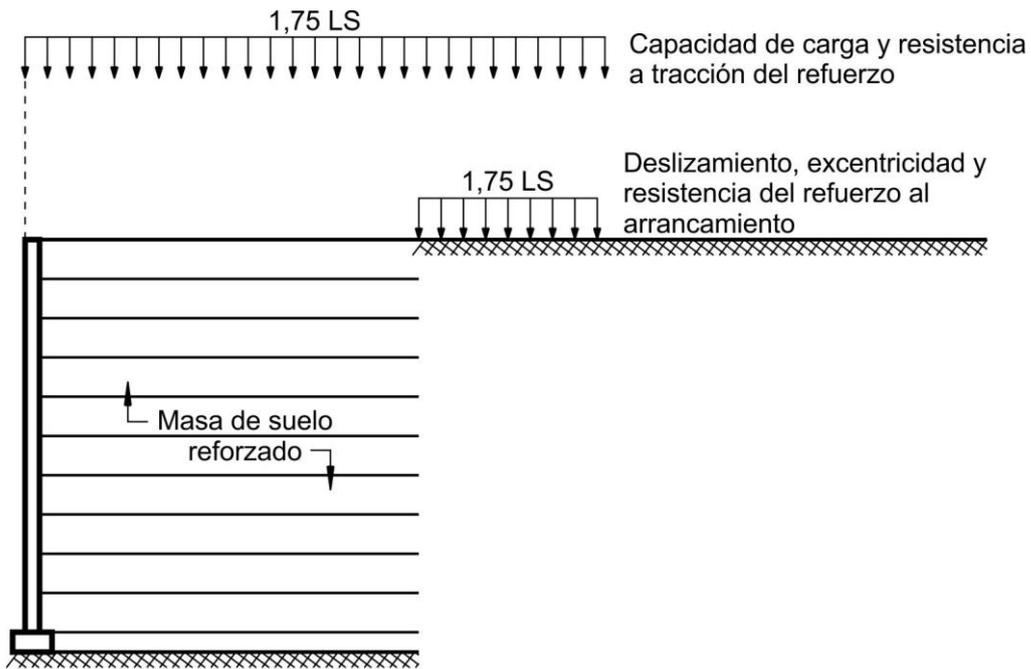


Figura C 11.5.6-2. Aplicación típica de los factores de carga para determinar la resistencia al deslizamiento y la excentricidad



(a) Estructura convencional



(b) Estructura de suelo estabilizado mecánicamente

Figura C 11.5.6-3. Aplicación típica de la sobrecarga por carga viva

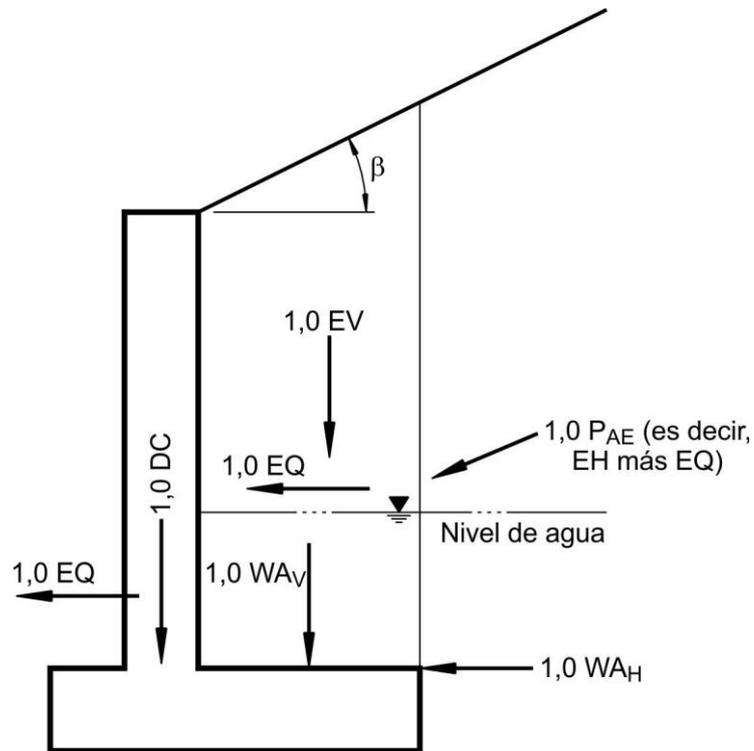


Figura C 11.5.6-4. Aplicación típica de los factores de carga para la capacidad de carga y la resistencia al deslizamiento y para la excentricidad en el estado límite de Evento Extremo I

La carga sísmica de una masa de suelo retenida por un muro se calcula utilizando una extensión de la teoría de Coulomb o mediante métodos de equilibrio límite de estabilidad de taludes. La carga sísmica produce el incremento de la cuña activa de suelo, lo que se refleja en un incremento de la carga total. En este análisis la carga estática no se puede separar de la carga sísmica, sino por medios artificiales sustrayendo la presión estática del suelo de la presión total del suelo calculada para la carga sísmica. En la práctica pasada de diseño por tensiones admisibles se ha aplicado un único factor de seguridad reducido a toda la combinación de carga lateral de suelo. Por lo tanto, se aplica un factor de carga sísmica (generalmente un factor de carga igual a **1,0**) a toda la presión de suelo que ocurre durante el evento sísmico.

Con respecto a otras cargas que actúan en combinación con la carga sísmica y la presión del suelo, también se aplica la filosofía de combinación de cargas descrita para la presión del suelo para ser consistentes con la práctica pasada de diseño por tensiones admisibles para el objetivo de diseño sin colapso.

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

Los factores de resistencia indicados en la Tabla 11.5.7-1, distintos de los que se hacen referencia en el Capítulo 10 del Reglamento CIRSOC 804 (el Capítulo 10 – Fundaciones, se encuentra en preparación), fueron calculados mediante la correlación directa al diseño por tensiones admisibles en lugar de la teoría de la confiabilidad.

Debido a que los factores de resistencia de la Tabla 11.5.7-1 se basaron en la correlación directa con el diseño por tensiones admisibles, las diferencias entre los factores de resistencia a tracción del refuerzo metálico versus el refuerzo geosintético se basan en diferencias históricas en el nivel de seguridad aplicado a los diseños del refuerzo para estos dos tipos de refuerzo. Ver el artículo C 11.10.6.2.1 para comentarios adicionales con respecto a las diferencias entre los factores de resistencia para refuerzo metálico versus refuerzo geosintético.

Los valores del factor de resistencia específico regional se deben determinar con base en datos combinados con calibración estadística sustancial o con experiencia satisfactoria sustancial para justificar valores más elevados. Se deben utilizar factores menores de resistencia si se prevé que el sitio o la variabilidad del material sean inusualmente elevadas o si se requieren suposiciones de diseño que incrementen la incertidumbre del diseño que no se ha mitigado mediante la selección conservadora de los parámetros de diseño. Ver Allen et al. (2005) para orientación adicional sobre la calibración de los factores de resistencia.

La evaluación de la estabilidad global de un muro o terraplén, con o sin una unidad de fundación, se debe analizar en el estado límite de servicio con base en la combinación de cargas de Servicio I y un factor de resistencia apropiado.

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

Se recomienda un factor de resistencia de **1,0** para el estado límite de evento extremo en vista de la improbable ocurrencia de la carga asociada con el sismo de diseño. La selección del **1,0** está influenciada por los siguientes factores:

- Para suelos competentes en los cuales no se prevé pérdida de resistencia durante el evento sísmico (por ejemplo, debido a licuefacción de los suelos no cohesivos saturados o la reducción de resistencia en arcillas sensibles), el uso de resistencias

estáticas para la carga sísmica es usualmente conservador, dado que los efectos de la tasa de carga tienden a incrementar la resistencia del suelo para cargas transitorias.

- Las cargas sísmicas son transitorias por naturaleza y por tanto, si ocurre el flujo plástico del suelo, el efecto neto es una deformación pequeña acumulada en oposición a la falla de la fundación. Esto presupone que la estabilidad global es adecuada.

El uso de un factor de resistencia de **1,0** para el suelo supone un comportamiento dúctil. Mientras que esta es una premisa correcta para muchos suelos, es inapropiada para suelos frágiles donde después de la resistencia pico hay una pérdida significativa de resistencia (por ejemplo, arcillas rígidas sobreconsolidadas, suelos sensibles). En dichas condiciones, se requerirán estudios especiales para determinar la combinación apropiada del factor de resistencia y la resistencia del suelo.

Para la capacidad de carga, se recomienda un factor de resistencia ligeramente menor, **0,8** para muros de gravedad y semigravedad, y **0,9** para muros de suelo estabilizado mecánicamente, para reducir la posibilidad de que ocurra una falla por capacidad de carga antes de que el muro se mueva lateralmente deslizándose, reduciendo la probabilidad de inclinación excesiva o de colapso del muro, consistentemente con el objetivo del diseño sin colapso.

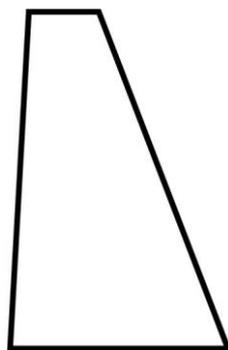
C 11.6. ESTRIBOS Y MUROS DE CONTENCIÓN CONVENCIONALES

C 11.6.1. Consideraciones generales

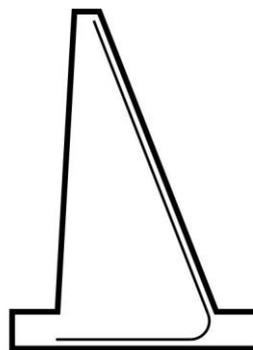
C 11.6.1.1. General

Los muros de contención convencionales se clasifican generalmente como muros rígidos de gravedad o semigravedad, en la Figura C 11.6.1.1-1 se ilustran ejemplos de los dos casos. Estos tipos de muros pueden ser efectivos para aplicaciones en muros de corte y de relleno.

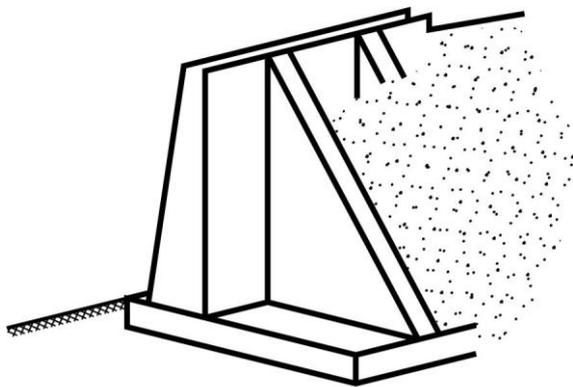
El asentamiento diferencial excesivo, según lo definido en el artículo C 11.6.2.2, puede generar fisuración, esfuerzos de flexión o corte excesivos en el muro, o rotación del muro estructural.



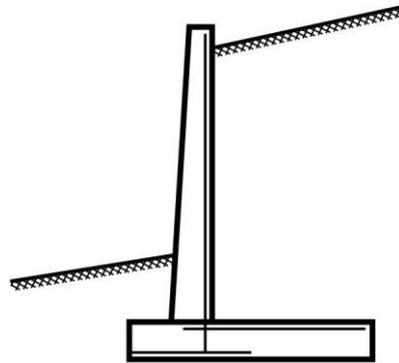
Muro rígido de gravedad
de hormigón simple



Muro rígido de gravedad
de hormigón armado



Muro de semigravedad con
contrafuertes de hormigón armado



Muro de semigravedad en
voladizo de hormigón armado

Figura C 11.6.1.1-1. Muros típicos rígidos de gravedad y semigravedad

C 11.6.1.2. Cargas

Los rellenos cohesivos son difíciles de compactar. Debido al flujo plástico de los suelos cohesivos, los muros con rellenos de suelo cohesivo diseñados para las presiones activas del suelo continuarán moviéndose gradualmente durante su vida útil, especialmente cuando el relleno sea humedecido a causa de la lluvia o la elevación del nivel freático. Por lo tanto, incluso si los movimientos del muro son tolerables, los muros con rellenos de suelo cohesivo se deben diseñar con extremo cuidado para presiones entre los casos activo y en reposo suponiendo las condiciones más desfavorables. Se debe considerar el desarrollo de la presión del agua intersticial dentro de la masa de suelo de acuerdo con el artículo 3.11.3 del Reglamento CIRSOC 801. Se deben implementar sistemas de drenaje adecuados para prevenir que se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración detrás del muro. En ningún caso se deben utilizar arcillas altamente plásticas como relleno detrás del muro.

C 11.6.1.3. Estribos integrales

Las deformaciones se tratan en el artículo 3.12 del Reglamento CIRSOC 801.

No se deben construir estribos integrales sobre zapatas fundadas o enclavadas en roca a menos que un extremo del tramo se pueda desplazar libremente en dirección longitudinal.

C 11.6.1.4. Aleros del muro (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.1.5. Refuerzo

C 11.6.1.5.1. Estribos y muros convencionales (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.1.5.2. Aleros del muro (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.1.6. Juntas de expansión y contracción (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.2. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio

C 11.6.2.1. Estribos (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.2.2. Muros convencionales de contención

En el caso de los muros de contención convencionales de hormigón armado, la experiencia indica que asentamientos diferenciales del orden de **1 en 500** a **1 en 1000** puede inducir esfuerzos excesivos en el muro.

C 11.6.2.3. Estabilidad global

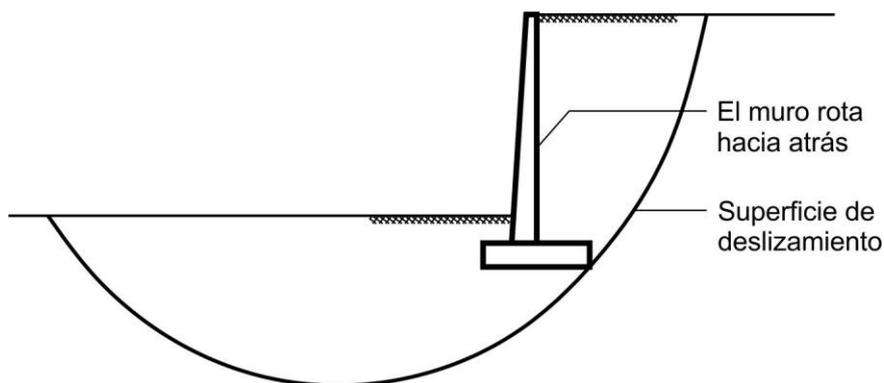


Figura C 11.6.2.3-1. Falla de un muro de contención por estabilidad global

La Figura C 11.6.2.3-1 muestra una falla por estabilidad global de un muro de contención. La estabilidad global es un tema relacionado con la estabilidad de taludes y, por lo tanto, se considera una verificación a realizar en el estado límite de servicio.

Se pueden utilizar los métodos de análisis de Bishop modificado, Janbu simplificado o de Spencer.

Los depósitos de suelo blando pueden estar sujetos a consolidación y/o flujo lateral, lo cual podrían generar asentamientos o movimientos horizontales inaceptables a largo plazo.

Respecto a la selección de un factor de resistencia para la evaluación de la estabilidad global de los muros, ejemplos de elementos estructurales soportados por un muro que pueden justificar el uso de un factor de resistencia de **0,65** incluyen la fundación de un puente o de un arco tubular, la fundación de un edificio, una tubería, una infraestructura crítica, u otro muro de contención. Si el elemento estructural está localizado más allá de la superficie de falla para la estabilidad externa detrás del muro, ilustrada conceptualmente en la Figura 11.10.2-1, se puede utilizar un factor de resistencia de **0,75**.

Los programas disponibles para análisis de estabilidad de taludes producen un factor de seguridad único, **FS**. Los factores de resistencia especificados son esencialmente el inverso del **FS** que se debe fijar como objetivo en el programa de estabilidad de taludes.

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

C 11.6.3.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.3.2. Capacidad portante

En la Figura 11.10.10.1-1 se ilustra un ejemplo de cómo calcular la presión de contacto vertical para una configuración de carga más compleja. Aunque esta Figura muestra la aplicación de los principios de superposición para muros de suelo estabilizado mecánicamente, estos principios también se pueden aplicar directamente a los muros convencionales.

En el artículo C 11.5.5 se indican los factores de carga para determinar la capacidad de carga y la excentricidad.

C 11.6.3.3. Límites de excentricidad

Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto a la investigación de la presión de contacto, reemplazan la investigación de la relación momento estabilizador / momento de volcamiento. Ubicar la resultante dentro de las dos terceras partes centrales del ancho de la base, en el caso de las fundaciones sobre suelo, se basa en el uso de la distribución plástica de la presión de contacto para el estado límite.

C 11.6.3.4. Erosión subsuperficial

Las medidas comúnmente más utilizadas para asegurar que no ocurra tubificación son las siguientes:

- Control de la filtración;
- Reducción del gradiente hidráulico; y
- Uso de filtros protectores.

Los efectos de la filtración se pueden analizar construyendo una red de flujo o, en ciertas circunstancias, utilizando métodos simplificados de aceptación generalizada.

C 11.6.3.5. Resistencia pasiva

Es posible que ocurran deformaciones inaceptables antes de que se desarrolle la resistencia pasiva. En el artículo C 3.11.1 de los Comentarios CIRSOC 801 se tratan las deformaciones aproximadas requeridas para desarrollar la resistencia pasiva, donde **H**, en la Tabla C 3.11.1-1, es la profundidad efectiva de la restricción pasiva.

C 11.6.3.6. Deslizamiento (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.4. Seguridad contra las fallas estructurales (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.5. Diseño sísmico para estribos y muros convencionales de contención (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.6.6. Drenaje

Instalar agujeros de drenaje o paneles de drenes de materiales geocompuestos en la cara del muro no aseguran condiciones de drenaje total. Los sistemas de drenaje se deben

diseñar de manera que puedan drenar completamente la totalidad del volumen de suelo retenido detrás de la cara del muro de contención.

C 11.7. PILAS DE PUENTE

C 11.7.1. Solicitaciones en las pilas de puente (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.7.2. Protección de las pilas

C 11.7.2.1. Colisiones (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.7.2.2. Muros de colisión

En general el propietario del ferrocarril exigirá la construcción de un muro de colisión si la columna se encuentra a una distancia menor o igual que **7,5 m** de las vías. Algunos propietarios requieren un muro de colisión de **2 m** por encima de la parte superior de las vías entre columnas en el caso de pasos elevados de ferrocarril.

C 11.7.2.3. Socavación (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.7.2.4. Revestimiento

En estos casos, la vida de servicio de la pila se puede prolongar revistiendo la superficie del borde de ataque con placas o perfiles de acero, y revistiendo la pila con granito.

C 11.8. MUROS EN VOLADIZO O TIPO PANTALLA

C 11.8.1. Requisitos generales

Dependiendo de las condiciones del suelo, son generalmente factibles los muros de contención en voladizo menores a **4,5 m** de altura, la excepción la constituyen los muros cilíndricos o pantallas de pilotes tangentes, para los cuales se pueden utilizar alturas mayores.

C 11.8.2. Cargas

En el artículo 3.11.5.6 del Reglamento CIRSOC 801 se indican las distribuciones de los empujes laterales del suelo para el diseño de los muros en voladizo.

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

C 11.8.3.1. Movimiento

La Tabla C 3.11.1-1, de los Comentarios CIRSOC 801, proporciona magnitudes aproximadas de movimientos relativos requeridos para alcanzar condiciones de presión activa del suelo en el suelo contenido y condiciones de presión pasiva del suelo en el suelo resistente.

C 11.8.3.2. Estabilidad global

En el artículo C 11.9.3.2 se describe el uso de elementos verticales del muro para proveer resistencia contra las fallas por estabilidad global. Los elementos verticales discretos, que

penetren los planos de falla profundos, pueden proveer resistencia contra las fallas por estabilidad global. La magnitud de la resistencia dependerá del tamaño, tipo, y separación de los elementos verticales.

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

C 11.8.4.1. Estabilidad global

El uso de elementos verticales discretos, que penetren los planos de falla profundos, pueden proveer resistencia contra la falla. La magnitud de la resistencia dependerá del tamaño, tipo, y separación de los elementos verticales.

La máxima separación entre elementos de apoyo verticales depende de la rigidez relativa de los elementos verticales. Generalmente se utilizan tramos de **1,8 a 3 m**, dependiendo del tipo y tamaño de los elementos utilizados como revestimiento.

Al determinar la profundidad de empotramiento de los elementos verticales del muro, se debe considerar la presencia de planos de debilidad en el suelo o la roca que podrían provocar una reducción de la resistencia pasiva. En el caso de los suelos y rocas laminados, agrietados, o fracturados, el diseño debe considerar la resistencia residual a lo largo de los planos de debilidad y, si los planos están orientados formando un ángulo diferente a $(45^\circ - \phi'_f/2)$ con respecto a la horizontal en el caso de suelo o diferente a 45° en el caso de roca hacia la excavación, también se debe considerar la orientación de estos planos. Si el muro está ubicado sobre una berma por encima de una excavación más profunda, se debe considerar el potencial de falla por aplastamiento de una cuña de soporte de suelo o roca a través de los materiales intactos a lo largo de los planos de debilidad.

Para el diseño de los muros en voladizo permanentes con elementos verticales continuos, se pueden utilizar las distribuciones simplificadas de los empujes del suelo indicadas en la Figura 3.11.5.6-3 del Reglamento CIRSOC 801 junto con el siguiente procedimiento (Teng, 1962):

- Determinar la magnitud del empuje lateral que actúa sobre el muro debido al empuje del suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática diferencial en la altura de diseño del muro utilizando k_{a1} .
- Determinar la magnitud del empuje lateral que actúa sobre el muro debido al empuje del suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática diferencial en la altura de diseño del muro utilizando k_{a2} .
- Determinar el valor x mediante la siguiente expresión como se define en la Figura 3.11.5.6-3 del Reglamento CIRSOC 801 para determinar la distribución de la presión pasiva neta delante del muro debajo de la altura de diseño:

$$x = \frac{\gamma k_{a2} \gamma'_{s1} H}{(\phi k_{p2} - \gamma k_{a2}) \gamma'_{s2}} \quad (\text{C 11.8.4.1-1})$$

donde:

γ factor de carga para el empuje horizontal del suelo, **EH**, adimensional.

k_{a2} coeficiente de empuje activo para el suelo **2**, adimensional.

γ'_{s1} peso unitario efectivo del suelo **1**, en kN/m³.

H altura de diseño del muro, en m.

ϕ factor de resistencia para la resistencia pasiva delante del muro.

k_{p2} coeficiente de empuje pasivo para el suelo **2**, adimensional.

γ'_{s2} peso unitario efectivo del suelo **2**, en kN/m³.

- Sumar los momentos respecto al punto de aplicación de **F** (la base del muro) para determinar la profundidad de empotramiento (D_o) en la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proveer equilibrio de momentos.
- Determinar la profundidad para la cual el corte en el muro es igual a cero, es decir, el punto en el cual las áreas de los diagramas de empuje activo y resistente son equivalentes.
- Calcular el máximo momento flexor en el punto de corte nulo.
- Calcular la profundidad de diseño, $D = 1,2 \cdot D_o$, para tomar en cuenta los errores inherentes a la distribución simplificada del empuje pasivo.

C 11.8.5. Seguridad contra las fallas estructurales

C 11.8.5.1. Elementos verticales del muro

Los elementos verticales discretos del muro incluyen los pilotes hincados, pilotes perforados y pilotes in situ perforados con barrena continua, es decir pilotes y secciones armadas instalados en orificios pre excavados.

Los elementos verticales continuos del muro son continuos tanto en su longitud como en su ancho, aunque es posible utilizar juntas verticales para evitar la transferencia de corte y/o momento entre secciones adyacentes. Los elementos verticales continuos del muro incluyen las tablestacas, los paneles de hormigón tipo diafragma prefabricados u hormigonados in situ, y las pantallas de pilotes perforados tangentes.

Los máximos momentos flexores y cortantes que actúan en los elementos verticales del muro se pueden determinar utilizando los diagramas de carga del artículo 3.11.5.6 del Reglamento CIRSOC 801, junto con los factores de carga y resistencia adecuados.

C 11.8.5.2. Revestimiento de fachada

En ausencia de otros métodos adecuados, para el diseño preliminar se pueden determinar los máximos momentos flexores en el revestimiento de fachada de la siguiente manera:

- Para tramos simples sin acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,125 p L^2 \quad (\text{C 11.8.5.2-1})$$

- Para tramos simples con acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,083 p L^2 \quad (\text{C 11.8.5.2-2})$$

- Para tramos continuos sin acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,1 p L^2 \quad (\text{C 11.8.5.2-3})$$

- Para tramos continuos con acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,083 p L^2 \quad (\text{C 11.8.5.2-4})$$

donde:

$M_{m\acute{a}x}$ momento flexor mayorado sobre un ancho unitario o altura del revestimiento, en kN·m/m.

p presión lateral promedio mayorada, incluyendo el suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática que actúa sobre la sección considerada del revestimiento de fachada, en kN/m²/m.

L separación entre elementos verticales u otros apoyos del revestimiento, en m.

Si las variaciones del empuje lateral en función de la profundidad son importantes, para lograr mayor precisión se deben construir los diagramas de momento. El diseño del revestimiento de fachada puede variar con la profundidad.

La Ecuación C 11.8.5.2-1 sólo es aplicable para el caso de revestimientos simplemente apoyados en el cual por detrás el suelo no se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo, en suelos cohesivos blandos o para revestimientos rígidos de hormigón en contacto firme con el suelo in situ.

La Ecuación C 11.8.5.2-2 sólo es aplicable para el caso de revestimientos simplemente apoyados en el cual por detrás el suelo se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo, en suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con un revestimiento flexible o rígido en el cual por detrás hay suficiente espacio para permitir la acción de arco del suelo in situ. Las Ecuaciones C 11.8.5.2-3 y C 11.8.5.2-4 son aplicables para el caso de revestimientos continuos sobre varios apoyos verticales, por ejemplo, revestimientos de hormigón armado o proyectado.

C 11.8.6. Diseño sísmico de muros tipo pantalla

C 11.8.6.1. General

Durante la carga sísmica, el muro en voladizo desarrolla resistencia a la carga a través de la resistencia pasiva del suelo por debajo de la profundidad de excavación. La rigidez de la sección estructural del muro por encima de la profundidad de excavación tiene que ser suficiente para transferir las fuerzas sísmicas del suelo detrás del muro, a través de la sección estructural, al suelo inferior. La evaluación sísmica del muro en voladizo requiere,

por lo tanto, la determinación de la demanda sobre el muro de la presión sísmica activa del suelo y la capacidad del suelo a partir de la resistencia sísmica pasiva del suelo.

Para muros en voladizo flexibles, las fuerzas resultantes de los efectos inerciales se pueden omitir al estimar las fuerzas sísmicas de diseño. Sin embargo, para sistemas muy masivos de muros en voladizo, tales como muros de pilotes tangentes o secantes, los efectos de la masa inercial del muro se deben incluir en el análisis sísmico del muro.

Dos tipos de verificación de estabilidad se realizan para el muro en voladizo: estabilidad global y estabilidad interna. En contraste con los muros de gravedad y semigravedad, la estabilidad al deslizamiento, vuelco, y capacidad de carga no son consideraciones de diseño para este tipo de muro. Al dimensionar el muro para cumplir las presiones del suelo, también se satisfacen los requisitos de equilibrio para la estabilidad externa.

La verificación de la estabilidad global para carga sísmica involucra un análisis general de falla del talud que se extiende por debajo de la base del muro. Generalmente, la profundidad de empotramiento del muro es de **1,5 a 2 veces** la altura del muro por encima del nivel de excavación. Para estas profundidades, la estabilidad global no suele ser una preocupación excepto cuando hay presentes capas blandas por debajo de la base del muro.

El análisis de estabilidad global se realiza con un programa de estabilidad de taludes. Las superficies de falla utilizadas en el análisis se deben extender normalmente por debajo de la profundidad del elemento estructural.

La estabilidad interna para un muro en voladizo se refiere a las fuerzas de corte y momentos desarrolladas en el muro por las cargas sísmicas.

C 11.8.6.2. Presión sísmica lateral activa del suelo

En la mayoría de las situaciones, el muro en voladizo se mueve lo suficiente durante la carga sísmica para desarrollar las presiones sísmicas activas del suelo; sin embargo, la cantidad de movimiento no puede ser de **25 mm a 50 mm**, necesarios para permitir la reducción del coeficiente sísmico en un **50 por ciento**, a menos que los análisis demuestren que los movimientos permanentes del muro ocurrirán sin dañar los componentes del muro. Usualmente se requieren análisis viga-columna involucrando modelación **p-y** de los elementos verticales del muro para hacer esta evaluación.

Si se considera el efecto de la cohesión para reducir la presión sísmica activa del suelo que actúa sobre el muro, la reducción en la presión del suelo debido a la cohesión no se debe combinar con una reducción en la presión del suelo debido al desplazamiento horizontal del muro.

Como se describe en el artículo 11.6.5.3, un enfoque alternativo para determinar la presión sísmica activa del suelo involucra el uso del método generalizado del equilibrio límite. Si se utiliza para el diseño de un muro en voladizo, la geometría del modelo de estabilidad del talud se debe extender desde la superficie del terreno hasta el fondo o base del tablestacado u otro muro en voladizo en los cuales el muro es continuo por encima y por debajo de la línea de excavación en frente del muro. Para muros de pilotes, el análisis se extiende hasta el nivel de la excavación. La presión sísmica activa se determina como se especifica en el Apéndice A11.

La fuerza de presión estática lateral del suelo que actúa detrás del muro está ya incluida en P_{AE} (es decir, P_{AE} es la combinación de la presión estática y sísmica lateral del suelo).

Ver los artículos 3.11.6.3 del Reglamento CIRSOC 801 y 11.10.10.1 para la definición de los términos de la Figura 11.8.6.2-1 no definidos específicamente en este artículo.

C 11.8.6.3. Presión sísmica lateral pasiva del suelo

Los efectos de la sobrecarga usualmente se ignoran en el cálculo de la presión sísmica pasiva.

Se puede justificar la reducción de la presión sísmica pasiva del suelo para limitar la cantidad de deformación requerida para movilizar la presión sísmica pasiva del suelo, si se utiliza un método de análisis de equilibrio límite, para garantizar de que el movimiento del muro no genere el colapso del muro o de las estructuras directamente apoyadas en él. Sin embargo, se puede considerar un factor de reducción de la resistencia pasiva cercano a **1,0** si, a juicio del ingeniero, dichas deformaciones para movilizar la resistencia pasiva no resultarían en el colapso del muro o de las estructuras apoyadas en él.

Si el muro en voladizo utiliza pilotes para desarrollar reacción contra las presiones activas, se tienen que hacer ajustes en la determinación de las presiones pasivas del suelo para tener en cuenta los efectos tridimensionales por debajo del nivel de excavación a medida que se desarrollan las reacciones en el suelo. A falta de estudios sísmicos específicos que traten este asunto, se sugiere que se adopten los métodos utilizados para carga estática. Uno de dichos métodos, documentados por el Departamento de Transportes de California (Caltrans) Shoring Manual (2010), sugiere que los pilotes de la pantalla que se localicen más cerca que tres diámetros del pilote se traten como un muro continuo. Para pilotes de la pantalla separados a distancias mayores, el enfoque dado por el Shoring Manual depende del tipo de suelo:

- Para suelos cohesivos, el ancho efectivo del pilote que tiene en cuenta el alcance del efecto de arco va desde un diámetro de pilote para suelos muy blandos hasta dos diámetros para suelos rígidos.
- Para suelos no cohesivos, el ancho efectivo se define como $0,08 \cdot \phi \cdot B$ hasta tres diámetros de pilote. En esta relación, ϕ es el ángulo de fricción del suelo y B es el ancho del pilote de la pantalla.

Durante la carga sísmica, la respuesta inercial del suelo dentro de la cuña de falla de presión pasiva disminuirá la resistencia del suelo durante una porción de cada ciclo de carga. Las Figuras proporcionadas en el Apéndice A11 se pueden utilizar para estimar la resistencia pasiva del suelo para diferentes valores de fricción y valores normalizados de cohesión. Una metodología preferida para calcular las presiones sísmicas del suelo considerando la fricción del muro, la superficie no lineal de falla del suelo, y los efectos inerciales, involucra el uso de los procedimientos documentados por Shamsabadi et al. (2007).

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

Los métodos numéricos de desplazamiento ofrecen un método más preciso y preferido para determinar la respuesta de muros en voladizo durante la carga sísmica. Se puede utilizar cualquiera de los dos enfoques numéricos. El primero involucra un enfoque simple viga-columna; el segundo involucra el uso de un modelo computacional en 2 dimensiones. Ambos enfoques necesitan representar apropiadamente el comportamiento de desplazamiento de la carga del suelo y de los miembros estructurales durante la carga.

Para suelos, esto incluye los efectos no lineales tensión-deformación; para los elementos estructurales, se tiene que considerar la ductilidad de la estructura, incluyendo el uso de las propiedades de la sección fisurada versus no fisurada si se utilizan estructuras de hormigón.

Enfoque viga-columna

La respuesta sísmica pseudoestática de un muro en voladizo se puede determinar representando el muro con un modelo viga-columna con el suelo caracterizado por resortes **p-y**. Este enfoque se encuentra dentro de los programas computacionales disponibles comercialmente. La presión sísmica total activa por encima del nivel de excavación se utiliza como carga del muro. Para realizar esta estimación se deben utilizar los procedimientos dados en el artículo 11.8.6.2.

Para este enfoque, se necesitan especificar las curvas **p-y** debajo del nivel de excavación. Para elementos estructurales discretos (por ejemplo, pantallas de pilotes), se pueden utilizar curvas **p-y** convencionales para pilotes. Para muros continuos o muros con pilotes separados a no más de tres diámetros, Anderson et al. (2008) han desarrollado modificadores de “**p**” y de “**y**” para representar un muro de contención continuo (pantalla de pilotes o pilotes secantes). El procedimiento involucra:

- El desarrollo de curvas **p-y** convencionales de pilotes aislados utilizando un diámetro de pilote de **1,20 m** siguiendo los procedimientos de API (1993) para arenas o arcillas.
- La normalización de las curvas **p-y** aisladas dividiendo los valores de “**p**” por **1,20 m**.
- Aplicar los siguientes multiplicadores de “**p**” y “**y**”, dependiendo del tipo de suelo, en un análisis viga-columna convencional.

Tipo de Suelo	Multiplicador de “p”	Multiplicador de “y”
Arena	0,5	4,0
Arcilla	1,0	4,0

Se debe notar que el punto inicial de utilizar un pilote de **1,20 m** de diámetro no tiene nada que ver con el diámetro real de los elementos verticales en el muro. Es simplemente un punto de inicio en el procedimiento para obtener curvas **p-y** que sean aplicables a muros. Las curvas **p-y** obtenidas en el paso final de este proceso pretenden ser aplicados a muros continuos.

La información de soporte para el desarrollo y el uso del enfoque **p-y** identificado arriba se presenta en el Volumen 1 del Reporte NCHRP 611 (Anderson et al., 2008). La presión de suelo utilizada como la carga en el análisis viga columna se determina con uno de los métodos de equilibrio límite, incluyendo **M-O** con o sin cohesión o el procedimiento generalizado de equilibrio límite, como se discute en el artículo 11.6.5. El beneficio del enfoque **p-y** es que hace cumplir la compatibilidad de deformaciones, presión de suelo, y flexibilidad del sistema del muro. El método contrasta al método de equilibrio límite en el cual se ignoran los efectos de las flexibilidades del muro. Esto es muy importante para el diseño sísmico y para el comportamiento del muro durante un evento sísmico. La deformación y rotación del muro se pueden capturar fácilmente utilizando el enfoque **p-y**.

Modelación con diferencias finitas o con elementos finitos

Los procedimientos pseudoestáticos o dinámicos de elementos finitos o diferencias finitas en programas computacionales se pueden también utilizar para evaluar la respuesta sísmica de muros de contención en voladizo durante la carga sísmica. Para modelos bidimensionales, puede ser necesario “manchar” la rigidez de la sección estructural por debajo del nivel de excavación para ajustar el modelo a una representación bidimensional equivalente si la porción del muro debajo del nivel está formada por pilotes discretos (por ejemplo, pantalla de pilotes).

El enfoque de diferencias finitas o elementos finitos para evaluar la respuesta del muro involucrará un número importante de suposiciones; por lo tanto, este enfoque se debe discutir y acordar con el propietario antes de adoptarse. Como parte de las discusiones, las posibles limitaciones y las suposiciones propuestas para el modelo se deben revisar.

C 11.8.7. Protección contra la corrosión

La protección contra la corrosión de los pilotes y los diferentes accesorios y materiales debe ser consistente con la vida de diseño de la estructura.

C 11.8.8. Drenaje

En general, el potencial de desarrollo de presiones hidrostáticas detrás de un muro construido con elementos verticales discretos y paneles es limitado, ya que habrá aberturas en los paneles y el suelo detrás de los mismos es perturbado a medida que se construye el muro. Sin embargo, no se debe contar con el potencial de filtración a través del muro si el nivel freático está a una altura mayor que un tercio de la altura del muro, ya que es importante considerar que es posible que con el tiempo las aberturas se obstruyan o taponen debido a la migración de las partículas finas de suelo. Bajo tales condiciones es probable que sea necesario utilizar un muro con elementos verticales continuos, es decir, un muro pantalla construido con un sistema de drenaje diseñado para manejar los flujos anticipados.

Sólo se pueden considerar presiones hidrostáticas reducidas en el diseño si se provee un drenaje positivo (por ejemplo, un manto de drenaje, paneles de drenaje de materiales geocompuestos, drenes de grava con tuberías de salida, etc.) que evite la acumulación de presión hidrostática detrás del muro. Es posible que el uso de drenes de poco espesor detrás de la cara del muro no alivie completamente la presión hidrostática y provoque el aumento de las fuerzas de filtración sobre la parte posterior del muro debido a la filtración del agua de lluvia (Terzagui and Peck, 1967; y Cedergreen, 1989). La efectividad de las medidas de control del drenaje se debe evaluar utilizando un análisis de filtración.

C 11.9. MUROS ANCLADOS

C 11.9.1. Requisitos generales

Dependiendo de las condiciones del suelo, generalmente es necesario utilizar anclajes para soportar los muros en voladizo de más de aproximadamente **3 a 4,5 m** de altura, ya sean temporarios o permanentes.

Al determinar la factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada también se debe considerar la disponibilidad o posibilidad de obtener servidumbres

subterráneas y la proximidad de instalaciones enterradas respecto de la ubicación de los anclajes.

Los muros anclados que se construyen en cortes realizados en suelo o roca generalmente se construyen de arriba hacia abajo, desde la parte superior del muro hacia la base del mismo. Los muros anclados que se construyen en rellenos deben considerar la protección contra el daño de los anclajes que potencialmente pueden provocar el asentamiento del relleno y del subsuelo o las operaciones de compactación y de relleno por encima de los anclajes.

La mínima distancia requerida entre el frente de la zona de adherencia y la zona activa detrás del muro, **1,50 m** o **H/5**, es necesaria para garantizar que ninguna carga de la zona adherente se transfiera hacia la zona libre de carga por transferencia a través de la columna de lechada en la zona libre de carga.

C 11.9.2. Cargas

En los muros anclados los empujes laterales del suelo dependen de la rigidez del sistema muro-anclajes, las condiciones del suelo, el método y la secuencia constructiva, y el nivel de pretensado impuesto por los anclajes. En el artículo 3.11.5.7 del Reglamento CIRSOC 801 y en el trabajo de Sabatini et al. (1999), el lector puede consultar diagramas de empujes aparentes de uso habitual.

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

C 11.9.3.1. Movimiento

El asentamiento de los elementos verticales del muro puede provocar la reducción de las cargas en los anclajes, y por lo tanto debe ser considerado en el diseño.

Los perfiles de asentamiento indicados en la Figura C 11.9.3.1-1 fueron recomendados por Clough and O'Rourke (1990) para estimar los asentamientos superficiales del terreno adyacente a excavaciones arriostradas o ancladas que ocurren durante las etapas constructivas del arriostramiento y de la excavación. Otras actividades constructivas, tales como la eliminación del agua o la construcción de fundaciones profundas dentro de la excavación, o el uso de prácticas constructivas de baja calidad, como ser, pantallas de pilotes, paneles, o instalación de anclajes, también pueden provocar asentamientos significativos. Las mediciones in situ utilizadas para desarrollar la Figura C 11.9.3.1-1 fueron seleccionadas por los autores de manera que no incluyeran movimientos atribuibles a otras actividades constructivas o a prácticas constructivas de baja calidad. Por lo tanto, tales movimientos se deben estimar de forma separada.

Cuando aparezca en la definición de las diferentes curvas de la Figura C 11.9.3.1-1, la relación de levantamiento de la base, R_{BH} , se debe tomar como:

$$R_{BH} = \frac{5,1 S_u}{\gamma_s H + q_s} \quad (\text{C 11.9.3.1-1})$$

donde:

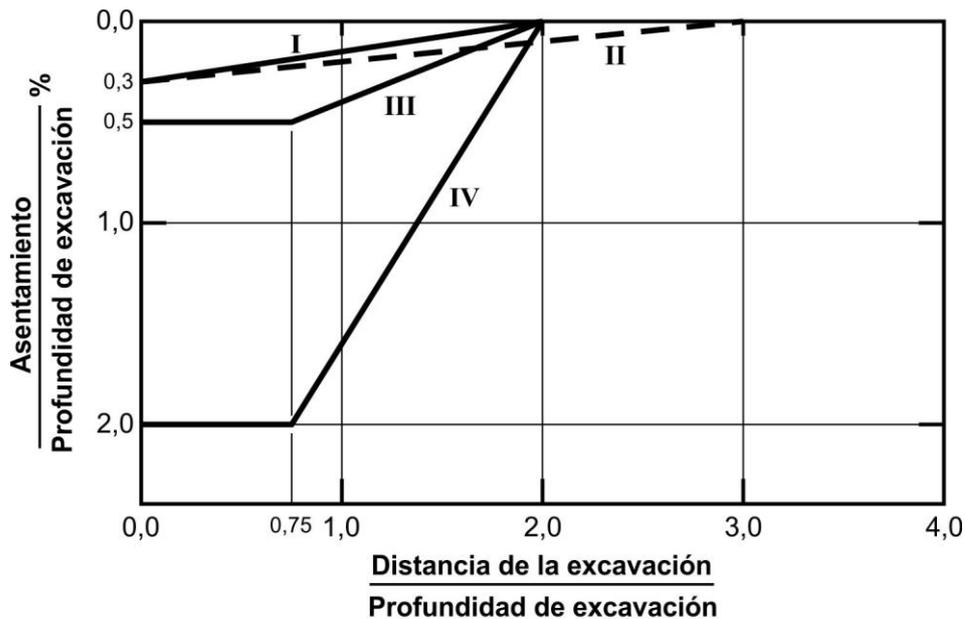
S_u resistencia al corte del suelo cohesivo no drenado, en kN/m².

γ_s peso unitario del suelo, en KN/m³.

H altura del muro, en m.

q_s presión debida a la sobrecarga, en kN/m^2 .

En el trabajo de Sabatini et al. (1999) se encontrará información adicional sobre el efecto del diseño y la construcción de los muros anclados sobre el movimiento del muro.



- Curva I = Arena
- Curva II = Arcilla rígida a muy dura
- Curva III = Arcilla blanda a media, $R_{BH} = 2,0$
- Curva IV = Arcilla blanda a media, $R_{BH} = 1,2$

Figura C 11.9.3.1-1. Perfiles de asentamiento detrás de muros arriostrados o anclados (adaptados a partir del trabajo de Clough and O'Rourke, 1990)

C 11.9.3.2. Estabilidad global

En el trabajo de Sabatini et al. (1999) se proporcionan lineamientos detallados para evaluar la estabilidad global de los sistemas de muros anclados, incluyendo cómo incorporar las fuerzas de los anclajes en los análisis de estabilidad de taludes para equilibrio límite.

El efecto de los elementos verticales discretos, los cuales penetran los planos de falla profundos y actúan como mejoradores del suelo in situ, puede ser despreciable si el porcentaje de refuerzo proporcionado por los elementos verticales a lo largo de la superficie de falla es pequeño. Sin embargo, es posible considerar el efecto de los elementos verticales discretos modelando los elementos como una cohesión a lo largo de la superficie de falla, o bien evaluando la capacidad pasiva de los elementos.

C 11.9.4. Seguridad contra las fallas del suelo

C 11.9.4.1. Capacidad de carga

En el caso de los elementos verticales del muro perforados in situ, por ejemplo, pantalla de pilotes perforados en arena, si para calcular la capacidad por fricción lateral se utiliza el método β , la profundidad z se debe tomar a partir del coronamiento del muro. Sin embargo, el esfuerzo vertical debido a la sobrecarga, σ'_v , se debe calcular con relación a la cota de la semialtura del muro expuesto, evaluando β y σ'_v en el punto medio de cada estrato de suelo.

C 11.9.4.2. Capacidad de los anclajes contra el arrancamiento

La capacidad de los anclajes contra el arrancamiento está afectada por las condiciones del suelo y la roca, el método de realización de los orificios donde se instalarán los anclajes, el diámetro de dichos orificios, la longitud adherente de los anclajes, el tipo de lechada utilizada y su presión de inyección. El lector encontrará información acerca de la capacidad de los anclajes contra el arrancamiento en los trabajos de Sabatini et al. (1999), PTI (1996), Cheney (1984) y Weatherby (1982). A modo de guía, para estimar la adherencia nominal (última) en el caso de anclajes de pequeño diámetro instalados en suelos cohesivos, no cohesivos y roca, se pueden utilizar los valores indicados en las Tablas C 11.9.4.2-1, C 11.9.4.2-2 y C 11.9.4.2-3, respectivamente. Se debe tener en cuenta que los valores indicados en las tablas pueden ser conservadores.

Tabla C 11.9.4.2-1. Esfuerzo de adherencia unitario último supuesto para anclajes en suelos cohesivos

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Rigidez del suelo o resistencia a la compresión no confinada (MPa)	Esfuerzo de adherencia unitario último supuesto, τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa) Mezclas de limo y arcilla	Rígidas a muy rígidas: 0,096 – 0,383	0,03 a 0,07
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa – 2,8 MPa) Arcilla altamente plástica	Rígida: 0,096 – 0,239 Muy rígida: 0,239 – 0,383	0,03 a 0,10 0,07 a 0,17
Arcilla medianamente plástica	Rígida: 0,096 – 0,239 Muy rígida: 0,239 – 0,383	0,10 a 0,25 0,14 a 0,35
Limo arenoso medianamente plástico	Muy rígido: 0,239 – 0,383	0,28 a 0,38

Tabla C 11.9.4.2-2. Esfuerzo de adherencia unitario último supuesto para anclajes en suelos no cohesivos

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Compacidad del suelo o resistencia ensayo SPT ^(a)	Esfuerzo de adherencia unitario último supuesto, τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa) Arena o mezclas de arena y grava	Medianamente densas a densas: 11 – 50	0,07 a 0,14
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa – 2,8 MPa)		
Arena fina a media	Medianamente densa a densa: 11 – 50	0,08 a 0,38
Arena media a gruesa con grava	Medianamente densa: 11 – 30 Densa a muy densa: 30 – 50	0,11 a 0,67 0,25 a 0,96
Arenas limosas	-----	0,17 a 0,41
Grava arenosa	Medianamente densa a densa: 11 – 40 Densas a muy densa: 40 – 50+	0,21 a 1,4 0,28 a 1,4
Till glacial	Denso: 31 – 50	0,30 a 0,53

^(a) Corregido por presión de sobrecarga

Tabla C 11.9.4.2-3. Esfuerzo de adherencia unitario último supuesto para anclajes en roca

Tipo de roca	Esfuerzo de adherencia unitario último supuesto, τ_n (MPa)
Granito o basalto	1,7 a 3,1
Caliza dolomítica	1,4 a 2,1
Caliza blanda	1,0 a 1,4
Pizarras y lutitas duras	0,8 a 1,4
Areniscas	0,8 a 1,7
Areniscas meteorizadas	0,7 a 0,8
Lutitas blandas	0,2 a 0,8

Los valores de esfuerzos de adherencia últimos supuestos de anclajes, indicados en las Tablas C 11.9.4.2-1 a C 11.9.4.2-3 sólo deben ser utilizados para el diseño preliminar o para la evaluación de la factibilidad de utilizar anclajes de eje recto instalados en orificios de pequeño diámetro. Los anclajes con inyección de lechada a presión pueden lograr capacidades mucho más elevados. La capacidad total de un anclaje con inyección de lechada a presión puede ser mayor que **2200 kN** en suelo o mayor que **8900 a 13300 kN**

en roca, aunque estos anclajes de capacidad tan elevada rara vez se utilizan para aplicaciones viales. La inyección de lechada también puede aumentar la capacidad de carga de los anclajes rectos entre **20 y 50 por ciento** o más por cada fase de inyección.

Los factores de resistencia de la Tabla 11.5.7-1, en combinación con el factor de carga correspondiente a empuje activo horizontal del suelo (Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801), son consistentes con lo que sería requerido con base en el diseño por tensiones admisibles para el diseño preliminar al arrancamiento de los anclajes (Sabatini et al., 1999). Estos factores de resistencia también concuerdan con los resultados de la calibración estadística de ensayos de arrancamiento de anclaje a escala real con relación a los mínimos valores de los esfuerzos de adherencia unitarios últimos supuestos indicados en las Tablas C 11.9.4.2-1 a C 11.9.4.2-3. El uso de los factores de resistencia de la Tabla 11.5.7-1 y el factor de carga correspondiente para empuje del suelo aparente para muros anclados de la Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801, con otros valores supuestos de la tensión de adherencia, diferentes a los valores mínimos de las Tablas C 11.9.4.2-1 a C 11.9.4.2-3, podría resultar en diseños no conservadores a menos que el Ingeniero tenga experiencia previa con la unidad particular del suelo o roca en la cual se establecerá la zona de adherencia.

Las supuestas tensiones de adherencia mayores que los valores mínimos indicados en las Tablas C 11.9.4.2-1 a C 11.9.4.2-3 se deben utilizar con extrema precaución, y con base en experiencias locales exitosas, tales como un elevado porcentaje de aprobación de los ensayos de verificación en la unidad de suelo o roca especificada o en una unidad similar para el esfuerzo de adherencia de diseño seleccionada, o resultados de ensayos de arrancamiento de anclajes en la unidad de suelo o roca especificada o en una unidad similar. Además, en algunos casos el rango especificado de las supuestas tensiones de adherencia es representativo de un determinado rango de condiciones del suelo. Si las condiciones del suelo se encuentran en el extremo superior del rango especificado, y especialmente combinadas con la experiencia previa en la unidad de suelo particular, se puede considerar para la selección de esfuerzos de adherencia de los anclajes valores superiores que los mínimos indicados. Al seleccionar una supuesta tensión de adherencia para el dimensionamiento preliminar de los anclajes se debe considerar el riesgo de no aprobación de los ensayos de verificación si en el diseño final se utilizara el esfuerzo de adherencia seleccionado. El objetivo del diseño preliminar de los anclajes es reducir el riesgo de tener un elevado número de anclajes ya fabricados que no pasen los ensayos de verificación o comportamiento y además reducir el riesgo de tener que rediseñar el muro anclado para acomodar más anclajes debido a una servidumbre inadecuada detrás del muro, si las capacidades de los anclajes predichas durante el diseño preliminar fueran imposibles de lograr.

Ver el artículo 11.9.8.1 para una orientación acerca de ensayos de anclajes.

La capacidad de los anclajes no se puede aumentar significativamente para longitudes de adherencia mayores que aproximadamente **12 m** a menos que se utilicen métodos especializados para transferir la carga desde la parte superior de la zona de adherencia del anclaje hacia el extremo del anclaje. Esto es particularmente crítico en el caso de suelos sensibles a las deformaciones, en los cuales la resistencia residual del suelo es significativamente menor que la resistencia pico del mismo.

La inclinación y separación de los anclajes es determinada por las condiciones del suelo y de la roca, la presencia de limitaciones geométricas y la capacidad requerida de los anclajes. En el caso de los anclajes en los cuales la lechada se coloca mediante el sistema tremie, generalmente se requiere un ángulo de inclinación como mínimo igual a aproximadamente **10°** y una mínima cubierta de sobrecarga de suelo de aproximadamente

4,5 m para asegurar el cementado en la totalidad de la longitud adherente y para proveer suficiente recubrimiento de suelo sobre la zona del anclaje. En el caso de los anclajes con inyección de lechada a presión, generalmente el ángulo de inclinación no es crítico y es determinado fundamentalmente por las restricciones geométricas, y la mínima cubierta de sobrecarga de suelo es generalmente de **1,8 a 4,5 m**. Se pueden requerir inclinaciones pronunciadas para evitar anclajes en suelo o roca no adecuados. Situaciones especiales pueden requerir anclajes horizontales o casi horizontales, en cuyo caso se debe requerir una prueba de sobrecarga suficiente y de lechada completa.

La intención de la mínima separación horizontal especificada para los anclajes es reducir la superposición de esfuerzos entre los anclajes adyacentes.

Los anclajes utilizados para muros construidos en situaciones de relleno, es decir, para muros construidos de abajo hacia arriba, deben estar encerrados en vainas protectoras a fin de evitar que se dañen durante la colocación, compactación y asentamiento del relleno. La elección del tipo de anclaje depende de la vida de servicio anticipada, las condiciones del suelo y de la roca, el nivel freático, las condiciones medioambientales subsuperficiales, y el método constructivo.

C 11.9.4.3. Resistencia pasiva

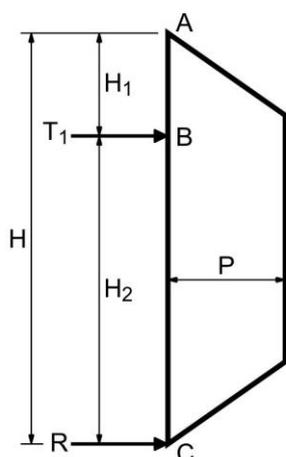
Sabatini et al. (1999) recomiendan utilizar métodos tales como el Método de Broms o el Método de Wang and Reese para evaluar la resistencia pasiva y la profundidad de empotramiento necesaria de los elementos verticales del muro. Sin embargo, estos métodos aún no han sido calibrados para la aplicación por LRFD.

C 11.9.5. Seguridad contra las fallas estructurales

C 11.9.5.1. Anclajes

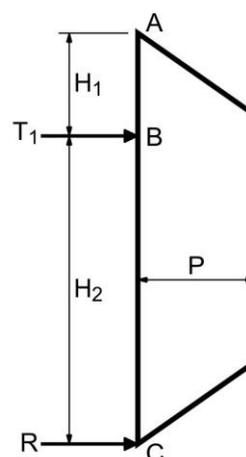
Los tendones de anclaje generalmente constan de barras, alambres o cordones de acero. La selección del tipo de anclaje por lo general es responsabilidad del contratista. En la actualidad se utilizan varios métodos, que son adecuados, para determinar las cargas en los anclajes. Sabatini et al. (1999) proporcionan dos métodos que se pueden utilizar: el *Método de las áreas tributarias* y el *Método de la altura contribuyente (Hinge method)*. Estos métodos se ilustran en las Figuras C 11.9.5.1-1 y C 11.9.5.1-2. En las mismas se suponen que el suelo debajo de la base de la excavación tiene resistencia suficiente para resistir la fuerza de reacción R . Si el suelo que provee resistencia pasiva debajo de la base de la excavación es débil e inadecuado para soportar la fuerza de reacción R , el anclaje instalado a menor cota se debe diseñar de manera que soporte tanto la carga del anclaje como se ilustran en las figuras como así también la fuerza de reacción. La evaluación de la resistencia pasiva se describe en el artículo 11.8.4.1. Alternativamente se pueden utilizar análisis de interacción suelo-estructura (por ejemplo, viga sobre fundación elástica) para diseñar vigas continuas considerando pequeñas reacciones en el talón, ya que suponer que toda la carga es soportada por el anclaje de menor cota podría ser una hipótesis excesivamente conservadora.

En ningún caso la máxima carga de ensayo debe ser menor que la carga mayorada para el anclaje.



Método del área tributaria

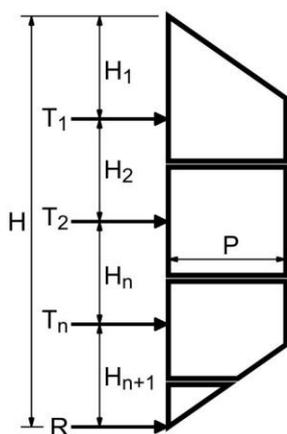
T_1 = Fuerza sobre la longitud $H_1 + H_2/2$
 R = Fuerza sobre la longitud $H_2/2$



Método de la articulación

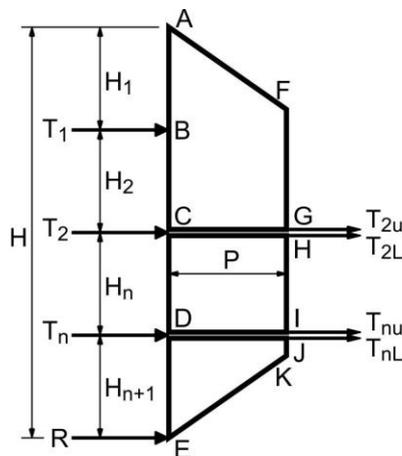
T_1 = Calculada a partir de $\Sigma M_C = 0$
 R = Presión total del suelo - T_1

Figura C 11.9.5.1-1. Cálculo de las cargas en los anclajes para un muro con un solo nivel de anclaje, después de Sabatini et al. (1999)



Método del área tributaria

T_1 = Fuerza sobre la longitud $H_1 + H_2/2$
 T_2 = Fuerza sobre la longitud $H_2/2 + H_n/2$
 T_n = Fuerza sobre la longitud $H_n/2 + H_{n+1}/2$
 R = Fuerza sobre la longitud $H_{n+1}/2$



Método de la articulación

T_1 = Calculada a partir de $\Sigma M_C = 0$
 T_{2u} = Presión total del suelo (ABCGF) - T_1
 T_{2L} = Calculada a partir de $\Sigma M_D = 0$
 T_{nu} = Presión total del suelo (CDIH) - T_{2L}
 T_{nL} = Calculada a partir de $\Sigma M_E = 0$
 R = Presión total del suelo - $T_1 - T_2 - T_n$
 $T_2 = T_{2u} + T_{2L}$
 $T_n = T_{nu} + T_{nL}$

Figura C 11.9.5.1-2. Cálculo de las cargas en los anclajes para un muro con múltiples niveles de anclajes, después de Sabatini et al. (1999)

C 11.9.5.2. Elementos verticales del muro

Los elementos verticales discretos del muro son continuos en toda su longitud e incluyen pilotes hincados, caissons, pilotes perforados, y pilotes in situ perforados con barrena continua, es decir, pilotes y secciones armadas instalados en orificios pre excavados y luego rellenos con hormigón estructural en la zona pasiva y hormigón de limpieza en la sección expuesta del muro.

Los elementos verticales continuos del muro son continuos tanto en su longitud como en su ancho, aunque es posible utilizar juntas verticales para evitar la transferencia de corte y/o momento entre secciones adyacentes. Los elementos verticales continuos del muro incluyen las tablestacas, los paneles de hormigón tipo diafragma prefabricados u hormigonados in situ, pilotes tangentes, y caissons tangente.

En el Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 801, se describen los métodos de análisis estructural.

Para los muros que atraviesan o son soportados por arcillas blandas con $S_u < 0,15 \cdot \gamma'_s \cdot H$, puede ser necesario utilizar elementos verticales continuos que se prolonguen bien por debajo de la base expuesta del muro para evitar el levantamiento del suelo delante del muro. En otros casos, los elementos verticales se deben empotrar aproximadamente **0,9 m** o según se requiera por motivos de estabilidad o capacidad de carga.

C 11.9.5.3. Revestimiento de fachada (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.9.6. Diseño sísmico

Ver el artículo C 11.8.6.

El diseño sísmico de un muro anclado involucra muchas de las mismas consideraciones que en los muros de contención en voladizo. Sin embargo, la adición de uno o más anclajes al muro introduce algunas diferencias importantes en la verificación del diseño sísmico como se identifica en este artículo.

La presión de suelo por encima del nivel de excavación resulta de la respuesta inercial de la masa de suelo detrás del muro. En contraste con un muro de contención en voladizo, la masa del suelo incluye los anclajes que han sido tensionados para minimizar las deflexiones del muro bajo presiones estáticas de suelo. Durante la carga sísmica, las barras o cordones que componen la longitud no adherida del anclaje son capaces de estirarse bajo la carga sísmica incremental impuesta. En la mayoría de los casos, la cantidad de elongación elástica en el cordón o barra bajo carga sísmica incremental es suficiente para desarrollar las presiones sísmicas activas de suelo pero pueden no ser suficientes para permitir el coeficiente sísmico de aceleración horizontal, k_{ho} , y que la presión de suelo asociada se reduzca para tener en cuenta el desplazamiento horizontal permanente del muro. La capacidad del muro para deformarse lateralmente se debe analizar específicamente antes de reducir k_{ho} para tener en cuenta el desplazamiento horizontal del muro.

La presión pasiva para la parte empotrada de la pantalla de pilotes o tablestacas también forma parte en la evaluación de la estabilidad, ya que ayuda a proporcionar estabilidad para la parte del muro por debajo del anclaje más bajo. Esta presión pasiva está sujeta a fuerzas inerciales inducidas sísmicamente que reducirán la resistencia pasiva con respecto a la capacidad estática de la sección del pilote o del muro. Con frecuencia, la parte

empotrada del pilote involucra elementos estructurales discretos con separaciones de **2,4** a **3 m**; sin embargo, la parte empotrada podría también involucrar un muro continuo como el caso de un muro de tablestacas o pilotes secantes.

Los anclajes se deben localizar detrás de la superficie de falla asociada con el cálculo de P_{AE} . La ubicación de esta superficie de falla se puede determinar utilizando el método de equilibrio de cuña o el de equilibrio límite generalizado (estabilidad de taludes). Nótese que esta superficie de falla probablemente será más plana que lo requerido para la ubicación de anclajes bajo carga estática. Cuando se utilice el método de equilibrio de cuña o el del equilibrio límite generalizado, P_{AE} y su superficie crítica asociada se debe determinar sin las fuerzas de anclaje.

Una vez definida la ubicación de la zona de adherencia del anclaje, se debe realizar una verificación de la estabilidad externa con las fuerzas de los anclajes incluidas, utilizando la carga de prueba del anclaje para definir las capacidades últimas de los anclajes. Esta verificación se realiza para confirmar que la relación C/D es mayor que **1,0**. Bajo esta condición de carga, la superficie crítica se aplanará y podría pasar a través o por detrás de algunos anclajes. Sin embargo, mientras que la relación C/D sea mayor que **1,0**, el diseño es satisfactorio.

Si la relación C/D es menor que **1,0**, se debe ya sea incrementar la longitud no adherida del anclaje o incrementar la longitud de la zona adherida. La verificación de diseño se debe entonces repetir.

La verificación de la estabilidad global se realiza para confirmar que no ocurra una falla de estabilidad del talud por debajo del muro anclado; la estabilidad externa se verifica para confirmar que los anclajes tendrán suficiente capacidad de reserva para cumplir con las demandas de las cargas sísmicas; y la estabilidad interna se verifica para confirmar que los momentos y las fuerzas de corte dentro de los elementos estructurales, incluyendo las cargas de tracción en el cordón o barra de anclaje y la conexión en la cabeza, están dentro de niveles aceptables para la carga sísmica.

C 11.9.7. Protección contra la corrosión

La protección contra la corrosión de los pilotes, cepos, y los diferentes accesorios y materiales debe ser consistente con el nivel de protección de los anclajes y con la vida de diseño de la estructura.

C 11.9.8. Construcción e instalación

C 11.9.8.1. Prueba y tensado de los anclajes

Habitualmente los ensayos de carga en el anclaje incluyen ensayos de arrancamiento sobre anclajes pilotes sacrificables, ensayos de fluencia, de comportamiento, y ensayos de resistencia realizados en los anclajes producidos. Ninguno de los ensayos en anclajes producidos determinan la capacidad de carga última real de los anclajes, sino que los resultados de estos ensayos proporcionan una indicación de cómo se comportarán en servicio bajo una carga especificada. Los ensayos de comportamiento consisten en la carga y descarga por incrementos para verificar que los anclajes tengan suficiente capacidad para resistir la carga de ensayo, verificar la longitud libre de los anclajes y evaluar las condiciones de instalación permanente de los mismos. Los ensayos de resistencia, los cuales generalmente se realizan sobre cada anclaje en producción, consisten en un único ciclo de carga y descarga para verificar que los anclajes tengan capacidad suficiente para resistir la carga de ensayo y para pretensar el anclaje. Los

ensayos de fluencia lenta, recomendados para el caso de suelos cohesivos con índices de plasticidad mayores que **20 por ciento** o un límite líquido mayor que **50 por ciento** y rocas blandas altamente meteorizadas, consisten de incrementos de carga sostenida en los anclajes para evaluar la potencial pérdida de la capacidad de adherencia del anclaje debido a la fluencia del terreno.

Se deben considerar los ensayos de arrancamiento en las siguientes circunstancias:

- Si el diseño preliminar de los anclajes, utilizando esfuerzos unitarios de adherencia proporcionadas en las tablas de arriba, indica que los muros anclados son marginalmente inviables, requiere que se obtenga un estimado más preciso de la capacidad del anclaje durante el diseño del muro. Esto puede ocurrir debido a la falta de espacio adecuado lateralmente para acomodar la longitud estimada de anclaje dentro de la servidumbre o derecho de paso disponible;
- Si el método anticipado de instalación de anclajes o las condiciones del suelo, o de la roca, son significativamente diferentes que las supuestas para desarrollar los presuntos valores de las Tablas C 11.9.4.2-1 a C 11.9.4.2-3 y la experiencia disponible especifica que el sitio no es adecuado para hacer un estimado razonablemente preciso de los esfuerzos de adherencia entre el relleno de anclaje y el suelo o roca.

La FHWA recomienda realizar ensayos de carga de los anclajes con **125 a 150 por ciento** de la carga de diseño no mayorada, Cheney (1984). También se han utilizado niveles de carga máxima comprendidos entre **125 y 200 por ciento** para evaluar la posible sobretensión de los tendones en condiciones de servicio, para evaluar la influencia de condiciones del terreno poco habituales o variables o para evaluar los efectos de la fluencia del suelo sobre la capacidad de los anclajes. Normalmente sólo se aplican cargas de ensayo mayores que **150 por ciento** de la carga de diseño no mayorada en el caso de anclajes que se han de instalar en suelos cohesivos blandos o masas de suelo inestables donde se justifica evaluar la pérdida del pretensado en el anclaje debida a la fluencia. Es posible que para realizar estos ensayos sea necesario aumentar el área de acero de pretensado en el tendón de anclaje ensayado.

Notar que los detalles de ensayos proporcionados en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, artículo 6.5.5, al menos con respecto a la magnitud de la prueba de carga incremental, se desarrollaron para el diseño por tensiones admisibles. Estas pruebas de cargas incrementales se deben dividir por el factor de carga para el empuje aparente del suelo en muros anclados, proporcionados en la Tabla 3.4.1-2 del Reglamento CIRSOC 801, cuando se ensayen con cargas de anclaje mayoradas.

Generalmente, la carga de bloqueo del anclaje está entre el **80 y 100 por ciento** de la carga de anclaje nominal (sin mayorar) para garantizar que la holgura en el sistema de muro anclado sea removida adecuadamente de manera que se minimice la deformación del muro después de la construcción. Sin embargo, una carga de bloqueo del anclaje mínima del **50 por ciento** es necesaria para acoplar apropiadamente las cuñas en la cabeza de anclaje de los cordones.

C 11.9.9. Drenaje

Es posible que el uso de drenes de poco espesor detrás de la cara del muro no alivie completamente la presión hidrostática y provoque el aumento de las fuerzas de filtración sobre la parte posterior del muro debido a la filtración del agua de lluvia, Terzagui and

Peck (1967), y Cedergren (1989). La efectividad de las medidas de control del drenaje se debe evaluar utilizando análisis de filtración.

C 11.10. MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE

C 11.10.1. Requisitos generales

Los sistemas de tierra estabilizada mecánicamente, cuyos elementos pueden ser patentados, emplean en la masa de suelo refuerzos traccionados metálicos (tipo faja o malla) o geosintéticos (geotextiles, fajas o geomallas), y un revestimiento de fachada que puede ser vertical o prácticamente vertical. Los muros de suelo estabilizado mecánicamente se comportan como muros de gravedad, derivando su resistencia lateral a través del peso de la masa de suelo reforzado detrás del revestimiento. Si se utilizan revestimientos de espesor relativamente grueso, el peso propio del revestimiento también puede contribuir significativamente a la capacidad del sistema del muro. En la Figura C 11.10.1-1 se ilustran algunos ejemplos de muros de suelo estabilizado mecánicamente.

Todos los datos disponibles indican que en los muros de suelo estabilizado mecánicamente la corrosión no se acelera debido a las corrientes parásitas que se originan de las líneas de rieles eléctricos, gracias a la discontinuidad de los refuerzos del suelo en la dirección paralela a la fuente de la corriente parásita. Si se utilizan refuerzos metálicos en áreas en las cuales se anticipa que habrá corrientes parásitas dentro de una distancia menor o igual a **60 m** de la estructura, y si los refuerzos metálicos están conectados continuamente en la dirección paralela a la fuente de las corrientes parásitas, un experto en corrosión debe evaluar la posible necesidad de requisitos de control de corrosión. En el trabajo de Sankey and Anderson (1999), se proporciona información más detallada acerca de la corrosión debida a las corrientes parásitas.

Cuando el acceso futuro a las instalaciones de servicios públicos se pueda lograr sin interrumpir los refuerzos y cuando la filtración de dichas instalaciones no generen condiciones hidráulicas nocivas o que degrade el refuerzo, las instalaciones en la zona reforzada pueden ser aceptables.

En los muros de suelo estabilizado mecánicamente la pérdida del relleno reforzado durante la ocurrencia de socavación trae aparejado un elevado potencial de falla catastrófica por socavación. Para impedir la socavación se puede considerar bajar la cota de la base del muro o utilizar métodos alternativos de protección contra la socavación, como por ejemplo el uso de muros de tablestacas y/o riprap de dimensiones adecuadas y colocados a una profundidad suficiente.

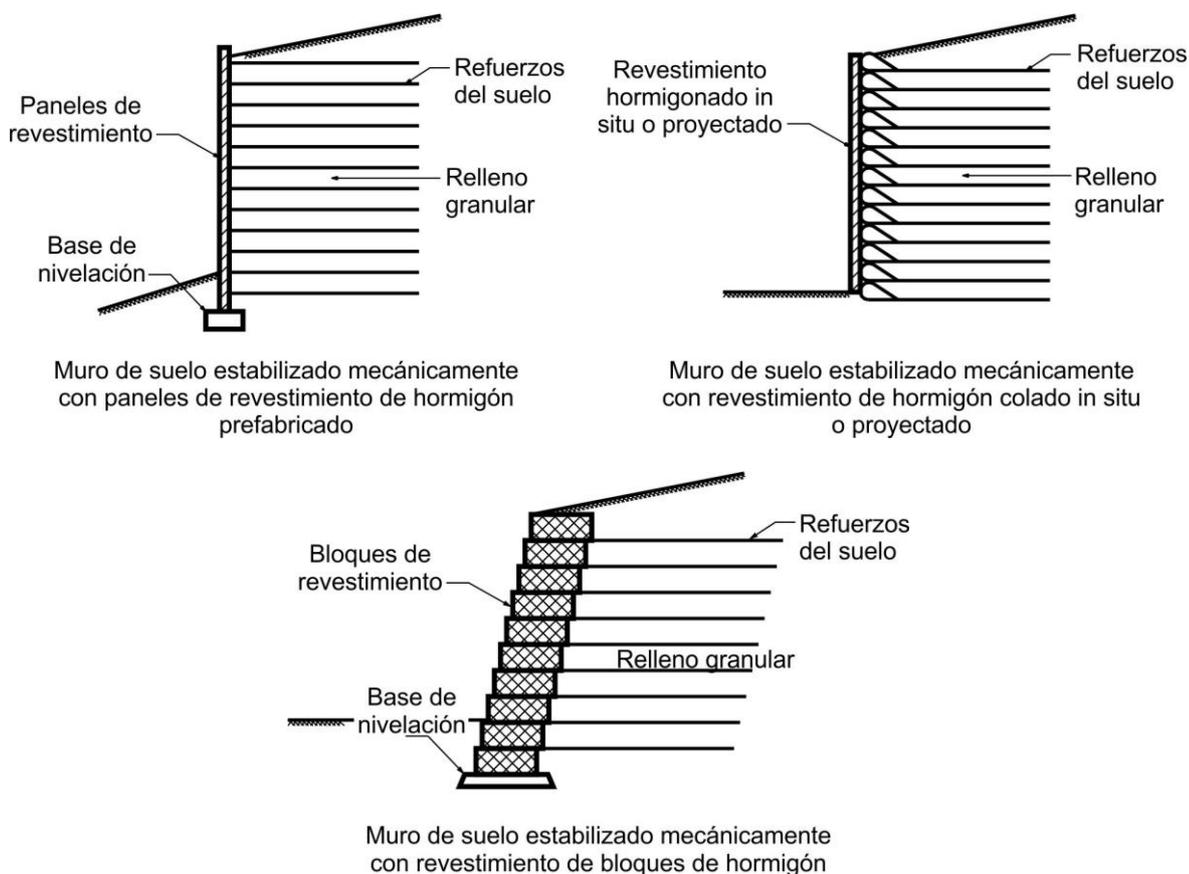


Figura C 11.10.1-1. Ejemplos típicos de muros de suelo estabilizado mecánicamente

Para las estructuras sencillas de geometría rectangular, con una separación relativamente uniforme entre los refuerzos, y su cara prácticamente vertical, generalmente las fallas compuestas que atraviesan las zonas reforzadas y no reforzadas no serán críticas. Sin embargo, se deben considerar las fallas compuestas si existen condiciones complejas como por ejemplo cambios del tipo de suelo reforzado o refuerzos de diferentes longitudes, importantes sobrecargas, estructuras de cara inclinada, un talud en la base del muro, o estructuras apiladas.

El diseño interno de los sistemas de muros de suelo estabilizado mecánicamente requiere conocer las propiedades a corto y largo plazo de los materiales utilizados para reforzar el suelo, así como la mecánica del suelo que determina el comportamiento del muro.

C 11.10.2. Dimensiones de la estructura

C 11.10.2.1. Longitud mínima de los refuerzos del suelo

En general, independientemente de la altura del muro, se recomienda una longitud mínima de refuerzo igual a **2,4 m**, fundamentalmente debido a las limitaciones dimensionales de los equipos convencionales de distribución y compactación. Se pueden considerar menores longitudes mínimas de refuerzo, del orden de **1,8 m**, pero no menores que el **70 por ciento** de la altura del muro, si se utilizan equipos de compactación más pequeños, se puedan mantener la alineación de los paneles frontales, y se satisfagan los requisitos mínimos para la estabilidad externa del muro.

No hay ninguna justificación teórica detrás del requisito de utilizar una longitud de refuerzo uniforme igual al **70 por ciento** de la altura del muro, pero este requisito se ha utilizado como base en numerosos diseños exitosos realizados hasta la fecha. Los estudios paramétricos realizados, considerando resistencias mínimas aceptables del suelo, indican que para que las dimensiones de una estructura satisfagan todos los requisitos del artículo 11.10.5 se requieren relaciones **longitud-altura** comprendidas entre **0,8·H** para el caso de las estructuras bajas (es decir, **3 m**) y **0,63·H** para el caso de estructuras altas (es decir, **12 m**).

Sólo se pueden acortar significativamente los refuerzos por debajo de la relación mínima recomendada de **0,7·H**, si se han realizado determinaciones precisas y específicas de la resistencia del relleno no reforzado y del suelo de fundación. Christopher et al. (1990) presentan resultados que sugieren fuertemente que relaciones **longitud de refuerzo-altura** más bajas (es decir, **0,5·H** a **0,6·H**) aumentan sustancialmente las deformaciones horizontales.

Se puede considerar una longitud de refuerzo no uniforme en las siguientes circunstancias:

- Prolongación de las capas de refuerzo superiores más allá de **0,7·H** de manera de satisfacer los requisitos para evitar el arrancamiento, o para considerar cargas sísmicas o de impacto.
- Prolongación de las capas de refuerzo inferiores más allá de **0,7·H** de manera de satisfacer los requisitos de estabilidad global en base a los resultados de un análisis detallado de estabilidad global.
- Acortamiento de las capas de refuerzo inferiores a menos de **0,7·H** para minimizar los requisitos de excavación, siempre que el muro se apoye sobre roca o sobre un suelo de fundación altamente competente (ver a continuación).

Para los muros que apoyan sobre roca o sobre un suelo de fundación altamente competente (por ejemplo, **SPT > 50**), en lugar de retirar roca o suelo competente para la construcción, se pueden acortar los refuerzos inferiores a un mínimo de **0,4·H** prolongando los refuerzos superiores para compensar los problemas relacionados con la estabilidad externa. La publicación FHWA-NHI-10-024 (Berg et al., 2009) contiene lineamientos de diseño para este caso particular.

Para condiciones de estabilidad marginal, se debe considerar el uso de técnicas de mejoramiento del suelo para mejorar la estabilidad de las fundaciones, o bien alargar los refuerzos.

C 11.10.2.2. Empotramiento mínimo de la cara frontal

Las pautas de empotramiento mínimo indicadas en la Tabla C 11.10.2.2-1 se pueden utilizar para evitar la falla de capacidad de carga local bajo la base de nivelación, o la zapata, debido a las elevadas tensiones verticales transmitidas por el revestimiento.

Tabla C 11.10.2.2-1. Guía para la profundidad mínima de empotramiento de la cara frontal del muro

Pendiente delante de las estructuras		Mínima profundidad de empotramiento
Horizontal	para muros	H / 20
	para estribos	H / 10
3,0 H : 1,0 V	muros	H / 10
2,0 H : 1,0 V	muros	H / 7
1,5 H : 1,0 V	muros	H / 5

Para estructuras construidas en pendientes, las bermas horizontales mínimas se utilizan para proporcionar una resistencia a la falla de capacidad de carga local consistente con la resistencia a la falla de capacidad de carga general y para proveer acceso para inspecciones de mantenimiento.

C 11.10.2.3. Revestimiento de fachada

El artículo C 3.11.2, de los Comentarios al CIRSOC 801, contiene lineamientos sobre los empujes inducidos por la compactación del suelo. Se puede encontrar información adicional sobre las tensiones de compactación en Duncan and Seed (1986) y Duncan et al. (1991). Alternativamente, las tensiones de compactación se pueden abordar utilizando sistemas de revestimiento para los cuales exista experiencia previa que indique que son capaces de resistir las actividades de compactación previstas detrás del muro y que hayan exhibido un comportamiento satisfactorio a largo plazo.

C 11.10.2.3.1. Revestimientos rígidos de hormigón y acero

Los espesores de panel y recubrimientos de hormigón mínimos especificados reconocen el hecho de que muchas veces se utilizan muros de suelo estabilizado mecánicamente en lugares donde los paneles pueden estar expuestos a salpicaduras de agua salada y/u otros ambientes corrosivos. Los espesores mínimos también reflejan tolerancias en el espesor del panel, y la colocación de refuerzos y conectores, que razonablemente se pueden lograr en la construcción prefabricada.

Con base en investigaciones realizadas por Allen and Bathurst (2001), los revestimientos de fachada que consisten en bloques de fachada modular de hormigón se comportan como un revestimiento muy rígido, debido a la capacidad de los bloques de transmitir el momento en dirección vertical a lo largo de la columna de revestimiento, y parece tener incluso mayor rigidez que los revestimientos construidos con paneles prefabricados de hormigón.

Para muros con revestimientos de bloques modulares de hormigón, se recomienda que la distancia horizontal entre las secciones o fajas de refuerzo del suelo se debe limitar a un máximo igual al ancho de un bloque para limitar el pandeo del revestimiento entre los niveles de refuerzos o la acumulación de esfuerzos inaceptables que podrían generar problemas de comportamiento. Si se utiliza armadura horizontalmente discontinua, es decir una armadura con una relación de cobertura $R_c < 1$, se debe evaluar la capacidad del revestimiento para transmitir momentos horizontalmente a través de las discontinuidades horizontales entre los refuerzos.

C 11.10.2.3.2. Revestimientos flexibles del muro

Para revestimientos de fachada con mallas soldadas, metal expandido u otros elementos similares, se recomienda que la separación vertical entre los refuerzos se debe limitar a un máximo de **0,60 m** y la distancia horizontal entre los refuerzos del suelo se debe limitar a un máximo de **0,90 m** para limitar el pandeo de los paneles entre los niveles de refuerzos. Se debe evaluar el módulo de sección del material de revestimiento de fachada y proporcionar cálculos que justifiquen las separaciones de los refuerzos, las cuales deberán satisfacer los requisitos sobre pandeo indicados en el artículo C 11.10.4.2.

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

En este caso el contacto entre los dos aceros se puede evitar colocando un material no conductor entre las conexiones de los refuerzos del suelo y las armaduras del revestimiento de hormigón. Los ejemplos de las medidas que se pueden utilizar para mitigar la corrosión incluyen, entre otros, la aplicación de recubrimientos sobre el acero, el uso de selladores, o el uso de paneles de mayor espesor.

C 11.10.3. Cargas (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.4. Movimiento y estabilidad en el estado límite de servicio

C 11.10.4.1. Asentamiento

Para sistemas con revestimiento formado por paneles rígidos de hormigón y en los cuales el ancho máximo de las juntas es de **20 mm**, la máxima pendiente admisible resultante del asentamiento diferencial calculado se puede tomar como se indica en la Tabla C 11.10.4.1-1.

Tabla C 11.10.4.1-1. Guía para limitar la distorsión de los revestimientos de fachada, de hormigón prefabricado, para muros de suelo estabilizado mecánicamente

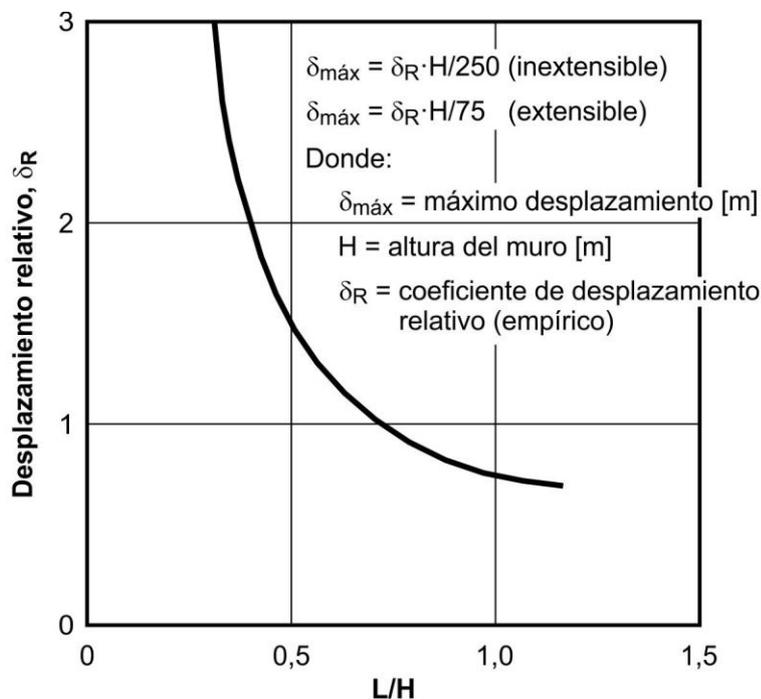
Ancho de las juntas [mm]	Asentamiento diferencial límite	
	Área $\leq 2,8 \text{ m}^2$	$2,8 \text{ m}^2 < \text{Área} \leq 7,0 \text{ m}^2$
19	1/100	1/200
13	1/200	1/300
6	1/300	1/600

Para muros de suelo estabilizado mecánicamente con revestimientos de fachada de paneles de hormigón prefabricado en toda la altura, el asentamiento total se debe limitar a **50 mm**, y el asentamiento diferencial límite debe ser de **1/500**. Para muros con bloques de fachada modular de hormigón, el asentamiento diferencial límite debe ser de **1/200**. Para muros con revestimientos de fachada con mallas de alambres soldados o muros en los cuales se coloca un revestimiento de fachada de hormigón, in situ o proyectado, una vez que básicamente se ha completado el asentamiento del muro, el asentamiento diferencial

límite debe ser de **1/50**. Estos criterios limitantes del asentamiento diferencial solo consideran las necesidades estructurales del revestimiento de fachada. Para cumplir con los requisitos estéticos pueden ser necesarios criterios más estrictos del asentamiento diferencial.

C 11.10.4.2. Desplazamiento lateral

A partir de la Figura C 11.10.4.2-1 se puede obtener una estimación de los desplazamientos laterales de primer orden de un muro, que ocurren durante la construcción de muros simples de suelo estabilizado mecánicamente construidos sobre fundaciones firmes. Si se prevén asentamientos verticales significativos o si hay elevadas sobrecargas presentes, es posible que los desplazamientos laterales sean considerablemente mayores. La Figura C 11.10.4.2-1 sirve como guía para establecer una inclinación adecuada de la cara del muro para obtener un muro prácticamente vertical o para determinar las separaciones mínimas libres entre la cara del muro y los objetos o estructuras adyacentes.



En base a muros de 6 m de altura, el desplazamiento relativo aumenta aproximadamente 25% por cada 19 kN/m² de sobrecarga. La experiencia indica que en el caso de muros de mayor altura, el efecto de la sobrecarga de suelo puede ser aún mayor.

Nota: Esta figura solo debe ser utilizada a modo de guía. El desplazamiento real dependerá, no solo de los parámetros especificados en la figura sino también, de las características del suelo, de los esfuerzos de compactación, y de la calidad de trabajo del contratista.

Figura C 11.10.4.2-1. Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral previsto durante la construcción de un muro de suelo estabilizado mecánicamente

Para una explicación adicional sobre cómo usar esta figura, ver Berg et al. (2009).

Para muros con revestimientos de fachada con mallas de alambres soldados u otros similares, tales como muros de gaviones, el máximo pandeo admisible del revestimiento de fachada entre las conexiones de los refuerzos del suelo, tanto horizontal como verticalmente, es de aproximadamente **50 mm**. Para los revestimientos geosintéticos, el máximo pandeo del revestimiento de fachada entre capas de refuerzos debe ser de aproximadamente **70 mm** para una separación vertical entre refuerzos de **0,30 m** hasta **125 mm** para una separación vertical entre refuerzos de **0,60 m**.

C 11.10.4.3. Estabilidad global (Este artículo no tiene comentarios)

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

C 11.10.5.1. Requisitos generales

Rara vez los requisitos sobre la excentricidad son los que gobiernan el diseño. Por lo general son el deslizamiento y la estabilidad global los que rigen el diseño de las estructuras de más de **9 m** de altura, las estructuras construidas sobre suelos de fundación débiles, o las estructuras cargadas con sobrecargas inclinadas.

C 11.10.5.2. Cargas

Las Figuras 3.11.5.8.1-1, 3.11.5.8.1-2, y 3.11.5.8.1-3, del Reglamento CIRSOC 801, ilustran distribuciones del empuje lateral del suelo para la estabilidad externa de los muros de suelo estabilizado mecánicamente con relleno de superficie horizontal, relleno de superficie inclinada, y relleno de superficie quebrada, respectivamente.

C 11.10.5.3. Deslizamiento

Si los elementos utilizados para el revestimiento de fachada tienen un espesor relativamente importante, puede ser conveniente incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos del deslizamiento y del vuelco, es decir, utilizar **B** en lugar de **L**, tal como se indica en la Figura 11.10.5.2-1.

C 11.10.5.4. Capacidad de carga

El efecto de la excentricidad y la inclinación de la carga se considera utilizando un ancho efectivo, $B' = L - 2 \cdot e$, en lugar del ancho real.

Si los elementos utilizados para el revestimiento de fachada tienen un espesor relativamente importante, puede ser razonable incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en el cálculo de la capacidad de carga, es decir, utilizar **B** en lugar de **L**, tal como se indica en la Figura 11.10.5.2-1.

Nótese que, cuando el valor de la excentricidad **e** es negativo: $B' = L$.

Debido a la flexibilidad de los muros de suelo estabilizado mecánicamente, no se puede desarrollar una distribución triangular de presiones en la base del muro, ni siquiera si el muro está fundado en roca, ya que la masa de suelo reforzado tiene una capacidad limitada para transmitir momento. Por lo tanto, una distribución de presión base uniforme equivalente es adecuado para muros de suelo estabilizado mecánicamente fundados tanto en suelo como en roca.

Los esfuerzos concentrados de contacto provocados por el peso del revestimiento de fachada en suelo blando pueden generar una concentración de esfuerzos en la conexión entre los elementos del revestimiento y los refuerzos del relleno del muro.

C 11.10.5.5. Volcamiento (Este artículo no tiene comentarios)

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

C 11.10.6.1. Requisitos generales

Los factores de resistencia, especificados en el artículo 11.5.6, son consistentes con el uso de relleno seleccionado en la zona reforzada, colocado de manera homogénea y controlado cuidadosamente en obra para verificar que satisfaga la Sección 7 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Los factores se basan en la construcción exitosa de miles de estructuras de acuerdo con estos criterios, y el uso de factores conservadores de resistencia contra el arrancamiento representan elevados límites de confianza.

C 11.10.6.2. Cargas

Las cargas que soportan los refuerzos del suelo en los muros de suelo estabilizados mecánicamente son el resultado de los empujes verticales y laterales, que existen dentro de la masa de suelo reforzado, la extensibilidad de los refuerzos, la rigidez del revestimiento de fachada, la restricción de la puntera del muro, y la rigidez y resistencia del relleno de suelo dentro de la masa de suelo reforzado. La extensibilidad y el tipo de material con que están hechos los refuerzos del suelo son factores fundamentales para determinar la carga sobre los mismos. En general, los refuerzos inextensibles consisten en fajas metálicas, mallas de barras, o mallas de alambres soldados, mientras que los refuerzos extensibles consisten en geotextiles o geomallas. Los refuerzos inextensibles alcanzan su resistencia pico bajo deformaciones específicas menores que las necesarias para que el suelo alcance su resistencia pico. Los refuerzos extensibles alcanzan su resistencia pico bajo deformaciones específicas mayores que las necesarias para que el suelo alcance su resistencia pico. Los modos de falla por estabilidad interna incluyen la rotura del refuerzo del suelo (estado límite de resistencia), y el alargamiento excesivo del refuerzo bajo la carga de diseño (estado límite de servicio). En la práctica actual, para el diseño de la estabilidad interna, no se evalúa el estado límite de servicio. La estabilidad interna se determina igualando la carga mayorada de tracción aplicada al refuerzo con la resistencia minorada de tracción del refuerzo, siendo la resistencia a tracción determinada por la rotura y el arrancamiento del refuerzo.

Comparando los datos obtenidos de ensayos en muros a escala real con los obtenidos aplicando el Método Simplificado u otros métodos de diseño aceptables (ver artículo 11.10.6.2.1) se observa que estos métodos subestiman significativamente las cargas que actúan sobre los refuerzos si se utilizan ángulos de fricción del suelo mayores a **40°**. Esta recomendación se aplica a los ángulos de fricción del suelo determinados mediante ensayos de corte triaxial o directo, ya que el Método Simplificado fue calibrado utilizando resistencias al corte del suelo obtenidas de ensayos de corte triaxial o directo (ver Allen et al. 2001).

C 11.10.6.2.1. Cargas máximas en los refuerzos

El desarrollo del Método Simplificado para estimar las cargas en el refuerzo se proporciona en Allen, et al. (2001). El Método de Gravedad Coherente ha sido utilizado en la práctica del diseño de muros de suelo estabilizado mecánicamente por muchos años para sistemas

de muros reforzados con acero. Los procedimientos detallados para el Método de Gravedad Coherente se proporcionan en Allen, et al. (2001) y en Mitchell and Villet (1987). Su aplicación en sistemas de suelo reforzado con geosintéticos resulta en diseños conservadores.

Los requisitos de diseño incluidos en el presente documento suponen que el revestimiento de fachada del muro combinado con el relleno reforzado actúa como una unidad coherente formando una estructura de contención por gravedad. Investigaciones realizadas por Allen and Bathurst (2003) y Allen et al. (2003) indican que la carga en los refuerzos varía linealmente con la separación entre refuerzos para una separación vertical de **0,80 m** o más, aunque no se debe utilizar una separación vertical entre refuerzos de esta magnitud a menos que el revestimiento se considere adecuadamente rígido para evitar el pandeo excesivo entre capas (ver artículo C 11.10.2.3.2).

Estos requisitos para muros de suelo estabilizado mecánicamente también suponen que dentro del mismo muro no se combinan refuerzos inextensibles con refuerzos extensibles. Se recomienda no utilizar muros de suelo estabilizado mecánicamente que contiene este tipo de combinaciones.

El método para calcular $T_{máx}$ se obtuvo empíricamente, en base a mediciones de la deformación de los refuerzos, convertidas a cargas en base al módulo de los refuerzos, a partir de ensayos de muros a escala real bajo condiciones de tensión de servicio. Por otra parte, el factor de carga **EV** se determinó considerando el empuje vertical ejercido por una masa de suelo sin refuerzos, y se calibró para tomar en cuenta las incertidumbres inherentes al diseño por tensiones admisibles para la estabilidad externa de muros. **EV** no se puede aplicar directamente a las cargas internas de los refuerzos de los muros de suelo estabilizado mecánicamente, ya que la calibración de **EV** no se realizó considerando la estabilidad interna de un sistema reforzado.

En este caso el uso de **EV** para el factor de carga para ambos métodos (es decir, método simplificado y gravedad coherente) se debe considerar una medida interina vigente hasta que haya más investigaciones disponibles para cuantificar los errores sistemáticos y la incertidumbre de la predicción de las cargas.

Las sobrecargas de suelo en pendiente se tienen en cuenta a través de una sobrecarga uniforme equivalente y suponiendo una condición de relleno a nivel. Para estos cálculos, la profundidad **Z** se referencia desde el coronamiento del muro en la fachada del mismo, excluyendo cualquier cubremuro y accesorios.

Notar que $T_{máx}$, carga mayorada de tracción en el refuerzo del suelo, se debe calcular dos veces para el diseño de estabilidad interna de la siguiente manera: (1) para verificar la rotura del refuerzo y de la conexión, determinar $T_{máx}$ con la sobrecarga viva incluida en el cálculo de σ_v ; (2) para verificar el arrancamiento, determinar $T_{máx}$ con la sobrecarga viva excluida del cálculo de σ_v .

Dado que se supone que $\delta = \beta$, y que β siempre es igual a cero para la estabilidad interna, para un muro vertical, la ecuación de Coulomb se simplifica matemáticamente a la forma más simple de la ecuación de Rankine:

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'_f}{2} \right) \quad (\text{C 11.10.6.2.1-1})$$

Si la cara del muro es inclinada, se puede utilizar la siguiente forma simplificada de la expresión de Coulomb:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{\text{sen}^3\theta \left(1 + \frac{\text{sen} \phi'_f}{\text{sen} \theta}\right)^2} \quad (\text{C 11.10.6.2.1-2})$$

siendo las variables, tal como se definen en la Figura 3.11.5.3-1 del Reglamento CIRSOC 801.

Sobre la base de la Figura 11.10.6.2.1-3, el multiplicador k_a es función del tipo de refuerzo y de la profundidad del mismo con respecto al coronamiento del muro. Si fuera necesario se pueden desarrollar multiplicadores para otros tipos de refuerzos analizando mediciones de las cargas y deformaciones de los refuerzos en estructuras construidas a escala real.

C 11.10.6.2.2. Cargas aplicadas al refuerzo en la conexión con la cara del muro (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.6.3. Arrancamiento de los refuerzos

C 11.10.6.3.1. Límite entre la zona activa y la zona resistente (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.6.3.2. Diseño por arrancamiento de los refuerzos

$F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot C \cdot L_e$ es la resistencia última al arrancamiento P_r por unidad de ancho del refuerzo.

El Apéndice A de la publicación FHWA-NHI-10-025 (Berg et al., 2009), contiene procedimientos para realizar e interpretar ensayos de arrancamiento (y ensayos de corte directo para determinar algunos parámetros), y presenta además diferentes datos empíricos.

Los resultados de ensayos de arrancamiento realizados recientemente sobre nuevas geomallas que están ingresando al mercado, indican que algunos materiales tienen valores de arrancamiento menores que el valor por defecto anterior, $F^* = 0,8 \cdot \text{tg} \phi$. Datos obtenidos por D'Appolonia (1999) también indican que en el caso de las geomallas, $0,8 \cdot \text{tg} \phi$, es más bien un valor promedio y no un límite inferior por defecto. Los valores por defecto indicados en la Figura 11.10.6.3.2-1, para otros tipos de refuerzos, más bien representan valores límites inferiores. En vista de estos resultados, el valor de F^* por defecto se ha reducido a un valor más conservador, $0,67 \cdot \text{tg} \phi$.

Estos cálculos de arrancamiento suponen que la resistencia minorada de los refuerzos a largo plazo (ver artículo 11.10.6.4.1), en la zona resistente, es mayor que $T_{\text{máx}}$.

C 11.10.6.4. Resistencia de los refuerzos

C 11.10.6.4.1. Requisitos generales

En la práctica actual no se evalúa específicamente el estado límite de servicio al diseñar el refuerzo de relleno para la estabilidad interna. Sin embargo, se puede obtener una

estimación de primer orden de la deformación lateral de toda la estructura del muro, tal como se indica en el artículo 11.10.4.2.

C 11.10.6.4.2. Consideraciones relacionadas con la vida de diseño

C 11.10.6.4.2a. Refuerzos de acero

Para establecer los espesores sacrificables especificados en el presente artículo se utilizaron las tasas de pérdida por corrosión resumidas en el trabajo de Yannas (1985) y complementadas por datos de campo desarrollados bajo otros estudios de investigación de la FHWA.

Las especificaciones sobre suelos de relleno utilizados en estructuras de suelo estabilizado mecánicamente con refuerzos de acero, contenidas en la Sección 7 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, indican requisitos electroquímicos mínimos que en general asegurarán un potencial de corrosión de leve a moderado. En lugares en los cuales se utilizan sales anticongelantes se requiere proveer un drenaje adecuado para la escorrentía cargada de sales. En algunos casos, puede ser necesario colocar una membrana impermeable entre la estructura del pavimento y el relleno seleccionado. Elias et. al (1990) presentan criterios para evaluar las posibles pérdidas por corrosión.

Estos espesores de sacrificio toman en cuenta los potenciales mecanismos de picadura y gran parte de la incertidumbre debida a la dispersión de datos; se considera que se trata de máximas pérdidas anticipadas para suelos que se definen como no agresivos.

Los métodos de ensayo recomendados para determinar las propiedades químicas del suelo incluyen el método AASHTO T 289 I para determinar el pH, el método AASHTO T 288 I para determinar la resistividad, el método AASHTO T 291 I para determinar el contenido de cloruros y el método AASHTO T 290 I para determinar el contenido de sulfatos.

Estos requisitos sobre espesor sacrificable no se aplican en suelos que no satisfacen uno o más de los criterios necesarios para establecer que un suelo es no agresivo. Adicionalmente, estos requisitos sobre espesor sacrificable no se aplican en los siguientes casos:

- Si el muro de suelo estabilizado mecánicamente estará expuesto a un ambiente marino u otro ambiente rico en cloruros,
- Si el muro de suelo estabilizado mecánicamente estará expuesto a corrientes parásitas tales como las originadas por líneas eléctricas subterráneas cercanas o ferrocarriles eléctricos adyacentes.
- Si el material de relleno es agresivo, o
- Si el espesor del galvanizado es menor que el especificado en el presente documento.

Cada una de estas situaciones crea un conjunto particular de condiciones que debe analizar específicamente un especialista en corrosión. Alternativamente, se pueden considerar elementos de refuerzo no susceptibles a la corrosión. Además, estas tasas de

corrosión no se aplican a otros metales. No se recomienda utilizar aleaciones tales como aluminio y acero inoxidable.

Al exigir que el diámetro de los alambres transversales sea menor o igual que el diámetro de los alambres longitudinales se evita que se produzcan esfuerzos locales excesivos en los alambres longitudinales.

En general los revestimientos anticorrosivos se deben limitar al galvanizado.

En este momento la evidencia acerca del comportamiento a largo plazo de los recubrimientos epoxi no es suficiente para permitir considerar a estos revestimientos equivalentes al galvanizado. Si se utilizan recubrimientos de tipo epoxi, éstos deben satisfacer los requisitos de la norma ASTM A884 si se trata de refuerzos tipo emparrillado de barras o mallas, o de la norma AASHTO M 284M/M 284 si se trata de refuerzos tipo fajas; y además, tener un espesor mínimo de **0,406 mm**.

C 11.10.6.4.2b. Refuerzos geosintéticos

La durabilidad de los refuerzos de materiales geosintéticos varía dependiendo de diferentes factores ambientales tales como el tiempo, la temperatura, los daños mecánicos, los niveles de esfuerzo y la exposición a agentes químicos, por ejemplo, oxígeno, agua, y pH, los cuales son los factores químicos más comunes. Los ataques microbiológicos también pueden afectar a ciertos polímeros, aunque no a la mayoría de los polímeros utilizados para soportar cargas en aplicaciones de refuerzo de suelo. Los efectos de estos factores sobre la durabilidad del producto dependen del tipo de polímero utilizado, es decir, el tipo, el grado, los aditivos, y el proceso de fabricación de la resina, y de la macroestructura del refuerzo. No todos estos factores tendrán un efecto significativo en todos los productos geosintéticos. Por lo tanto, la respuesta de los refuerzos geosintéticos frente a estos factores ambientales a largo plazo es específica del producto.

La temperatura efectiva de diseño se define como la temperatura que es intermedia entre la temperatura media anual del aire y la temperatura diaria normal del aire correspondiente al mes más cálido en el sitio de emplazamiento del muro. Tener en cuenta que para muros de cara al sol, es posible que la temperatura inmediatamente detrás del revestimiento de fachada sea mayor que la temperatura del aire. Esta condición se debe considerar al evaluar la temperatura de diseño, particularmente en el caso de muros construidos en lugares cálidos, en climas soleados.

Los trabajos de Elias et al. (2001) y Elias (2000), presentan lineamientos sobre cómo realizar estudios específicos del producto para determinar **RF**.

Las pautas para estudios específicos del producto para determinar **RF** se proporcionan en Elias et al. (2009) y AASHTO PP 66, código provisional que se basa en WSDOT Standard Practice T925 (WSDOT, 2009). Datos independientes específicos del producto, de los cuales se puede determinar **RF**, se pueden obtener del AASHTO National Transportation Product Evaluation Program (NTPEP) cuyo sitio web es <http://www.ntpep.org>.

C 11.10.6.4.3. Resistencia a la tracción de diseño

C 11.10.6.4.3a. Refuerzos de acero (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.6.4.3b. Refuerzos geosintéticos

T_{az} es la resistencia a tracción a largo plazo requerida para evitar la rotura calculada sobre la base de una carga por unidad de ancho de refuerzo. T_{ult} es la resistencia última a tracción del refuerzo determinada a partir de ensayos de tracción en amplios anchos como se especifica en la norma ASTM D4595 para geotextiles y la norma ASTM D6637 para geomallas.

El valor seleccionado para T_{ult} es el valor mínimo promedio del rollo (MARV, "Minimum Average Roll Value") para que el producto tenga en cuenta la varianza estadística en la resistencia del material.

Las directrices para la determinación de RF_{ID} , RF_{CR} , y RF_D a partir de datos específicos del producto se proporcionan en AASHTO PP 66 y Elias et al. (2009). PP 66 se basa en WSDOT Standard Practice T925 (WSDOT, 2009). Datos independientes específicos del producto, con los cuales se pueden determinar RF_{ID} , RF_{CR} y RF_D , se pueden obtener del AASHTO National Transportation Product Evaluation Program (NTPEP) cuyo sitio web es <http://www.ntpep.org>.

Tener en cuenta que RF_D generalmente no se basa en ensayos de comportamiento a largo plazo a menos que el suelo se considere químicamente agresivo. En cambio, para suelo típico definido como químicamente no agresivo, los ensayos indicativos y los criterios identificados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1 se utilizan para establecer un valor predeterminado para RF_D que puede ser utilizado en combinación con los valores específicos del producto, RF_{ID} y RF_{CR} , para determinar el valor específico del producto, R_F , a utilizar en el diseño. Para los productos que cumplen los requisitos de la Tabla 11.10.6.4.2b-1 utilizados en suelos químicamente no agresivos, se puede utilizar un valor predeterminado de RF_D igual a 1,3 (AASHTO, 2010; WSDOT, 2009; Berg, et al., 2009). En Berg, et al. (2009), se proporciona una orientación adicional para la selección de RF_D .

C 11.10.6.4.4. Resistencia de diseño de la conexión refuerzo/revestimiento de fachada

C 11.10.6.4.4a. Refuerzos de acero (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.6.4.4b. Refuerzos geosintéticos

La resistencia del geosintético reducida a largo plazo debido a la fluencia, en la conexión con el revestimiento del muro, se obtiene reduciendo T_{ult} a CR_{cr} utilizando la resistencia de la conexión/costura determinada de acuerdo con el protocolo de ensayos de resistencia a largo plazo descrito en el Apéndice A de Elias et al. (2001). El ensayo de conexión es similar en naturaleza a un ensayo de tracción en amplio ancho (ASTM D4595 o ASTM D6637), excepto que uno de los extremos del material de refuerzo se intercala entre dos hileras de bloques de hormigón para formar uno de los agarres. Este protocolo consiste en una serie de ensayos de fluencia de la conexión que se realizan durante un período de tiempo prolongado para evaluar el potencial de rotura por fluencia en la conexión. CR_{cr} se determina dividiendo la resistencia de la conexión reducida para considerar la fluencia, T_{crc} , extrapolada a la vida de diseño especificada, por la resistencia última a tracción en amplio ancho (ASTM D4595 o ASTM D6637) del lote de material de refuerzo utilizado para el ensayo de resistencia de la conexión, T_{lot} .

CR_{cr} también se puede obtener a partir de resultados de ensayos de conexión a corto plazo (ASTM D4884 para conexiones tipo costura, o Método de Ensayo NCMA SRWU-1 en Simac et al. (1993) para conexiones de bloque modular de hormigón), con los cuales se obtiene un factor de reducción de resistencia última de la conexión a corto plazo, CR_u . CR_u se toma como la resistencia última de la conexión $T_{ultconn}$, obtenida aplicando

SRWU-1 o ASTM D4884, dividida por T_{lot} descrita en el párrafo anterior. En este caso, CR_u se debe reducir aún más aplicando el factor de reducción por fluencia RF_{CR} (artículo 11.10.6.4.3b) para tener en cuenta el potencial de rotura por fluencia de la siguiente manera:

$$CR_{cr} = \frac{CR_u}{RF_{CR}} \quad (\text{C 11.10.6.4.4b-1})$$

Para los refuerzos conectados al revestimiento a través del empotramiento entre los elementos de fachada, por ejemplo, muro con revestimiento de bloque modular de hormigón, la capacidad de la conexión se rige conceptualmente por uno de los dos modos de falla siguientes: rotura, o arrancamiento del refuerzo. Esto concuerda con la evaluación de la estabilidad interna del muro en la zona de relleno reforzado, donde se debe considerar tanto el modo de falla por rotura como el de arrancamiento.

El objetivo del diseño de la conexión es evaluar la capacidad a largo plazo de la conexión. Si el modo de falla es por rotura, se deben considerar los efectos a largo plazo de la fluencia y la durabilidad sobre el refuerzo geosintético en la conexión, así como en los materiales del conector, ya que la capacidad de la conexión es controlada por la resistencia a largo plazo del refuerzo o del conector. Si el modo de falla es por arrancamiento, la capacidad de la conexión es controlada por la interfase friccional entre los bloques del revestimiento y el refuerzo geosintético. A los fines del diseño se supone que esta interfase no se ve afectada significativamente por los mecanismos dependientes del tiempo, tales como la fluencia o la degradación química. Esto también es consistente con el diseño del refuerzo del suelo dentro del relleno del muro. Para considerar que el modo de falla es por rotura no es necesario que al ensayar las conexiones las fibras o nervios portantes del geosintético experimenten rotura. Si el conector es de un material susceptible a la fluencia, la falla de los conectores ubicados entre bloques del revestimiento debido a rotura por fluencia podría provocar pérdidas de resistencia a largo plazo en la conexión. En estos casos, los valores de CR_{cr} y RF_D a utilizar en la Ecuación C 11.10.6.4.4b-1 se deben basar en la durabilidad del conector y no del geosintético.

Independientemente del modo de falla, el ensayo a largo plazo de la conexión descritos en Elias et al. (2001) se ocupa de la capacidad a largo plazo de la conexión. Si no se realiza ensayo a largo plazo de la conexión, se debe considerar que la Ecuación C 11.10.6.4.4b-1 anterior se aplica de forma conservadora para ambos modos de falla.

Si los conectores entre bloques tienen como propósito mantener la alineación de los bloques durante la construcción del muro y dichos conectores no pretenden aportar capacidad de corte a largo plazo en la conexión, estos deben ser removidos antes de evaluar la capacidad de la conexión para la combinación bloque-geosintético seleccionada. Si los pasadores u otros dispositivos de conexión han de contribuir a la capacidad a largo plazo, se debe establecer la durabilidad del material del conector.

En el artículo 11.10.6.4.3b y sus comentarios, se proveen requisitos para determinar RF_{CR} y RF_D a partir de datos específicos del producto. El uso de factores predeterminados de reducción puede ser aceptable si la carga sobre el refuerzo es máxima, es decir, en el medio del relleno del muro, y aun así no ser aceptable en la conexión al revestimiento si el ambiente en la fachada se define como agresivo.

C 11.10.7. Diseño sísmico de muros de suelo estabilizado mecánicamente

C 11.10.7.1. Estabilidad externa

Dado que la masa de suelo reforzado no es realmente un bloque rígido, las fuerzas inerciales generadas por la vibración sísmica probablemente no alcancen su pico máximo al mismo tiempo en diferentes partes de la masa reforzada cuando las fajas o capas de refuerzo comienzan a ser muy largas, como en el caso de muros de suelo estabilizado mecánicamente con rellenos de superficie muy inclinada en áreas sísmicas moderadas a altas. Esto hace que sea excesivamente conservador si se utiliza toda la longitud de la faja de refuerzo en la determinación de la inercia. La práctica pasada de diseño, como se representa en ediciones previas a la norma AASHTO LRFD 2012, recomendaba que la fuerza inercial de la masa del muro se limitara a un volumen de suelo igual al **50 por ciento** de la altura efectiva del muro.

C 11.10.7.2. Estabilidad interna

En la práctica pasada de diseño, como se presentó en ediciones previas a la norma AASHTO LRFD 2012, el método de diseño para estabilidad sísmica interna supone que las fuerzas inerciales internas que generan cargas adicionales de tracción en el refuerzo actúan en una zona de presión activa que se supone que es la misma que para el caso de carga estática. Se define una zona bilineal para refuerzos inextensibles tales como fajas metálicas y una zona lineal para fajas extensibles.

Aunque se podría razonablemente prever que estas zonas activas se extenderían hacia afuera para casos sísmicos, como en los análisis **M-O**, los resultados de los modelos numéricos y centrífugos indican que el refuerzo restringe dichos movimientos hacia afuera y sólo se observan cambios relativamente pequeños en la ubicación.

En la práctica pasada de diseño, como se presentó en ediciones previas a la norma AASHTO LRFD 2012, la fuerza inercial total se distribuye a los refuerzos en proporción a las longitudes resistentes efectivas, L_{ei} . Este enfoque sigue la modelación de elementos finitos realizada por Segrestin and Bastick (1988) y conduce a mayores fuerzas de tracción en las capas inferiores de refuerzo.

En el caso de la evaluación de estabilidad interna, Vrymoed (1989) utilizó un enfoque de área tributaria que supone que la carga inercial que lleva cada capa de refuerzo aumenta linealmente con la altura por encima de la base del muro para capas de refuerzo igualmente espaciadas. Un enfoque similar fue utilizado por Ling et al. (1997) para el análisis de equilibrio límite aplicados a muros reforzados con geosintéticos extensibles. Este concepto sugeriría que podría necesitarse mayores longitudes de refuerzo en la parte superior de los muros con niveles crecientes de aceleración, y el enfoque de AASHTO podría no ser conservativo, al menos para muros reforzados con geosintéticos. La modelación numérica de muros reforzados con acero y muros reforzados con geosintéticos, por Bathurst and Hatami (1999), muestra que la distribución del incremento en la carga del refuerzo causada por la carga sísmica tiende a volverse más uniforme con la profundidad a medida que la rigidez del refuerzo disminuye, resultando en una distribución uniforme para sistemas de muros reforzados con geosintéticos y en una distribución triangular para sistemas típicos de muros reforzados con acero. Por ende, el método de Segrestin and Bastick (1988) se ha mantenido para sistemas de muros reforzados con acero y, para sistemas de muros reforzados con geosintéticos, se especifica un enfoque de distribución de carga uniforme.

Respecto al coeficiente de aceleración horizontal, k_h , las ediciones previas a la norma AASHTO LRFD 2012 no han permitido que se reduzca k_h para tener en cuenta la deformación lateral. En base al excelente comportamiento de muros de suelo estabilizado

mecánicamente en terremotos hasta la fecha, parece que esta es una suposición conservadora y es, por lo tanto, razonable permitir la reducción de k_h para el diseño de la estabilidad interna correspondiente al desplazamiento lateral permitido en el diseño del muro para estabilidad externa.

El refuerzo debe estar diseñado para resistir la componente dinámica de la carga en cualquier momento durante su vida de diseño. Al diseñar para las cargas estáticas es necesario reducir la resistencia del refuerzo, al final de su vida de diseño, para tener en cuenta la fluencia y otros mecanismos de degradación. Para que la fluencia provoque pérdidas de resistencia en materiales poliméricos es necesario que las cargas sean sostenidas y de larga duración. La componente dinámica de la carga utilizada para el diseño sismorresistente es una carga transitoria que no genera pérdida de resistencia por fluencia. Es por este motivo que la resistencia del refuerzo a la componente estática de la carga, $T_{m\acute{a}x}$, se debe considerar separadamente de la componente dinámica de la carga, T_{md} . La resistencia requerida para resistir $T_{m\acute{a}x}$ debe incluir los efectos de la fluencia, pero la resistencia requerida para resistir T_{md} no debe incluir estos efectos.

C 11.10.7.3. Conexión de los refuerzos al revestimiento de fachada

En los sistemas de conexión cuya capacidad depende exclusivamente de los dispositivos resistentes al corte utilizados, la capacidad de las conexiones revestimiento/refuerzo no se verá afectada significativamente por el esfuerzo normal entre los bloques del revestimiento. El porcentaje de la carga de la conexión tomado por los dispositivos resistentes al corte, en relación con la resistencia friccional para satisfacer los requisitos especificados, se debe determinar con base en el comportamiento exitoso del sistema de conexión en el pasado.

Puede requerirse algún criterio para determinar si es o no suficiente un dispositivo específico, o combinación de dispositivos, resistente al corte para cumplir este requisito en las Zonas de Desempeño Sísmico **3** y **4**. Se debe evaluar la capacidad del o de los dispositivos resistentes al corte para mantener el refuerzo del suelo conectado al revestimiento, si la aceleración vertical reduce significativamente la fuerza normal entre el refuerzo y los bloques del revestimiento. Tener en cuenta que, en algunos casos, la grava gruesa angular colocada dentro del núcleo hueco de los bloques del revestimiento, siempre que la grava pueda permanecer entrelazada durante la vibración, puede funcionar como un dispositivo que restringe el corte para cumplir los requisitos de este artículo.

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

Estos detalles recomendados se basan en experiencias previas con muros en terremotos (por ejemplo, ver Yen et al., 2011). Los muros que no abordaron estos detalles tendieron a tener una frecuencia más alta de problemas que los muros que consideraron estos detalles.

Respecto a prevenir la apertura de las juntas durante la vibración, se aplica el artículo C 11.6.5.6 para los detalles en las esquinas, y los detalles para atender las salientes a través de la fachada del muro. Para muros de suelo estabilizado mecánicamente, con revestimiento compuesto por paneles, colocados contra un muro cortina de hormigón colado in situ u otra estructura similar, se ha utilizado exitosamente un labio de **0,10 m** sobre la estructura de hormigón para cubrir la junta con el revestimiento del muro de suelo estabilizado mecánicamente.

Con respecto al diseño de las esquinas del muro y los cambios bruscos en el alineamiento del revestimiento (por ejemplo, esquina y giros de radio pequeño en un ángulo encerrado

de **120 grados** o menor), la carga de empuje de suelo, tanto estática como sísmica, puede ser mayor que la que se determinaría de un análisis bidimensional. Históricamente, las esquinas y los cambios bruscos de alineación en los muros han tenido una incidencia más alta de problemas de comportamiento durante terremotos que las secciones relativamente rectas de la alineación del muro, ya que las esquinas tienden a atraer cargas dinámicas e incrementar el empuje de suelo. Esto se debe considerar al diseñar una esquina de muro para carga sísmica. Para esa parte de esquina o cambio brusco en la alineación del revestimiento del muro, donde el refuerzo del suelo no puede alcanzar toda la longitud requerida para cumplir con los requisitos de estabilidad interna, el extremo de la capa de refuerzo debe estar estructuralmente vinculado a la parte posterior del panel adyacente. Las capas de refuerzo se deben colocar en ambas direcciones. Adicionalmente, el elemento especial del revestimiento de esquina también debe tener capas de refuerzo conectadas a él para proporcionar estabilidad al panel de esquina. Las capas de refuerzo que están atadas a ambos lados de la esquina se deben diseñar para empujes de suelo más elevadas considerando la esquina como una estructura tipo cajón.

Tener en cuenta que el ángulo encerrado por la esquina o por el cambio brusco en la alineación, definido en el párrafo anterior, puede ser interno o externo al muro.

Con respecto a los materiales de relleno del muro, se deben aplicar las disposiciones del artículo 11.6.5.6.

Cuando estructuras y fundaciones están presentes dentro de la zona activa del relleno reforzado del muro reforzado se han producido movimientos y daños significativos en el muro durante los terremotos, ello se debe a una longitud inadecuada del refuerzo detrás del revestimiento debido a la presencia de una fundación, estructura de drenaje, u otra estructura similar. Los detalles proporcionados en el artículo 11.10.10.4 son especialmente importantes para implementar en muros sujetos a cargas sísmicas.

La experiencia pasada con paneles de revestimiento prefabricados incrementales de segunda etapa indica que pueden ocurrir problemas de comportamiento si las conexiones, entre los paneles y el muro de la primera etapa, puedan rotar o de lo contrario tener cierta flojedad, especialmente si el asentamiento del muro no está completo. Por lo tanto, los paneles incrementales de fascia de segunda etapa se deben evitar en muros ubicados en zonas sísmicamente activas. Los paneles de segunda etapa en toda la altura de hormigón prefabricado u hormigonado in situ, se han desempeñado con mayor consistencia, siempre y cuando los paneles se instalen después que el asentamiento del muro esté esencialmente completo.

Se ha demostrado que una longitud mínima de refuerzo del suelo de **0,7·H** proporciona consistentemente un buen comportamiento de los muros de suelo estabilizado mecánicamente durante terremotos. Extender las dos capas superiores de refuerzo del suelo en unos pocos metros detrás de la longitud de **0,7·H** del refuerzo ha resultado, generalmente, en una modesta mejoría en la deformación del muro en respuesta a la carga sísmica, especialmente si se debe utilizar un mayor contenido de limo en el relleno. Si los muros de suelo estabilizado mecánicamente se colocan en frente de estructuras o suelo duro o taludes empinados de roca que pueden tener características de deformación diferentes a las del relleno reforzado del muro de suelo estabilizado mecánicamente, hay una tendencia a que se desarrolle una grieta en el límite vertical o casi vertical entre los dos materiales. Se ha demostrado que los refuerzos del suelo que se extienden una distancia adecuada por detrás del límite, previenen el desarrollo de dicha grieta. Es especialmente importante extender la longitud de las capas superiores de refuerzo si no hay espacio suficiente para tener una longitud del refuerzo de **0,7·H** en la parte inferior del

muro, siempre y cuando se cumplan los requisitos del artículo 11.10.2.1 y sus comentarios.

Para información adicional acerca de buenos detalles para muros de suelo estabilizado mecánicamente, ver Berg et al. (2009).

C 11.10.8. Drenaje (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.9. Erosión subsuperficial (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.10. Condiciones de carga especiales

C 11.10.10.1. Cargas permanentes concentradas (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.10.10.2. Cargas de tránsito y barreras

La distribución de la fuerza para el cálculo del arrancamiento es diferente a la utilizada para los cálculos de tracción, ya que debido a la deformación relativamente grande requerida, la totalidad de la losa de base se debe mover lateralmente para iniciar una falla por arrancamiento de los refuerzos.

Ver el artículo C 11.10.7.2 el cual aplica a las cargas transitorias, tales como cargas de impacto sobre las barreras para el tránsito, así como a las cargas sísmicas.

C 11.10.10.3. Presiones hidrostáticas

Es posible que en situaciones en las cuales el muro es afectado por las fluctuaciones de la marea o del río, sea necesario diseñar el muro considerando un rápido descenso del nivel del agua, ya que este fenómeno podría provocar una presión hidrostática diferencial considerablemente mayor que **0,90 m** de columna de agua, o alternativamente se puede utilizar un material de relleno de drenaje rápido, como por ejemplo, "shot rock" o grava gruesa abierta. Los materiales de relleno que satisfacen los requisitos granulométricos de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, aplicables a los rellenos de estructuras de muro de suelo estabilizado mecánicamente, no se consideran materiales de drenaje rápido.

C 11.10.10.4. Obstrucciones en la zona del suelo reforzado

No se debe permitir que los alambres transversales o longitudinales de las mallas metálicas, por ejemplo, mallas de barras, se corten en obra, a menos que se adopte una de las alternativas indicadas en el artículo 11.10.10.4 y que se realice un ajuste compensatorio en el diseño del muro.

Generalmente, el desvío de los refuerzos está limitado a un máximo de **15°**.

Tener en cuenta que, dependiendo del tipo de refuerzo y la naturaleza de la obstrucción, puede ser factible conectar el refuerzo del suelo directamente a la obstrucción.

C 11.10.11. Estribos sobre muros de suelo estabilizado mecánicamente

La longitud mínima del refuerzo, con base en la experiencia, ha sido igual al mayor valor entre **6,70 m** y **$0,6 \cdot (H+d) + 2 m$** . La longitud del refuerzo debe ser constante en toda la

altura del muro para limitar los asentamientos diferenciales en la zona reforzada. Los asentamientos diferenciales podrían sobretensionar los refuerzos.

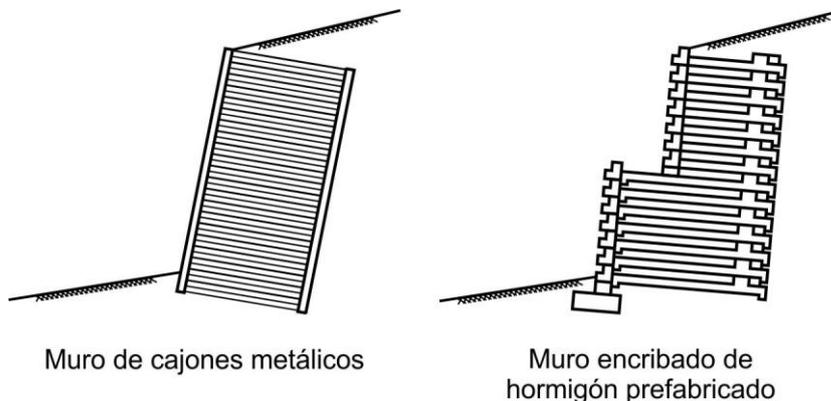
El nivel admisible de asentamiento diferencial en las estructuras de estribos, debe evitar que se dañen las unidades de la superestructura. Este tema se discute en el artículo 10.6.2.2 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación). En general, no se deben construir estribos sobre terraplenes estabilizados mecánicamente si se anticipan asentamientos diferenciales, entre estribos o entre pilas y estribos, mayores que un medio de los asentamientos diferenciales límites descritos en el artículo C 10.5.2.2 de los Comentarios al CIRSOC 804 (en preparación).

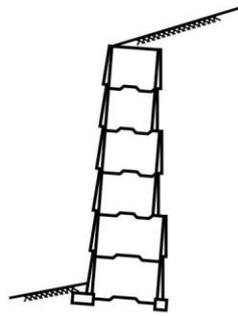
En cada nivel considerado se deben tomar momentos respecto del eje de la masa reforzada para determinar la excentricidad de la carga en cada nivel. Luego se calcula un empuje vertical uniforme utilizando un ancho ficticio tomado como $(B-2\cdot e)$, y el correspondiente empuje horizontal se debe calcular multiplicando por el coeficiente apropiado de empuje lateral del suelo.

C 11.11. MUROS MODULARES PREFABRICADOS

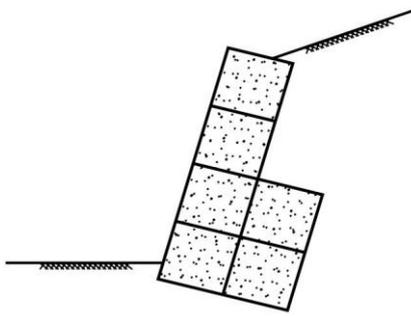
C 11.11.1. Requisitos generales

Los sistemas de muros modulares prefabricados, cuyos elementos pueden ser patentados, generalmente utilizan módulos o cajones de acero o de hormigón armado unidos entre sí y rellenos con suelo, cestas de gaviones rellenos con roca, unidades de hormigón prefabricado, o unidades de mampostería modular de hormigón colado en seco (sin refuerzo del suelo) que resisten los empujes del suelo al actuar como muros de contención por gravedad. Los muros modulares prefabricados también pueden utilizar sus elementos estructurales para movilizar el peso permanente de una parte del relleno del muro, mediante acción de arco del suelo, para proveer así resistencia frente a las cargas laterales. En la Figura C 11.11.1-1 se ilustran algunos ejemplos de muros modulares prefabricados.





Muro de cajones de hormigón prefabricado



Muro de gaviones

Figura C 11.11.1-1. Ejemplos típicos de muros modulares prefabricados que trabajan por gravedad

C 11.11.2. Cargas (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.3. Movimiento en el estado límite de servicio

Los asentamientos diferenciales longitudinales, calculados a lo largo de la cara del muro, deben dar como resultado una pendiente menor que $1/200$.

C 11.11.4. Seguridad contra la falla del suelo

C 11.11.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.4.2. Deslizamiento (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.4.3. Capacidad de carga

Los sistemas modulares de hormigón son relativamente rígidos y están sujetos a daños estructurales debido a los asentamientos diferenciales, especialmente en su dirección longitudinal. Por este motivo, la capacidad de carga para el diseño de la zapata se debe determinar como se especifica en el artículo 10.6 del Reglamento CIRSOC 804 (este artículo pertenece al Capítulo 10 – Fundaciones, que se encuentra en preparación).

C 11.11.4.4. Volcamiento

No se puede contar con todo el volumen de suelo dentro del módulo para resistir el vuelco, porque parte del suelo dentro del módulo no se arqueará. Si se proporciona un fondo estructural para retener el suelo dentro del módulo, no se justifica reducir el peso del suelo para calcular la resistencia al vuelco.

C 11.11.4.5. Erosión subsuperficial (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.4.6. Estabilidad global (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.4.7. Resistencia pasiva y deslizamiento (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.5. Seguridad contra la falla estructural

C 11.11.5.1. Elementos modulares

El diseño estructural de los elementos del módulo se basa en la diferencia entre los empujes desarrollados dentro de los módulos (presiones del compartimiento) y aquellos resultantes del empuje del relleno. Las relaciones recomendadas de presión del compartimiento se basan en relaciones obtenidas para geometría de zanja larga y, en general, son conservadoras.

C 11.11.6. Diseño sismorresistente para muros modulares prefabricados

El muro modular prefabricado desarrolla resistencia a las cargas sísmicas tanto de la geometría como del peso de la sección del muro. Los principales problemas de diseño para la carga sísmica son la estabilidad global, la estabilidad externa (es decir, deslizamiento, vuelco, y presión de contacto), y la estabilidad interna. La estabilidad externa incluye la capacidad de cada hilada dentro del muro para que también cumpla con los requisitos de estabilidad externa. Es necesario considerar dentro de esta evaluación la interconexión entre las secciones estructurales individuales y el relleno de suelo dentro del muro.

La principal diferencia entre este tipo de muro y un muro de gravedad o semigravedad, es que el deslizamiento y el vuelco pueden ocurrir en diferentes alturas entre la base y el tope del muro, ya que esta clase de muros generalmente utiliza la gravedad para unir sus secciones entre sí.

El interior de los elementos prefabricados del muro es llenado normalmente con suelo; esto proporciona peso y corte adicional entre los elementos estructurales. Se deben considerar en el análisis las contribuciones del suelo, así como la pendiente del muro.

Similarmente a las demás verificaciones de estabilidad externa, la verificación de estabilidad global necesita considerar las superficies de falla que pasan a través de la sección del muro, así como por debajo de la base del muro. La verificación de la estabilidad a media altura tiene que considerar las contribuciones tanto del relleno de suelo dentro del muro como de cualquier interconexión estructural que ocurra para el tipo particular de muro modular.

Al verificar la estabilidad en la mitad de la altura del muro, la resistencia adicional al corte debido a la interconexión de los componentes individuales del muro dependerá del tipo específico de muro. Generalmente, el proveedor del muro proporciona la resistencia de interconexión entre los componentes del muro.

C 11.11.7. Estribos (Este artículo no tiene comentarios)

C 11.11.8. Drenaje (Este artículo no tiene comentarios)

C APÉNDICE A11. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN (Este artículo no tiene comentarios)

BIBLIOGRAFÍA

En esta versión 2019 del Reglamento CIRSOC 804, se ha incluido la bibliografía original del AASHTO LRFD 2012.

BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 11

AASHTO. 2010. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition, LRFDCONS-3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.

AASHTO. 2010. Determination of Long-Term Strength of Geosynthetic Reinforcement, PP 66. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC. Provisional Standard.

AASHTO. 2011. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Second Edition, LRFDEIS-2. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 31st Edition, HM-31. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.

Al Atik, L. and N. Sitar. 2010. "Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, October 2010, pp. 1324–1333.

Allen, T. M., and R. J. Bathurst. 2003. Prediction of Reinforcement Loads in Reinforced Soil Walls. Report WA-RD 522.2. Washington State Department of Transportation, Olympia, WA.

Allen, T. M., R. J. Bathurst, R. D. Holtz, D. Walters, and W. F. Lee. 2003. "A New Working Stress Method for Prediction of Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls," *Canadian Geotechnical Journal*. NRC Research Press, Ottawa, ON, Canada, Vol. 40, pp. 976–994.

Allen, T. M., B. R. Elias, V., and J. D. DiMaggio. 2001. "Development of the Simplified Method for Internal Stability Design of Mechanically Stabilized Earth MSE Walls." WSDOT Research Report WA-RD 513.1, p. 96.

Allen, T. M., A. S. Nowak, and R. J. Bathurst. 2005. Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design, Transportation Research Board Circular E-C079. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Anderson, D. G., G. R. Martin, I. P. Lam, and J. N. Wang. 2008. Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Slopes and Embankments, and Buried Structures, NCHRP Report 611. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

API. 1993. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Load and Resistance Factor Design, First Edition, API Recommended Practice 2A—LRFD (RP 2A-LRFD). American Petroleum Institute, Washington, DC.

ASTM. 2010. 2010 Annual Book of ASTM Standards. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

Bathurst, R. J. and K. Hatami, K. 1999. Numerical Study on the Influence of Base Shaking on Reinforced-Soil Retaining Walls. In Proc., Geosynthetics '99, Boston, MA, pp. 963–976.

Berg, R. R., B. R. Christopher, and N. C. Samtani. 2009. Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Slopes, Vol. I, No. FHWA-NHI-10-024, and Vol. II, NHI-10-025. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Bozozuk, M. 1978. "Bridge Foundations Move." In Transportation Research Record 678, Tolerable Movements of Bridge Foundations, Sand Drains, K-Test, Slopes, and Culverts. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 17–21.

Bray, J. D. and T. Travasarou. 2009. "Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 135(9), pp. 1336–1340.

Bray, J. D., T. Travasarou, and J. Zupan. 2010. Seismic Displacement Design of Earth Retaining Structures. In Proc., ASCE Earth Retention Conference 3, Bellevue, WA. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 638–655.

Caltrans. 2010. Trenching and Shoring Manual. Office of Structure Construction, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Cedergren, H. R. 1989. Seepage, Drainage, and Flow Nets. 3rd Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 465.

Chen, W. F. and X.L. Liu. 1990. Limit Analysis in Soil Mechanics. Elsevier, Maryland Heights, MO.

Cheney, R. S. 1984. Permanent Ground Anchors. FHWA-DP-68-1R Demonstration Project. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 132.

Clough, G. W., and T. D. O'Rourke. 1990. "Construction Induced Movement of In-Situ Walls." Proceedings ASCE Specialty Conference Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, 1990.

D'Appolonia. 1999. "Developing New AASHTO LRFD Specifications for Retaining Walls." Final Report for NCHRP Project 20-7, Task 88. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Duncan, J. M., and R. B. Seed. 1986. "Compaction Induced Earth Pressures under Ko-Conditions," ASCE Journal of Geotechnical Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 1, pp. 1–22.

Duncan, J. M., G. W. Williams, A. L. Sehn, and R. B. Seed. 1991. "Estimation of Earth Pressures Due to Compaction." ASCE Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 117, No. 12, pp. 1833–1847.

Elias, V., Fishman, K. L., Christopher, B. R., and Berg, R. R. 2009. Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, FHWA-NHI-09-087, Federal Highway Administration.

FHWA. 1980. Technical Advisory T5140.13. Federal Highways Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

GRI. 1998. "Carboxyl End Group Content of Polyethylene Terephthalate. PET Yarns." Geosynthetic Research Institute Test Method GG7.

GRI. 1998. Determination of the Number Average Molecular Weight of Polyethylene Terephthalate. PET Yarns based on a Relative Viscosity Value, Test Method GG8. Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, PA.

International Standards Organization (ISO). 1999. Geotextiles and Geotextile-Related Products - Screening Test Method for Determining the Resistance to Oxidation, ENV ISO 13438:1999. International Standards Organization, Geneva, Switzerland.

Kavazanjian, E., N. Matasovic, T. Hadj-Hamou, and P. J. Sabatini. 1997. "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways," Geotechnical Engineering Circular No. 3, Vol. 1—Design Principles, FHWA-SA-97-076. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Kramer, S. L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

Lew, M., N. Sitar, and L. Al Atik. 2010a. Seismic Earth Pressures: Fact or Fiction. In Proc., ASCE Earth Retention Conference 3, Bellevue, WA. American Society of Civil Engineers, Reston VA, pp. 656–673.

Lew, M., N. Sitar, L. Al Atik, M. Pouranjani, and M. B. Hudson. 2010b. Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements. In Proc., SEAOC 2010 Convention., September 22–25, 2010, Indian Wells, CA. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, pp. 1–12.

Ling, H. I., D. Leschinsky, and E. B. Perry. 1997. "Seismic Design and Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures," *Geotechnique*. Thomas Telford, London, UK, Vol. 47, No. 5, pp. 933–952.

Mitchell, J. K. and W. C. B. Villet. 1987. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, NCHRP Report 290. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Moulton, L. K., V. S. Hota, Rao Ganga, and G. T. Halvorsen. 1985. Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges, FHWA RD-85-107. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 118.

Nakamura, S. 2006. "Reexamination of Mononobe-Okabe Theory of Gravity Retaining Walls Using Centrifuge Model Tests," *Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan, Vol. 46, No. 2, pp. 135–146.

Newmark, N. 1965. "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," *Geotechnique*. Thomas Telford, London, UK, Vol. 15, No. 2. pp. 139–160.

Peck, R. B., W. E. Hanson, and T. H. Thornburn. 1974. *Foundation Engineering*, Second Edition. John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

Prakash, S. and S. Saran. 1966. Static and Dynamic Earth Pressure Behind Retaining Walls. In Proc., Third Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, November 1966. Vol. 1, pp. 273–288.

PTI. 1996. *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, Third Edition. Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ.

Richards R. and X. Shi. 1994. "Seismic Lateral Pressures in Soils with Cohesion," *Journal of Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 120, No. 7, pp. 1230–1251.

Sabatini, P. J., D. G. Pass, and R. C. Bachus. 1999. "Ground Anchors and Anchored Systems." *Geotechnical Engineering Circular No. 4*, FHWA-SA-99-015. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 281.

Sankey, J. E., and P. L. Anderson. 1999, "Effects of Stray Currents on the Performance of Metallic Reinforcements in Reinforced Earth Structures," *Transportation Research Record* 1675. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 61–66.

Seed, H. B. and R. V. Whitman. 1970. "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads." In Proc., ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. American Society of Civil Engineers, NY, pp. 103–147.

Segrestin, P. and M. L. Bastick. 1988. *Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls—The Contribution of Finite Element Analysis*. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, October 1988.

Shamsabadi, A., K. M. Rollins, and M. Kapuskar. 2007. "Nonlinear Soil-Abutment-Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 133, No. 6, pp. 707–720.

Simac, M. R., R. J. Bathurst, R. R. Berg, and S. E. Lothspeich. 1993. "Design Manual for Segmental Retaining Walls." *Modular Concrete Block Retaining Wall Systems*, First Edition. National Concrete Masonry Association, Herndon, VA.

Teng, W. C. 1962. *Foundation Design*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.

Terzaghi, K., and R. G. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 729.

Vrymoed, J. (1989). "Dynamic Stability of Soil-Reinforced Walls," *Transportation Research Board Record* 1242, pp. 29–45.

Wahls, H. E. 1990. *Design and Construction of Bridge Approaches*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 159. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, p. 45.

Walkinshaw, J. L. 1978. "Survey of Bridge Movements in the Western United States." In Transportation Research Record 678, Tolerable Movements of Bridge Foundations, Sand Drains, K-Test, Slopes, and Culverts. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 6–11.

Washington State Department of Transportation (WSDOT). 2009. "Standard Practice for Determination of Long-Term Strength for Geosynthetic Reinforcement," WSDOT Materials Manual, M 46-01.03.

Weatherby, D. E. 1982. Tiebacks, FHWA RD-82-047. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 249.

Wood, J. H. 1973. Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures, Report No. EERL 73-05. Earthquake Engineering Research Lab, California Institute of Technology, Pasadena, CA.

Yannas, S. F. 1985. Corrosion Susceptibility of Internally Reinforced Soil-Retaining Walls, FHWA RD-83-105. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Yen, W. P., G. Chen, I. G. Buckle, T. M. Allen, D. Alzamora, J. Ger, and J. G. Arias. 2011. Post-Earthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010 Offshore Maule Earthquake in Chile, FHWA Report No. FHWA-HRT-11-030. Federal Highways Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

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