

SECCIÓN 11 (SI) - ESTRIBOS, PILAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO

CONTENIDO

11.1	CAMPO DE APLICACIÓN	11-1
11.2	DEFINICIONES	11-1
11.3	SIMBOLOGÍA	11-3
11.3.1	Simbología General	11-3
11.4	PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES	11-7
11.4.1	Requisitos Generales	11-7
11.4.2	Determinación de las Propiedades del Suelo	11-7
11.5	ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA	11-7
11.5.1	Requisitos Generales	11-7
11.5.2	Estados Límites de Servicio	11-8
11.5.3	Estado Límite de Resistencia	11-9
11.5.4	Resistencia Requerida	11-10
11.5.5	Combinaciones de Cargas y Factores de Carga	11-10
11.5.6	Factores de Resistencia	11-12
11.5.7	Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo	11-14
11.6	ESTRIBOS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO CONVENCIONALES	11-14
11.6.1	Consideraciones Generales	11-14
11.6.1.1	Requisitos Generales	11-14
11.6.1.2	Cargas	11-15
11.6.1.3	Estribos Integrales	11-16
11.6.1.4	Muros de Ala	11-16
11.6.1.5	Armadura	11-16
11.6.1.5.1	Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales	11-16
11.6.1.5.2	Muros de Ala	11-17
11.6.1.6	Juntas de Expansión y Contracción	11-17
11.6.2	Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio	11-17
11.6.2.1	Estribos	11-17
11.6.2.2	Muros de Sostenimiento Convencionales	11-17
11.6.2.3	Estabilidad Global	11-17
11.6.3	Capacidad de Carga y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia	11-18
11.6.3.1	Requisitos Generales	11-18
11.6.3.2	Capacidad de Carga	11-18
11.6.3.3	Vuelco	11-21

11.6.3.4 Erosión Subsuperficial	11-21
11.6.3.5 Resistencia Pasiva	11-22
11.6.3.6 Resbalamiento	11-22
11.6.4 Seguridad contra las Fallas Estructurales	11-22
11.6.5 Diseño Sismorresistente	11-22
11.6.6 Drenaje	11-24
11.7 PILAS DE PUENTE	11-24
11.7.1 Solicitaciones en las Pilas de Puente	11-24
11.7.2 Protección de las Pilas	11-24
11.7.2.1 Colisiones	11-24
11.7.2.2 Muros Parachoque	11-24
11.7.2.3 Socavación	11-25
11.7.2.4 Revestimiento del Borde de Ataque	11-25
11.8 MUROS TIPO PANTALLA	11-25
11.8.1 Requisitos Generales	11-25
11.8.2 Cargas	11-25
11.8.3 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio	11-25
11.8.3.1 Movimiento	11-25
11.8.3.2 Estabilidad Global	11-25
11.8.4 Seguridad contra las Fallas del Suelo en el Estado Límite de Resistencia	11-26
11.8.4.1 Estabilidad Global	11-26
11.8.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales	11-27
11.8.5.1 Elementos Verticales del Muro	11-27
11.8.5.2 Revestimiento	11-28
11.8.6 Diseño Sismorresistente	11-29
11.8.7 Protección contra la Corrosión	11-29
11.8.8 Drenaje	11-29
11.9 MUROS ANCLADOS	11-30
11.9.1 Requisitos Generales	11-30
11.9.2 Cargas	11-31
11.9.3 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio	11-31
11.9.3.1 Movimiento	11-31
11.9.3.2 Estabilidad Global	11-33
11.9.4 Seguridad contra las Fallas del Suelo	11-33
11.9.4.1 Capacidad de Carga	11-33
11.9.4.2 Capacidad contra el Arrancamiento de los Anclajes	11-33

11.9.4.3 Resistencia Pasiva	11-38
11.9.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales	11-38
11.9.5.1 Anclajes.....	11-38
11.9.5.2 Elementos Verticales del Muro	11-40
11.9.5.3 Revestimiento	11-40
11.9.6 Diseño Sismorresistente	11-40
11.9.7 Protección contra la Corrosión	11-40
11.9.8 Construcción e Instalación	11-40
11.9.8.1 Tesado y Ensayo de los Anclajes	11-40
11.9.9 Drenaje	11-41
11.10 MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE	11-42
11.10.1 Requisitos Generales	11-42
11.10.2 Dimensiones de las Estructuras	11-43
11.10.2.1 Mínima Longitud de los Refuerzos	11-45
11.10.2.2 Mínima Profundidad Embebida de la Cara Frontal	11-46
11.10.2.3 Revestimiento.....	11-47
11.10.2.3.1 Revestimientos Rígidos de Hormigón, Acero y Madera	11-47
11.10.2.3.2 Revestimientos Flexibles	11-48
11.10.2.3.3 Corrosión en los Revestimientos de los Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente.....	11-48
11.10.3 Cargas	11-49
11.10.4 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio	11-49
11.10.4.1 Asentamiento	11-49
11.10.4.2 Desplazamiento Lateral	11-50
11.10.4.3 Estabilidad Global	11-51
11.10.5 Seguridad contra las Fallas del Suelo (Estabilidad Externa)	11-51
11.10.5.1 Requisitos Generales	11-51
11.10.5.2 Cargas.....	11-52
11.10.5.3 Resbalamiento	11-53
11.10.5.4 Capacidad de Carga	11-53
11.10.5.5 Vuelco	11-54
11.10.6 Seguridad contra las Fallas Estructurales (Estabilidad Interna)	11-54
11.10.6.1 Requisitos Generales	11-54
11.10.6.2 Cargas.....	11-54
11.10.6.2.1 Máximas Cargas en los Refuerzos	11-55
11.10.6.2.2 Cargas en los Refuerzos en la Conexión con la Cara del Muro	11-58

11.10.6.3 Arrancamiento de los Refuerzos del Suelo	11-58
11.10.6.3.1 Límite entre la Zona Activa y la Zona Resistente	11-58
11.10.6.3.2 Diseño contra el Arrancamiento de los Refuerzos	11-60
11.10.6.4 Resistencia de los Refuerzos	11-62
11.10.6.4.1 Requisitos Generales	11-62
11.10.6.4.2 Consideraciones Relacionadas con la Vida de Diseño	11-64
11.10.6.4.2a Refuerzos de Acero	11-64
11.10.6.4.2b Refuerzos Geosintéticos	11-66
11.10.6.4.3 Resistencia a la Tracción de Diseño	11-68
11.10.6.4.3a Refuerzos de Acero	11-68
11.10.6.4.3b Refuerzos Geosintéticos	11-69
11.10.6.4.4 Resistencia de Diseño de las Conexiones de los Refuerzos al Revestimiento	11-70
11.10.6.4.4a Refuerzos de Acero	11-70
11.10.6.4.4b Refuerzos Geosintéticos	11-71
11.10.7 Diseño Sismorresistente	11-74
11.10.7.1 Estabilidad Externa	11-74
11.10.7.2 Estabilidad Interna	11-76
11.10.7.3 Conexión de los Refuerzos al Revestimiento	11-80
11.10.8 Drenaje	11-82
11.10.9 Erosión Subsuperficial	11-82
11.10.10 Condiciones de Carga Especiales	11-82
11.10.10.1 Cargas Permanentes Concentradas	11-82
11.10.10.2 Cargas Debidas al Tráfico y Barreras	11-84
11.10.10.3 Presiones Hidrostáticas	11-85
11.10.10.4 Obstrucciones en la Zona de Suelo Reforzado	11-86
11.10.11 Estribos sobre Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente	11-87
11.11 MUROS MODULARES PREFABRICADOS	11-89
11.11.1 Requisitos Generales	11-89
11.11.2 Cargas	11-90
11.11.3 Movimiento en el Estado Límite de Servicio	11-90
11.11.4 Seguridad contra las Fallas del Suelo	11-90
11.11.4.1 Requisitos Generales	11-90
11.11.4.2 Resbalamiento	11-91
11.11.4.3 Capacidad de Carga	11-91
11.11.4.4 Vuelco	11-91
11.11.4.5 Erosión Subsuperficial	11-92

11.11.4.6 Estabilidad Global	11-92
11.11.4.7 Resistencia Pasiva y Resbalamiento.....	11-92
11.11.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales	11-92
11.11.5.1 Módulos	11-92
11.11.6 Diseño Sismorresistente	11-93
11.11.7 Estribos	11-93
11.11.8 Drenaje	11-93
A11.1 CONSIDERACIONES GENERALES	11-99
A11.1.1 Estribos Independientes (Autoestables)	11-99
A11.1.1.1 Análisis de Mononobe-Okabe	11-99
A11.1.1.2 Diseño para Desplazamiento	11-104
A11.1.1.3 Estribos Restringidos contra el Movimiento Lateral	11-109
A11.1.2 Estribos Monolíticos	11- 109

SECCIÓN 1 (SI)

ESTRIBOS, PILAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO

11.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección contiene requisitos para el diseño de estribos y muros de sostenimiento. Contiene requisitos para muros de sostenimiento convencionales, muros tipo pantalla, muros anclados, muros de tierra estabilizada mecánicamente y muros modulares prefabricados.

11.2 DEFINICIONES

Estribo – Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente. En la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos, incluyendo:

- *Estribo Corto* – Los estribos cortos están ubicados en o cerca de la parte superior de los rellenos utilizados como acceso al puente; la profundidad del muro de retención encima del asiento del puente es suficiente para acomodar la profundidad de la estructura y los apoyos que descansan sobre el asiento.
- *Estribo de Profundidad Parcial* – Los estribos de profundidad parcial están ubicados aproximadamente a la mitad de la profundidad de la pendiente frontal del terraplén de acceso. Su muro de retención encima del asiento y muros de ala de mayores dimensiones pueden retener material de relleno, o bien la pendiente del terraplén puede continuar detrás del muro de retención encima del asiento del puente. En este último caso debe haber una losa de acceso estructural o el diseño del tramo final debe cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y se deben proveer muros de cortina para cerrar el espacio abierto. Para este tipo de estructura se debe prever que sea posible realizar inspecciones.
- *Estribo de Profundidad Total* – Los estribos de profundidad total están ubicados aproximadamente en el frente de la base del terraplén de acceso, restringiendo la abertura debajo de la estructura.
- *Estribo Integral* – Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

Muro Anclado – Estructura de sostenimiento típicamente compuesta por los mismos elementos que los muros tipo pantalla y que derivan resistencia lateral adicional de una o más filas de anclajes.

Muro de Tierra Estabilizada Mecánicamente – Estructura de sostenimiento en la cual en la masa de suelo se utilizan refuerzos metálicos o poliméricos ya sea en forma de faja o en forma de grilla junto con un sistema de revestimiento que puede ser vertical o prácticamente vertical.

Muro Tipo Pantalla – Estructura de sostenimiento cuya resistencia lateral se deriva del empotramiento de elementos tipo muro verticales en voladizo y un sistema de revestimiento. Los elementos tipo muro verticales en voladizo pueden consistir en elementos discretos (por ejemplo, pilotes hincados o pilotes perforados unidos por un muro de revestimiento estructural (por ejemplo tablestacas, paneles u hormigón proyectado). Alternativamente los elementos verticales y el muro de revestimiento pueden ser continuos (por ejemplo tablestacado, paneles de muro tipo diafragma, o pantallas de pilotes hincados o perforados tangentes).

Pila – Parte de la estructura de un puente que provee un apoyo intermedio para la superestructura. Se pueden utilizar diferentes tipos de pilas, incluyendo:

- *Pilas Tipo Muro Macizo* – Las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y solicitaciones que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento. Anteriormente los diseños más macizos eran considerados pilas de gravedad.
- *Pilas de Doble Muro* – Las pilas de doble muro consisten en dos muros independientes separados en la dirección del tráfico para proveer apoyo en el intradós continuo de las secciones de superestructura tipo cajón. Estos muros son integrales con la superestructura y también se deben diseñar para los momentos de la superestructura que se desarrollan debido a las sobrecargas y condiciones de montaje.
- *Pilas Tipo Caballete* – Las pilas tipo caballete consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. Estas pilas se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto del eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.
- *Pilas de Una Sola Columna* – Las pilas de una sola columna, también conocidas como pilas "T" o pilas "tipo martillo," generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y la columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras.
- *Pilas Tubulares* – Sección de núcleo hueco que puede ser de acero, hormigón armado u hormigón pretensado. Su sección transversal le permite soportar las fuerzas y momentos que actúan sobre los elementos. Debido a su vulnerabilidad frente a las cargas laterales, el espesor de pared de las pilas tubulares deberá ser suficiente para soportar las fuerzas y momentos para todas las situaciones de carga que corresponda. Las pilas de configuración prismática se pueden prefabricar por secciones o pretensar a una vez que ya están instaladas.

Muro Modular Prefabricado – Estructura de sostenimiento que utiliza módulos de madera, hormigón armado o acero o bien cajones de acero o madera rellenos de suelo para resistir los empujes del suelo. Estos muros actúan como muros de sostenimiento de gravedad.

Muros de Sostenimiento de Gravedad y Semigravedad (Muros de Sostenimiento Rígidos Convencionales) – Estructuras que proveen apoyo lateral para una masa de suelo y que deben su estabilidad fundamentalmente a su peso propio y al peso del suelo ubicado directamente sobre su base.

En la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de muros de sostenimiento de gravedad y semigravedad. Estos incluyen:

- Un muro de *gravedad* es un muro cuya estabilidad depende exclusivamente del peso de la mampostería de ladrillos u hormigón y de cualquier suelo ubicado directamente sobre la mampostería. Apenas se coloca una cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar la fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

- Un muro de *semigravedad* es un poco más esbelto que un muro de gravedad; este tipo de muro requiere armadura en forma de barras verticales a lo largo de la cara interna y barras de armadura que se continúen hacia la fundación. En los muros de semigravedad también se debe disponer armadura de temperatura cerca de las caras expuestas.
- Un muro *en voladizo* consiste en un alma de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortes a los cuales están sujetos.
- Un muro *con contrafuertes* consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

11.3 SIMBOLOGÍA

11.3.1 Simbología General

A	=	máximo coeficiente de aceleración sísmica (adimensional) (C11.8.6)
A_c	=	área de la sección transversal de una unidad utilizada como refuerzo (mm^2) (11.10.6.4.1)
A_m	=	máximo coeficiente de aceleración del muro en el baricentro (11.10.7.1)
B	=	ancho de la base del muro (mm) (11.10.2)
b	=	ancho unitario del refuerzo; ancho del módulo tipo cajón (mm) (11.10.6.4.1) (11.11.5.1)
b_f	=	ancho de la carga aplicada en la zapata (mm) (11.10.10.2)
C	=	factor global que considera la geometría del área superficial de los refuerzos (adimensional) (11.10.6.3.2)
CR_{cr}	=	factor de reducción de la resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión (adimensional) (11.10.6.4.4b)
CR_u	=	factor de reducción de la resistencia de la conexión a corto plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión (adimensional) (11.10.6.4.4b)
C_u	=	coeficiente de uniformidad (adimensional) (11.10.6.3.2)
D	=	profundidad embebida de diseño del elemento vertical (mm); diámetro de la barra o alambre (mm) (11.10.6.3.2) (C11.8.4.1)
D^*	=	diámetro de la barra o alambre corregido para considerar las pérdidas por corrosión (mm) (11.10.6.4.1)
D_0	=	profundidad embebida para la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proveer equilibrio de momentos (mm) (C11.8.4.1)
D_{60}/D_{10}	=	coeficiente de uniformidad del suelo, definido como la relación entre el tamaño de partícula del suelo que es 60 por ciento más fino que el tamaño de partícula del suelo que es 10 por ciento más fino (adimensional) (11.10.6.3.2)
d	=	diámetro del orificio perforado para el anclaje; desplazamiento lateral del muro (mm); relleno sobre el muro (mm) (C11.6.5) (11.9.4.2) (11.10.8)
E_c	=	espesor de los refuerzos metálicos al final de la vida de servicio (mm) (11.10.6.4.1)
E_n	=	espesor nominal de los refuerzos de acero en el momento de la construcción (mm) (11.10.6.4.2a)
E_s	=	espesor de metal sacrificable que se anticipa se perderá por corrosión uniforme durante la vida de servicio (mm) (11.10.6.4.2a)
E_{AE}	=	fuerza activa total estática y sísmica (N/mm) (A11.1.1.1)
E_{PE}	=	fuerza pasiva total estática y sísmica (N/mm) (A11.1.1.1)

e	=	excentricidad de la carga a partir de la línea de centro de la fundación (mm) (11.10.8)
F_T	=	fuerza resultante del empuje activo lateral del suelo (N/mm) (11.6.3.2)
F_y	=	mínima tensión de fluencia del acero (MPa) (11.10.6.4.3a)
F^*	=	factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (adimensional) (11.10.6.3.2)
g	=	aceleración de la gravedad (m/sec^2) (11.9.3.1)
G_u	=	distancia al centro de gravedad de un bloque de hormigón del revestimiento construido por segmentos, incluyendo el relleno con agregados, medida a partir del frente de la unidad (mm) (11.10.6.4.4b)
H	=	altura del muro (mm) (11.9.1)
H_h	=	altura del revestimiento por segmentos que contribuye al esfuerzo normal (mm) (11.10.6.4.4b)
H_u	=	altura de un bloque de hormigón del revestimiento construido por segmentos (11.10.6.4.4b)
H_I	=	altura equivalente del muro (mm) (11.10.6.3.1)
h	=	distancia vertical entre la superficie del terreno y la base del muro en la parte posterior del talón del muro (mm) (11.6.3.2)
h_i	=	altura de la zona de suelo reforzado que contribuye carga horizontal a los refuerzos en el nivel i (mm) (11.10.6.2.1)
i_b	=	pendiente de la base del revestimiento, descendente hacia el relleno ($^\circ$) (11.10.6.4.4b)
k_a	=	coeficiente de empuje activo del suelo (adimensional) (11.8.4.1)
k_{af}	=	coeficiente de empuje activo del suelo del relleno (adimensional) (11.10.5.2)
k_h	=	coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional) (A11.1.1.1)
k_v	=	coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional) (A11.1.1.1)
k_{AE}	=	coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional) (A11.1.1.1)
k_{PE}	=	coeficiente de empuje pasivo sísmico (adimensional) (A11.1.1.1)
k_r	=	coeficiente de empuje activo horizontal del relleno reforzado (adimensional) (11.10.5.2.1)
L	=	separación entre elementos verticales o apoyos del revestimiento (mm); longitud de los elementos de refuerzo en un muro de tierra estabilizada mecánicamente y su fundación correspondiente (mm) (11.8.5.2) (11.10.2)
L_a	=	longitud de los refuerzos en la zona activa (mm) (11.10.2)
L_b	=	longitud de adherencia del anclaje (mm) (11.9.4.2)
L_e	=	longitud de los refuerzos en la zona resistente (mm) (11.10.2)
L_{ei}	=	longitud efectiva de los refuerzos para la capa i (mm) (11.10.7.2)
$MARV$	=	valor mínimo promedio del rollo (<i>Minimum Average Roll Value</i>) (11.10.6.4.3b)
$M_{m\acute{a}x}$	=	máximo momento flector en el elemento vertical o revestimiento (N-mm o N-mm/mm) (11.8.5.2)
N	=	componente normal de la resultante sobre la base de la fundación (N/mm) (11.6.3.2)
P_{AE}	=	empuje dinámico horizontal (N/mm) (11.10.7.1)
P_b	=	presión dentro del módulo tipo cajón (MPa) (11.10.5.1)
P_H	=	fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas concentradas (N/mm) (11.10.11.1)
P_i	=	fuerza horizontal mayorada por mm de muro transmitida al refuerzo del suelo en el nivel i ; fuerza inercial interna, debida al peso del relleno dentro de la zona activa (N/mm) (11.10.6.2.1) (11.10.7.2)
P_{IR}	=	fuerza inercial horizontal (N/mm) (11.10.7.1)

P_{ir}	= fuerza inercial horizontal provocada por la aceleración del relleno reforzado (N/mm) (11.10.7.1)
P_{is}	= fuerza inercial horizontal provocada por la aceleración de la sobrecarga de suelo inclinada (N/mm) (11.10.7.1)
P_r	= resistencia última al arrancamiento de los refuerzos del suelo por unidad de ancho de los refuerzos (N/mm) (11.10.6.3.2)
P_v	= carga sobre la zapata corrida (N/mm) (11.10.11.1)
P'_v	= carga sobre la zapata aislada rectangular o carga puntual (N) (11.10.11.1)
p	= empuje lateral promedio, incluyendo el empuje del suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática, que actúa sobre la sección del elemento de muro considerado (MPa) (11.9.5.2)
Q_n	= resistencia nominal (última) del anclaje (N) (11.9.4.2)
Q_R	= resistencia mayorada del anclaje (N) (11.9.4.2)
q_s	= presión debida a la sobrecarga de suelo (MPa) (11.10.5.2)
$q_{máx}$	= máximo empuje unitario del suelo sobre la base de la fundación (MPa) (11.6.3.2)
R	= fuerza resultante en la base del muro (N/mm) (11.6.3.2)
R_{BH}	= relación de levantamiento de la base (C11.9.3.1)
R_c	= relación de cobertura de los refuerzos (adimensional) (11.10.6.3.2)
R_n	= resistencia nominal (N o N/mm) (11.5.4)
R_R	= resistencia mayorada (N o N/mm) (11.5.4)
RF	= factor de reducción de la resistencia combinado que considera la potencial degradación a largo plazo originada por los daños durante la instalación, la fluencia lenta y el envejecimiento químico/biológico de los refuerzos geosintéticos (adimensional) (11.10.6.4.2b)
RF_c	= factor de reducción de la resistencia combinado que considera la degradación a largo plazo de la conexión entre el revestimiento y los refuerzos geosintéticos (adimensional) (11.10.6.4.4b)
RF_{CR}	= factor de reducción de la resistencia para evitar la rotura por fluencia lenta a largo plazo de los refuerzos (adimensional) (11.10.6.4.3b)
RF_D	= factor de reducción de la resistencia para evitar la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica (adimensional) (11.10.6.4.3b)
RF_{ID}	= factor de reducción de la resistencia que considera los daños de los refuerzos durante la instalación (adimensional) (11.10.6.4.3b)
S_h	= separación horizontal de los refuerzos (mm) (11.10.6.3.2)
S_t	= separación entre elementos transversales de la grilla (mm) (11.10.6.3.2)
S_u	= resistencia al corte no drenada (MPa) (11.9.5.2)
S_v	= separación vertical de los refuerzos (mm) (11.10.6.2.1)
S_{rs}	= resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente estática de la carga (N/mm) (11.10.7.2)
S_{rt}	= resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente dinámica de la carga (N/mm) (11.10.7.2)
T_{ac}	= resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento (N/mm) (11.10.6.4.1)
T_{al}	= resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm) (11.10.6.4.1)
T_{erc}	= resistencia de la conexión, reducida para considerar la fluencia lenta, por unidad de ancho de los refuerzos determinada a partir de la envolvente de rotura por tensión en la vida de diseño especificada construida a partir

de una serie de ensayos de fluencia lenta de la conexión a largo plazo (N/mm) (11.10.6.4.4b)

T_{lot}	= resistencia última a la tracción en muestra ancha por unidad de ancho de los refuerzos (ASTM D4595 o D6637) para el lote de material de los refuerzos utilizado para los ensayos de resistencia de la conexión (N/mm) (11.10.6.4.3b)
T_{md}	= fuerza de inercia dinámica incremental mayorada (N/mm) (11.10.7.2)
$T_{últcon}$	= resistencia última de la conexión por unidad de ancho de los refuerzos (N/mm) (11.10.6.4.4b)
$T_{últ}$	= resistencia última a la tracción de los refuerzos (N/mm) (11.10.6.4.3b)
$T_{máx}$	= carga aplicada a los refuerzos (N/mm) (11.10.6.2.1)
T_0	= carga de tracción mayorada en la conexión refuerzo/revestimiento (N/mm) (11.10.6.2.2)
t	= espesor de los elementos transversales (mm) (11.10.6.3.2)
T_{total}	= carga total (estática y dinámica) sobre la capa de refuerzos por unidad de ancho de muro (N/mm) (11.10.7.2)
V_1	= peso de suelo soportado por el talón del muro, excluyendo el peso de la sobrecarga de suelo (N/mm) (11.6.3.2)
V_2	= peso de la sobrecarga de suelo directamente sobre el talón del muro (N/mm) (11.6.3.2)
W_u	= ancho unitario de un revestimiento por segmentos (mm) (11.10.2.3.2)
W_1	= peso del alma del muro (N/mm) (11.6.3.2)
W_2	= peso de la zapata o base del muro (N/mm) (11.6.3.2)
x	= separación entre elementos de apoyo vertical (11.9.5.2)
Z	= profundidad debajo del coronamiento efectivo del muro o hasta los refuerzos (mm) (11.10.6.2.1)
Z_p	= profundidad de suelo en la capa de refuerzos al inicio de la zona resistente para el cálculo del arrancamiento (mm) (11.10.6.2.1)
α	= factor de corrección que considera el efecto de la escala (adimensional) (11.10.6.3.2)
β	= inclinación de la superficie del relleno detrás del muro (°) (11.5.5)
γ_{EQ}	= factor de carga correspondiente a carga sísmica indicado en la Sección 3.4.1 (adimensional) (11.6.5)
γ_P	= factor de carga correspondiente al empuje vertical del suelo indicado en la Sección 3.4.1 (adimensional) (11.10.6.2.1)
γ_s	= densidad del suelo (kg/m ³)
γ'_s	= densidad efectiva del suelo (kg/m ³) (C11.8.4.1)
γ_r	= densidad del relleno reforzado (kg/m ³) (11.10.5.2)
γ_f	= densidad del relleno detrás del muro (kg/m ³) (11.10.5.2)
$\Delta\sigma_H$	= tensión horizontal en los refuerzos debida a la sobrecarga horizontal concentrada (MPa); tensión debida al impacto sobre la barrera para el tráfico aplicada en el área de influencia de los refuerzos (MPa) (11.10.6.2.1) (11.10.11.2)
$\Delta\sigma_v$	= tensión vertical debida a la carga de la zapata (MPa) (11.10.8)
δ	= ángulo de fricción en la interfase entre el muro y el relleno detrás del muro (°) (11.5.5)
$\delta_{máx}$	= máximo desplazamiento (mm) (11.10.4.2)
δ_R	= coeficiente de desplazamiento relativo (11.10.4.2)
θ	= inclinación del muro respecto de la horizontal (°) (11.10.6.2.1)
ρ	= ángulo de fricción suelo-refuerzo (°) (11.10.5.3)

ϕ	=	factor de resistencia (11.5.4)
ϕ_f	=	ángulo de fricción interna del suelo de fundación o relleno detrás del muro (°) (11.10.2)
ϕ_r	=	ángulo de fricción interna del relleno reforzado (°) (11.10.5.2)
ϕ'_f	=	ángulo efectivo de fricción interna del suelo (°) (11.8.4.1)
σ_H	=	tensión horizontal mayorada al nivel de los refuerzos (MPa) (11.10.6.2.1)
$\sigma_{Hmáx}$	=	máxima tensión en los refuerzos del suelo en las zonas de los estribos (11.10.8)
σ_v	=	tensión vertical en el suelo (MPa) (11.10.6.2.1)
σ_{v1}	=	tensión vertical del suelo sobre el ancho de base efectivo (MPa) (11.10.8)
τ_n	=	tensión nominal de adherencia del anclaje (MPa) (11.9.4.2)
ω	=	desplome del muro debido al retroceso de las unidades del revestimiento construido por segmentos (°) (11.10.6.4.4b)

11.4 PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES

11.4.1 Requisitos Generales

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

C11.1

La mayor parte de los conocimientos y experiencias relacionadas con las estructuras de tierra estabilizada 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 de la distribución de las tensiones internas, la resistencia al arrancamiento y la geometría de la superficie de falla se verán afectadas por las propiedades 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 mayor parte de estos problemas se atribuyen a un drenaje pobre o inadecuado. El trabajo de Elias et al. (2001) contiene requisitos de drenaje para muros construidos con suelos que no permiten el libre drenaje.

11.4.2 Determinación de las Propiedades del Suelo

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 2.4 y 10.4.

11.5 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

11.5.1 Requisitos Generales

C11.5.1

El diseño de los estribos, pilas y muros de sostenimiento deberá satisfacer los criterios especificados en el Artículo 11.5.2 para el estado límite de servicio y los especificados en el Artículo 11.5.3 para el estado límite de

resistencia.

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán diseñar de manera que soporten los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga de suelo, el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura y las cargas sísmicas, de acuerdo con los principios generales establecidos en la presente sección.

Las estructuras de sostenimiento de tierra se deberán diseñar para una vida de servicio basada en la consideración de los potenciales efectos a largo plazo provocados por el deterioro de los materiales, infiltración, corrientes eléctricas desviadas y otros factores ambientales potencialmente adversos sobre los componentes materiales que constituyen la estructura. En la mayoría de las aplicaciones los muros de sostenimiento permanentes se deberían diseñar para una vida de servicio mínima de 75 años. Las aplicaciones en las cuales se utilizan muros de sostenimiento temporarios se definen como aquellas que tienen una vida de servicio menor o igual que 36 meses.

Para los muros de sostenimiento que soportan estribos de puentes, edificios, servicios públicos críticos u otras instalaciones en las cuales las consecuencias de un comportamiento inadecuado o la falla serían inaceptables se puede utilizar un mayor nivel de seguridad y/o una vida de servicio más prolongada, por ejemplo de 100 años.

Las estructuras permanentes se deberán diseñar de manera que conserven una apariencia agradable y que esencialmente no requieran mantenimiento durante la totalidad de la vida de servicio utilizada para el diseño.

11.5.2 Estados Límites de Servicio

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el estado límite de servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer cuáles son las deformaciones verticales y laterales admisibles para los muros de sostenimiento se deberán desarrollar en base al tipo de muro y a la función que ha de desempeñar, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que implicarían los movimientos inaceptables para el muro y cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se deberá evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite.

Para la investigación de los movimientos verticales del muro se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.2.2, 10.7.2.2 y 10.8.2.2. Para los muros anclados las deflexiones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos del Artículo 11.9.3.1. Para los muros de tierra

El hecho de que el diseño se realice de manera que las estructuras esencialmente no requieran mantenimiento no excluye la necesidad de inspeccionar el muro para evaluar su condición mientras permanece en servicio.

C11.5.2

Los movimientos verticales de un muro se producen fundamentalmente como resultado del asentamiento del suelo debajo del mismo. En el caso de los muros de gravedad y semigravedad los movimientos laterales son el resultado de una combinación del asentamiento vertical diferencial entre el talón y el pie del muro y la rotación necesaria para desarrollar condiciones de empuje activo del suelo (ver el Artículo C3.11.1).

Las deformaciones verticales totales y diferenciales admisibles para un muro de sostenimiento determinado dependen de la capacidad del muro de deformarse sin que se dañen los elementos del muro ni las estructuras adyacentes o sin que adopten un aspecto inaceptable.

Relevamientos realizados para determinar el comportamiento de diferentes puentes indican que las superestructuras de los puentes pueden soportar movimientos horizontales de los estribos menores que 38 mm sin sufrir daños significativos, de acuerdo con las conclusiones informadas por Bozuzuk (1978); Walkinshaw (1978); Moulton et al. (1985) y Wahls

estabilizada mecánicamente las deflexiones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos del Artículo 11.10.4.

(1990). Los empujes del suelo utilizados para diseñar los estribos se deberían seleccionar de modo que sean consistentes con el requisito de que el estribo no debe moverse más que 38 mm en sentido lateral.

Respecto del impacto sobre el propio muro, el asentamiento diferencial a lo largo del muro y en cierta medida el asentamiento diferencial entre la parte posterior y el frente del muro son los mejores indicadores del potencial que tiene el muro de sufrir daños estructurales o tensiones excesivas. La rigidez del revestimiento del muro y la capacidad de adaptarse el movimiento en forma de incrementos afectan la capacidad de un sistema dado para tolerar movimientos diferenciales. La deformación vertical total y diferencial de un muro de sostenimiento debería ser pequeña si se trata de muros rígidos de gravedad y semigravedad, y también si se trata de un tipo berlinés con revestimiento hormigonado in situ. En los muros con anclajes cualquier movimiento descendente puede provocar una relajación de tensiones significativa en los anclajes.

Los muros de tierra estabilizada mecánicamente pueden tolerar deformaciones verticales totales y diferenciales mayores que los muros rígidos. La cantidad de deflexión vertical total y diferencial que pueden tolerar depende del material utilizado para el revestimiento y de la configuración y cronograma constructivo del revestimiento. Los revestimientos hormigonados in situ tienen las mismas limitaciones respecto de su deformación vertical que los muros de sostenimiento más rígidos. Sin embargo, para un muro de tierra estabilizada mecánicamente se puede especificar un determinado período de espera antes de construir el revestimiento hormigonado in situ; de este modo habrá tiempo para que ocurran las deformaciones verticales (y también las horizontales). Los muros de tierra estabilizada mecánicamente con revestimientos geosintéticos o de malla soldada de alambre son los que mayores deformaciones pueden tolerar. Los muros de tierra estabilizada mecánicamente con revestimientos formados por paneles prefabricados de hormigón no pueden tolerar tanta deformación vertical como los que tienen revestimientos flexibles de mallas de alambre o geosintéticos, ya que es posible que se dañen los paneles prefabricados y que se produzcan separaciones antiestéticas entre los paneles.

11.5.3 Estado Límite de Resistencia

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán investigar en los estados límites de resistencia utilizando la Ecuación 1.3.2.1-1 para:

- Falla por capacidad de carga,

- Resbalamiento lateral,
- Pérdida excesiva de contacto en la base,
- Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- Falla estructural.

11.5.4 Resistencia Requerida

Los estribos, pilas y estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar utilizando los métodos apropiados especificados en los Artículos 11.6, 11.7, 11.8, 11.9, 11.10 u 11.11 de manera que su resistencia satisfaga el Artículo 11.5.5.

La resistencia mayorada, R_R , calculada para cada uno de los estados límites aplicables deberá ser igual a la resistencia nominal, R_n , multiplicada por un factor de resistencia apropiado, ϕ , especificado en la Tabla 11.5.6-1.

11.5.5 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Los estribos, pilas, estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de cargas aplicables especificadas en el Artículo 3.4.1.

C11.5.4

En los Artículos 11.6, 11.7, 11.8, 11.9, 11.10 y 11.11 se indican procedimientos para calcular la resistencia nominal de los estribos y muros de sostenimiento convencionales, pilas, muros tipo pantalla, muros anclados, muros de tierra estabilizada mecánicamente y muros modulares prefabricados, respectivamente.

C11.5.5

Las Figuras C1 y C2 ilustran cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento. Si es necesario considerar una sobrecarga, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre el relleno inmediatamente encima del muro solamente a los fines de evaluar la capacidad de carga de las fundaciones y el diseño de la estructura, tal como se ilustra en la Figura C3. La sobrecarga debida a esta sobrecarga de suelo no se incluye encima del muro para evaluar la excentricidad, el resbalamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga de suelo representaría una contribución a la resistencia. De forma similar, la sobrecarga que actúa sobre el estribo de un puente se incluye solamente para evaluar la capacidad de carga de la fundación y el diseño de la estructura. El factor de carga correspondiente a la sobrecarga de suelo es igual tanto para las solicitaciones verticales como para las solicitaciones horizontales.

Las cargas y esfuerzos permanentes y transitorios ilustrados en las figuras incluyen, pero no se limitan a, los siguientes:

- Cargas permanentes:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno

- Cargas transitorias:

LS = sobrecarga viva

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

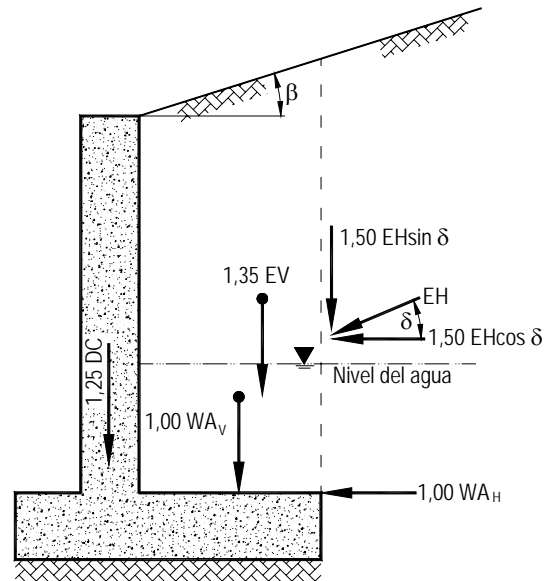


Figura C11.5.5-1 – Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga

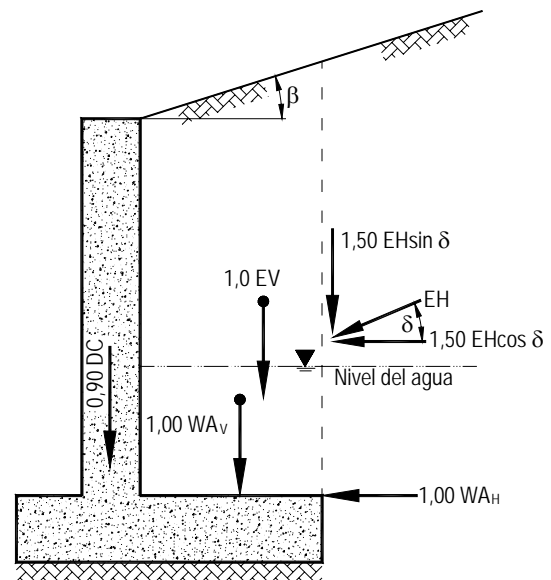


Figura C11.5.5-2 – Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad

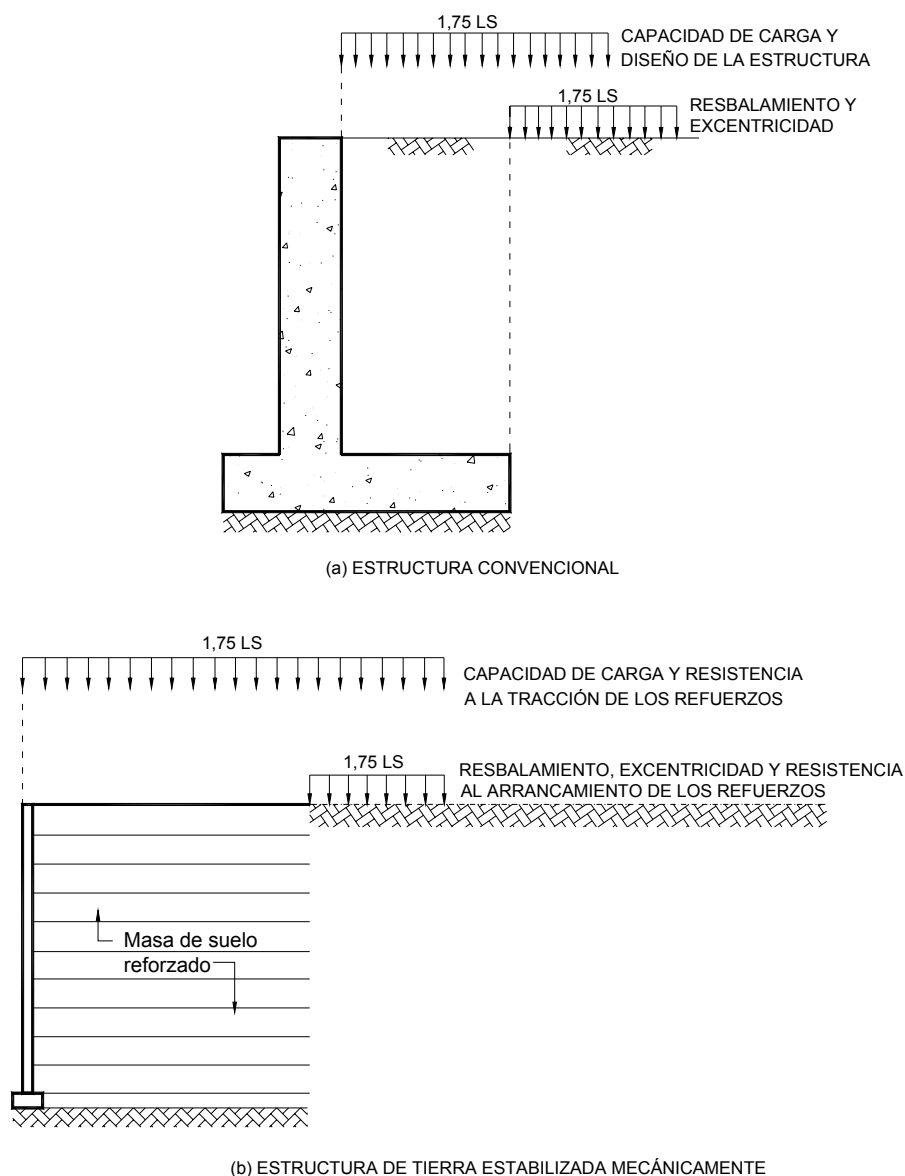


Figura C11.5.5-3 – Típica aplicación de las sobrecargas

11.5.6 Factores de Resistencia

Los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones se especifican en las Tablas 10.5.5-1 a 10.5.5-3 y en la Tabla 1.

Si para estimar la resistencia se utilizan métodos diferentes a los indicados en las presentes Especificaciones, los factores de resistencia seleccionados deberán proveer la misma confiabilidad que los indicados en las Tablas 10.5.5-1 a 10.5.5-3 y en la Tabla 1.

Los elementos verticales tales como los muros tipo berlinés, las pantallas de pilotes tangenciales y los muros tipo zanja colada de hormigón se deberán tratar ya sea como fundaciones superficiales o como fundaciones profundas, según corresponda, a los fines de determinar la

C11.5.6

Los factores de resistencia indicados en la Tabla 1, excepto aquellos que hacen referencia a los de la Sección 10, fueron calculados mediante una correlación directa con un diseño por tensiones admisibles y no mediante la teoría de la confiabilidad.

Debido a que los factores de resistencia de la Tabla 1 se basan en una correlación directa con el diseño por tensiones admisibles, las diferencias entre los factores de resistencia para la resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y los refuerzos geosintéticos se basan en diferencias históricas del nivel de seguridad aplicado al diseño de refuerzos de estos dos tipos de materiales. En el Artículo C11.10.6.2.1 el lector encontrará comentarios

capacidad de carga, utilizando los procedimientos descritos en los Artículos 10.6, 10.7 y 10.8.

Para el diseño de muros temporarios se pueden incrementar un poco los factores de resistencia especificados, ya que esto es consistente con las mayores tensiones admisibles en las estructuras temporarias diseñadas por tensiones admisibles.

adicionales acerca de la diferencia entre los factores de resistencia para refuerzos metálicos y geosintéticos.

La evaluación de la estabilidad global de un muro con o sin una unidad de fundación se debería realizar en el estado límite de servicio en base a la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia apropiado.

Tabla 11.5.6-1 – Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros tipo pantalla y muros anclados		
Capacidad de carga de los elementos verticales		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva de los elementos verticales		1,00
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> Suelos no cohesivos (granulares) Suelos cohesivos Roca 	0,65 ⁽¹⁾ 0,70 ⁽¹⁾ 0,50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> Cuando se realizan ensayos de verificación 	1,0 ⁽²⁾
Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje	<ul style="list-style-type: none"> Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A 615M) Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A 722M) 	0,90 ⁽³⁾ 0,80 ⁽³⁾
Capacidad flexional de los elementos verticales		0,90
Muros de tierra estabilizada mecánicamente		Se aplica el artículo 10.5
Capacidad de carga		Se aplica el artículo 10.5
Resbalamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en forma de fajas ⁽⁴⁾ <ul style="list-style-type: none"> Carga estática Carga combinada estática/sísmica Refuerzos en forma de grilla ^{(4) (5)} <ul style="list-style-type: none"> Carga estática Carga combinada estática/sísmica 	0,75 1,00 0,65 0,85
Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	<ul style="list-style-type: none"> Carga estática Carga combinada estática/sísmica 	0,90 1,20
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos por tracción	<ul style="list-style-type: none"> Carga estática Carga combinada estática/sísmica 	0,90 1,20
Muros modulares prefabricados		
Capacidad de carga		Se aplica el artículo 10.5
Resbalamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 10.5

⁽¹⁾ Se aplica a las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas para el diseño preliminar solamente en el Artículo C11.9.4.2.

⁽²⁾ Se aplica cuando se realizan ensayos de verificación hasta una carga igual a 1,0 o más veces la carga de diseño mayorada en el anclaje.

⁽³⁾ Se aplica a la máxima carga del ensayo de verificación para el anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia a F_y . Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia a la tracción última garantizada.

- (3) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.
- (3) Se aplica a los refuerzos en forma de malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en forma de malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en forma de faja.

11.5.7 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

Se deberán investigar las combinaciones de cargas y factores de carga aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1. A menos que se especifique lo contrario, al investigar el estado límite correspondiente a evento extremo todos los factores de resistencia se deberán considerar iguales a 1,0

11.6 ESTRIBOS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO CONVENCIONALES

11.6.1 Consideraciones Generales

11.6.1.1 Requisitos Generales

Los muros de sostenimiento rígidos de gravedad y semigravedad se pueden utilizar para subestructuras de puente o separación de taludes y generalmente se construyen para aplicaciones permanentes.

No se deberán utilizar muros rígidos de gravedad o semigravedad sin fundaciones profundas si el suelo/roca de apoyo tiene tendencia a sufrir asentamientos totales o diferenciales excesivos.

C11.6.1.1

Generalmente los muros de sostenimiento rígidos convencionales se clasifican en muros de gravedad y de semigravedad. En la Figura C1 se ilustran ejemplos de los dos tipos. Estos muros pueden ser efectivos tanto para aplicaciones en desmonte como para en aplicaciones en terraplén.

Un asentamiento diferencial excesivo, según lo definido en el Artículo C11.6.2.2, puede provocar fisuración, tensiones de corte o flexión excesiva en el muro, o la rotación de la estructura del muro.

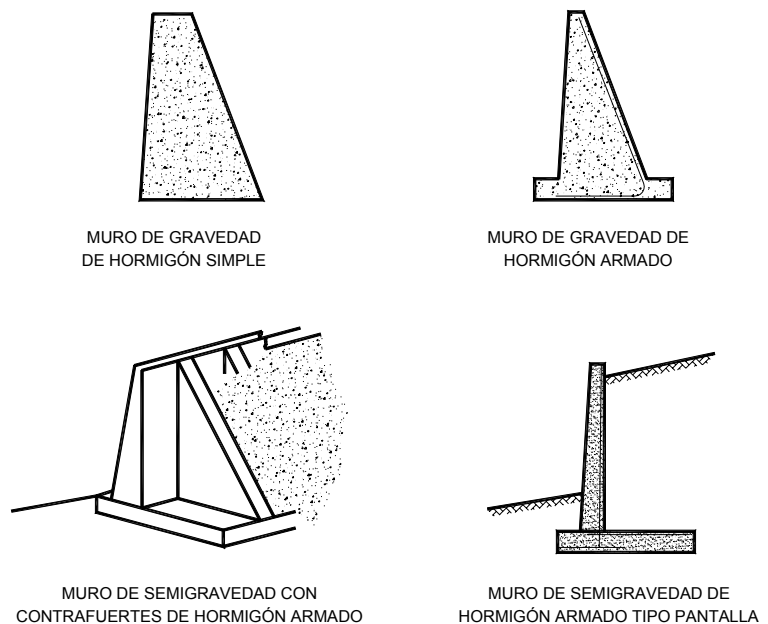


Figura C11.6.1.1-1 – Típicos muros rígidos de gravedad y semigravedad

11.6.1.2 Cargas

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán investigar para las siguientes cargas:

- Los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo;
- El peso propio del estribo/muro de sostenimiento;
- Las cargas aplicadas por la superestructura del puente;
- Los efectos térmicos y la deformación por contracción; y
- Las cargas sísmicas, de acuerdo con lo especificado en la Sección 3 y en otras secciones de estas Especificaciones.

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 3.11.5 y 11.5.5. Para los cálculos de estabilidad las cargas del suelo se deberán multiplicar por los factores de carga máximos y/o mínimos indicados en la Tabla 3.4.1-2, según corresponda.

El diseño se deberá investigar considerando cualquier combinación de esfuerzos que pudiera producir la condición de carga más desfavorable. Los estribos sobre tierra estabilizada mecánicamente y los muros modulares prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con los

C11.6.1.2

Los rellenos cohesivos son difíciles de compactar. Debido a la fluencia lenta de los suelos cohesivos, los muros en los cuales se utilizan rellenos cohesivos diseñados para los empujes activos del suelo continuarán moviéndose gradualmente durante su vida de servicio, especialmente cuando la lluvia o una elevación del nivel freático mojen este relleno. Por lo tanto, aún cuando se tolere algo de movimiento en el muro, los muros con rellenos posteriores de suelo cohesivo se deberían diseñar considerando cuidadosamente cuál es la condición de carga más desfavorable, ya sea el caso activo o en reposo.

Artículos 11.10.11 y 11.11.6.

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

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

11.6.1.3 Estribos Integrales

Los estribos integrales se deberán diseñar de manera que resistan y/o absorban las deformaciones por fluencia lenta, contracción y efectos térmicos de la superestructura.

Para determinar los potenciales movimientos de un estribo se deberán considerar los efectos de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta y el acortamiento debido a la pérdida de pretensado a largo plazo.

Las máximas longitudes de tramo de diseño, las consideraciones de diseño y los detalles de armado deberán satisfacer las recomendaciones indicadas en el documento *FHWA Technical Advisory T 5140.13* (1980), excepto en aquellos casos en los cuales exista experiencia local suficiente que justifique lo contrario.

Para evitar que ingrese agua detrás del estribo la losa de acceso deberá estar conectada directamente al estribo (no a los muros de ala), y se deberán tomar recaudos adecuados para permitir el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

11.6.1.4 Muros de Ala

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente.

Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

11.6.1.5 Armadura

11.6.1.5.1 Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales

La armadura para resistir la formación de fisuras por temperatura y contracción se deberá diseñar como se especifica en el Artículo 5.10.8.

Se debe considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo 3.11.3. Se deberían implementar sistemas de drenaje adecuados a fin de evitar que se desarrollen fuerzas de infiltración detrás del muro. En ningún caso se deberán utilizar arcillas altamente plásticas como relleno detrás de un muro de sostenimiento.

C11.6.1.3

Las deformaciones se discuten en el Artículo 3.12.

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

11.6.1.5.2 Muros de Ala

Se deberán disponer barras de armadura o secciones laminadas adecuadas separadas a través de toda la unión entre los muros de ala y los estribos para unirlos entre sí. Estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la mampostería a cada lado de la unión una longitud suficiente para desarrollar la resistencia de las barras tal como se especifica para las barras de armadura, y su longitud deberá ser variable para evitar la generación de planos de debilidad en el hormigón en sus extremos. Si no se utilizan barras se deberá proveer una junta de expansión y el muro de ala se deberá construir de modo que esté "trabado" con el cuerpo del estribo.

11.6.1.6 Juntas de Expansión y Contracción

En los estribos y muros de sostenimiento convencionales se deberán proveer juntas de contracción a intervalos no mayores que 9000 mm y juntas de expansión a intervalos no mayores que 27.000 mm. Todas las juntas se deberán llenar con un material aprobado que asegure que las juntas trabajen de forma apropiada. En los estribos las juntas deberán estar ubicadas aproximadamente a la mitad de la distancia entre los elementos longitudinales que apoyan sobre los estribos.

11.6.2 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio

11.6.2.1 Estribos

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.2.2.3, 10.7.2.3, 10.8.2.3 y 11.5.2 según corresponda.

11.6.2.2 Muros de Sostenimiento Convencionales

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.2.2, 10.7.2.2, 10.8.2.2 y 11.5.2 según corresponda.

11.6.2.3 Estabilidad Global

La estabilidad global de todos los muros de sostenimiento, el talud retenido y el suelo o roca de fundación se deberán evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite. También se deberá investigar la estabilidad global de los taludes temporarios desmontados para facilitar la construcción. Para los estribos de puentes o muros de sostenimiento construidos sobre depósitos de suelo blando puede ser necesario realizar estudios, ensayos y análisis especiales.

C11.6.2.2

En el caso de los muros de sostenimiento convencionales de hormigón armado la experiencia indica que un asentamiento del orden de 1 en 500 a 1 en 1000 puede producir tensiones excesivas en el muro.

C11.6.2.3

La estabilidad global de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación se deberá investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I adoptando un factor de resistencia adecuado. En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia ϕ se podrá tomar como:

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

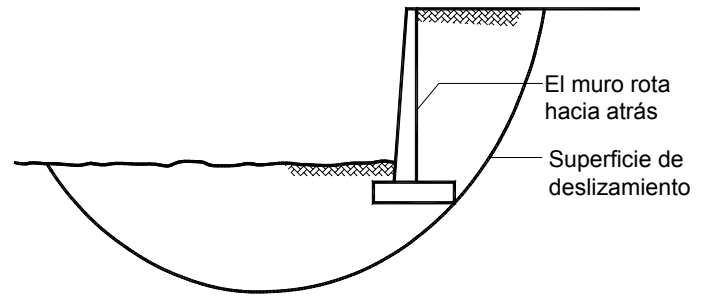


Figura C11.6.2.3-1 – Falla de un muro de sostenimiento por estabilidad global

La Figura C1 muestra una falla por estabilidad global de un muro de sostenimiento. 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, de Janbu simplificado o de Spencer.

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

11.6.3 Capacidad de Carga y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia

11.6.3.1 Requisitos Generales

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento. También se deberá investigar la falla de las fundaciones profundas de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.6.2.2.4

11.6.3.2 Capacidad de Carga

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo:

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

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

C11.6.3.2

En la Figura 11.10.10.1-1 se ilustra un ejemplo de cómo calcula la presión de contacto vertical para una configuración de cargas más compleja. Aunque esta figura muestra la aplicación del principio de superposición a muros de tierra estabilizada mecánicamente, estos principios también se pueden aplicar de forma directa a los muros de sostenimiento convencionales.

En el Artículo C11.5.5 se indican los factores de carga a aplicar tanto para la capacidad de carga como para la excentricidad.

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

donde:

$\sum V$ = sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la Figura 1.

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

la tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2. Si la resultante cae dentro del tercio central de la base,

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

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

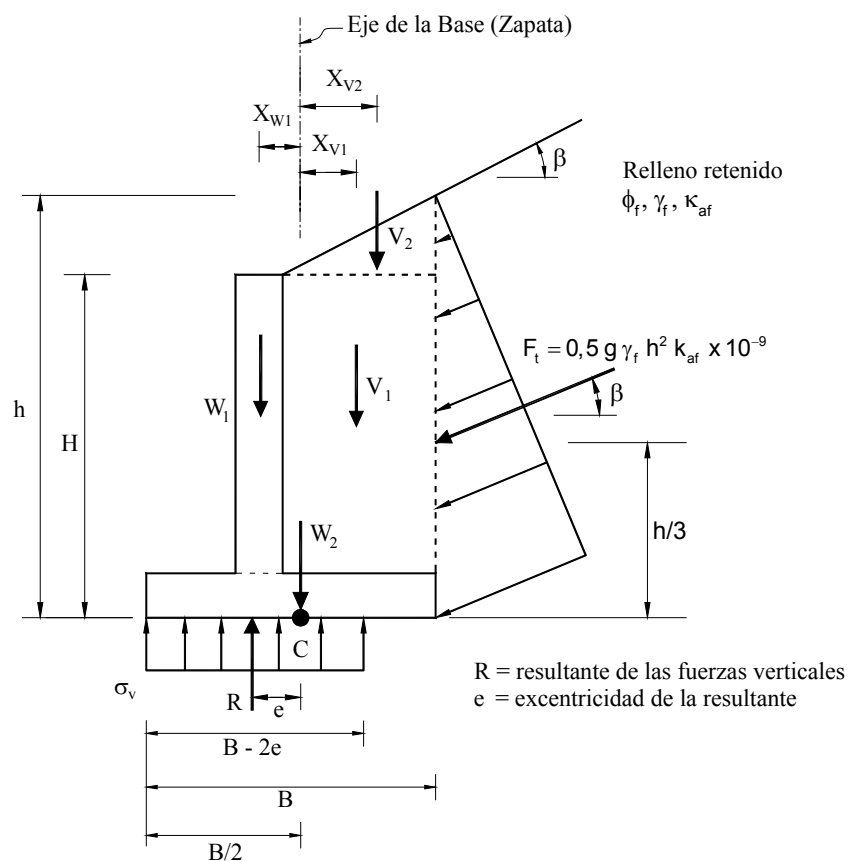
donde las variables son como se define en la Figura 2.

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base,

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

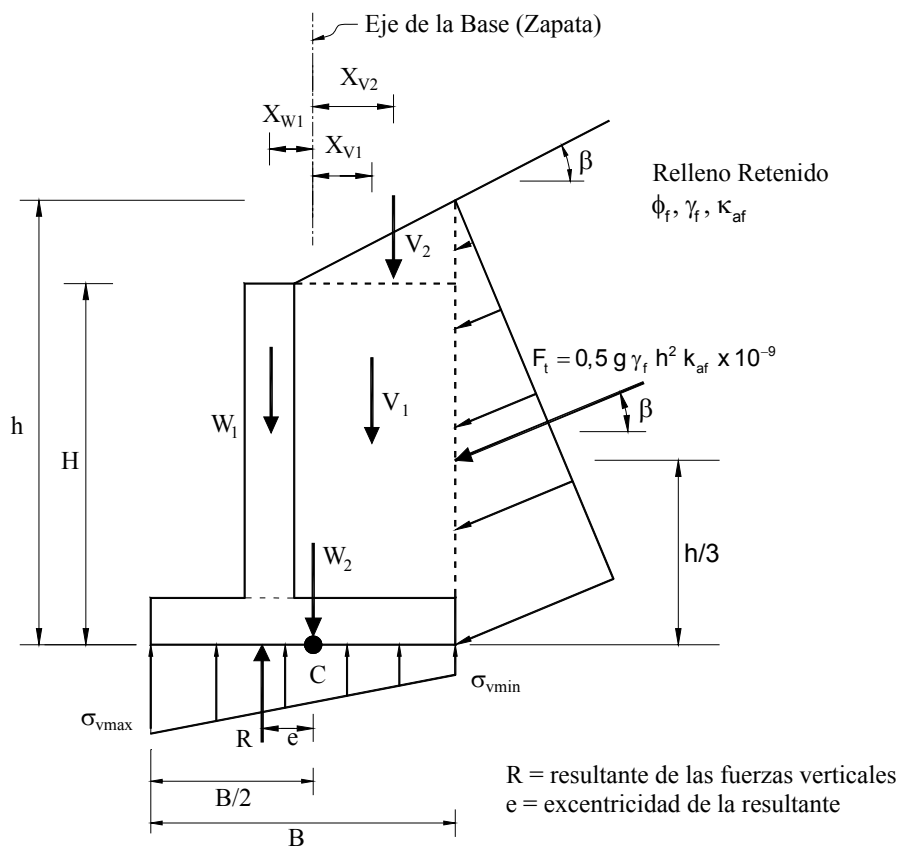
$$\sigma_{vmin} = 0 \quad (11.6.3.2-5)$$

donde las variables son como se define en la Figura 2.



Sumando momentos respecto del punto C :

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



Si $e > B/6$, σ_{vmin} bajará a cero, y a medida que "e" aumenta también aumenta la porción del talón de la zapata con tensión vertical nula.

Sumando momentos respecto del punto C :

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

Figura 11.6.3.2-2 – Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en roca

11.6.3.3 Vuelco

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base.

En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los tres cuartos centrales del ancho de la base.

C11.6.3.3

Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto con la investigación de la presión de contacto, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de vuelco. Ubicar la resultante dentro del medio central del ancho de la base en el caso de las fundaciones en suelo se basa en el uso de la distribución plástica de la presión de contacto para el estado límite.

11.6.3.4 Erosión Subsuperficial

En el caso de los muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, durante el diseño se deberá evaluar la socavación de los materiales de fundación, tal como se especifica en el

C11.6.3.4

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

Artículo 2.6.4.4.2. Si se anticipan condiciones potencialmente problemáticas el diseño deberá incorporar medidas de protección adecuadas.

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.1.2.

El gradiente hidráulico no deberá ser mayor que:

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

Si hay infiltración de agua debajo del muro se deberán considerar los efectos de las fuerzas de levantamiento e infiltración.

11.6.3.5 Resistencia Pasiva

Para los cálculos de estabilidad se deberá despreciar la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad de máxima socavación, regiones potencialmente afectadas por ciclos de congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. En este último caso sólo se deberá considerar efectiva la longitud embebida debajo de la mayor de estas profundidades.

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

La resistencia pasiva se deberá despreciar si el suelo que proporciona resistencia pasiva es o potencialmente puede ser blando, suelto o alterado, o si el suelo y el muro no están en contacto firme.

11.6.3.6 Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.3.3.

11.6.4 Seguridad contra las Fallas Estructurales

El diseño estructural de los elementos individuales y las fundaciones de los muros de sostenimiento se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de las Secciones 5, 6, 7 y 8.

Para determinar la distribución de la presión de contacto para el diseño estructural de las zapatas se deberán utilizar los requisitos del Artículo 10.6.3.1.5.

11.6.5 Diseño Sismorresistente

El efecto de las cargas sísmicas sobre los puentes multitramo se deberá investigar utilizando el estado límite

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

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

C11.6.3.5

Es posible que ocurran deformaciones aceptables antes que se movilice la resistencia pasiva. En el Artículo C3.11.1 se describen las deformaciones requeridas para movilizar la resistencia pasiva.

C11.6.5

En general, el enfoque pseudoestático desarrollado por Mononobe y Okabe se puede utilizar para estimar las

correspondiente a evento extremo de la Tabla 3.4.1-1 con factores de resistencia unitarios ($\phi = 1,0$), una metodología aceptable de acuerdo con el Artículo 4.7.4.3 y los requisitos de los Artículos 3.10.9.2, 3.10.9.3 o 3.10.9.4, según corresponda.

Las cargas sísmicas sobre los puentes de un solo tramo se deberán investigar de acuerdo con los Artículos 4.7.4.2 y 3.10.9.1.

Para las fundaciones en suelo y roca la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar ubicada en los dos tercios centrales de la base para $\gamma_{EQ} = 0,0$ y dentro de los ocho décimos centrales de la base para $\gamma_{EQ} = 1,0$.

Para valores de γ_{EQ} comprendidos entre 0,0 y 1,0 las restricciones referidas a la ubicación de la resultante se deberán obtener interpolando linealmente entre los valores especificados en el presente artículo.

Si se satisfacen todas las condiciones siguientes las cargas sísmicas horizontales se pueden reducir tal como se indica en el Artículo C11.6.5, como resultado del movimiento lateral del muro debido al resbalamiento, a partir de los valores determinados usando el método de Mononobe-Okabe especificado en el Artículo A11.1.1.1 del Apéndice A:

- El muro y cualquier estructura soportada por el muro pueden tolerar movimientos laterales resultantes del resbalamiento de la estructura.
- La base del muro no está restringida contra el resbalamiento, excepto por la fricción del suelo en su base y la mínima resistencia pasiva del suelo.
- Si el muro funciona como un estribo, el coronamiento del muro tampoco está restringido (por ejemplo el caso de una superestructura soportada por apoyos deslizantes).

Si para estudiar la estabilidad global del muro de sostenimiento se incluye la carga sísmica se deberá utilizar un factor de resistencia $\phi = 0,9$.

fuerzas estáticas equivalentes correspondientes a las cargas sísmicas en muros de sostenimiento de gravedad y semigravedad. Además de las fuerzas estáticas equivalentes, las fuerzas sísmicas de diseño estimadas deberían tomar en cuenta las fuerzas inerciales del muro. En el caso de los muros flexibles en voladizo, al estimar las fuerzas sísmicas de diseño se pueden despreciar las fuerzas resultantes de los efectos inerciales del muro. Si el muro soporta una estructura de un puente las fuerzas sísmicas de diseño también deberían incluir las fuerzas sísmicas transmitidas por el puente a través de los apoyos en los cuales no hay libertad de movimiento, por ejemplo, los apoyos elastoméricos. Ver el Apéndice A.

En el Artículo A11.1.1.2 se presentan procedimientos para reducir la carga sísmica debido al movimiento lateral del muro. En general, esta reducción sólo es aplicable en el caso de los muros de gravedad y semigravedad. Aunque lo especificado en el Artículo A11.1.1.2 se refieren a muros de gravedad y semigravedad, estos requisitos también se pueden aplicar a otros tipos de muros siempre y cuando se satisfagan las tres condiciones listadas en el Artículo 11.6.5.

Kavazanjian et al. (1997) simplificaron aún más la relación indicada en la Ecuación A11.1.1.2-1 del Apéndice A de la siguiente manera, asumiendo que, en ausencia de información sobre la historia de tiempo del movimiento del terreno, la velocidad del terreno es igual a $30A$:

$$k_h = 1,66A \left(\frac{A}{d} \right)^{0,25} \quad (\text{C11.6.5-1})$$

donde:

A = máxima aceleración sísmica (adimensional)

k_h = coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)

d = desplazamiento lateral del muro (mm)

Esta ecuación no se debe utilizar para desplazamientos menores que 25 mm ni mayores que aproximadamente 200 mm, ya que esta expresión es una aproximación de un análisis de Newmark más riguroso. En general, la práctica adoptada en los estados ubicados en áreas sísmicamente activas consiste en diseñar los muros para presiones sísmicas reducidas correspondientes a desplazamientos de 50 mm a 100 mm. Sin embargo, la deformación tolerable dependerá de la naturaleza del muro y de la estructura que soporta, y también dependerá de los elementos que se encuentran delante del muro.

Además del hecho de si el muro puede o no tolerar

deformación lateral, se recomienda no utilizar este enfoque simplificado para muros de geometría compleja, como por ejemplo los muros apilados o los muros de tierra estabilizada mecánicamente de sección trapezoidal, ni para muros muy altos (más de 15.000 mm), ni para muros para los cuales la aceleración pico del terreno A es mayor o igual que $0,3g$. En estos casos se debería contratar a un especialista para que evalúe la respuesta y la deformación anticipada de la estructura, ya que podrían ocurrir deformaciones laterales y verticales permanentes potencialmente inaceptables aún cuando se satisfagan los criterios exigidos para permitir el diseño mediante este enfoque pseudoestático.

11.6.6 Drenaje

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

C11.6.6

Instalar mechinales o drenes de paneles de materiales geocompuestos en la cara del muro no asegura condiciones totalmente drenadas. Los sistemas de drenaje se deberían diseñar de manera que puedan drenar completamente la totalidad del volumen de suelo retenido detrás de la cara del muro de sostenimiento.

11.7 PILAS DE PUENTE

11.7.1 Solicitaciones en las Pilas de Puente

Las pilas de puente se deberán diseñar de manera que transmitan a las fundaciones las cargas de la superestructura y las cargas que actúan sobre la propia pila. Las cargas y combinaciones de cargas deberán ser como se especifica en la Sección 3.

El diseño estructural de las pilas de puente se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de las Secciones 5, 6, 7 y 8, según corresponda.

11.7.2 Protección de las Pilas

11.7.2.1 Colisiones

Si existe la posibilidad de que se produzca la colisión de vehículos carreteros o embarcaciones contra la pila se debería realizar un análisis de riesgos adecuado a fin de determinar el grado de resistencia al impacto a proveer y/o el sistema de protección adecuado. Las fuerzas de colisión se deberán determinar como se especifica en los Artículos 3.6.5 y 3.14.

11.7.2.2 Muros Parachoque

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

C11.7.2.2

En general el propietario del ferrocarril exigirá la construcción de un muro parachoque si la columna se encuentra a una distancia menor o igual que 7600 mm de

las vías. Algunos propietarios también requieren un muro parachoque 2000 mm por encima de la parte superior de las vías entre columnas en el caso de cruces ferroviarios aéreos.

11.7.2.3 Socavación

Se deberá determinar el potencial de socavación y el diseño se deberá desarrollar de manera de minimizar las fallas atribuibles a esta condición tal como se especifica en el Artículo 2.6.4.4.2.

11.7.2.4 Revestimiento del Borde de Ataque

Cuando corresponda el borde de ataque de la pila se deberá diseñar de manera que efectivamente rompa o desvíe el hielo o los acarreo flotantes.

C11.7.2.4

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.

11.8 MUROS TIPO PANTALLA

11.8.1 Requisitos Generales

Se puede considerar el uso de muros tipo pantalla como soporte temporario y permanente de masas de suelo y roca estables e inestables. La factibilidad de utilizar un muro tipo pantalla en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la profundidad embebida del elemento vertical es adecuada para soportar el muro.

C11.8.1

Dependiendo de las condiciones del suelo, en general los muros de menos de aproximadamente 3000 a 4600 mm de altura son factibles. La excepción la constituyen los muros cilíndricos o pantallas de pilotes tangentes, para los cuales se pueden utilizar alturas mayores.

11.8.2 Cargas

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.1.2. Para el diseño de los muros tipo pantalla a los empujes laterales se les deberá aplicar el factor de carga correspondiente al empuje lateral del suelo (*EH*).

C11.8.2

En el Artículo 3.11.5.6 se indican las distribuciones de los empujes laterales del suelo para los muros tipo pantalla.

11.8.3 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio

11.8.3.1 Movimiento

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.7.2 y 10.8.2. Para seleccionar los empujes del suelo de diseño de acuerdo con los requisitos del Artículo 3.11.1 se deberán considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

C11.8.3.1

La Tabla C3.11.1-1 indica valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo en el suelo retenido y a condiciones de empuje pasivo en el suelo que proporciona resistencia.

11.8.3.2 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2.3.

C11.8.3.2

En el Artículo C11.9.3.2 se describe el uso de elementos de muro verticales para proveer resistencia contra las fallas por estabilidad global. El uso de

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 utilizados.

11.8.4 Seguridad contra las Fallas del Suelo en el Estado Límite de Resistencia

11.8.4.1 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2.3.

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.3.5.

Los elementos verticales se deberán diseñar de manera que soporten la totalidad de los empujes de diseño debidos al suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática entre los elementos. Al determinar la profundidad embebida necesaria para movilizar la resistencia pasiva se deberán considerar los planos de debilidad, como por ejemplo las superficies de deslizamiento (slickensides), los planos de estratificación y los grupos de fisuras que pudieran reducir la resistencia del suelo o la roca determinada mediante ensayos en laboratorio. La profundidad embebida en roca intacta, incluyendo las rocas macizas y aquellas apreciablemente fisuradas que no deberían fallar a través de una superficie de fisuración, se deberá basar en la resistencia al corte de la masa rocosa.

C11.8.4.1

El uso de 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 utilizados.

La máxima separación entre elementos de apoyo verticales depende de la rigidez relativa de los elementos verticales. Típicamente se utilizan tramos de 1800 a 3000 mm, dependiendo del tipo y tamaño de los elementos utilizados como revestimiento.

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

Para el diseño de los muros tipo pantalla 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 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 mediante la siguiente expresión el valor x definido en la Figura 3.11.5.6-3 para determinar la distribución del empuje pasivo neto delante del muro debajo de la altura de diseño:

$$x = [\gamma k_{a2} \gamma'_{s1} H] / [(\phi k_{p2} - \gamma k_{a2}) \gamma'_{s2}] \quad (\text{C11.8.4.1-1})$$

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} = densidad efectiva del suelo 1 (kg/m^3)

H = altura de diseño del muro (mm)

ϕ = factor de resistencia para la resistencia pasiva delante del muro (adimensional)

k_{p2} = coeficiente de empuje pasivo para el suelo 2 (adimensional)

γ'_{s2} = densidad efectiva del suelo 2 (kg/m^3)

- Sumar los momentos respecto del punto de aplicación de F (la base del muro) para determinar la profundidad embebida (D_o) en la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proveer equilibrio de momentos.
- Determinar la profundidad a 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 flector en el punto de corte nulo.
- Calcular la profundidad de diseño $D = 1,2D_o$ para tomar en cuenta los errores inherentes a la distribución simplificada del empuje pasivo.

11.8.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales

11.8.5.1 Elementos Verticales del Muro

Los elementos de muro verticales se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática y las

C11.8.5.1

Los elementos de muro verticales discretos incluyen los pilotes hincados, los pilotes perforados y los pilotes instalados en orificios preperforados.

cargas sísmicas.

11.8.5.2 Revestimiento

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

Si se utiliza un revestimiento de madera, éste deberá ser de madera de grado estructural tratada a presión de acuerdo con la Sección 8. Si se utiliza madera y las condiciones ambientales son propicias para el crecimiento de organismos que podrían producir descomposición, la madera se debería tratar con un conservante a presión, a menos que se utilice madera de una especie resistente a la descomposición que se considere adecuada desde el punto de vista del riesgo de descomposición y la vida de servicio anticipada para la estructura.

Los elementos de muro verticales continuos 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 incluyen las tablestacas, los paneles de hormigón tipo diafragma prefabricados u hormigonados in situ, y las pantallas de pilotes hincados o perforados tangentes.

Los máximos momentos flectores y cortes que actúan en los elementos de muro verticales se pueden determinar utilizando los diagramas de carga del Artículo 3.11.5.6 junto con factores de carga y resistencia adecuados.

C11.8.5.2

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

- Para tramos simples sin acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{x}} = 0,125 pL^2 \quad (C11.8.5.2-1)$$

- Para tramos simples con acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{x}} = 0,083 pL^2 \quad (C11.8.5.2-2)$$

- Para tramos continuos sin acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{x}} = 0,1 pL^2 \quad (C11.8.5.2-3)$$

- Para tramos continuos con acción de arco del suelo:

$$M_{m\acute{x}} = 0,083 pL^2 \quad (C11.8.5.2-4)$$

donde:

$M_{m\acute{x}}$ = momento flector mayorado en un ancho unitario o altura unitaria del revestimiento (N-mm/mm)

p = empuje lateral promedio mayorado, incluyendo el suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática que actúa en la sección de revestimiento considerada (MPa/mm)

L = separación entre elementos verticales u otros apoyos del revestimiento (mm)

Si las variaciones del empuje lateral en función de la profundidad son importantes, para lograr mayor precisión

se podrían construir diagramas de momento. El diseño del revestimiento puede variar con la profundidad.

La Ecuación C1 sólo es válida para el caso de revestimientos simplemente apoyados detrás de los cuales 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 C2 sólo es válida para el caso de revestimientos simplemente apoyados detrás de los cuales el suelo se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo en suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con un revestimiento flexible o rígido detrás del cual hay suficiente espacio para permitir la acción de arco del suelo in situ. Las Ecuaciones C3 y C4 son válidas para el caso de revestimientos continuos sobre varios apoyos verticales, por ejemplo revestimientos de hormigón armado o proyectado.

11.8.6 Diseño Sismorresistente

Los efectos de las cargas sísmicas se deberán investigar utilizando el Estado Límite correspondiente a Evento Extremo I de la Tabla 3.4.1-1 junto con un factor de resistencia $\phi = 1,0$; un factor de carga $\gamma_p = 1,0$ y una metodología aceptable.

11.8.7 Protección contra la Corrosión

El nivel y la importancia de la protección contra la corrosión se deberán determinar en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias de la falla del muro.

11.8.8 Drenaje

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 3.11.3.

La filtración se deberá controlar instalando un medio drenante detrás del revestimiento con orificios de salida en la base del muro o próximos a la base del muro. Los paneles de drenaje deberán mantener sus características incluso bajo los empujes del suelo y las sobrecargas de diseño, y se deberán extender desde la base del muro hasta un nivel 300 mm por debajo del coronamiento del muro.

Si se utilizan paneles de drenaje detrás de un muro y es posible que el suelo saturado o húmedo detrás de los paneles estén sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo, los muros se deberán aislar para evitar el congelamiento del suelo o bien el muro se deberá diseñar considerando las presiones que el suelo congelado ejercerá sobre el muro.

C11.8.6

En general para estimar las fuerzas estáticas equivalentes se puede utilizar el enfoque pseudoestático desarrollado por Mononobe y Okabe, siempre que los máximos empujes del suelo, activo y pasivo, se calculen utilizando un coeficiente sísmico $k_h = 0,5A$. Al estimar el empuje sísmico lateral del suelo se pueden despreciar las fuerzas inerciales del muro. Ver el Apéndice A.

C11.8.7

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

C11.8.8

En general el potencial de desarrollo de presiones hidrostáticas detrás de un muro construido con elementos verticales discretos y horizontales discretos (muros tipo berlinés) es limitado, ya que habrá aberturas entre los elementos horizontales y el suelo detrás de los mismos será perturbado a medida que se construye el muro. Sin embargo, no se debe confiar en 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, por ejemplo un muro interceptor construido con un sistema de drenaje diseñado para manejar los flujos anticipados.

Solamente 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 y Peck* 1967 y *Cedergreen* 1989). La efectividad de las medidas de control del drenaje se deberían evaluar utilizando análisis de filtración.

11.9 MUROS ANCLADOS

11.9.1 Requisitos Generales

Los muros anclados, cuyos elementos pueden ser propietarios, utilizan anclajes cementados, elementos de muro verticales y un revestimiento.

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

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona de tesado de los anclajes adherentes son adecuadas.

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

C11.9.1

Dependiendo de las condiciones del suelo, generalmente es necesario utilizar anclajes para soportar los muros tipo pantalla de más de aproximadamente 3000 a 4600 mm de altura, ya sean temporarios o permanentes.

Al determinar la factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada también se debería 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 típicamente se construyen de arriba hacia abajo. 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 el subsuelo o las operaciones de compactación.

La mínima distancia requerida entre la zona de adherencia y la zona activa detrás del muro, 1500 mm o $H/5$, es necesaria para asegurar que ninguna carga de la zona adherente se transfiera hacia la zona libre de carga por transferencia a través de la columna de mortero en la zona libre de carga.

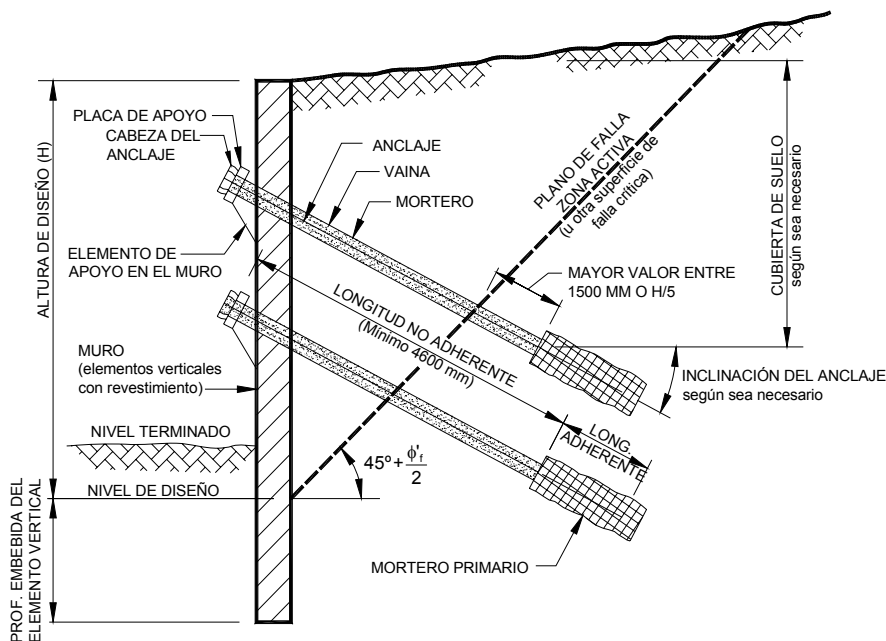


Figura 11.9.1-1 – Nomenclatura relacionada con los muros anclados y lineamientos para determinar la longitud embebida de los anclajes

11.9.2 Cargas

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.1.2, excepto que no será necesario considerar los efectos de la contracción y temperatura.

C11.9.2

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 y en el trabajo de Sabatini et al. (1999) el lector puede consultar diagramas de empujes aparentes de uso habitual.

11.9.3 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio

11.9.3.1 Movimiento

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.2, 10.7.2 y 10.8.2.

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

C11.9.3.1

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

Los perfiles de asentamiento ilustrados en la Figura C1 fueron recomendados por Clough y O'Rourke (1990) para estimar los asentamientos superficiales del terreno adyacente a excavaciones arriostradas o ancladas que ocurren durante la excavación y la construcción del arriostramiento. 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 también pueden provocar asentamientos significativos. Las mediciones in situ utilizadas para desarrollar la Figura C1 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, estos movimientos se deberían estimar de forma separada.

Cuando aparezca en la definición de las diferentes curvas de la Figura C1, la relación de levantamiento de la base, R_{BH} , se deberá tomar como:

$$R_{BH} = \frac{5,1 S_u}{g \gamma_s H \times 10^{-9} + q_s} \quad (C11.9.3.1-1)$$

donde:

S_u = resistencia al corte no drenada del suelo cohesivo (MPa)

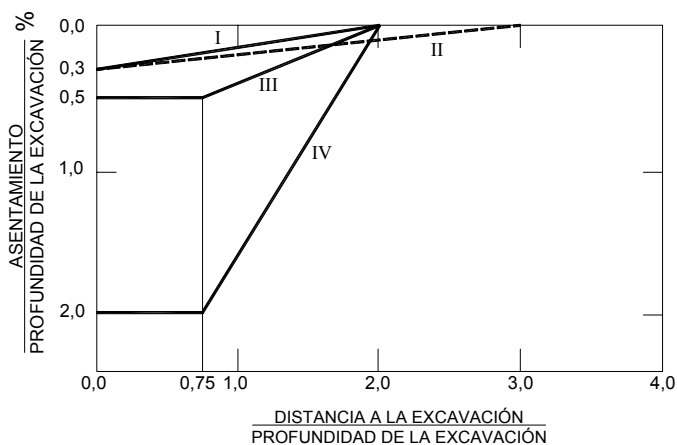
γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

H = altura del muro (mm)

q_s = presión debida a la sobrecarga (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/sec^2)

En el trabajo de Sabatini et al. (1990) el lector 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 medianamente dura, $R_{BH} = 2,0$

Curva IV = Arcilla blanda a medianamente dura, $R_{BH} = 1,2$

Figura C11.9.3.1-1 – Perfiles de asentamiento detrás de muros arriostrados o anclados (adaptados a partir del trabajo de Clough y O'Rourke, 1990)

11.9.3.2 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2.3.

C11.9.3.2

En el trabajo de Sabatini et al. (1990) el lector encontrará 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 planos de falla profundos y actúan como mejoradores del suelo in situ, puede ser despreciable si el porcentaje de refuerzo proporcionado por los elementos 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.

11.9.4 Seguridad contra las Fallas del Suelo**11.9.4.1 Capacidad de Carga**

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.3, 10.7.3 y 10.8.3.

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

C11.9.4.1

En el caso de los elementos de muro verticales perforados in situ, por ejemplo para los muros tipo berlinés con elementos verticales perforados, que se construyen en arena, si para calcular la capacidad por fricción lateral se utiliza el método β , la profundidad z se debería tomar a partir del coronamiento del muro. Sin embargo, la tensión vertical debida a la sobrecarga σ'_v se debería 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.

11.9.4.2 Capacidad contra el Arrancamiento de los Anclajes

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

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

donde:

ϕ = factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes (adimensional)

Q_n = resistencia nominal contra el arrancamiento de los anclajes (N)

d = diámetro del orificio para el anclaje (mm)

C11.9.4.2

La capacidad contra el arrancamiento de los anclajes es afectada por las condiciones del suelo, 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 mortero utilizado y la presión de inyección del mortero. El lector encontrará información acerca de la capacidad contra el arrancamiento de los anclajes en los trabajos de Sabatini et al. (1999), el 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 suelo cohesivo, no cohesivo y roca se pueden utilizar los valores presuntos indicados en las Tablas C1, C2 y C3, respectivamente. Se debe tener en cuenta que los valores indicados en las tablas pueden ser conservadores.

τ_n = tensión nominal de adherencia del anclaje (MPa)

L_b = longitud de adherencia del anclaje (mm)

Para el diseño preliminar la resistencia de los anclajes se puede basar en los resultados de ensayos de carga de arrancamiento; se puede estimar en base a la revisión de datos geológicos, perforaciones, muestras de suelo y roca, ensayos en laboratorio y experiencias previas; o bien se puede estimar utilizando información publicada sobre la adherencia suelo/roca-mortero. Para el diseño final la documentación técnica deberá exigir que se realicen ensayos de verificación o ensayos de arrancamiento utilizando anclajes sacrificables en cada unidad de suelo para establecer longitudes de anclaje y capacidades que sean consistentes con el método de instalación elegido por el contratista. La documentación técnica también deberá establecer que posteriormente se deben realizar ensayos de comprobación en cada anclaje producido hasta 1,0 veces la carga de diseño mayorada para verificar su capacidad.

Tabla C11.9.4.2-1 – Tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas correspondientes a anclajes en suelos cohesivos, τ_n

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Rigidez del suelo o resistencia a la compresión no confinada (MPa)	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 C11.9.4.2-2 – Tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas correspondientes a anclajes en suelos no cohesivos, τ_n

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Compacidad del suelo o resistencia ensayo SPT ⁽¹⁾	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 0,95
Arenas limosas	-	0,17 a 0,40
Grava arenosa	Medianamente densa a densa: 11-40 Densa a muy densa: 40-50+	0,21 a 1,4 0,28 a 1,4
Till glacial	Denso: 31-50	0,30 a 0,52

(1) Corregida para considerar la presión debida a la sobrecarga.

Tabla C11.9.4.2-3 – Tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas correspondientes a anclajes en roca, τ_n

Tipo de roca	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	0,80 a 1,4
Areniscas	0,80 a 1,7
Areniscas meteorizadas	0,70 a 0,80
Lutitas blandas	0,20 a 0,80

Las tensiones de adherencia últimas presuntas indicadas en las Tablas C1 a C3 solamente deben ser utilizadas para el diseño preliminar o la evaluación de la factibilidad de utilizar anclajes de eje recto instalados en orificios de pequeño diámetro. Los anclajes inyectados a presión pueden lograr capacidades mucho mayores. La capacidad total de un anclaje inyectado a presión puede ser mayor que 2×10^6 N en suelo o mayor que 9×10^6 a 13×10^6 N en roca, aunque estos anclajes de capacidad tan elevada rara vez se utilizan para aplicaciones viales. La inyección de mortero 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 11.5.6-1, en combinación con el factor de carga correspondiente a empuje activo horizontal del suelo (Tabla 3.4.1-2), son consistentes con lo que sería requerido en base al diseño por tensiones admisibles para el diseño preliminar al arrancamiento de los anclajes (*Sabatini et al.* 1999). Estos factores también concuerdan con los resultados de la calibración estadística de ensayos de arrancamiento a escala real con relación a los mínimos valores de las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas indicadas en las Tablas C1 a C3. El uso de los factores de resistencia de la Tabla 11.5.6-1 y el factor de carga correspondiente a empuje activo horizontal del suelo de la Tabla 3.4.1-2 con otros valores presuntos de la tensión de adherencia diferentes a los valores mínimos de las Tablas C1 a C3 podría resultar en diseños no conservadores a menos que el Ingeniero tenga experiencia previa con la unidad de suelo o roca en la cual se establecerá la zona de adherencia.

Sólo se deben utilizar tensiones de adherencia presuntas mayores que los valores mínimos indicados en las Tablas C1 a C3 con extrema precaución y en base a 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 la tensión 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 de tensiones de adherencia presunta especificado es representativo de un determinado rango de condiciones del suelo. Para seleccionar tensiones de adherencia de los anclajes superiores a los valores mínimos indicados se puede considerar la existencia de condiciones del suelo que se encuentran en el extremo superior del rango especificado, particularmente si se combinan con la existencia de experiencia previa con una unidad de suelo determinada. Al seleccionar una tensión de adherencia presunta para el dimensionamiento preliminar de los anclajes se debería considerar el riesgo de no aprobación de los ensayos de verificación si en el diseño final se utilizara la tensión de adherencia seleccionada. 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 si las capacidades de los anclajes pronosticadas durante el diseño preliminar fueran imposibles de lograr.

Se debería considerar verificaciones adicionales y el ensayo de las unidades de suelo o roca en la zona donde se instalarán los anclajes si el diseño preliminar de los

La carga de los anclajes deberá ser anclada mediante una longitud embebida adecuada fuera de la superficie de falla crítica en la masa de suelo retenido.

Al determinar la longitud no adherente, la inclinación y el recubrimiento de los anclajes se deberá considerar lo siguiente:

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

La mínima separación horizontal de los anclajes debería ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de la zona adherente o 1500 mm. Si para anclar la carga requerida se requieren separaciones menores se podría considerar variar las inclinaciones de los anclajes entre anclajes alternados.

anclajes en base a las tensiones de adherencia unitarias indicadas en las Tablas C1 a C3 indican aunque sea una posibilidad marginal de que los muros anclados no serán factibles. Esto puede ocurrir debido a la falta de espacio lateral para acomodar la longitud de anclaje estimada dentro de la servidumbre o derecho de paso disponible.

Durante la construcción todos los anclajes se deben someter a ensayos de comportamiento, ensayos de verificación y/o ensayos de fluencia lenta para poder evaluar su capacidad de carga anticipada a corto y largo plazo.

La capacidad de los anclajes no se puede aumentar significativamente para longitudes de adherencia mayores que aproximadamente 12.000 mm a menos que se utilicen métodos especializados para transferir carga desde la parte superior de la zona de adherencia del anclaje hacia su extremo. Esto es particularmente crítico en el caso de suelos sensibles a las deformaciones, en los cuales la resistencia residual es significativamente menor que la resistencia pico.

La inclinación y separación de los anclajes será determinada por las condiciones del suelo y la roca, la presencia de limitaciones geométricas y la capacidad requerida de los anclajes. En el caso de los anclajes en los cuales el mortero se coloca mediante el sistema tremie típicamente se requiere un ángulo de inclinación como mínimo igual a aproximadamente 10° y un mínimo recubrimiento de suelo de aproximadamente 4500 mm para asegurar el cementado de la totalidad de la longitud adherente y para proveer suficiente recubrimiento de suelo sobre la zona de los anclajes. En el caso de los anclajes inyectados a presión generalmente el ángulo de inclinación no es crítico y será determinado fundamentalmente por las restricciones geométricas; en este caso típicamente el mínimo recubrimiento de suelo es de 1800–4500 mm. Puede ser necesario utilizar ángulos pronunciados para evitar instalar los anclajes en suelo o roca inadecuada. Algunas situaciones especiales pueden requerir anclajes horizontales o prácticamente horizontales, en cuyo caso se necesitará evidencia que indique que el recubrimiento de suelo es suficiente y que el mortero ha logrado cementar completamente los anclajes.

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

Los anclajes utilizados para muros construidos en situaciones de relleno, es decir para muros construidos de abajo hacia arriba, deberían 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 la roca, el nivel freático y el método constructivo.

11.9.4.3 Resistencia Pasiva

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 11.6.3.6, 11.6.3.7 y 11.8.4.1.

C11.9.4.3

Sabatini et al. (1999) recomiendan utilizar métodos tales como el Método de Broms o el Método de Wang y Reese para evaluar la resistencia pasiva y la profundidad embebida de los elementos verticales requeridas. Sin embargo, estos métodos aún no han sido calibrados para esta aplicación para el diseño por factores de carga y resistencia.

11.9.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales

11.9.5.1 Anclajes

La componente horizontal de la fuerza de diseño del anclaje se deberá calcular utilizando los requisitos del Artículo 11.9.2 y cualquier otra componente de empuje horizontal que actúe sobre el muro de acuerdo con el Artículo 3.11. La fuerza de diseño total del anclaje se deberá determinar en base a la inclinación del anclaje. La separación horizontal de los anclajes y la capacidad de los anclajes se deberá seleccionar de manera de proveer la fuerza de diseño total requerida.

C11.9.5.1

Los tendones de anclaje típicamente consisten en barras, alambres o cables de acero. La selección del tipo de anclaje generalmente 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 C1 y C2, las cuales suponen que el suelo debajo de la base de la excavación tiene resistencia suficiente para resistir la reacción R . Si el suelo que provee resistencia pasiva debajo de la base de la excavación es débil e inadecuado para soportar la reacción R , el anclaje instalado a menor cota se debería diseñar de manera que soporte tanto la carga del anclaje como se ilustra en las figuras como la 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 la base, 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 del anclaje.

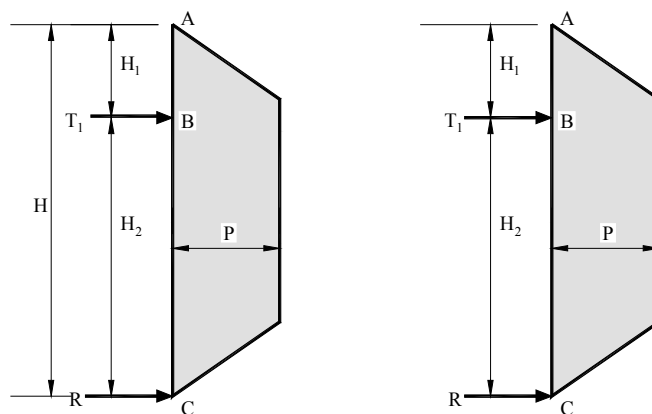
**Método de las áreas tributarias**
 $T_1 = \text{Carga en la longitud } H_1 + H_2/2$
 $R = \text{Reacción en la longitud } H_2/2$
Método de las articulaciones
 $T_1 = \text{Calculada de } \sum M_C = 0$
 $R = \text{Empuje total del suelo} - T_1$

Figura C11.9.5.1-1 – Cálculo de las cargas en los anclajes para un muro con un solo nivel de anclajes de acuerdo con Sabatinie et al. (1999)

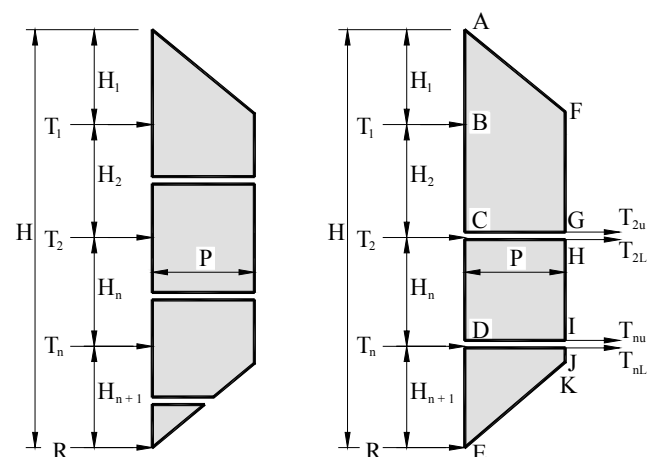
**Método de las áreas tributarias**
 $T_1 = \text{Carga en la longitud } H_1 + H_2/2$
 $T_2 = \text{Carga en la longitud } H_2/2 + H_n/2$
 $T_n = \text{Carga en la longitud } H_n/2 + H_{n+1}/2$
 $R = \text{Carga en la longitud } H_{n+1}/2$
Método de las Articulaciones
 $T_1 = \text{Calculada a partir de } \sum M_C = 0$
 $T_{2u} = \text{Empuje total del suelo (ABCGF)} - T_1$
 $T_{2L} = \text{Calculada a partir de } \sum M_D = 0$
 $T_{nu} = \text{Empuje total del suelo (CDIH)} - T_{2L}$
 $T_{nL} = \text{Calculada a partir de } \sum M_E = 0$
 $R = \text{Empuje total del suelo} - T_1 - T_2 - T_n$
 $T_2 = T_{2u} = T_{2L}$
 $T_n = T_{nu} = T_{nL}$

Figura C11.9.5.1-2 – Cálculo de las cargas en los anclajes para un muro con múltiples niveles de anclajes de acuerdo con Sabatinie et al. (1999)

11.9.5.2 Elementos Verticales del Muro

Los elementos de muro verticales se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática, los anclajes y las cargas sísmicas, además de la componente vertical de las cargas sobre los anclajes y cualquier otra carga vertical que corresponda. Se pueden asumir apoyos horizontales en la ubicación de cada anclaje y en el fondo de la excavación si el elemento vertical tiene una longitud embebida suficiente debajo del fondo de la excavación.

11.9.5.3 Revestimiento

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.8.5.2.

11.9.6 Diseño Sismorresistente

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.8.6.

11.9.7 Protección contra la Corrosión

Los anclajes pretensados y las cabezas de los anclajes se deberán proteger contra la corrosión de manera consistente con las condiciones del suelo y el agua subterránea en el sitio de emplazamiento. El nivel y la importancia de la protección contra la corrosión deberán determinarse en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias de la falla de los anclajes. La protección contra la corrosión se deberá aplicar de acuerdo con los requisitos de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Sección 6, "Anclajes Instalados en el Terreno."

11.9.8 Construcción e Instalación**11.9.8.1 Tesado y Ensayo de los Anclajes****C11.9.5.2**

Los elementos de muro verticales discretos son continuos en toda su longitud, y pueden consistir en pilotes hincados, cajones, pilotes perforados y pilotes y secciones armadas instaladas en orificios preperforados y luego rellenos con hormigón estructural en la zona pasiva y hormigón magro en la sección expuesta del muro.

Los elementos de muro verticales continuos 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 incluyen las tablestacas, los paneles de hormigón tipo diafragma prefabricados u hormigonados in situ, y las pantallas de cajones o pilotes tangentes.

En la Sección 4 se describen métodos de análisis estructural.

Para los muros que atraviesan o son soportados por arcillas blandas con $S_u < 0,15 g \gamma'_s H \times 10^{-9}$ puede ser necesario utilizar elementos verticales continuos que se prolonguen bastante 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 embeber aproximadamente 900 mm o según se requiera por motivos de estabilidad o capacidad de carga.

11.9.6

Ver el Artículo C11.8.6.

C11.9.7

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

C11.9.8.1

Todos los anclajes en producción se deberán someter a ensayos de carga y tesado de acuerdo con los requisitos de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Artículo 6.5.5, "Ensayo y Tesado." Si en el sitio de emplazamiento se detectan condiciones poco habituales se pueden especificar ensayos de carga previos al inicio de la fabricación para verificar la seguridad con respecto a la carga de diseño para establecer la carga última del anclaje (ensayos de arrancamiento) o para identificar la carga bajo la cual ocurre fluencia lenta excesiva.

Habitualmente se realizan ensayos de comportamiento y/o fluencia lenta sobre un determinado número de anclajes y ensayos de verificación sobre todos los demás anclajes. Ninguno de estos ensayos determinan la capacidad de carga última real de los anclajes, sino que los resultados de estos ensayos proporcionan una indicación de cómo se comportarán los anclajes bajo una carga especificada. Los ensayos de comportamiento consisten en la carga y descarga por incrementos para verificar que los anclajes tengan capacidad suficiente 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 verificación, 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 y rocas blandas fuertemente meteorizadas, consisten en aplicar a los anclajes una carga sostenida, por incrementos, para evaluar el potencial de pérdida de capacidad de anclaje atribuible a la fluencia lenta.

La FHWA recomienda realizar los ensayos de carga de los anclajes hasta 125 o 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 el potencial de sobretesado 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 lenta 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 investigar la pérdida del pretensado debida a la fluencia lenta. Es posible que para realizar estos ensayos sea necesario aumentar el área de acero de pretensado en el tendón de anclaje ensayado.

11.9.9 Drenaje

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.8.8.

C11.9.9

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 y Peck* 1967 y *Cedergreen* 1989). La efectividad de las medidas de control del drenaje se deberían evaluar utilizando análisis de filtración

11.10 MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE

11.10.1 Requisitos Generales

Se puede considerar el uso de muros de tierra estabilizada mecánicamente en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de sostenimiento convencionales (de gravedad), muros tipo pantalla o muros modulares prefabricados, y particularmente en aquellos casos en los cuales se anticipan asentamientos totales y diferenciales significativos.

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

No se deberán utilizar muros de tierra estabilizada mecánicamente en ninguna de las situaciones siguientes:

- Si se han de construir instalaciones para servicios públicos (salvo el drenaje de la carretera) dentro de la zona reforzada, a menos que se provea acceso a las instalaciones, que este acceso no interfiera con los refuerzos y que la rotura de las tuberías de los servicios públicos no afecte negativamente la estabilidad de la estructura.
- Si la erosión o socavación de la zona de inundación puede afectar la zona de relleno armado, el revestimiento o cualquier estructura de apoyo.
- Si los refuerzos pueden llegar a estar expuestos a

C11.10.1

Los sistemas de tierra estabilizada mecánicamente, cuyos elementos pueden ser patentados o propietarios, emplean en la masa de suelo refuerzos metálicos (en forma de faja o en forma de grilla) o geosintéticos (geotextiles, mallas o fajas) junto con un revestimiento que puede ser vertical o prácticamente vertical. Los muros de tierra estabilizada mecánicamente se comportan como muros de gravedad, derivando su resistencia lateral del peso de la masa de suelo reforzado detrás del revestimiento. Si se utilizan revestimientos de espesor relativamente grande el peso propio del revestimiento también puede contribuir significativamente a la capacidad del muro. En la Figura C1 se ilustran algunos ejemplos de muros de tierra estabilizada mecánicamente.

Todos los datos disponibles indican que en los muros de tierra estabilizada mecánicamente la corrosión no se acelera debido a las corrientes desviadas que se originan en las líneas de alta tensión, gracias a la discontinuidad de los refuerzos del suelo en la dirección paralela a la fuente de la corriente desviada. Si se utilizan refuerzos metálicos en áreas en las cuales se anticipa que habrá corrientes spray a una distancia menor o igual que 60.000 mm de la estructura, y si los refuerzos metálicos están conectados continuamente en la dirección paralela a la fuente de corrientes desviadas se debería contratar un experto en corrosión para que evalúe el potencial de corrosión y los requisitos de protección. En el trabajo de Sankey y Anderson (1999) el lector encontrará información más detallada acerca de la corrosión debida a las corrientes desviadas.

Puede ser aceptable ubicar instalaciones para servicios públicos dentro de la zona reforzada siempre y cuando se pueda acceder a las mismas sin interferir con los refuerzos y que en caso de ocurrir una rotura de las tuberías no se generen condiciones hidráulicas que pudieran afectar negativamente los refuerzos.

En los muros de tierra estabilizada mecánicamente la pérdida del relleno reforzado trae aparejado un elevado potencial de falla catastrófica por socavación. Se podría considerar bajar la cota de la base del muro o métodos alternativos de protección contra la socavación, como por ejemplo el uso de tablestacados y/o rip-rap de tamaño suficiente hasta una profundidad suficiente para impedir la socavación.

agua superficial o subterránea contaminada por líquidos de drenaje mineros, otros contaminantes industriales o condiciones ambientales definidas como agresivas en el Artículo 7.3.6.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, a menos que se realicen estudios de corrosión o degradación a largo plazo que específicamente contemplen estas condiciones.

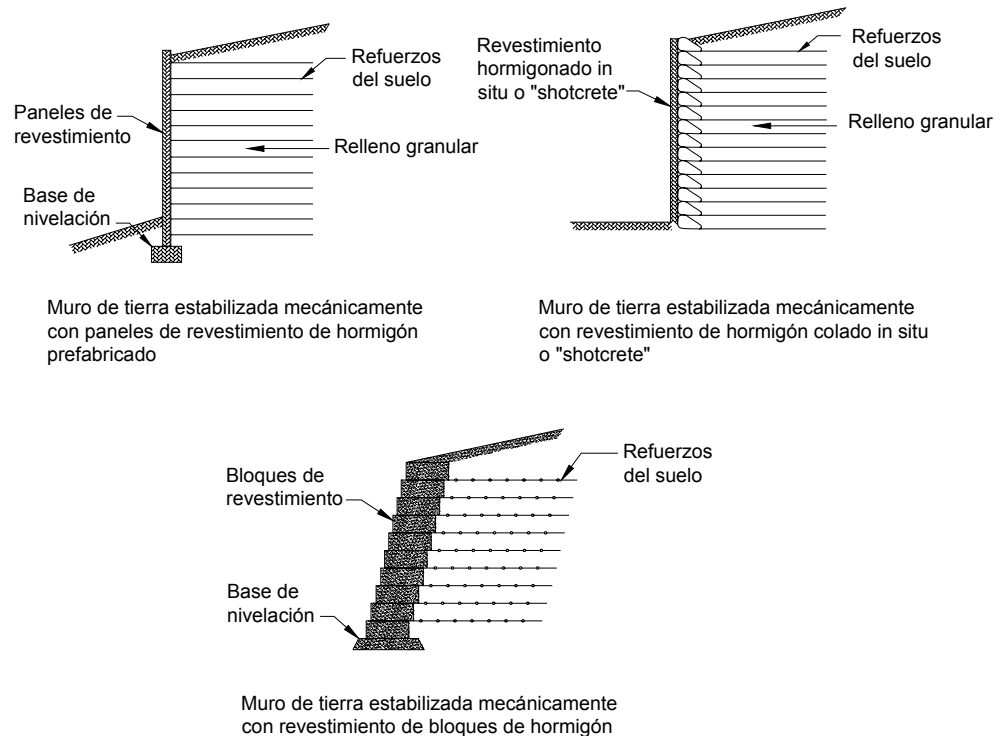


Figura C11.10.1-1 – Ejemplos de muros de tierra estabilizada mecánicamente

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

Las especificaciones aquí incluidas para muros de tierra estabilizada mecánicamente no se aplican a los sistemas de muros de tierra estabilizada mecánicamente complejos, como por ejemplo los muros apilados (muros apilados uno sobre otro) o los muros de sección trapezoidal. Para estos casos hay lineamientos de diseño en la publicación FHWA-NHI-00-043 (*Elias et al.* 2001). Para estos y otros sistemas complejos también se debería evaluar la estabilidad compuesta.

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 zonas reforzadas y no reforzadas no serán críticas. Sin embargo, se deberán 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 tierra estabilizada mecánicamente requiere conocer las propiedades a corto y largo plazo de los materiales utilizados para reforzar el suelo y la mecánica de suelos que determina el comportamiento de los muros.

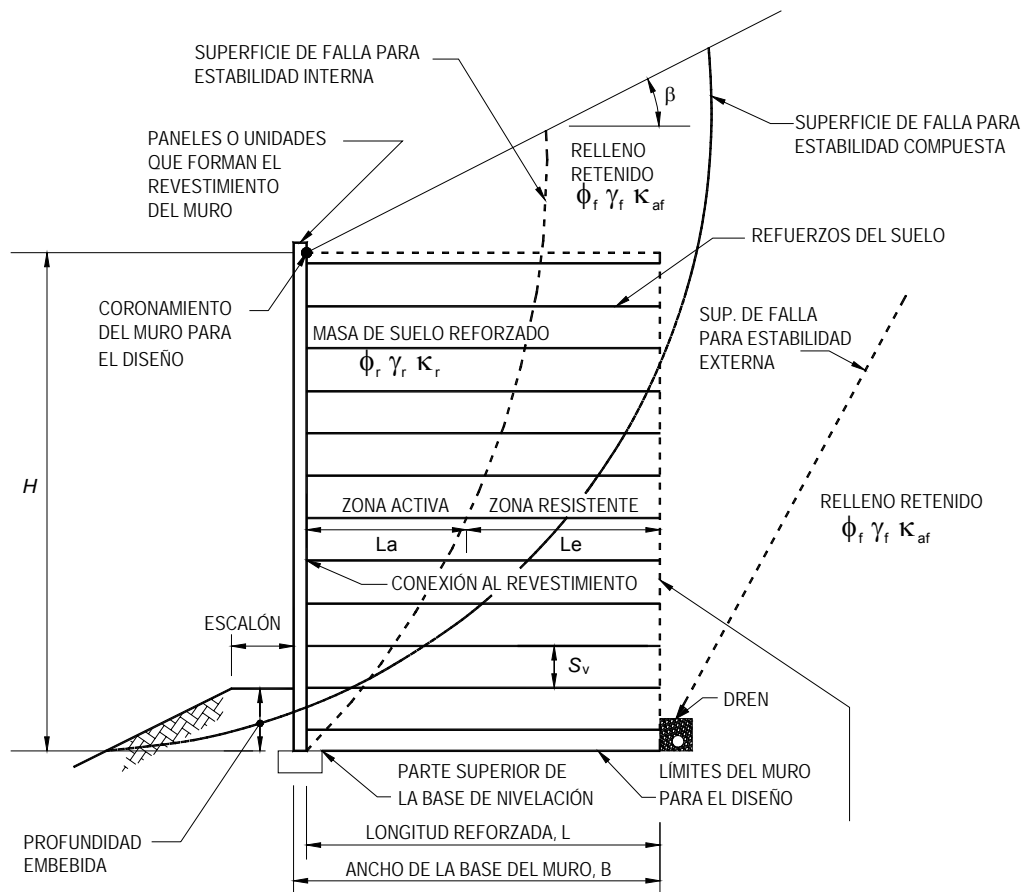
11.10.2 Dimensiones de las Estructuras

La Figura 1 ilustra las dimensiones requeridas para

diseñar los elementos de los muros de tierra estabilizada mecánicamente.

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

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



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

Figura 11.10.2-1 – Dimensiones de los elementos de un muro de tierra estabilizada mecánicamente necesarios para el diseño

11.10.2.1 Mínima Longitud de los Refuerzos

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

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

C11.10.2.1

En general, independientemente de la altura del muro, históricamente se recomendaba una longitud reforzada como mínimo igual a 2400 mm, fundamentalmente debido a las limitaciones dimensionales de los equipos de compactación convencionales. Se pueden considerar longitudes reforzadas menores, del orden de 1800 mm pero nunca menores que 70 por ciento de la altura del muro, si se utilizan equipos de compactación más pequeños, se puede mantener la alineación de los paneles y se satisfacen los requisitos mínimos para la estabilidad externa del muro.

No hay ninguna justificación teórica detrás del requisito de utilizar una longitud reforzada uniforme igual al 70 por ciento de la altura del muro, pero este requisito se ha utilizado como base para numerosos diseños exitosos realizados hasta la fecha. Estudios paramétricos realizados considerando resistencias del suelo mínimas aceptables 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 $0,8H$ para el caso de las estructuras bajas (por ejemplo 3000 mm) y $0,63H$ para el caso de estructuras altas (por ejemplo 12.000 mm).

Sólo se pueden acortar significativamente los refuerzos por debajo del valor $0,7H$ recomendado 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-altura más bajas (por ejemplo $0,5H$ a $0,6H$) aumentan sustancialmente las deformaciones horizontales.

Se pueden utilizar refuerzos de longitud no uniforme en las siguientes circunstancias:

- Alargar las capas de refuerzos superiores más allá de $0,7H$ de manera de satisfacer los requisitos para evitar el arrancamiento, o para considerar cargas sísmicas o de impacto.
- Alargar las capas de refuerzos inferiores más allá de $0,7H$ de manera de satisfacer los requisitos de estabilidad global en base a los resultados de un análisis detallado de la estabilidad global.
- Acortar las capas de refuerzos inferiores a menos de $0,7H$ para minimizar los requisitos de excavación, siempre que el muro 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 la roca o suelo competente, se pueden acortar los refuerzos inferiores a un mínimo de $0,4H$ si los refuerzos superiores se alargan para compensar los temas relacionados con la estabilidad externa. La Publicación FHWA-NHI-00-043 (*Elias et al.* 2001) contiene lineamientos de diseño para este caso particular.

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

11.10.2.2 Mínima Profundidad Embebida de la Cara Frontal

La mínima profundidad embebida de la parte inferior de la masa de suelo reforzado (parte superior de la base de nivelación) se deberá basar en los requisitos sobre capacidad de carga, asentamiento y estabilidad determinados de acuerdo con la Sección 10.

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

- Una profundidad basada en la profundidad de penetración de las heladas, si es que el suelo debajo del muro es susceptible a las heladas, y los requisitos para lograr estabilidad externa, y
- 600 mm si se trata de terreno inclinado (pendiente mayor o igual que $4,0H : 1,0V$) o si es posible que el suelo delante de la base del muro sea removido debido a procesos erosivos o excavaciones futuras, o 300 mm si se trata de terreno llano y no existe potencial de erosión ni habrá futuras excavaciones del suelo delante de la base del muro.

En el caso de los muros construidos a lo largo de ríos y arroyos las profundidades embebidas se deberán establecer como mínimo 600 mm por debajo de la profundidad de socavación potencial determinada de acuerdo con el Artículo 11.6.3.5.

Si hay suelos susceptibles a las heladas, en lugar de ubicar la base del muro debajo de la profundidad de penetración de las heladas una alternativa consiste en retirar el suelo dentro de la zona afectada por las heladas y reemplazarlo por un suelo granular no susceptible a las heladas.

Delante de los muros fundados sobre un talud se deberá proveer un escalón horizontal con un ancho mínimo de 1200 mm. El escalón puede ser moldeado o bien el talud puede continuar por encima de dicho nivel como se ilustra en la Figura 11.10.2-1.

C11.10.2.2

Las mínimas profundidades embebidas indicadas en la Tabla C1 se pueden utilizar para evitar fallas por aplastamiento localizadas debajo de la base de nivelación o la zapata debidas a las mayores tensiones verticales transmitidas por el revestimiento.

Tabla C11.10.2.2-1 – Mínimas profundidades embebidas de la cara frontal del muro (a título de guía)

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

Para las estructuras construidas sobre taludes se utilizan escalones horizontales para lograr una resistencia localizada contra las fallas por aplastamiento consistente con la resistencia a las fallas generales por capacidad de carga y para permitir el acceso para realizar inspecciones y mantenimiento.

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

11.10.2.3 Revestimiento

Los elementos del revestimiento se deberán diseñar para resistir la fuerza horizontal en los refuerzos en la unión entre los refuerzos y el revestimiento, tal como se especifica en los Artículos 11.10.6.2.2 y 11.10.7.3.

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

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

Se deberá estabilizar el revestimiento de manera que no se deforme lateralmente y que no se combe más allá de las tolerancias establecidas.

11.10.2.3.1 *Revestimientos Rígidos de Hormigón, Acero y Madera*

Los revestimientos se deberán diseñar estructuralmente de acuerdo con las Secciones 5, 6 y 8 según se trate de revestimientos de hormigón, acero o madera, respectivamente.

Si se utilizan paneles de hormigón, el espesor de los paneles en la zona de influencia y en la proximidad de la zona de influencia de las uniones embebidas deberá ser como mínimo 140 mm, mientras que en las demás zonas deberá ser como mínimo 90 mm. El mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras de los paneles deberá ser de 38 mm. En cada panel se deberá proveer armadura para resistir las condiciones de carga promedio. Se deberá proveer armadura para temperatura y contracción tal como se especifica en el Artículo 5.10.8.

La integridad estructural de los paneles de hormigón utilizados como revestimiento se deberá evaluar considerando el corte y momento flector entre los refuerzos del suelo unidos a los paneles de revestimiento de acuerdo con la Sección 5.

Si se utilizan bloques de hormigón para construir revestimientos por segmentos, los cálculos de estabilidad del revestimiento deberán incluir una evaluación de la máxima separación vertical entre capas de refuerzos, la máxima altura de revestimiento admisible por encima de la capa superior de refuerzos, la capacidad de corte entre las unidades y la resistencia a la combadura del revestimiento. La máxima separación entre las capas de refuerzos deberá ser menor o igual que dos veces el ancho W_u de uno de los

C11.10.2.3

El Artículo C3.11.2 contiene lineamientos acerca de cómo determinar las tensiones inducidas por la compactación del suelo. También en los trabajos de Duncan y Seed (1986) y Duncan et al. (1991) el lector encontrará información adicional. Alternativamente las tensiones debidas a la 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 anticipadas y que hayan exhibido un comportamiento satisfactorio a largo plazo.

C11.10.2.3.1

Los mínimos espesores de panel y recubrimientos de hormigón especificados reconocen el hecho de que muchas veces se utilizan muros de tierra estabilizada 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 razonables para el espesor de los paneles y la colocación de refuerzos y conectores, es decir tolerancias que se puedan lograr en las construcciones prefabricadas.

En base a investigaciones realizadas por Allen y Bathurst (2001), los revestimientos contruidos por segmentos con bloques de hormigón se comportan como revestimientos muy rígidos debido a la capacidad de los bloques de transmitir momento en dirección vertical en toda la columna de bloques, y aparentemente tienen mayor rigidez que los revestimientos contruidos con paneles de hormigón prefabricados.

La experiencia indica que, en el caso de los revestimientos contruidos por segments con bloques de hormigón, la distancia horizontal entre las secciones o fajas utilizadas para reforzar el suelo se debería limitar a un máximo igual al ancho de un bloque para limitar la combadura del revestimiento entre diferentes niveles de refuerzos o la acumulación de tensiones inaceptables que podrían afectar el comportamiento del revestimiento. Si se utiliza armadura horizontalmente discontinua, es decir una armadura con una relación de cobertura $R_c < 1$, se debería

bloques de hormigón (ilustrado en la Figura 11.10.6.4b-1) o menor o igual que 810 mm, cualquiera sea el valor que resulte menor. La máxima altura del revestimiento por encima de la capa superior de refuerzos deberá ser menor o igual que $1,5W_u$ o menor o igual que 600 mm, cualquiera sea el valor que resulte menor, siempre que mediante cálculos detallados se demuestre que el revestimiento por encima de la capa superior de refuerzos es estable contra las fallas por desmoronamiento. La máxima profundidad del revestimiento por debajo de la capa inferior de refuerzos deberá ser menor o igual que el ancho W_u de los bloques de hormigón que se han de utilizar para construir el revestimiento por segmentos.

11.10.2.3.2 *Revestimientos Flexibles*

Si se utilizan revestimientos de mallas soldadas, metal expandido u otros elementos similares, el revestimiento se deberá diseñar de manera de evitar que se produzcan combaduras excesivas cuando el relleno detrás del revestimiento se comprima debido a las tensiones de compactación o al peso propio del relleno. Esto se puede lograr limitando las dimensiones verticales de los elementos individuales del revestimiento y la separación vertical y horizontal entre las capas de refuerzos del suelo, y exigiendo que el revestimiento tenga un adecuado deslizamiento vertical y superposición entre elementos adyacentes.

La parte superior del revestimiento flexible en el coronamiento del muro deberá estar unido a una capa de refuerzos del suelo para lograr estabilidad.

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

11.10.2.3.3 *Corrosión en los Revestimientos de los Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente*

Se deberá evitar el contacto entre las conexiones de los refuerzos del suelo y la armadura de acero del revestimiento de hormigón a fin de evitar que haya contacto entre metales diferentes, por ejemplo, entre el acero utilizado para las armaduras del revestimiento y el acero galvanizado utilizado para los refuerzos del suelo.

evaluar la capacidad del revestimiento para transmitir momentos horizontalmente al puente a través de las discontinuidades horizontales entre los refuerzos.

C11.10.2.3.2

La experiencia indica que en el caso de los revestimientos construidos con mallas soldadas, metal expandido u otros elementos similares la separación vertical entre los refuerzos se debería limitar a un máximo de 600 mm y la distancia horizontal entre los refuerzos del suelo se debería limitar a 900 mm para limitar la combadura de los paneles entre los diferentes niveles de refuerzos. Se debería evaluar el módulo de sección del revestimiento y se deberían proveer cálculos que justifiquen la separación entre refuerzos, la cual deberá satisfacer los requisitos sobre combadura indicados en el Artículo C11.10.4.2.

C11.10.2.3.3

En este caso el contacto entre los dos aceros diferentes 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

Si se anticipa la presencia de salpicaduras de agua salada se deberá proveer un sistema de protección contra la corrosión.

11.10.3 Cargas

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.1.2, excepto que no será necesario considerar que los efectos de contracción y temperatura entran en contacto con los elementos de muro de acero.

11.10.4 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio

11.10.4.1 Asentamiento

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2 según corresponda.

El asentamiento admisible de los muros de tierra estabilizada mecánicamente se deberá basar en la capacidad de deformación longitudinal del revestimiento y el propósito final de la estructura.

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

También se deberá evaluar el asentamiento diferencial entre el frente y la parte posterior del muro, particularmente considerando su efecto sobre la deformación, la alineación y las tensiones en las conexiones del revestimiento.

el acero, el uso de selladores o el uso de paneles de mayor espesor.

C11.10.4.1

En el caso de los sistemas con revestimiento formado por paneles rígidos de hormigón y en los cuales el ancho máximo de las juntas es de 19 mm, la máxima pendiente admisible resultante del asentamiento diferencial calculado se puede tomar como se indica en la Tabla C1.

Tabla C11.10.4.1-1 – Guía para limitar la distorsión de los revestimientos de hormigón prefabricado utilizados en muros de tierra estabilizada mecánicamente

Ancho de las juntas (mm)	Asentamiento diferencial límite	
	Área ≤ 2.800.000 mm ²	2.800.000 mm ² ≤ Área ≤ 7.000.000 mm ²
19	1/100	1/200
13	1/200	1/300
6	1/300	1/600

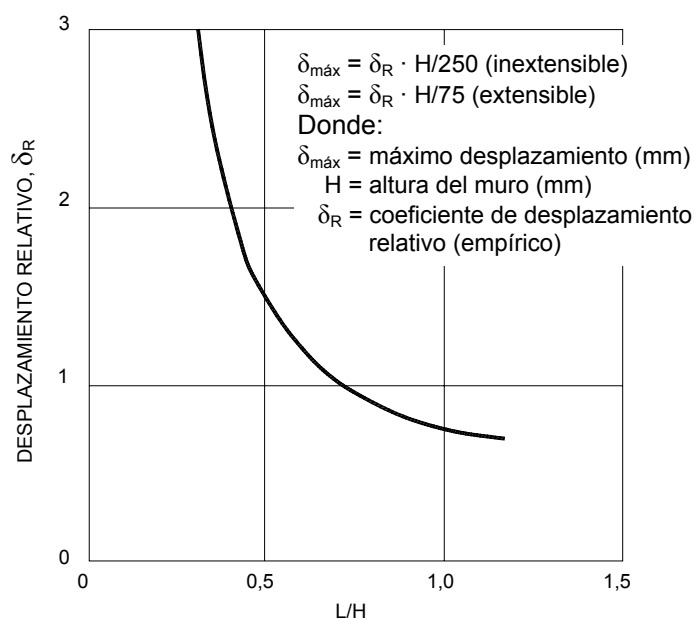
Para los muros de tierra estabilizada mecánicamente con revestimientos de paneles de hormigón prefabricado el asentamiento total se debería limitar a 50 mm y el asentamiento diferencial límite debería ser de 1/500. Para los muros con revestimientos de bloques de hormigón contruidos por segmentos el asentamiento diferencial límite debería ser de 1/200. Para los muros con revestimientos de mallas de alambres soldados o muros en los cuales se coloca un revestimiento de hormigón in situ o "shotcrete" una vez que básicamente ha finalizado el asentamiento del muro, el asentamiento diferencial límite debería ser de 1/50. Estos criterios para el asentamiento diferencial límite consideran exclusivamente las necesidades estructurales del revestimiento. Es posible que sea necesario aplicar criterios más estrictos para satisfacer requisitos estéticos.

11.10.4.2 Desplazamiento Lateral

Los desplazamientos laterales de un muro se deberán estimar en función de la rigidez global de la estructura, el grado de compactación, el tipo de suelo, la longitud de los refuerzos utilizados, el grado de ajuste de las conexiones entre los refuerzos y el revestimiento, y la deformabilidad del sistema de revestimiento; alternatively se deberán basar en comportamientos de muros que se hayan monitoreado.

C11.10.4.2

La Figura C1 permite obtener una estimación de primer orden de los desplazamientos laterales de un muro que ocurren durante su construcción para el caso de muros simples de tierra estabilizada mecánicamente construidos sobre fundaciones firmes. Si se anticipan asentamientos verticales significativos o si hay grandes sobrecargas presentes es posible que los desplazamientos laterales sean considerablemente mayores. La Figura C1 sirve como guía para establecer un desplome adecuado para la cara del muro, para obtener un muro prácticamente vertical o para determinar las luces mínimas entre la cara del muro y un objeto o estructura adyacente.



En base a muros de 6100 mm de altura, el desplazamiento relativo aumenta aproximadamente 25% por cada 0,0192 MPa 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 sólo debe ser utilizada a modo de guía. El desplazamiento real dependerá no sólo 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 C11.10.4.2-1 – Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral anticipado durante la construcción de un muro de tierra estabilizada mecánicamente

Para los muros con revestimiento de mallas de alambres soldados u otros revestimientos similares, la máxima combadura admisible del revestimiento entre las conexiones de los refuerzos del suelo, tanto horizontal como verticalmente, es de aproximadamente 50 mm. Para

los revestimientos geosintéticos la máxima combadura del revestimiento entre capas de refuerzos debería ser de aproximadamente 70 mm para una separación vertical entre refuerzos de 300 mm hasta 125 mm para una separación vertical entre refuerzos de 600 mm.

11.10.4.3 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2.3. Además, para los muros de tierra estabilizada mecánicamente de geometría compleja también se deberán investigar las superficies de falla compuestas que atraviesan una porción de la masa de suelo reforzado como se ilustra en la Figura 1, especialmente si el muro está ubicado en terreno inclinado o blando donde la estabilidad global podría no ser adecuada. En el análisis del equilibrio límite para la estabilidad de taludes las resistencias a largo plazo de cada capa de refuerzo de suelo intersecada por la superficie de falla se deberían considerar como fuerzas restablecedoras.

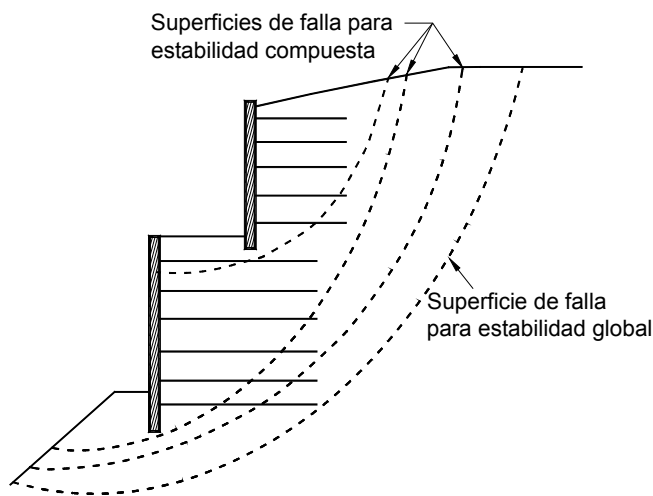


Figura 11.10.4.3-1 – Estabilidad global y compuesta de un sistema de muros de tierra estabilizada mecánicamente de geometría compleja

11.10.5 Seguridad contra las Fallas del Suelo (Estabilidad Externa)

11.10.5.1 Requisitos Generales

Las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente se deberán dimensionar de manera que satisfagan los criterios de excentricidad y resbalamiento normalmente asociados con las estructuras que trabajan por gravedad.

La seguridad contra las fallas del suelo se deberá evaluar suponiendo que la masa de suelo reforzado es un cuerpo rígido. El coeficiente de empuje activo del suelo,

C11.10.5.1

Rara vez son los requisitos sobre la excentricidad los que determinan el diseño. Por lo general son el resbalamiento y la estabilidad global los que determinan el diseño de las estructuras de más de 9000 mm de altura, las estructuras construidas sobre suelos de fundación débiles, o las estructuras cargadas con sobrecargas inclinadas.

k_a , utilizado para calcular el empuje del suelo retenido detrás de la masa de suelo reforzado se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo retenido. En ausencia de datos específicos, para los suelos granulares se puede utilizar un ángulo de fricción de 30°. Se deberán realizar ensayos para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos, considerando tanto condiciones drenadas como no drenadas.

11.10.5.2 Cargas

Para el diseño de los muros de tierra estabilizada mecánicamente las distribuciones del empuje lateral del suelo se deberán tomar como se especifica en el Artículo 3.11.5.8. Para el estudio de la estabilidad externa e interna las cargas se deberán aplicar como se especifica en los Artículos 11.10.5 y 11.10.6, respectivamente. Las sobrecargas se deberán aplicar como se especifica en el Artículo 11.10.11. Para estas cargas se deberán aplicar los factores de carga especificados en el Artículo 11.5.5.

Solamente para el cálculo de la estabilidad externa, los coeficientes de empuje activo del suelo para el suelo retenido, es decir para el relleno detrás de la masa de suelo reforzado, se deberán tomar como se especifica en el Artículo 3.11.5.3 con $\delta = \beta$.

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

Para investigar la estabilidad frente al resbalamiento y la excentricidad se deberá considerar que las sobrecargas continuas debidas al tráfico actúan más allá del extremo de la zona reforzada como se ilustra en la Figura 1. Para estas cargas se deberán aplicar los factores de carga especificados en el Artículo 11.5.5.

C11.10.5.2

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

Releno de superficie horizontal con sobrecarga debida al tráfico

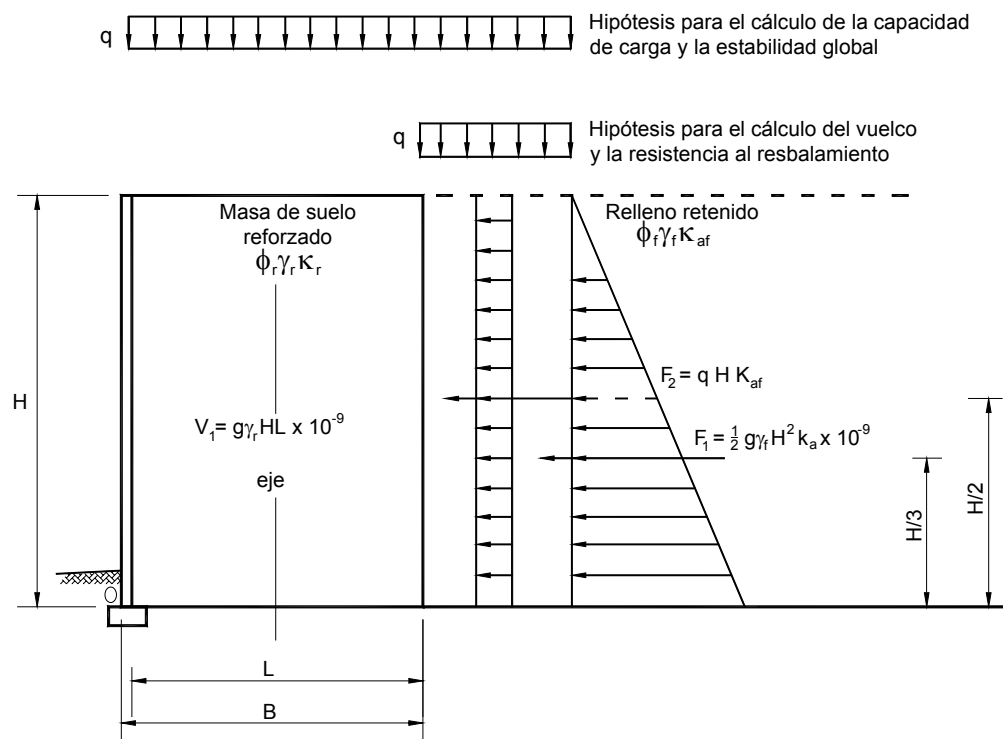


Figura 11.10.5.2-1 – Estabilidad externa para un muro con relleno de superficie horizontal y sobrecarga debida al tráfico

11.10.5.3 Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.3.3

El coeficiente de fricción por deslizamiento en la base de la masa de suelo reforzado se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son discontinuos, como por ejemplo en forma de fajas, el ángulo de fricción por deslizamiento se deberá tomar como el menor valor entre el ϕ_r del suelo reforzado y el ϕ_f del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son continuos, por ejemplo en forma de mallas o láminas, el ángulo de fricción de resbalamiento se deberá tomar como el menor valor entre ϕ_r , ϕ_f y ρ , siendo ρ el ángulo de fricción en la interfase entre el suelo y los refuerzos. En ausencia de datos específicos estará permitido utilizar un ángulo de fricción máximo, ϕ_f , igual a 30° y un ángulo de fricción máximo en la interfase suelo-refuerzos, ρ , igual a $2/3\phi_f$.

11.10.5.4 Capacidad de Carga

Para calcular la capacidad de carga se deberá suponer una zapata equivalente cuya longitud es igual a la longitud del muro y cuyo ancho es igual a la longitud de la faja de refuerzo a nivel de la fundación. Las presiones de contacto se deberán calcular utilizando una distribución uniforme de las presiones en un ancho de zapata determinado de

C11.10.5.3

Si los elementos utilizados para el revestimiento tienen un espesor relativamente importante se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en el cálculo del resbalamiento y el vuelco, es decir se puede utilizar B en lugar de L , tal como se ilustra en la Figura 11.10.5.2-1.

C11.10.5.4

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

Si los elementos utilizados para el revestimiento tienen un espesor relativamente importante sería razonable incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en el cálculo

acuerdo con los requisitos de los Artículos 10.6.3.1 y 10.6.3.2.

Si hay suelos blandos o terreno inclinado delante del muro, al evaluar la capacidad de carga se deberá tomar en cuenta la diferencia entre las tensiones de contacto calculadas para la zona de suelo reforzado y las tensiones de contacto localizadas debajo de los elementos del revestimiento. En ambos casos la base de nivelación deberá estar adecuadamente embebida para satisfacer los requisitos de capacidad de carga.

10.11.5.5 Vuelco

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.3.3.

11.10.6 Seguridad contra las Fallas Estructurales (Estabilidad Interna)

11.10.6.1 Requisitos Generales

La seguridad contra las fallas estructurales se deberá evaluar considerando el arrancamiento y la rotura de los refuerzos.

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

11.10.6.2 Cargas

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

de la capacidad de carga, es decir utilizar B en lugar de L , tal como se ilustra en la Figura 11.10.5.2-1.

Observar que cuando la excentricidad e es negativa $B' = L$.

Debido a la flexibilidad de los muros de tierra estabilizada mecánicamente no se puede desarrollar una distribución triangular de las 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, la distribución uniforme de la presión de contacto es adecuada para los muros de tierra estabilizada mecánicamente fundados tanto en suelo como en roca.

Las tensiones de apoyo concentradas provocadas por el peso del revestimiento en suelo blando podrían generar una concentración de tensiones en la conexión entre los elementos del revestimiento y los refuerzos del relleno detrás del muro.

C11.10.6.1

Los factores de resistencia especificados en el Artículo 11.5.6 son consistentes con el uso de relleno seleccionado en la zona reforzada, colocado homogéneamente 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 en el uso de factores de resistencia contra el arrancamiento conservadores que representan elevados límites de confianza.

C11.10.6.2

Las cargas que soportan los refuerzos en los muros de tierra 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, la restricción de la base del muro y la rigidez y resistencia del relleno de suelo dentro de la masa de suelo reforzado. La extensibilidad y el material con que están hechos los refuerzos son factores fundamentales para determinar la carga sobre los mismos.

El máximo ángulo de fricción utilizado para calcular la fuerza horizontal dentro de la masa de suelo reforzado se deberá considerar igual a 34° , a menos que se realicen ensayos de corte triaxial o directo de acuerdo con las normas AASHTO T 234-74 y T 236-72, respectivamente, sobre el relleno seleccionado específicamente para el proyecto en cuestión a fin de determinar su resistencia friccional. No se deberá utilizar un ángulo de fricción mayor que 40° en combinación con el Método Simplificado, aún cuando el ángulo de fricción medido sea mayor que 40° .

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 de los refuerzos del suelo (estado límite de resistencia) y el alargamiento excesivo de los refuerzos bajo la carga de diseño (estado límite de servicio). Actualmente para el diseño de la estabilidad interna no se evalúa el estado límite de servicio. La estabilidad interna se determina igualando la carga de tracción mayorada aplicada a los refuerzos con la resistencia a la tracción mayorada de los refuerzos, siendo la resistencia a la tracción determinada por la rotura y el arrancamiento de los refuerzos.

Comparando los datos obtenidos de ensayos 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 mayores que 40° . Esta recomendación se aplica a los ángulos de fricción determinados mediante ensayos de corte triaxial o directo, ya que el Método Simplificado fue calibrado utilizando resistencias al corte del suelo obtenidas usando ensayos triaxiales o ensayos de corte directo (ver Allen *et al.* 2001).

11.10.6.2.1 Máximas Cargas en los Refuerzos

Las máximas cargas en los refuerzos se deberán calcular utilizando el enfoque del Método Simplificado. Para este enfoque la carga en los refuerzos se deberá obtener multiplicando el empuje vertical del suelo en los refuerzos por un coeficiente de empuje lateral, y aplicando el empuje lateral resultante al área tributaria de los refuerzos.

A discreción del propietario o de la organización fiscalizadora, se podrán utilizar otros métodos de diseño publicados y aceptados para calcular las cargas en los refuerzos, siempre que el diseñador desarrolle factores de resistencia específicos para el método empleado.

La tensión horizontal mayorada, σ_H , en cada nivel de refuerzos se deberá determinar como:

C11.10.6.2.1

Las especificaciones de diseño incluidas en el presente documento asumen que el revestimiento combinado con el relleno reforzado actúan como una unidad coherente formando una estructura de sostenimiento que trabaja por gravedad. Investigaciones realizadas por Allen y Bathurst (2001) indican que la carga en los refuerzos varía linealmente con la separación entre refuerzos hasta una separación vertical de 810 mm o más, aunque no se debería utilizar una separación vertical entre refuerzos de esta magnitud a menos que el revestimiento se considere adecuadamente rígido para evitar combaduras excesivas entre capas (ver Artículo C11.10.2.3.2).

Estas especificaciones para muros de tierra estabilizada mecánicamente también asumen que dentro de un mismo muro no se combinan refuerzos inextensibles con refuerzos extensibles. Se recomienda no utilizar este tipo de combinaciones.

El método para calcular $T_{m\acute{a}x}$ se desarrolló empíricamente a partir mediciones de la deformación

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

donde:

γ_P = factor de carga correspondiente al empuje vertical del suelo *EV*, de la Tabla 3.4.1-2

k_r = coeficiente de empuje horizontal (adimensional)

σ_v = presión debida a la resultante de las fuerzas gravitatorias del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del relleno reforzado detrás del muro, y cualquier sobrecarga presente (MPa)

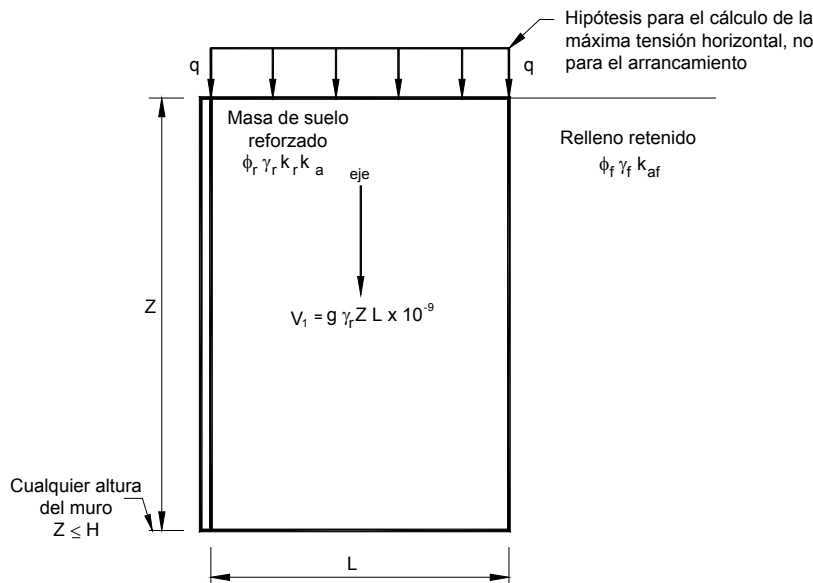
$\Delta\sigma_H$ = tensión horizontal en el nivel de refuerzos debida a cualquier sobrecarga horizontal concentrada aplicable de acuerdo con lo especificado en el Artículo 11.10.10.1 (MPa)

Para el cálculo de la máxima carga en los refuerzos la tensión vertical se deberá determinar como se indica en las Figuras 1 y 2.

específica de los refuerzos de muros a escala real bajo condiciones de trabajo. Las deformaciones específicas se convirtieron en cargas utilizando los módulos de elasticidad de los refuerzos. Por otra parte, el factor de carga *EV* se determinó considerando el empuje vertical ejercido por una masa de suelo sin inclusiones y se calibró para incorporar las incertidumbres inherentes a la determinación de la estabilidad externa de un muro mediante el método de las tensiones admisibles. *EV* no se puede aplicar directamente a las cargas de los refuerzos internos de los muros de tierra estabilizada mecánicamente, ya que *EV* no se calibró considerando la estabilidad interna de un sistema de refuerzos.

El uso de *EV* como factor de carga para este caso se considera una medida interina hasta que haya más información disponible que permita cuantificar la dispersión de los datos y la incertidumbre asociadas con la predicción de las cargas.

Las sobrecargas de suelo de superficie inclinada se consideran mediante una sobrecarga uniforme equivalente y suponiendo que la superficie de la sobrecarga es horizontal. Para este cálculo la profundidad *Z* se considera a partir del coronamiento del muro en la cara del muro, excluyendo cualquier elemento o accesorio no estructural.



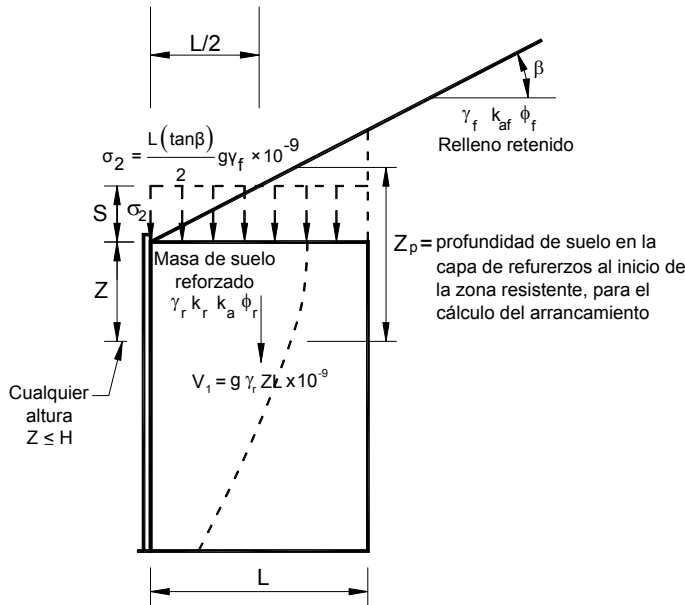
Máx. tensión: $\sigma_v = g \gamma_r Z \times 10^{-9} + q + \Delta\sigma_v$

Arrancamiento: $\sigma_v = g \gamma_r Z \times 10^{-9} + \Delta\sigma_v$

Nota: $\Delta\sigma_v$ se determina a partir de la Figura 11.10.10.1-1

H es la altura total del muro en la cara.

Figura 11.10.6.2.1-1 – Cálculo del empuje vertical para el caso de relleno de superficie horizontal, incluyendo las sobrecargas, para el análisis de la estabilidad interna



Máx. tensión: $S = (1/2) L \tan \beta$

$\sigma_v = g \gamma_r Z \times 10^{-9} + (1/2) L (\tan \beta) g \gamma_f \times 10^{-9}$

Determinar k_{af} usando un ángulo igual a β

Determinar k_r a partir de la Figura 3

Arrancamiento: $\sigma_v = g \gamma_r Z_p \times 10^{-9}$ y $Z_p \geq Z + S$

Nota: H es la altura total del muro en la cara.

Figura 11.10.6.2.1-2 – Cálculo del empuje vertical para el caso de relleno de superficie inclinada, incluyendo las sobrecargas, para el análisis de la estabilidad interna

El coeficiente de empuje lateral del suelo k_r se determina aplicando un multiplicador al coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , determinado utilizando la Ecuación 3.11.5.3-1, pero asumiendo que no hay fricción en el muro, es decir $\delta = \beta$.

El multiplicador a aplicar a k_a se deberá determinar como se indica en la Figura 3.

La carga mayorada aplicada a los refuerzos, $T_{máx}$, se deberá determinar utilizando una carga por unidad de ancho de muro de la siguiente manera:

$$T_{máx} = \sigma_H S_v \quad (11.10.6.2.1-2)$$

donde:

σ_H = tensión horizontal mayorada del suelo en los refuerzos (MPa)

S_v = separación vertical de los refuerzos (mm)

No se debería utilizar una separación vertical, S_v , mayor que 810 mm si no se cuenta con datos de ensayos a escala real (por ejemplo cargas y deformaciones unitarias en los

Debido a que se asume que $\delta = \beta$ y a que para la estabilidad interna β siempre se supone igual a cero, en el caso de un muro vertical la expresión de Coulomb se puede simplificar matemáticamente y expresar como la forma más sencilla de la expresión de Rankine.

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_f}{2} \right) \quad (C11.10.6.2.1-1)$$

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

$$k_a = \frac{\sin^2 (\theta + \phi'_f)}{\sin^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi'_f}{\sin \theta} \right)^2} \quad (C11.10.6.2.1-2)$$

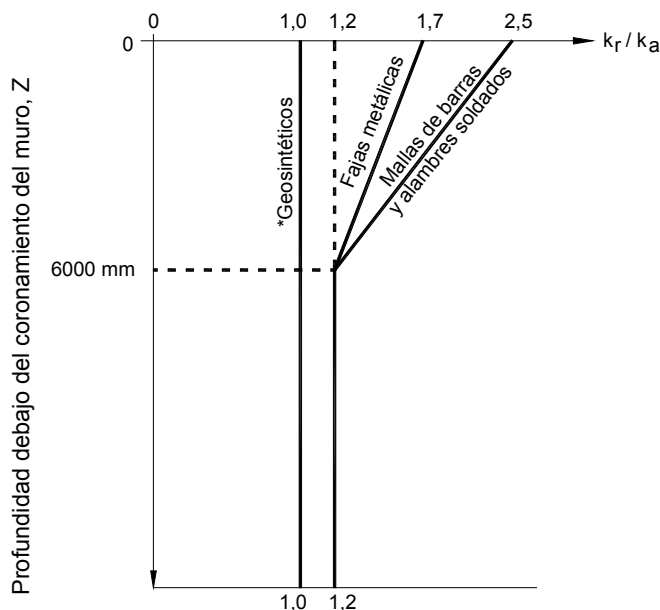
siendo las variables como se define en la Figura 3.11.5.3-1.

En base a la Figura 3, el multiplicador k_a es función del tipo de refuerzos y de la profundidad de los refuerzos con respecto al coronamiento del muro. Si fuera necesario se

refuerzos y deformaciones totales) que confirmen que es aceptable utilizar separaciones verticales mayores.

Las sobrecargas se deberán ubicar de manera que produzcan las solicitaciones extremas. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 3.11.6.

pueden desarrollar multiplicadores para otros tipos de refuerzos analizando mediciones de las cargas y deformaciones de los refuerzos en estructuras construidas a escala real.



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

Figura 11.10.6.2.1-3 – Variación de la relación entre los coeficientes de empuje lateral k_r/k_a en función de la profundidad en un muro de tierra estabilizada mecánicamente

11.10.6.2.2 Cargas en los Refuerzos en la Conexión con la Cara del Muro

Para todos los tipos de sistemas de muro, independientemente del tipo de revestimiento y refuerzos, la carga de tracción mayorada aplicada a la conexión de los refuerzos en la cara del muro, T_o , deberá ser igual a la máxima tensión mayorada en los refuerzos, T_{max} .

11.10.6.3 Arrancamiento de los Refuerzos del Suelo

11.10.6.3.1 Límite entre la Zona Activa y la Zona Resistente

Para los sistemas de muros inextensibles y extensibles la ubicación de la zona de máxima tensión, es decir el límite entre la zona activa y la zona resistente, se deberá determinar como se ilustra en la Figura 1. Para todos los sistemas de muros se deberá suponer que la zona de máxima tensión comienza en la parte posterior de los elementos del revestimiento en la base del muro.

Para los sistemas de muros extensibles con su cara

11.10.6.3.2 Diseño contra el Arrancamiento de los Refuerzos

C11.10.6.3.2

Se deberá verificar la resistencia contra el arrancamiento de los refuerzos en todos los niveles. Para este cálculo sólo se deberá utilizar la longitud de arrancamiento efectiva que se extiende más allá de las superficies de falla teóricas indicadas en la Figura 11.10.6.3.1-1. En la zona resistente se deberá utilizar una longitud mínima, L_e , igual a 900 mm. La longitud total de refuerzo requerida para evitar el arrancamiento es igual a $L_a + L_e$, tal como se ilustra en la Figura 11.10.6.3.1-1.

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

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

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

donde:

L_e = longitud de los refuerzos en la zona resistente (mm)

$T_{m\acute{a}x}$ = carga mayorada aplicada en el refuerzo, determinada mediante la Ecuación 11.10.6.2.1-2 (N/mm)

ϕ = factor de resistencia correspondiente al arrancamiento de los refuerzos, obtenido de la Tabla 11.5.6-1 (adimensional)

F^* = factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (adimensional)

α = factor de corrección que considera los efectos de la escala (adimensional)

σ_v = tensión vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente (MPa)

C = factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos en base al perímetro bruto de los refuerzos; para los refuerzos en forma de faja, malla y lámina (es decir para los refuerzos de dos lados) este factor es igual a 2 (adimensional)

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

F^* y α se deberán determinar en base a ensayos de arrancamiento realizados sobre los refuerzos específicos a utilizar y el material de relleno proyectado o un material

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

El Apéndice A de la publicación FHWA-NHI-00-043 (Elias et al. 2001) contiene procedimientos para realizar e

equivalente, o bien se podrán estimar empírica o teóricamente.

En el caso de los materiales de relleno estándares (ver el Artículo 7.3.6.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*), excepto para las arenas uniformes (es decir arenas con un coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 4$), si no hay datos de ensayos disponibles, para F^* y α se pueden utilizar los valores conservadores por defecto indicados en la Figura 1 y la Tabla 1. Si se utilizan fajas de acero nervuradas y en el momento del diseño se desconoce el valor del C_u específico del relleno que se utilizará detrás del muro, para determinar F^* se debería suponer un valor $C_u = 4,0$.

Tabla 11.10.6.3.2-1 – Valores por defecto del factor de corrección que considera los efectos de la escala, α

TIPO DE REFUERZOS	VALOR DE α POR DEFECTO
Refuerzos de acero	1,0
Geogrillas	0,8
Geotextiles	0,6

En el caso de las grillas, la separación entre los elementos transversales de las grillas, S_t , deberá ser uniforme en toda la longitud del refuerzo; no se deben concentrar elementos transversales sólo en la zona resistente.

interpretar ensayos de arrancamiento (y ensayos de corte directo para determinar algunos parámetros), y presenta además diferentes datos empíricos.

Los resultados de ensayos 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, $F^* = 0,8 \tan \phi$. Datos obtenidos por D'Appolonia (1999) también indican que en el caso de las geomallas $0,8 \tan \phi$ es más bien un valor promedio y no un límite inferior por defecto. Los valores por defecto indicados en la Figura 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 ($0,67 \tan \phi$).

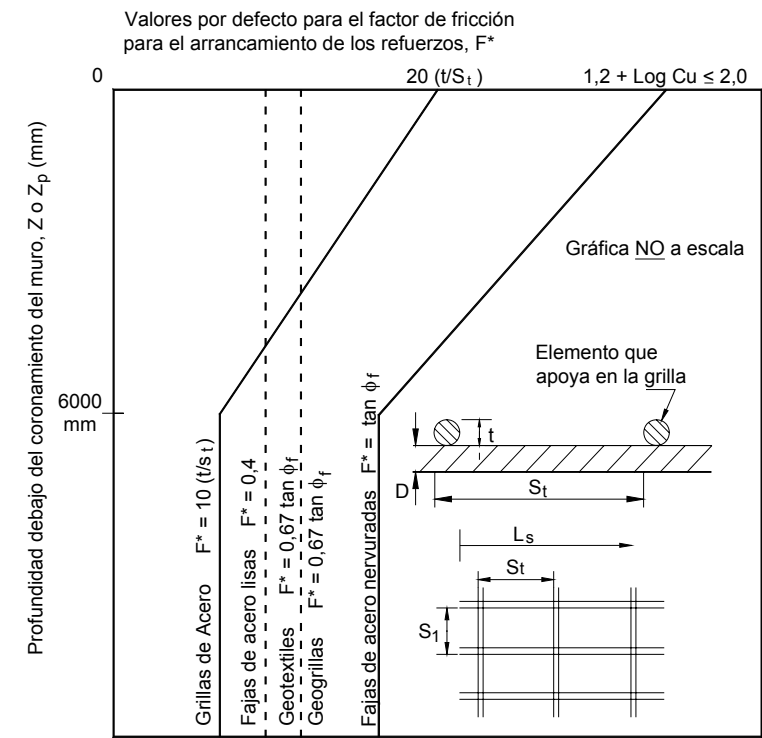


Figura 11.10.6.3.2-1 – Valores por defecto del factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos, F^*

Estos cálculos asumen que en la zona resistente la resistencia a largo plazo mayorada de los refuerzos (ver Artículo 11.10.6.4.1) es mayor que $T_{máx.}$

11.10.6.4 Resistencia de los Refuerzos

11.10.6.4.1 Requisitos Generales

La resistencia de los refuerzos se deberá verificar en cada nivel dentro del muro, tanto en el límite entre las zonas activa y resistente (es decir en la zona de máxima tensión) como en la conexión de los refuerzos a la cara del muro, para todos los estados límites de resistencia aplicables de la siguiente manera:

En la zona de máxima tensión:

$$T_{máx.} \leq \phi T_{al} R_c \quad (11.10.6.4.1-1)$$

donde:

$T_{máx.}$ = carga mayorada aplicada en el refuerzo, determinada mediante la Ecuación 11.10.6.2.1-2 (N/mm)

ϕ = factor de resistencia para tracción de los refuerzos, especificado en la Tabla 11.5.6-1 (adimensional)

T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

T_{al} se deberá determinar como se especifica en el Artículo 11.10.6.4.3a si se trata de refuerzos de acero y como se especifica en el Artículo 11.10.6.4.3b si se trata de refuerzos geosintéticos.

En la conexión con la cara del muro:

$$T_0 \leq \phi T_{ac} R_c \quad (11.10.6.4.1-2)$$

donde:

T_0 = carga de tracción mayorada en la conexión refuerzo/revestimiento, especificada en el Artículo 11.10.6.2.2 (N/mm)

ϕ = factor de resistencia para tracción de los refuerzos, especificado en la Tabla 11.5.6-1 (adimensional)

T_{ac} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento (N/mm)

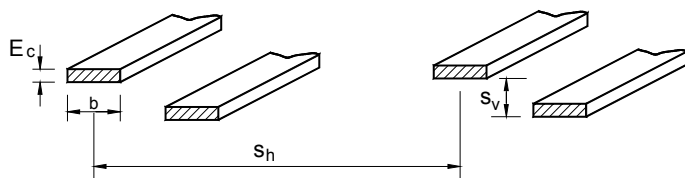
C11.10.6.4.1

En la práctica actual no se evalúa específicamente el estado límite de serviciabilidad para diseñar los refuerzos considerando la estabilidad interna. Sin embargo, es posible obtener una estimación de primer orden de la deformación lateral de la totalidad de la estructura del muro tal como se indica en el Artículo 11.10.4.2.

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

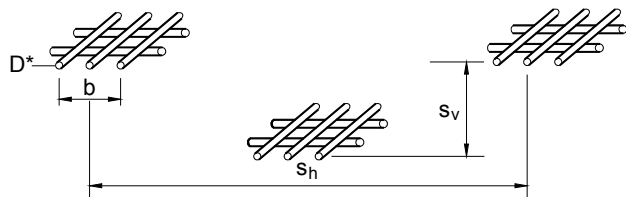
T_{ac} se deberá determinar en la conexión a la cara del muro tal como se especifica en el Artículo 11.10.6.4.4a si se trata de refuerzos de acero y como se especifica en el Artículo 11.10.6.4.4b si se trata de refuerzos geosintéticos. Al determinar T_{ac} se deberá considerar la diferencia entre el ambiente inmediatamente detrás de la cara del muro y el ambiente dentro de la zona de relleno reforzado y su efecto sobre la durabilidad a largo plazo de las conexiones refuerzo/estructura.

T_{al} se deberá determinar en base a una resistencia a largo plazo por unidad de ancho de los refuerzos y luego multiplicar por la relación de cobertura de los refuerzos R_c antes de poder compararla con $T_{máx.}$, la cual se determina en base a una carga por unidad de ancho de muro (esto también es válido para T_{ac} y T_0). En el caso de los refuerzos discretos (es decir refuerzos no continuos) tales como las fajas de acero o las mallas de barras, la resistencia de los refuerzos se convierte a una resistencia por unidad de ancho del muro como se ilustra en las Figuras 1 y 2. Para las capas de refuerzos continuos $b = 1$ y $R_c = 1$.



$$A_c = b E_c$$

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



$$A_c = (\text{No. de barras longitudinales}) \left(\pi \frac{D^{*2}}{4} \right)$$

D^* = diámetro de las barras o alambres corregido para considerar las pérdidas por corrosión

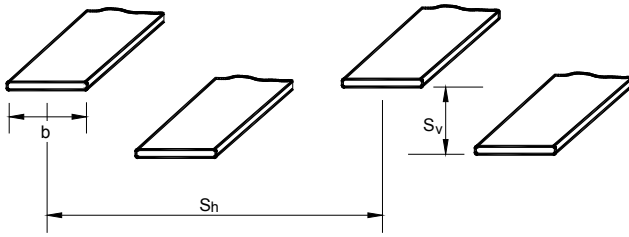
b = ancho unitario de los refuerzo (si el refuerzo es continuo contar el número de barras en un ancho de refuerzo igual a 1 unidad)

$$R_c = \text{relación de cobertura de los refuerzos} = \left(\frac{b}{S_h} \right)$$

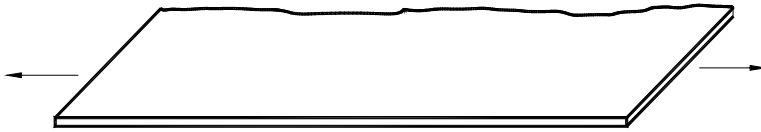
Para los refuerzos continuos utilizar $R_c = 1$ (es decir $S_h = b = 1$ unidad de ancho)

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

Láminas geosintéticas discontinuas



Láminas geosintéticas continuas:



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

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

Figura 11.10.6.4.1-2 – Relación de cobertura de los refuerzos para el caso de refuerzos geosintéticos

11.10.6.4.2 Consideraciones Relacionadas con la Vida de Diseño

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.5.1.

11.10.6.4.2a Refuerzos de Acero

Los refuerzos de acero utilizados en el suelo deberán satisfacer los requisitos del Artículo 7.6.4.2, Refuerzos de Acero, de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

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

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

donde:

E_c = espesor del refuerzo metálico al final de su vida de servicio como se ilustra en la Figura 11.10.6.4.1-1 (mm)

E_n = espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción (mm)

E_s = espesor de metal sacrificable que se anticipa se

C11.10.6.4.2a

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 suplementadas por datos de campo obtenidos en el marco de otros estudios e investigaciones de la FHWA.

Las especificaciones sobre suelos de relleno utilizados con estructuras de tierra estabilizada 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 los 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 (1990) contiene criterios para evaluar las potenciales pérdidas por corrosión.

perderá por corrosión uniforme durante la vida de servicio de la estructura (mm)

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

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

Típicamente los suelos se consideran no agresivos si satisfacen los siguientes criterios:

- pH = 5 a 10
- Resistividad ≥ 3000 ohm-cm
- Cloruros ≤ 100 ppm
- Sulfatos ≤ 200 ppm
- Contenido orgánico ≤ 1 por ciento

Si la resistividad del suelo es mayor o igual que 5000 ohm-cm se pueden obviar los requisitos referidos a cloruros y sulfatos. En el caso de los refuerzos tipo mallas de barras o grillas, al calcular el área de acero restante luego de las pérdidas por corrosión los espesores sacrificables arriba indicados se deberán aplicar al radio del alambre o barra.

Los elementos transversales y longitudinales de las grillas se deberán dimensionar de acuerdo con la norma ASTM A 185. El diámetro de los alambres transversales deberá ser menor o igual que el diámetro de los alambres longitudinales.

Los revestimientos galvanizados deberán ser como mínimo de $6,1 \times 10^{-7}$ kg/mm² o tener como mínimo un espesor de 0,086 mm; el galvanizado se deberá aplicar de acuerdo con la norma AASHTO M 111 (ASTM A 123M) si se trata de refuerzos tipo faja o de acuerdo con la norma ASTM A 641M si se trata de refuerzos de acero tipo mallas de barras o grillas.

Estos espesores sacrificables toman en cuenta los potenciales mecanismos de picadura y gran parte de la incertidumbre debida a la dispersión de los 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 289-91 I para determinar el pH, el método AASHTO T 288-91 I para determinar la resistividad, el método AASHTO T 291-91 I para determinar el contenido de cloruros y el método AASHTO T 290-91 I para determinar el contenido de sulfatos.

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

- Si el muro de tierra estabilizada mecánicamente estará expuesto a un ambiente marítimo o a otro ambiente rico en cloruros,
- Si el muro de tierra estabilizada mecánicamente estará expuesto a corrientes eléctricas desviadas tales como las originadas por líneas eléctricas o vías férreas eléctricas cercanas.
- Si el material utilizado como 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 deberían ser analizadas en detalle por un especialista en corrosión. Alternativamente se debería considerar el uso de refuerzos no susceptibles a la corrosión. Otro punto a considerar es que 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 tensiones localizadas excesivas en los alambres longitudinales.

En general los revestimientos anticorrosivos se deberían 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 deberían satisfacer los

requisitos de la norma ASTM A 884M si se trata de refuerzos en forma de mallas de barras y grillas o de la norma ASTM M 284M si se trata de refuerzos en forma de fajas; además, estos recubrimientos deberán tener un espesor mínimo de 0,406 mm.

11.10.6.4.2b Refuerzos Geosintéticos

Si se establecen límites específicos en cuanto al uso del muro, las condiciones del suelo y el tipo de polímero utilizado es posible anticipar que la degradación de la resistencia provocada por factores ambientales será mínima y relativamente consistente entre producto y producto, y el impacto de cualquier degradación que pudiera ocurrir será mínimo. Esto permite aplicar a la resistencia última a la tracción un único factor de reducción por defecto, *RF*, que considera las pérdidas de resistencia a largo plazo tal como se describe en el Artículo 11.10.6.4.3b.

Si el uso del muro, la agresividad del suelo y las características de los polímeros son consistentes con las condiciones listadas a continuación estará permitido utilizar un único factor de reducción por defecto tal como se especifica en el presente documento:

- Un comportamiento pobre o la falla del muro no tendrá consecuencias graves,
- El suelo se considera no agresivo,
- El material polimérico satisface los requisitos indicados en la Tabla 1

1) *Uso de la estructura*: Los usos o aplicaciones en las cuales las consecuencias de un comportamiento pobre o la falla del muro son severas se deberán identificar como se describe en el Artículo 11.5.1. En estas aplicaciones no se podrá utilizar un único factor de reducción por defecto para el diseño final.

2) *Determinación de la agresividad del suelo*: La agresividad del suelo respecto de los materiales geosintéticos se deberá evaluar en base al pH, gradación, plasticidad, contenido orgánico y temperatura in situ del suelo. El suelo se definirá como no agresivo si satisface los siguientes requisitos:

- pH = 4,5 a 9 si se trata de una aplicación permanente ó 3 a 10 si se trata de una aplicación temporaria (pH determinado de acuerdo con la Norma AASHTO T 289-91 I),
- El tamaño máximo de partícula del suelo es menor

C11.10.6.4.2b

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 tensión y la exposición a agentes químicos tales como oxígeno y agua, y el pH, los cuales son los factores químicos más habituales. Los ataques microbiológicos también pueden afectar a ciertos polímeros, aunque no a la mayoría de los polímeros utilizados para soportar cargas en aplicaciones con suelo reforzado. Los efectos de estos factores sobre la durabilidad del producto dependen del tipo de polímero utilizado (es decir del tipo, grado, aditivos y proceso de fabricación de la resina) y de la macroestructura de los refuerzos. No todos estos factores afectarán significativamente a todos los productos geosintéticos. Es por este motivo que la respuesta de los refuerzos geosintéticos frente a estos factores ambientales a largo plazo se considera específica de cada producto particular.

que 19 mm, a menos que se realicen ensayos de daños de instalación a escala real de acuerdo con la norma ASTM D 5818,

- El contenido orgánico del suelo, determinado de acuerdo con la norma AASHTO T 267-86 para material más fino que pasante tamiz No. 10 (2 mm) es ≤ 1 por ciento, y
- Temperatura de diseño en el sitio de emplazamiento del muro:
 - $\leq 30^{\circ}\text{C}$ para aplicaciones permanentes
 - $\leq 35^{\circ}\text{C}$ para aplicaciones temporarias

Los rellenos de suelos que no satisfacen los requisitos aquí especificados se deberán considerar agresivos. Además de las condiciones ambientales dentro del relleno también se deberán evaluar las condiciones ambientales en la cara del muro, particularmente si la estabilidad del revestimiento depende de la resistencia del geosintético en la cara, es decir si los refuerzos geosintéticos constituyen la conexión principal entre el cuerpo del muro y su revestimiento.

También se deberían considerar las propiedades químicas del suelo nativo que rodea el relleno de suelo estabilizado mecánicamente si existe la posibilidad de que se infiltre agua subterránea desde los suelos nativos hacia el relleno estabilizado mecánicamente. En este caso los suelos circundantes también deberán satisfacer los requisitos químicos establecidos para el material de relleno si el ambiente se ha de considerar no agresivo, o bien se deberán proveer drenajes adecuados a largo plazo alrededor de la masa de suelo reforzado con material geosintético para asegurar que no ingresen líquidos químicamente agresivos.

3) *Requisitos referentes a los polímeros utilizados*: Si se ha de utilizar un único factor de reducción por defecto se deberán emplear polímeros que probablemente tendrán una buena resistencia a la degradación química a largo plazo. Esto minimizará el riesgo de ocurrencia de una degradación significativa a largo plazo. Por lo tanto, se deberán satisfacer los requisitos referentes a los materiales poliméricos establecidos en la Tabla 1 si no se obtienen datos específicos detallados sobre el producto particular a utilizar como se describe en los trabajos de Elias et al. (2001) y Elias (2000). Sólo se podrán utilizar materiales poliméricos que no satisfagan los requisitos de la Tabla 1 si se obtienen datos específicos detallados sobre el producto particular a utilizar extrapolados para la vida de diseño anticipada de la estructura.

Si la aplicación involucra:

La temperatura de diseño efectiva se define como la temperatura a mitad de camino 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. Observar que para los muros de cara al sol es posible que la temperatura inmediatamente detrás del revestimiento 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 climas cálidos y soleados.

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

- graves consecuencias de un pobre comportamiento o falla,
- suelo agresivo,
- polímeros que no satisfacen los requisitos específicos indicados en la Tabla 1, o
- el deseo de utilizar un factor de reducción global menor que el factor de reducción por defecto aquí especificado,

se deberán realizar estudios previos de durabilidad para el producto específico a utilizar para determinar el factor de reducción de la resistencia a largo plazo, *RF*. Estos estudios se deberán utilizar para estimar los efectos a corto y largo plazo de estos factores ambientales sobre las características de resistencia y deformación de los refuerzos geosintéticos durante la totalidad de su vida de diseño.

Tabla 11.10.6.4.2b-1 – Requisitos mínimos que deben satisfacer los productos geosintéticos para poder utilizar el factor de reducción por defecto para la degradación a largo plazo

Tipo de polímero	Propiedad	Método de ensayo	Criterio para permitir el uso del <i>RF</i> por defecto
Polipropileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Polietileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	Método de la Viscosidad Intrínseca (ASTM D4603) y Método de Ensayo GRI GG8, o determinar directamente usando cromatografía por permeabilidad en gel	Mínimo peso molecular promedio: 25000
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	Método de ensayo GRI GG7	Máximo contenido de grupos carboxilo terminales: 30
Todos los polímeros	Capacidad de supervivencia	Peso por área unitaria (ASTM D5261)	Mínimo 270 g/m ²
Todos los polímeros	% en peso de material reciclado (post-consumidor)	Certificación de los materiales utilizados	Máximo 0%

11.10.6.4.3 Resistencia a la Tracción de Diseño

11.10.6.4.3a Refuerzos de Acero

La resistencia nominal a la tracción de los refuerzos se deberá determinar multiplicando la tensión de fluencia por el área de la sección transversal de los refuerzos luego de

las pérdidas por corrosión (ver Figura 11.10.6.4.1-1). La pérdida de sección debida a la corrosión se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 11.10.6.4.2a. La resistencia a la tracción de los refuerzos se deberá determinar como:

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

donde:

T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)

F_y = mínima tensión de fluencia del acero (MPa)

A_c = área de los refuerzos corregida para considerar las pérdidas por corrosión (Figura 11.10.6.4.1-1) (mm²)

b = ancho unitario de los refuerzos (Figura 11.10.6.4.1-1) (mm)

11.10.6.4.3b Refuerzos Geosintéticos

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

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

donde:

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

y:

T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)

T_{ult} = valor mínimo promedio del rollo (MARV) de la resistencia última a la tracción de los refuerzos (N/mm)

RF = factor de reducción de la resistencia combinado que considera la potencial degradación a largo plazo originada por los daños durante la instalación, la fluencia lenta y el envejecimiento químico (adimensional)

RF_{ID} = factor de reducción de la resistencia que considera los daños durante la instalación (adimensional)

RF_{CR} = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura por fluencia lenta a largo plazo de los

C11.10.6.4.3b

T_{al} es la resistencia a la tracción a largo plazo requerida para evitar la rotura calculada como una carga por unidad de ancho de refuerzo. T_{ult} es la resistencia última a la tracción de los refuerzos determinada mediante ensayos de tracción como se especifica en la norma ASTM D 4595 para geotextiles o la norma ASTM D 6637 para geogrillas. El valor seleccionado para T_{ult} es el valor mínimo promedio del rollo (MARV) de producto que toma en cuenta la variación estadística de la resistencia del material.

refuerzos (adimensional)

FR_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica (adimensional)

Los valores de RF_{ID} , RF_{CR} y RF_D se deberán determinar a partir de resultados de ensayos específicos de cada producto como se especifica en el Artículo 11.10.6.4.2b. Aún cuando existan resultados de ensayos específicos del producto RF_{ID} y RF_D no deberán ser menores que 1,1.

En el caso de las aplicaciones para las cuales se define que no habrán consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, si el suelo es no agresivos y el producto geosintético satisface los requisitos mínimos listados en la Tabla 1, en lugar de utilizar resultados de ensayos específicos del producto la resistencia a la tracción a largo plazo de los refuerzos se podrá determinar usando un factor de reducción por defecto RF como se indica en la Tabla 1.

Elias et al. (2001) y Elias (2001) proveen lineamientos para determinar RF_{ID} , RF_{CR} y RF_D a partir de datos específicos de un producto.

Tabla 11.10.6.4.3b-1 – Valores mínimos y por defecto del factor de reducción total de la resistencia en estado límite último para los productos geosintéticos, RF

Aplicación	Factor de reducción total, RF
Todas las aplicaciones, pero con datos específicos para el producto obtenidos y analizados de acuerdo con Elias (2001) y Elias et al. (2001)	Todos los factores de reducción se deberán basar en datos específicos del producto. RF_{ID} y RF_D no deberán ser menores que 1,1.
Aplicaciones permanentes en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1	7,0
Aplicaciones temporarias en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1 siempre que no haya datos específicos del producto disponibles	3,5

11.10.6.4.4 Resistencia de Diseño de las Conexiones de los Refuerzos al Revestimiento

11.10.6.4.4a Refuerzos de Acero

Las conexiones se deberán diseñar para resistir las tensiones resultantes de las fuerzas activas, T_o , indicadas en el Artículo 11.10.6.2.2, además de aquellas resultantes de los movimientos diferenciales entre el relleno reforzado y los elementos que forman el revestimiento del muro.

Los elementos de la conexión que están embebidos en un elemento del revestimiento se deberán diseñar con una longitud adherente y un área de contacto adecuada para resistir los esfuerzos en la conexión. La capacidad de los conectores embebidos deberá ser verificada mediante ensayos según se requiere en el Artículo 5.11.3. Las

conexiones entre los refuerzos de acero y las unidades del revestimiento del muro (por ejemplo las soldaduras, bulones, clavijas, etc.) se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 6.13.3.

Los materiales utilizados para las conexiones se deberán diseñar considerando las pérdidas por corrosión de acuerdo con el Artículo 11.10.6.4.2a. Al evaluar las potenciales pérdidas por corrosión se deberán considerar las potenciales diferencias entre el ambiente en la cara del muro y el ambiente dentro de la masa de suelo reforzado.

11.10.6.4.4b Refuerzos Geosintéticos

La parte de la conexión embebida en el revestimiento de hormigón se deberá diseñar de acuerdo con el Artículo 5.11.3.

La resistencia nominal a largo plazo de una conexión, T_{ac} , expresada como carga por unidad de ancho de los refuerzos, se deberá determinar de la siguiente manera:

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

donde:

T_{ac} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento por unidad de ancho de los refuerzos para una presión de confinamiento especificada (N/mm)

T_{ult} = valor mínimo promedio del rollo (MARV) de la resistencia última a la tracción de los refuerzos del suelo (N/mm)

CR_{cr} = factor de reducción de la resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última debido a la conexión (adimensional)

RF_D = factor de reducción para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica (Artículo 11.10.6.4.3b) (adimensional)

C11.10.6.4.4b

La resistencia reducida a largo plazo debido a la fluencia lenta del geosintético en la conexión con el revestimiento del muro se obtiene reduciendo T_{ult} aplicando CR_{cr} usando la resistencia de la conexión/costura determinada de acuerdo con el protocolo de ensayos de resistencia a largo plazo de las conexiones descrito en el Apéndice A del trabajo de Elias et al. (2001). Los ensayos para las conexiones son de naturaleza similar a un ensayo de tracción en muestra ancha (ASTM D 4595 o ASTM D 6637), excepto que uno de los extremos del material de refuerzo se coloca en forma de "sándwich" entre dos hiladas de bloques de hormigón. Este protocolo consiste en una serie de ensayos de fluencia lenta de la conexión que se realizan durante un período de tiempo prolongado para evaluar el potencial de rotura por fluencia lenta. CR_{cr} se calcula dividiendo la resistencia de la conexión reducida para considerar la fluencia lenta, T_{crc} , extrapolada para la vida de diseño especificada, por la resistencia última a la tracción en muestra ancha (ASTM D 4595 o ASTM D 6637) del lote de material utilizado en los ensayos de resistencia de la conexión, T_{lot} .

CR_{cr} también se puede obtener a partir de resultados de ensayos de la conexión a corto plazo (ASTM D 4884 para conexiones tipo costura, o Método de Ensayo NCMA SRWU-1 en Simac et al. (1993) para conexiones a construcciones por segmentos con bloques de hormigón), con los cuales se puede obtener un factor de reducción de la resistencia última de la conexión a corto plazo, CR_u . CR_u se toma como la resistencia última de la conexión T_{ultcon} obtenida aplicando SRWU-1 o ASTM D 4884 dividida por T_{lot} descrita en el párrafo precedente. En este caso CR_u se debe reducir adicionalmente aplicando el factor de reducción por fluencia lenta RF_{CR} (Artículo 11.10.6.4.3b) para tomar en cuenta el potencial de rotura por fluencia lenta de la siguiente manera:

$$CR_{cr} = \frac{CR_u}{RF_{CR}} \quad (C11.10.6.4.4b-1)$$

Si los refuerzos se conectan al revestimiento

embebiéndolos entre diferentes unidades del revestimiento (como podría ser el caso de un muro cuyo revestimiento consiste en una construcción por segmentos con bloques de hormigón), teóricamente la capacidad de la conexión es determinada por uno de los dos modos de falla siguientes: rotura o arrancamiento de los refuerzos. 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 modo de falla por arrancamiento.

El objetivo del diseño de las conexiones es evaluar la capacidad de las mismas a largo plazo. Si el modo de falla es por rotura se deberán considerar los efectos a largo plazo de la fluencia lenta y durabilidad sobre el refuerzo geosintético en la conexión, ya que la capacidad 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 asume que esta interfase no se ve afectada significativamente por los mecanismos dependientes del tiempo tales como la fluencia lenta o la degradación química. Esto también es consistente con el diseño de los refuerzos dentro del relleno de suelo detrás 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 lenta, la falla de los conectores ubicados entre bloques del revestimiento debido a rotura por fluencia lenta 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 1 se deberían basar en la durabilidad del conector y no del geosintético.

Independientemente del modo de falla, los ensayos a largo plazo de las conexiones descritos por Elias et al. (2001) se ocupan de la capacidad a largo plazo de la conexión. Si no se realizan ensayos a largo plazo de la conexión, se considera que la Ecuación C1 anterior se puede aplicar de forma conservadora para ambos modos de falla.

Si para mantener la alineación de los bloques durante la construcción del muro se utilizan conectores cuya intención no es aportar a la conexión capacidad de corte a largo plazo, los conectores de alineación se deben retirar antes de evaluar la capacidad de la conexión para la combinación bloque-geosintético seleccionada. Si se utilizan clavijas u otros dispositivos de conexión que se considera contribuyen a la capacidad a largo plazo será necesario establecer la durabilidad del material de los conectores.

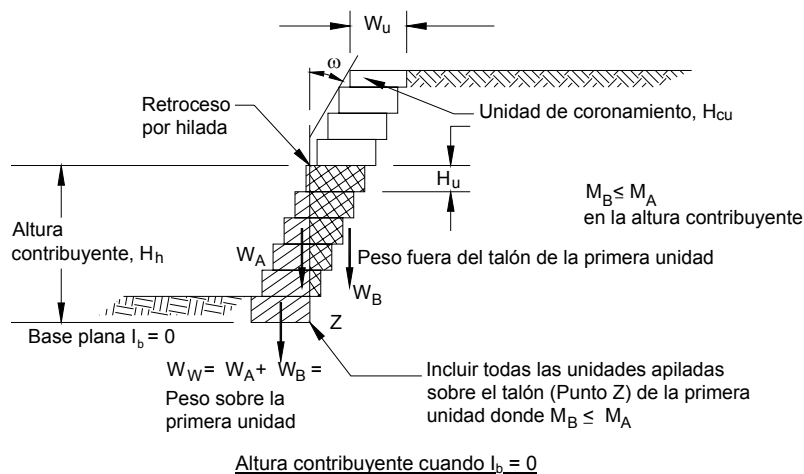
Los trabajos de Elias et al. (2001) y Elias (2001)

Los valores de RF_{CR} y RF_D se deberán determinar a partir de resultados de ensayos específicos para cada producto. Las condiciones ambientales en la conexión a la cara del muro pueden ser diferentes a las condiciones ambientales en el relleno detrás del muro. Esto se deberá considerar al determinar RF_{CR} y RF_D .

CR_{cr} se deberá determinar para la presión de confinamiento vertical anticipada entre los bloques del revestimiento en la cara del muro. La presión de confinamiento vertical se deberá determinar usando el Método de la Altura Contribuyente (altura del muro que contribuye al esfuerzo normal) como se ilustra en la Figura 1 si la inclinación de la cara del muro, ω , es mayor que 8° . T_{ac} no debería ser mayor que T_{al} .

Los muros con geosintéticos se pueden diseñar utilizando una plancha de refuerzo flexible como revestimiento usando sólo un solape con los refuerzos principales del suelo. Los solapes se deberán diseñar mediante una metodología basada en el arrancamiento. Reemplazando $T_{m\acute{a}x}$ por T_o , la Ecuación 11.10.6.3.2-1 se puede utilizar para determinar la mínima longitud solapada requerida, pero en ningún caso la longitud solapada deberá ser menor que 900 mm. Si $(\tan \rho)$ se determina experimentalmente en base al contacto entre el suelo y los refuerzos, entonces $(\tan \rho)$ se deberá reducir un 30 por ciento si se anticipa contacto entre refuerzo y refuerzo.

proveen lineamientos para determinar RF_{CR} y RF_D a partir de datos específicos de un producto. El uso de factores de reducción por defecto puede ser aceptable si la carga sobre los refuerzos es máxima, es decir en el medio del relleno detrás del muro, y aún así no ser aceptable en la conexión al revestimiento si el ambiente en el revestimiento se define como agresivo.



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

$$H_h = 2 [(W_u - G_u - 0.5H_u \tan l_b) \cos l_b] / \tan (\omega + l_b)$$

donde: H_u = altura de una unidad (bloque) del revestimiento (mm)
 W_u = ancho total de una unidad (bloque) del revestimiento (mm)
 G_u = distancia hasta el centro de gravedad de una unidad (bloque) horizontal, incluyendo el material de relleno, medida a partir del frente de la unidad (mm)
 ω = inclinación del muro debida al retroceso por hilada (grados)
 H = altura total del muro (mm)
 H_h = altura contribuyente

Figura 11.10.6.4b-1 – Determinación de la altura contribuyente en un muro de tierra estabilizada mecánicamente con revestimiento formado por bloques de hormigón

La altura contribuyente, H_h , ilustrada en la Figura 1 se deberá determinar de la siguiente manera:

$$H_h = 2 \left[(W_u - G_u - 0,5H_u \tan i_b) \cos i_b \right] / \tan (\omega + i_b) \quad (11.10.6.4b-1)$$

donde:

H_u = altura de una unidad (bloque) del revestimiento (mm)

W_u = ancho total de una unidad (bloque) del revestimiento (mm)

G_u = distancia hasta el centro de gravedad de una unidad (bloque) horizontal, incluyendo el material de relleno, medida a partir del frente de la unidad (mm)

ω = inclinación del muro debida al retroceso por hilada (grados)

H = altura total del muro (mm)

H_h = altura contribuyente

11.10.7 Diseño Sismorresistente

11.10.7.1 Estabilidad Externa

La estabilidad se deberá determinar aplicando al muro la sumatoria de las fuerzas estáticas, la fuerza inercial horizontal, P_{IR} , y 50 por ciento del empuje dinámico horizontal, P_{AE} . Las ubicaciones de P_{AE} y P_{IR} se deberán tomar como se indica en la Figura 1. Estas fuerzas se combinan con las fuerzas estáticas, mayoradas de acuerdo con el Artículo 3.4.1. El empuje dinámico horizontal, P_{AE} , se deberá evaluar usando el método pseudoestático de Mononobe-Okabe y se deberá aplicar a la superficie posterior del relleno reforzado a una altura de $0,6H$ a partir de la base; la fuerza inercial horizontal se deberá aplicar en el centro de masa dinámica de la estructura. A excepción de lo especificado en el Artículo C11.10.7.1, el máximo coeficiente de aceleración en el baricentro del muro, A_m , se deberá determinar de la siguiente manera:

$$A_m = (1,45 - A)A \quad (11.10.7.1-1)$$

donde:

A = máximo coeficiente de aceleración sísmica (Artículo 3.10.2) (adimensional)

C11.10.7.1

La expresión para calcular P_{AE} se desarrolló suponiendo un ángulo de fricción 30° . P_{AE} se puede calcular usando el método de Mononobe-Okabe, con el coeficiente de aceleración sísmica horizontal k_h igual a A_m y k_v igual a cero, multiplicado por el factor de carga γ_{EQ} .

Para los muros que se pueden desplazar lateralmente el empuje sísmico del suelo calculado de acuerdo con el método de Mononobe-Okabe se puede reducir de acuerdo con el Artículo 11.6.5. Si se desea aplicar los procedimientos descritos en el Artículo C11.6.5 para tomar en cuenta el efecto del desplazamiento lateral que reduce los empujes sísmicos laterales A_m se debe calcular de la siguiente manera:

$$A_m = (1,45 - k_h)k_h \quad (C11.10.7.1-1)$$

para lo cual k_h se obtiene de la Ecuación C11.6.5-1.

Se recomienda no utilizar este coeficiente de aceleración reducido salvo para los cálculos de la estabilidad externa, incluyendo las fuerzas inerciales del muro además de los empujes sísmicos del suelo detrás del muro, para así mantener consistencia con la hipótesis de

Para las estructuras con relleno de superficie horizontal P_{AE} y P_{IR} se podrán determinar usando las siguientes expresiones simplificadas:

$$P_{AE} = 0,375 \gamma_{EQ} A_m g \gamma_s H^2 \times 10^{-9} \quad (11.10.7.1-2)$$

$$P_{IR} = 0,5 \gamma_{EQ} A_m g \gamma_s H^2 \times 10^{-9} \quad (11.10.7.1-3)$$

donde:

γ_{EQ} = factor de carga para las cargas EQ , obtenido de la Tabla 3.4.1-1 (adimensional)

A_m = máximo coeficiente de aceleración del muro en el baricentro (adimensional)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

H = altura del muro (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/sec^2)

Para las estructuras con relleno de superficie inclinada la fuerza inercial, P_{IR} , se deberá basar en una masa efectiva que tenga una altura igual a H_2 y un ancho de base igual a $0,5H_2$ determinada de la siguiente manera:

$$H_2 = H + \frac{0,5 H \tan \beta}{1 - 0,5 \tan \beta} \quad (11.10.7.1-4)$$

donde:

β = inclinación del relleno detrás del muro ($^\circ$)

Para los rellenos de superficie inclinada P_{IR} se deberá determinar como:

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (11.10.7.1-5)$$

donde:

$$P_{ir} = 0,5 \gamma_{EQ} A_m g \gamma_s H^2 \times 10^{-9} \quad (11.10.7.1-6)$$

$$P_{is} = 0,125 \gamma_{EQ} A_m g \gamma_s (H_2)^2 \tan \beta \times 10^{-9} \quad (11.10.7.1-7)$$

siendo:

P_{ir} = fuerza inercial provocada por la aceleración del relleno reforzado (N/mm)

que el muro de tierra estabilizada mecánicamente se comporta como un bloque rígido. Internamente la respuesta de un muro de tierra estabilizada mecánicamente en términos de deformación lateral es mucho más compleja, y en este momento aún no queda claro cuánto se podría disminuir el coeficiente de aceleración para considerar alguna deformación lateral interna ante las cargas sísmicas.

Si A o k_h son mayores que $0,45g$ entonces fijar $A_m = A$ ó $A_m = k_h$, respectivamente, ya que esta expresión aún no ha sido validada específicamente para aceleraciones mayores y se obtendría un valor de A_m menor que A o k_h .

Los procedimientos de diseño sismorresistente aquí especificados no consideran directamente la deformación lateral que puede ocurrir durante la aplicación de cargas sísmicas importantes. Por lo tanto, se recomienda que si se anticipa una aceleración del terreno mayor que $0,29g$ se realice un estudio detallado de las deformaciones laterales, utilizando por ejemplo un análisis de Newmark o un modelado numérico.

P_{is} = fuerza inercial provocada por la aceleración de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el relleno reforzado (N/mm)

El ancho de la masa que contribuye a P_{IR} deberá ser igual a $0,5H_2$. P_{IR} deberá actuar en el baricentro combinado de P_{ir} y P_{is} .

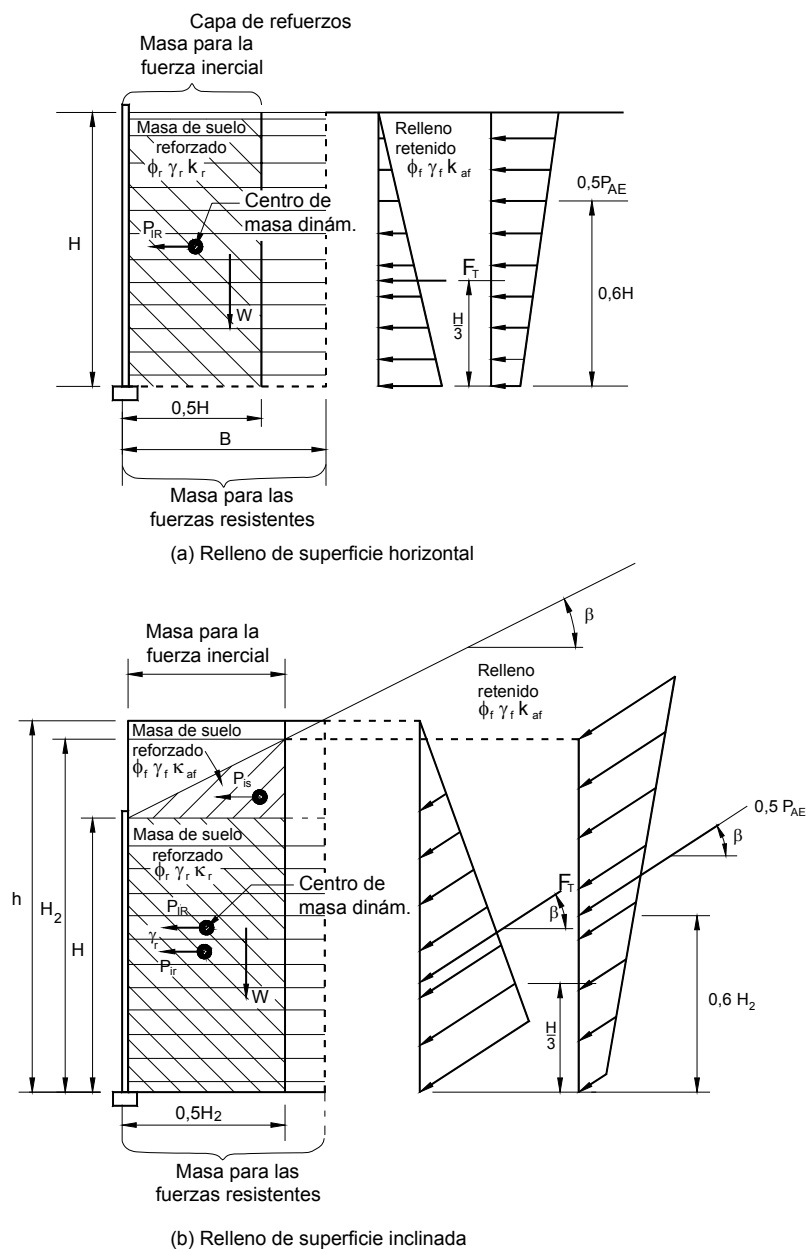


Figura 11.10.7.1-1 – Estabilidad externa de un muro de tierra estabilizada mecánicamente bajo carga sísmica

11.10.7.2 Estabilidad Interna

C11.10.7.2

Los refuerzos se deberán diseñar para soportar las fuerzas horizontales generadas por la fuerza inercial

interna, P_i , y las fuerzas estáticas. La fuerza de inercia total, P_i , por unidad de longitud de la estructura se deberá considerar igual a la masa de la zona activa por el máximo coeficiente de aceleración del muro, A_m . Esta fuerza inercial se deberá distribuir entre los refuerzos de manera proporcional a sus áreas resistentes sobre la base de una carga por unidad de ancho de muro como se indica a continuación:

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

donde:

T_{md} = fuerza de inercia dinámica incremental mayorada en la Capa i (N/mm)

γ = factor de carga para las cargas EQ , de la Tabla 3.4.4-1

P_i = fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa, es decir el área sombreada en la Figura 1 (N/mm)

$$= A_m W_a$$

donde W_a es el peso de la zona activa y A_m se determina mediante la Ecuación 11.10.7.1-1

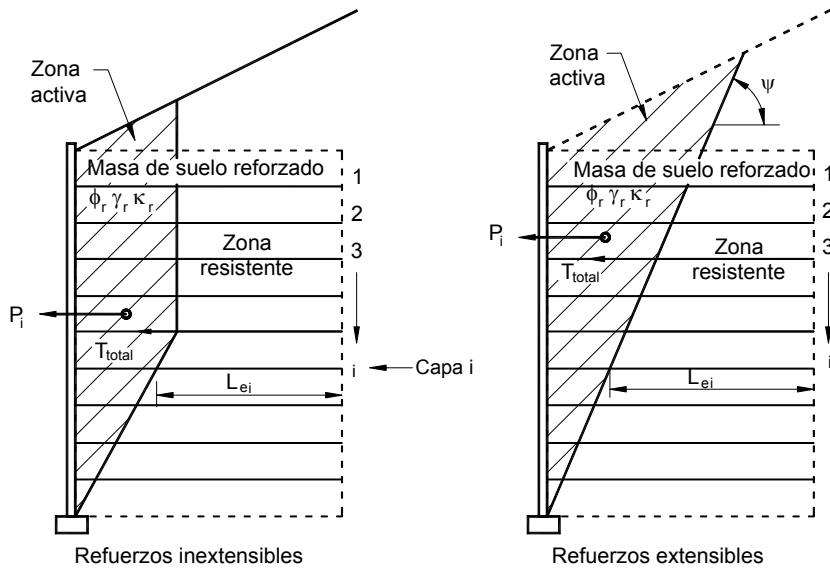
L_{ei} = longitud efectiva de los refuerzos para la capa i (mm)

La carga total mayorada aplicada a los refuerzos, expresada como carga por unidad de ancho de muro como se ilustra en la Figura 1, se determina de la siguiente manera:

$$T_{total} = T_{máx} + T_{md} \quad (11.10.7.2-2)$$

donde:

$T_{máx}$ = carga estática mayorada aplicada a los refuerzos, determinada mediante la Ecuación 11.10.6.2.1-1



P_i = fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa

L_{ei} = longitud de los refuerzos en la zona resistente de la Capa i

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

T_{md} = carga mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzos debido a las fuerzas dinámicas

Carga total mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzos:

$$T_{total} = T_{m\acute{a}x} + T_{md}$$

Figura 11.10.7.2-1 – Estabilidad interna de un muro de tierra estabilizada mecánicamente bajo carga sísmica

Para evitar la rotura de los refuerzos geosintéticos, los refuerzos se deberán diseñar para resistir las componentes estática y dinámica de la carga, las cuales se determinan de la siguiente manera:

Para la componente estática:

$$S_{rs} \geq \frac{T_{m\acute{a}x} RF}{\phi R_c} \quad (11.10.7.2-3)$$

Para la componente dinámica:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{m\acute{a}x} RF_{ID} RF_D}{\phi R_c} \quad (11.10.7.2-4)$$

donde:

ϕ = factor de resistencia correspondiente a carga combinada estática/sísmica, de la Tabla 11.5.6-1 (adimensional)

S_{rs} = resistencia última a la tracción de los refuerzos

Los refuerzos se deben diseñar 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 de los refuerzos al final de su vida de servicio para tomar en cuenta la fluencia lenta y otros mecanismos de degradación. Para que la fluencia lenta provoque pérdidas de resistencia en un material polimérico es necesario que las cargas sean sostenidas y de muy larga duración. La componente dinámica de la carga utilizada para el diseño sismorresistente es una carga transitoria que no provocará pérdida de resistencia por fluencia lenta. Es por este motivo que la resistencia de los refuerzos a la componente estática de la carga, $T_{m\acute{a}x}$, se debe considerar separada 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 lenta, pero la resistencia requerida para requerir T_{md} no debe incluir estos efectos.

requerida para resistir la componente estática de carga (N/mm)

S_{rt} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente dinámica de la carga (N/mm)

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

RF = factor de reducción de la resistencia combinado que considera la potencial degradación a largo plazo originada por los daños durante la instalación, la fluencia lenta y el envejecimiento químico, especificado en el Artículo 11.10.6.4.3b (adimensional)

RF_{ID} = factor de reducción de la resistencia que considera los daños de los refuerzos durante la instalación, especificado en el Artículo 11.10.6.4.3b (adimensional)

RF_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica, especificado en el Artículo 11.10.6.4.3b (adimensional)

La resistencia última a la tracción requerida de los refuerzos geosintéticos se deberá determinar de la siguiente manera:

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (11.10.7.2-5)$$

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

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\phi (0,8 F^* \alpha \sigma_v C R_c)} \quad (11.10.7.2-6)$$

donde:

L_e = longitud de los refuerzos en la zona resistente (mm)

T_{total} = máxima tracción mayorada en los refuerzos, de la Ecuación 2 (N/mm)

ϕ = factor de resistencia correspondiente al arrancamiento de los refuerzos, de la Tabla 11.5.6-1 (adimensional)

F^* = factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (adimensional)

α = factor de corrección que considera el efecto de la escala (adimensional)

σ_v = tensión vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente (MPa)

C = factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos (adimensional)

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

Bajo condiciones de carga sísmica, el valor de F^* (el factor utilizado para la resistencia al arrancamiento) se deberá reducir al 80 por ciento del valor utilizado bajo condiciones de carga estática, excepto si se realizan ensayos de arrancamiento bajo carga dinámica para determinar el valor de F^* en forma directa.

11.10.7.3 Conexión de los Refuerzos al Revestimiento

C11.10.7.3

Los elementos que forman el revestimiento se deberán diseñar para resistir las cargas sísmicas determinadas como se especifica en el Artículo 11.10.7.2, es decir T_{total} . Los elementos del revestimiento se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos aplicables de las Secciones 5, 6 y 8 para elementos de hormigón armado, acero y madera, respectivamente.

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

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

Para la componente estática de la carga:

$$S_{rs} \geq \frac{T_{máx} RF}{0,80 \phi CR_{cr} R_c} \quad (11.10.7.3-1)$$

Para la componente dinámica de la carga:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} RF}{0,80 \phi CR_u R_c} \quad (11.10.7.3-2)$$

donde:

S_{rs} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente estática de carga (N/mm)

$T_{máx}$ = carga aplicada a los refuerzos (N/mm)

RF_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica, especificado en el Artículo 11.10.6.4.4b (adimensional)

ϕ = factor de resistencia, de la Tabla 11.5.6-1 (adimensional)

CR_{cr} = factor de reducción de la resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última debido a la conexión (adimensional)

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

S_{rt} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente dinámica de la carga (N/mm)

T_{md} = fuerza de inercia dinámica incremental mayorada (N/mm)

CR_u = factor de reducción de la resistencia a corto plazo que considera la reducción de la resistencia última debido a la conexión, como se especifica en el Artículo C11.10.6.4.4b (adimensional)

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

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

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

Para las estructuras ubicadas en Zona Sísmica 3 o 4, las conexiones a un revestimiento construido por segmentos con bloques de hormigón deberán utilizar dispositivos resistentes al corte entre los bloques que forman el revestimiento y los refuerzos del suelo, como por ejemplo conectores de corte, pasadores, etc., y no deberán depender exclusivamente de la resistencia friccional entre los refuerzos y los bloques.

En el caso de las conexiones de los refuerzos de acero los factores de resistencia para cargas combinadas estáticas

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 verán afectadas significativamente por la tensión 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 debería determinar en base al comportamiento exitoso del sistema de conexión en el

y sísmicas se pueden incrementar un 33 por ciento con respecto a los factores utilizados para cargas estáticas exclusivamente. En base a estos factores de resistencia la resistencia mayorada disponible de la conexión deberá ser mayor que T_{total} pasado.

11.10.8 Drenaje

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

Los muros de tierra estabilizada mecánicamente en áreas de desmonte y relleno en las cuales se conoce el nivel freático se deberán construir con mantos de drenaje detrás y debajo de la zona reforzada.

Para los muros de tierra estabilizada mecánicamente en los cuales durante el invierno se aplican productos anticongelantes puede ser necesario utilizar una membrana impermeable debajo del pavimento e inmediatamente encima de la primera capa de refuerzos del suelo para interceptar cualquier flujo que pudiera contener productos anticongelantes. La membrana deberá tener una pendiente que permita el drenaje en sentido contrario al revestimiento y hacia un drenaje longitudinal ubicado más allá de la zona reforzada. Típicamente se debería utilizar una geomembrana de PVC, HDPE o LLDPE de superficie rugosa de 0,76 mm de espesor. Todas las costuras de la membrana deberán estar soldadas para evitar que ocurran pérdidas.

11.10.9 Erosión Subsuperficial

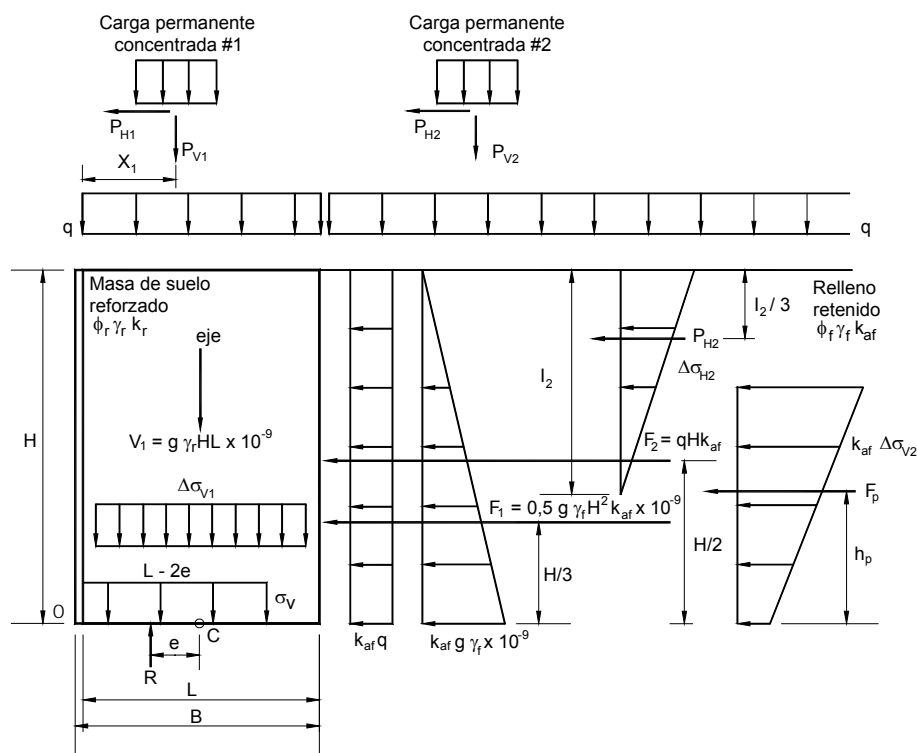
Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.3.5.

11.10.10 Condiciones de Carga Especiales

11.10.10.1 Cargas Permanentes Concentradas

La distribución de tensiones dentro y detrás del muro resultante de las cargas concentradas aplicadas en el coronamiento del muro o detrás del muro se deberán determinar de acuerdo con el Artículo 3.11.6.3

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



Nota: Estas expresiones asumen que la carga permanente concentrada #2 está ubicada dentro de la zona activa detrás de la masa de suelo reforzado.

Nota: Si el espesor de los elementos del revestimiento es relativamente grande (por ejemplo, bloques de hormigón) se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de resbalamiento, vuelco y capacidad de carga (es decir se puede utilizar B en lugar de L).

Nota: P_{V1} , P_{H1} , $\Delta\sigma_{v1}$, $\Delta\sigma_{v2}$, $\Delta\sigma_{H2}$ e I_2 se determinan como se indica en las Figuras 3.11.6.3-1 y 3.11.6.3-2. F_p se obtiene a partir de P_{V2} (es decir $K\Delta\sigma_{v2}$ de la Figura 3.11.6.3-1). H es la altura total del muro en su cara.

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

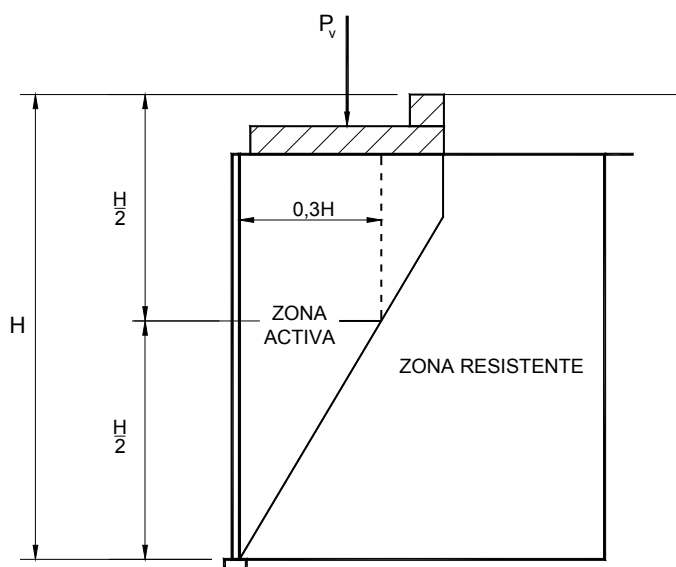


Figura 11.10.10.1-2 – Ubicación de la línea de máxima fuerza de tracción para el caso de una sobrecarga consistente en una losa de grandes dimensiones (refuerzos inextensibles)

11.10.10.2 Cargas debidas al Tráfico y Barreras

Las cargas debidas al tráfico se deberán tratar como sobrecargas uniformes de acuerdo con los criterios indicados en el Artículo 3.11.6.2. La presión debida a la sobrecarga deberá ser mayor o igual que 600 mm de suelo. Los parapetos y barreras para el tráfico construidas sobre o en línea con la cara frontal del muro se deberán diseñar para resistir momentos de vuelco mediante su propia masa. Las losas de base no deberán tener juntas transversales, salvo las juntas constructivas; las losas adyacentes deberán estar unidas mediante pasadores de corte. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener suficiente capacidad de tracción para resistir una carga horizontal concentrada igual a γP_H , siendo $P_H = 4,45 \times 10^4$ N distribuida en una longitud de barrera igual a 1500 mm. Esta distribución toma en cuenta el pico de fuerza localizado en los refuerzos del suelo próximos a la carga concentrada. Esta fuerza distribuida sería igual a γP_{HI} , donde $P_{HI} = 29,2$ N/mm y se aplica como se ilustra en la Figura 3.11.6.3-2a. γP_{HI} se distribuye a los refuerzos suponiendo b_f igual al ancho de la losa de base. Se deberá proveer suficiente espacio lateral entre la parte posterior de los paneles que forman el revestimiento del muro y la barrera para el tráfico/losa para permitir que la barrera y la losa resistan la carga de impacto en resbalamiento y vuelco sin transmitir la carga directamente a las unidades superiores del revestimiento.

Para verificar la seguridad contra el arrancamiento de los refuerzos la carga de impacto lateral del tráfico se deberá distribuir a los refuerzos superiores utilizando la Figura 3.11.6.3.2a, suponiendo b_f igual al ancho de la losa de base. La totalidad de la longitud de los refuerzos se deberá considerar efectiva para resistir el arrancamiento debido a la carga de impacto. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener capacidad suficiente contra el arrancamiento para resistir una carga horizontal igual a γP_{HI} , donde $P_{HI} = 4,45 \times 10^4$ N distribuida en una longitud de losa de base igual a 6000 mm.

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

Para la componente estática: Ver Ecuación 11.10.7.2.3.

Para las componentes transitorias:

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_r R_c}{RF_D RF_D} \quad (11.10.10.2-1)$$

donde:

C11.10.10.2

La distribución de fuerzas 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 C11.10.7.2 el cual además de aplicarse a las cargas sísmicas también se aplica a las cargas transitorias tales como las cargas de impacto sobre las barreras para el tráfico.

$\Delta\sigma_H$ = tensión debida al impacto sobre la barrera aplicada en el área de influencia de los refuerzos, de acuerdo con el Artículo 11.10.10.1 (MPa)

S_v = separación vertical de los refuerzos (mm)

S_{rt} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente de carga dinámica (N/mm)

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 11.10.6.4.1 (adimensional)

RF_{ID} = factor de reducción de la resistencia que considera los daños durante la instalación de los refuerzos, del Artículo 11.10.6.4.3b (adimensional)

RF_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica, del Artículo 11.10.6.4.3b (adimensional)

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

Los parapetos y barreras para el tráfico deberán satisfacer los requisitos sobre ensayos de choque especificados en la Sección 13. La losa de anclaje deberá ser lo suficientemente fuerte para resistir la resistencia última del parapeto estándar.

Si se utilizan barreras tipo viga y poste flexible éstas se deberán ubicar a una distancia mínima de 900 mm a partir de la cara del muro, se deberán hincar 1500 mm por debajo del nivel del terreno y se deberán separar entre sí de manera que en lo posible no coincidan con los refuerzos del suelo. Si no es posible evitar que coincidan con los refuerzos, el muro se deberá diseñar considerando la presencia de una obstrucción como se describe en el Artículo 11.10.10.4. Las dos filas de refuerzos superiores se deberán diseñar para una carga horizontal adicional igual a γP_{HI} , donde $P_{HI} = 4,38$ N por mm lineal de muro, 50 por ciento de la cual se distribuye a cada capa de refuerzos.

11.10.10.3 Presiones Hidrostáticas

Para el diseño de las estructuras construidas a lo largo de ríos y arroyos se deberá considerar una presión hidrostática diferencial mínima igual a 900 mm de columna de agua. Esta carga se deberá aplicar al nivel de

C11.10.10.3

Es posible que en situaciones en las cuales el muro es afectado por las mareas o fluctuaciones del nivel fluvial sea necesario diseñar el muro considerando un rápido descenso del nivel del agua, ya que este fenómeno podría

aguas altas. Para el cálculo de la estabilidad interna y externa se deberán utilizar las densidades efectivas comenzando a niveles inmediatamente debajo del nivel de aplicación de la presión hidrostática diferencial.

provocar presiones hidrostáticas diferenciales considerablemente mayores que 900 mm de columna de agua. Alternativamente detrás del muro se puede utilizar un material de relleno de drenaje rápido, como por ejemplo "shot rock" o grava gruesa con una elevada relación de vacíos. Los materiales de relleno que satisfacen los requisitos granulométricos de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* aplicables a los rellenos detrás de estructuras de tierra estabilizada mecánicamente no se consideran materiales de drenaje rápido.

11.10.10.4 Obstrucciones en la Zona de Suelo Reforzado

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

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

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

Para la segunda alternativa el marco y las conexiones se deberán diseñar de acuerdo con la Sección 6 para marcos de acero.

C11.10.10.4

No se debería permitir que los alambres transversales o longitudinales de las grillas metálicas se corten en obra, a menos que se adopte una de las alternativas indicadas en el Artículo 11.10.10.4 y que el diseño del muro se modifique de forma correspondiente.

Típicamente la desviación de los refuerzos se limita a un máximo de 15°.

Observar que, dependiendo del tipo de refuerzos y de la naturaleza de la obstrucción, puede que sea posible conectar los refuerzos del suelo directamente a la

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

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

Si es necesario instalar pilotes hincados o perforados que atraviesen la zona reforzada se deberán respetar las recomendaciones indicadas en el Artículo 11.10.11.

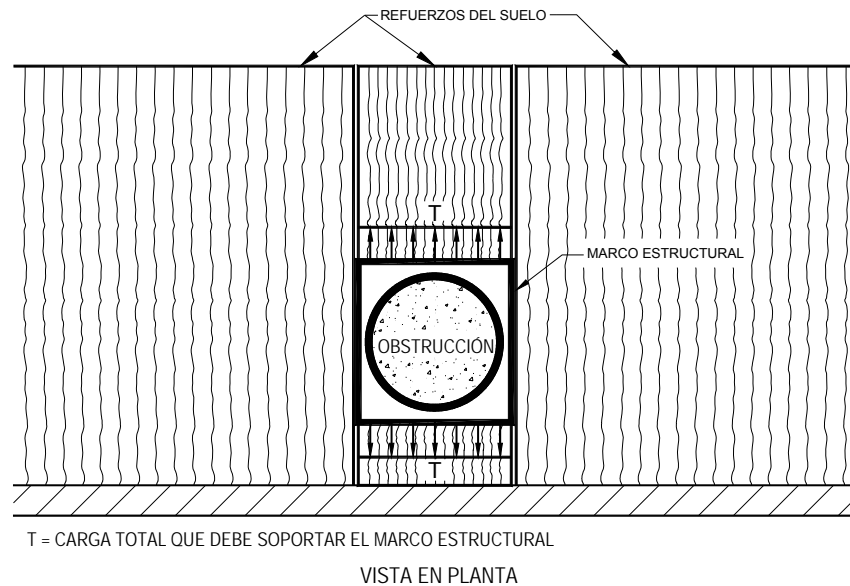


Figura 11.10.10.4-1 – Conexión estructural de los refuerzos del suelo alrededor de una obstrucción

11.10.11 Estribos sobre Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente C11.10.11

Los estribos ubicados sobre muros de tierra estabilizada mecánicamente se deberán dimensionar de manera que satisfagan los criterios especificados en los Artículos 11.6.2 a 11.6.6.

El muro de tierra estabilizada mecánicamente debajo de la zapata del estribo se deberá diseñar para las cargas adicionales impuestas por la presión de contacto de la zapata y los empujes adicionales del suelo resultantes de las cargas horizontales aplicadas en el asiento del puente y del muro de retención encima del asiento del puente. La

carga de la zapata se puede distribuir como se describe en el Artículo 11.10.10.1.

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

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

donde:

$\sigma_{Hmáx}$ = tensión horizontal mayorada en la capa i , definida por la Ecuación 2 (MPa)

S_v = separación vertical de los refuerzos (mm)

Las tensiones horizontales en las zonas reforzadas del estribo se deberán determinar por superposición de la siguiente manera, y como se especifica en el Artículo 11.10.10.1:

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

donde:

γ_p = factor de carga para el empuje vertical del suelo indicado en la Tabla 3.4.1-2

$\Delta\sigma_H$ = magnitud del empuje lateral debido a la sobrecarga (MPa)

σ_v = empuje vertical del suelo sobre el ancho de base efectivo ($B - 2e$) (MPa)

$\Delta\sigma_v$ = empuje vertical del suelo debido a la carga de la zapata (MPa)

k_r = coeficiente de empuje del suelo que varía en función de k_a como se especifica en el Artículo 11.10.6.2.1

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el Artículo 3.11.5.8

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

La mínima distancia desde el eje del apoyo sobre el estribo hasta el borde exterior del revestimiento deberá ser de 1070 mm. La mínima distancia entre la cara posterior del panel y la zapata deberá ser de 150 mm.

Si se anticipa una penetración significativa de las heladas, la zapata del estribo se deberá colocar sobre un

La mínima longitud de los refuerzos, en base a la experiencia, ha sido igual al mayor valor entre 6700 mm o $0,6 (H + d) + 2000$ mm. La longitud de los refuerzos debería ser constante en toda la altura del muro para así limitar los asentamientos diferenciales en la zona reforzada. Los asentamientos diferenciales podrían someter los refuerzos a tensiones excesivas.

El nivel admisible de asentamiento diferencial entre las estructuras de los estribos debería evitar que se dañen las unidades de la superestructura. Este tema se discute en el

lecho de agregados gruesos compactados de 900 mm de espesor como se describe en el Artículo 11.10.2.2.

La densidad, longitud y sección transversal de los refuerzos del suelo diseñados para soportar el estribo se deberán continuar sobre los muros de ala una distancia horizontal mínima igual al 50 por ciento de la altura del estribo.

En los estribos soportados por pilotes hincados o perforados, las fuerzas horizontales transmitidas a las fundaciones profundas deberán ser resistidas por la capacidad lateral de las fundaciones profundas ya sea proveyendo refuerzos adicionales para atar el pilote o el cabezal de pilotes a la masa de suelo o bien mediante pilotes inclinados. Las cargas laterales transmitidas por las fundaciones profundas al relleno reforzado se pueden determinar utilizando la técnica de análisis P-Y. El revestimiento deberá estar aislado de las cargas horizontales asociadas con las deformaciones laterales de los pilotes. Se deberá proveer una distancia libre mínima de 460 mm entre el revestimiento y los elementos de la fundación profunda. Se deberá especificar que los pilotes hincados o perforados se deben colocar antes de la construcción del muro utilizando camisas para atravesar el relleno si fuera necesario.

Se debe verificar el equilibrio del sistema en cada nivel de refuerzos debajo del asiento del puente.

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

11.11 MUROS MODULARES PREFABRICADOS

11.11.1 Requisitos Generales

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

Artículo 10.6.2.2. En general no se deberían construir estribos sobre terraplenes estabilizados mecánicamente si se anticipan asentamientos diferenciales entre los estribos o entre las pilas y los estribos mayores que un medio de los asentamientos diferenciales límite descritos en el Artículo C10.6.2.2

En cada nivel considerado se deberían 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 usando un ancho ficticio tomado como $(B - 2e)$. El correspondiente empuje horizontal se debería calcular multiplicando por el coeficiente de empuje lateral correspondiente.

C11.11.1

Los muros modulares prefabricados, cuyos elementos pueden ser patentados o propietarios, generalmente utilizan módulos o cajones de hormigón armado o acero unidos entre sí y rellenos con suelo, gaviones rellenos con roca, unidades de hormigón prefabricado o unidades de mampostería de hormigón colado en seco (sin suelo de refuerzo) que resisten los empujes del suelo actuando como si se tratara de un muro de sostenimiento de gravedad. Los muros modulares prefabricados también pueden utilizar sus elementos estructurales para movilizar el peso de parte del relleno detrás del muro mediante acción de arco del suelo para proveer así resistencia frente a las cargas laterales. En la Figura C1 se ilustran algunos ejemplos de muros modulares prefabricados.

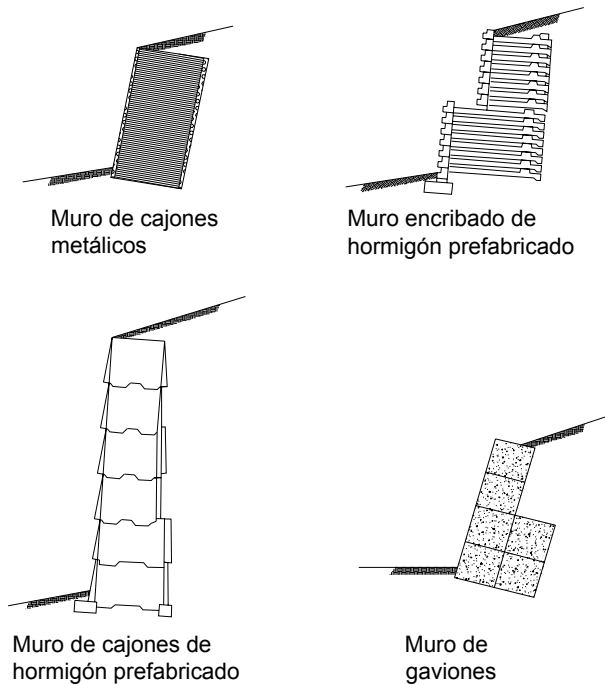


Figura C11.11.1-1 – Ejemplos de muros modulares prefabricados que trabajan por gravedad

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

- En curvas con un radio menor que 240.000 mm, a menos que la curva pueda ser reemplazada por una serie de cuerdas.
- No se deberán utilizar sistemas modulares de acero si el agua subterránea o el escurrimiento superficial son ácidos o si se anticipa el uso de productos anticongelantes.

11.11.2 Cargas

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículo 11.6.1.2 y 3.11.5.9, excepto que no será necesario considerar los efectos de la contracción y la temperatura.

11.11.3 Movimiento en el Estado Límite de Servicio

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2 según corresponda.

C11.11.3

Los asentamientos diferenciales longitudinales calculados a lo largo de la cara del muro deberían dar por resultado una pendiente menor que 1/200.

11.11.4 Seguridad contra las Fallas del Suelo

11.11.4.1 Requisitos Generales

A los fines del cálculo de la estabilidad frente al

resbalamiento y el vuelco se deberá suponer que el sistema actúa como un cuerpo rígido. Se deberá determinar la estabilidad en cada nivel de módulos.

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

11.11.4.2 Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.3.3.

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

En ausencia de datos específicos, para ϕ_f de los suelos granulares se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo igual a 30°. Para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos se deberían realizar ensayos que consideren tanto condiciones drenadas como no drenadas.

11.11.4.3 Capacidad de Carga

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.3.

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

11.11.4.4 Vuelco

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.3.3.

C11.11.4.3

Los sistemas construidos con módulos de hormigón son relativamente rígidos y están sujetos a los daños estructurales que pueden provocar los asentamientos diferenciales, especialmente en su dirección longitudinal. Por este motivo la capacidad de carga para el diseño de las zapatas se debería determinar como se especifica en la Sección 10.6.

C11.11.4.4

No se puede contar con todo el volumen del suelo

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

dentro de los módulos para resistir el vuelco porque parte del suelo dentro del módulo no se arqueará. Si se dispone de una base estructural para retener el suelo dentro de los módulos no será necesario reducir el peso del suelo para calcular la resistencia al vuelco.

11.11.4.5 Erosión Subsuperficial

Los muros de cajones sólo se pueden utilizar en áreas sensibles a la socavación si se ha establecido que son adecuados. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.3.5.

11.11.4.6 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.2.3.

11.11.4.7 Resistencia Pasiva y Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.3.3 y 11.6.3.6, según corresponda.

11.11.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales

11.11.5.1 Módulos

Los módulos prefabricados se deberán diseñar para los empujes mayorados del suelo detrás del muro y para los empujes mayorados que se desarrollan dentro de los módulos. Las superficies de las caras posteriores se deberán diseñar tanto para los empujes mayorados del suelo que se desarrollan dentro de los módulos durante la construcción como para la diferencia entre los empujes mayorados del suelo detrás y dentro de los módulos una vez finalizada la construcción. La resistencia y armadura de los módulos de hormigón deberán satisfacer los requisitos especificados en la Sección 5.

La resistencia de los módulos de acero deberá satisfacer los requisitos especificados en la Sección 6. La sección neta utilizada para el diseño se deberá reducir de acuerdo con el Artículo 11.10.6.4.2a.

Los empujes mayorados en los cajones deberán ser iguales para todos los módulos y deberán ser mayores o iguales que:

$$P_b = \gamma g \gamma_s b \times 10^{-9} \quad (11.11.5.1-1)$$

donde:

P_b = presión mayorada dentro del módulo tipo cajón (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

C11.11.5.1

El diseño estructural de los módulos se basa en la diferencia entre los empujes desarrollados dentro de los módulos y aquellos resultantes del empuje del relleno detrás del muro. Las relaciones de presiones recomendadas para los módulos se basan en relaciones obtenidas para geometrías correspondientes a estructuras alargadas y en general son conservadoras.

γ = factor de carga para el empuje vertical del suelo especificado en la Tabla 3.4.1-2

b = ancho del módulo tipo cajón (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/sec^2)

Las armaduras de acero deberán ser simétricas en ambas caras, a menos que las caras se identifiquen positivamente de modo que se asegure la correcta ubicación de los módulos en obra. Las esquinas deberán estar adecuadamente armadas.

11.11.6 Diseño Sismorresistente

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 11.6.5.

11.11.7 Estribos

Los asientos de estribos contruidos sobre unidades modulares se deberán diseñar considerando los empujes del suelo y los empujes horizontales suplementarios debidos a la viga de asiento del estribo y los empujes del suelo sobre el muro de sostenimiento encima del asiento. El módulo superior se deberá dimensionar de manera que sea estable bajo la acción combinada de los empujes normales y suplementarios. El módulo superior deberá tener un ancho mínimo de 1800 mm. El eje de apoyo deberá estar ubicado como mínimo a 600 mm de la cara externa del módulo prefabricado superior. El asiento de la viga del estribo deberá ser soportada por el módulo superior y hormigonado en forma integral con el mismo. El espesor de la cara frontal del módulo superior se deberá diseñar considerando los esfuerzos de flexión desarrollados por los empujes del suelo suplementarios. Las cargas del asiento de la viga del estribo se deberán transferir al nivel de las fundaciones y se deberán considerar en el diseño de las zapatas.

Se deberán aplicar los requisitos sobre asentamientos diferenciales especificados en el Artículo 11.10.4.

11.11.8 Drenaje

En las áreas de desmonte y relleno las unidades modulares prefabricadas se deberán diseñar con un drenaje subsuperficial continuo ubicado al pie del talud y con una salida adecuada. En las áreas de desmonte y relleno en las cuales se anticipan niveles del agua superficial por encima del nivel de la zapata se deberá proveer un manto de drenaje continuo conectado al sistema de drenaje longitudinal.

En los sistemas con caras frontales abiertas se deberá

proveer un sistema de drenaje superficial sobre la parte superior del muro.

REFERENCIAS

- AASHTO. 1983. *Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.
- _____. 1988. *Manual on Subsurface Investigations*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.
- _____. 1990. "Ground Modification Techniques for Transportation Applications." *Task Force 27, TF-27-AASHTO-AGC-ARTBA*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.
- _____. 1998. *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC, p. 382.
- _____. 2003. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*, 23° Ed. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.
- Allen, T. M., y R. J. Bathurst. 2001. "Prediction of Soil Reinforcement Loads in Mechanically Stabilized Earth MSE Walls at Working Stresses." *Report WA-RD 522.1*, Washington State Department of Transportation, p. 353.
- Allen, T. M., B. R. Elias, V., y 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.
- ASTM. 1989. *1989 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 08.04, "Soil and Rock, Building Stones; Geotextiles." American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, p. 953.
- Bonaparte, R., R. D. Holtz, y J. P. Giroud. 1986. "Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids." *Geotextile Testing and the Design Engineer*, American Society for Testing and Materials STP 952, J. E. Fluet, Jr., ed., Philadelphia, PA, pp. 69-116.
- Bozozuk, M. 1978. "Bridge Foundations Move." En *Transportation Research Record 678, Tolerable Movements of Bridge Foundations, Sand Drains, K-Test, Slopes, and Culverts*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 17-21.
- Cedergren, H. R. 1989. *Seepage, Drainage, and Flow Nets*. 3° Ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 465.
- 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.
- Christopher, B. R., S. A. Gill, J. Giroud, I. Juran, J. K. Mitchell, F. Schlosser, y J. Dunnicliff. 1990. "Reinforced Soil Structures." Vol. 1, *Design and Construction Guidelines*. FHWA RD-89-043. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 301.
- Christopher, B. R., y R. D. Holtz. 1985. *Geotextile Engineering Manual*, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 917.
- Clough, G. W., y 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*. TRB National Research Council, Washington, DC.

Duncan, J. M., G. W. Clough, y R. M. Eberling. 1990. "Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures." *Procedures of Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, American Society of Civil Engineers, Cornell University, Ithaca, NY, pp. 251-277.

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

Duncan, J. M., G. W. Williams, A. L. Sehn, y 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. 1990. "Durability/Corrosion of Soil Reinforced Structures." *FHWA/R-89/186*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 173.

_____. 2001. "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes." *FHWA-NHI-00-044*. Federal Highway Administration, Washington, DC.

Elias, V., B. R. Christopher, y R. R. Berg. 2001. "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes." *Design and Construction Guidelines, FHWA-NHI-00-043*. Federal Highway Administration, Washington, DC, p. 394.

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

_____. 1998. "Determination of the Number Average Molecular Weight of Polyethylene Terephthalate. PET Yarns based on a Relative Viscosity Value." *Geosynthetic Research Institute Test Method GG8*.

_____. 1998. "Geogrid Rib Tensile Strength." *Geosynthetic Research Institute Test Method, GG1*.

Kavazanjian, E., N. Matasovic, T. Hadj-Hamou, y P. J. Sabatini. 1997. "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways." *Geotechnical Engineering Circular No. 3, Vol. 1 – Design Principles, Report No. FHWA-SA-97-076*. Federal Highway Administration, Washington, DC.

McGowan, A. y K. Z. Andrews. 1986. "The Load-Strain-Time-Temperature Behavior of Geotextiles and Geogrids." *Third International Conference on Geotextiles*, Viena, Austria.

McMahon, W., H. A. Birdsall, G. R. Johnson, y C. T. Camilli. 1959. "Degradation Studies of Polyethylene Terephthalate." *Journal of Chemical Engineering Data*, Vol. 4, No. 1, pp. 57-59.

Mitchell, J. K. y W. C. B. Villet. 1987. "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments." *NCHRP Report 290*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, p. 323.

Moulton, L. K., V. S. Hota, Rao Ganga, y 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.

NCMA, J.G. Collin. 1997. "Design Manual for Segmental Retaining Walls," 2° Ed., National Concrete Masonry Association, Herndon, VA, p. 289.

PTI. 1996. *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, 3° Ed., Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ.

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

- Sankey, J. E., y P. L. Anderson. 1999, "Effects of Stray Currents on the Performance of Metallic Reinforcements in Reinforced Earth Structures." *Transportation Research Record* 1675, Washington, DC, pp. 61-66.
- Simac, M. R., R. J. Bathurst, R. R. Berg, y S. E. Lothspeich. 1993. "Design Manual for Segmental Retaining Walls." *Modular Concrete Block Retaining Wall Systems*. 1º Ed., NCMA, Herndon, VA.
- Teng, W. C. 1962. *Foundation Design*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Terzaghi, K., y R. G. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3º Ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 729.
- Wahls, H. E. 1990. *Design and Construction of Bridge Approaches*. NCHRP Synthesis of Highway Practice 159. TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 45.
- Walkinshaw, J. L. 1978. "Survey of Bridge Movements in the Western United States." En *Transportation Research Record* 678, *Tolerable Movements of Bridge Foundations, Sand Drains, K-Test, Slopes, and Culverts*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 6-11.
- Weatherby, D. E. 1982. "Tiebacks." *FHWA RD-82-047*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 249.
- Wisse, J. M. D., C. J. M. Broos, y W. H. Boels. 1990. "Evaluation of the Life Expectancy of Polypropylene Geotextiles used in Bottom Protection Structures around the Doster Shelde Storm Surge Barrier." *Proceedings of the IV International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, La Haya, pp. 697-702.
- 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.

APÉNDICE

A11.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Los numerosos casos de daños o fallas de puentes inducidos por la falla o el desplazamiento de los estribos durante un movimiento sísmico han demostrado claramente la necesidad de prestar atención a la hora de diseñar y detallar los estribos en zonas sísmicas. Típicamente los daños están asociados con el asentamiento del relleno, desplazamientos inducidos por los elevados empujes laterales del suelo que provocan los movimientos sísmicos o la transferencia de importantes fuerzas inerciales longitudinales o transversales de la propia estructura del puente. El asentamiento del relleno detrás de los estribos, los daños en los estribos o los daños en el tablero del puente inducidos por el movimiento de los estribos pueden provocar la pérdida del acceso al puente; por este motivo los estribos deben ser considerados un eslabón vital en el proceso de diseño sismorresistente global de un puente.

La naturaleza de los movimientos o daños que han sufrido diferentes estribos durante sismos pasados está bien documentada en la literatura. Evans (1971) examinó los estribos de 39 puentes ubicados en un radio de 48,3 km del terremoto de Inangahua de magnitud M7 que ocurrió en Nueva Zelanda en 1968. De estos puentes 23 tuvieron movimientos medibles, mientras que 15 sufrieron daños. Los movimientos de los estribos independientes (estribos autoestables) siguieron un patrón general de movimiento hacia afuera y rotación respecto de la parte superior luego de entrar en contacto con las superestructuras que le sirvieron de restricción. Se observó que los asentamientos del relleno fueron de alrededor de 10 a 15 por ciento de su altura. Los efectos sobre los estribos de puentes provocados por el terremoto de Madang de magnitud M7.1 que ocurrió en Nueva Guinea, reportados por Ellison (1971), fueron similares: se observaron movimientos de los estribos de hasta 500 mm. Fung et al. (1971) describen los daños sufridos por diferentes estribos durante el terremoto de San Fernando ocurrido en 1971. Se han publicado numerosos casos de desplazamientos de estribos y daños asociados durante terremotos ocurridos en Niigata y Alaska. Sin embargo, estas fallas están asociadas principalmente con la licuefacción de los suelos de fundación.

Las características de diseño de los estribos son altamente variables y dependen de la naturaleza del predio donde se ha de construir el puente, los suelos de fundación, la longitud del puente y las magnitudes de las cargas. Los tipos de estribos incluyen, entre otros, los muros de gravedad independientes (autoestables), los muros tipo pantalla en voladizo y los diafragmas monolíticos. Las fundaciones utilizadas pueden ser zapatas ensanchadas, pilotes verticales o pilotes inclinados, mientras que los detalles de las conexiones a la superestructura pueden incluir apoyos de rodillos, apoyos elastoméricos o conexiones fijas abulonadas. Considerando la cantidad de potenciales variables de diseño, y sumando esto a la compleja naturaleza de la interacción estribo-superestructura durante un evento sísmico, es evidente que para realizar el diseño sismorresistente de los estribos es necesario adoptar numerosas hipótesis simplificadoras.

A11.1.1 Estribos Independientes (Autoestables)

En el caso de los estribos independientes, como por ejemplo los muros de gravedad o muros tipo pantalla que podrían fallar lateralmente durante un terremoto (es decir, caso de una superestructura soportada por apoyos capaces de desplazarse libremente), para calcular los empujes del suelo inducidos por los movimientos sísmicos se utiliza ampliamente el enfoque seudoestático de Mononobe-Okabe.

Para los estribos independientes en áreas de sismicidad elevada, intentar lograr un diseño con el cual se logren desplazamientos nulos bajo las aceleraciones pico del terreno puede no ser realista, por lo cual puede ser preferible diseñar para un pequeño desplazamiento lateral admisible. En este artículo describimos un método recientemente desarrollado para calcular la magnitud de los movimientos relativos de un muro durante un sismo dado. Tomando como base este método simplificado se incluyen recomendaciones para la selección de un coeficiente sísmico seudoestático y el correspondiente nivel de desplazamiento para una determinada aceleración efectiva pico.

A11.1.1.1 Análisis de Mononobe-Okabe

El método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe-Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales

horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. Los trabajos de Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979) describen en detalle el procedimiento de análisis. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

1. El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe-Okabe.
2. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción ϕ .
3. El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en la Figura 1, se puede obtener un valor E_{AE} de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla E_{AE} se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9} \quad (\text{A11.1.1.1-1})$$

donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (\text{A11.1.1.1-2})$$

y donde:

g = aceleración de la gravedad (m/sec^2)

γ = densidad del suelo (kg/m^3)

H = altura del suelo (mm)

ϕ = ángulo de fricción del suelo ($^\circ$)

θ = $\arctan(k_h / (1 - k_v))$ ($^\circ$)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo ($^\circ$)

k_h = coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

k_v = coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno ($^\circ$)

β = inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra) ($^\circ$)

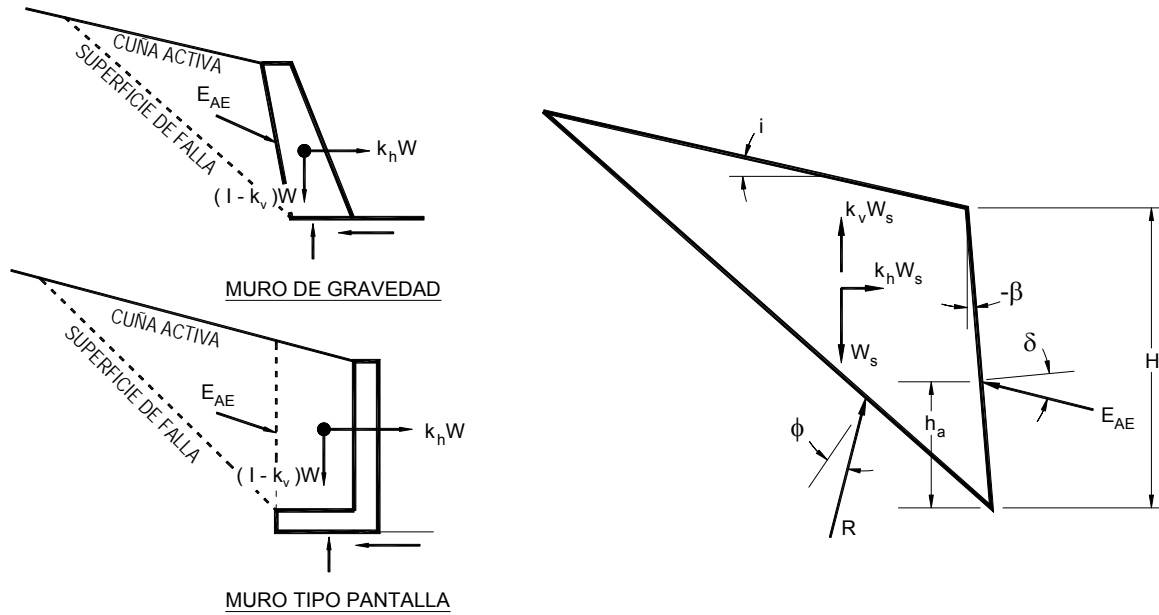


Figura A11.1.1.1-1 – Diagrama de fuerzas de la cuña activa

La expresión equivalente para el esfuerzo pasivo si el estribo está siendo empujado hacia el relleno es la siguiente:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \times 10^{-9} \quad (\text{A11.1.1.1-3})$$

donde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (\text{A11.1.1.1-4})$$

A medida que aumenta el ángulo de las fuerzas inerciales θ los valores de K_{AE} y K_{PE} se aproximan el uno al otro y cuando el relleno detrás del muro es vertical ambos se igualan cuando $\theta = \phi$.

A pesar de la relativa sencillez del enfoque, la validez de la Ecuación 1 ha sido comprobada mediante ensayos realizados en modelos (*Seed y Whitman 1970*) y mediante cálculos realizados en base a fallas previas observadas en muros de encauzamiento (*Clough y Frigaszy 1977*). Sin embargo, en el segundo caso los desplazamientos fueron importantes, y como se verá esto puede modificar los valores efectivos de k_h para los cuales se produce la falla.

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a $H/3$ para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las solicitaciones de origen sísmico. Esto se ha demostrado empíricamente mediante ensayos y, además, Word (1973) también lo demostró en forma teórica, hallando que la resultante del empuje dinámico actúa aproximadamente en la mitad de la altura. Seed y Whitman han sugerido que h se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo (calculada usando la Ecuación 1 con $\theta = k_v = 0$) actúa a $H/3$ de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura de $0,6H$. Para la mayoría de las aplicaciones será suficiente asumir $h = H/2$ con un empuje uniformemente distribuido.

Aunque la expresión de Mononobe-Okabe para determinar el empuje activo se puede evaluar fácilmente cualquiera sea la geometría y el ángulo de fricción, el significado de los diferentes parámetros no es fácilmente evidente. La Figura 2 muestra la variación de K_{AE} en función de k_h para diferentes valores de ϕ y k_v ; obviamente K_{AE} es altamente sensible al

valor de ϕ . Además, para un valor de ϕ constante, K_{AE} se duplica cuando k_h aumenta de 0,0 a 0,35 para una aceleración vertical nula y luego aumenta más rápidamente.

Para evaluar el aumento del empuje activo del suelo debido a los efectos sísmicos de manera más sencilla K_{AE} se puede normalizar dividiendo por su valor estático K_A para obtener un factor de empuje:

$$F_T = \frac{K_{AE}}{K_A} \quad (\text{A11.1.1.1-5})$$

Mientras que la Figura 2 muestra que K_{AE} es sensible a las variaciones del ángulo de fricción del suelo, las gráficas de F_T en función de ϕ ilustradas en la Figura 3 indican que el valor de ϕ afecta poco el factor de empuje hasta que de pronto, en un rango pequeño de ϕ , F_T aumenta rápidamente y se vuelve infinito para ciertos valores críticos específicos de ϕ . La causa de este comportamiento se puede determinar analizando la Ecuación 2. Para poder hallar una solución real el contenido del radical debe ser positivo y para ello es necesario que:

$$\phi \geq i + \theta = i + \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (\text{A11.1.1.1-6})$$

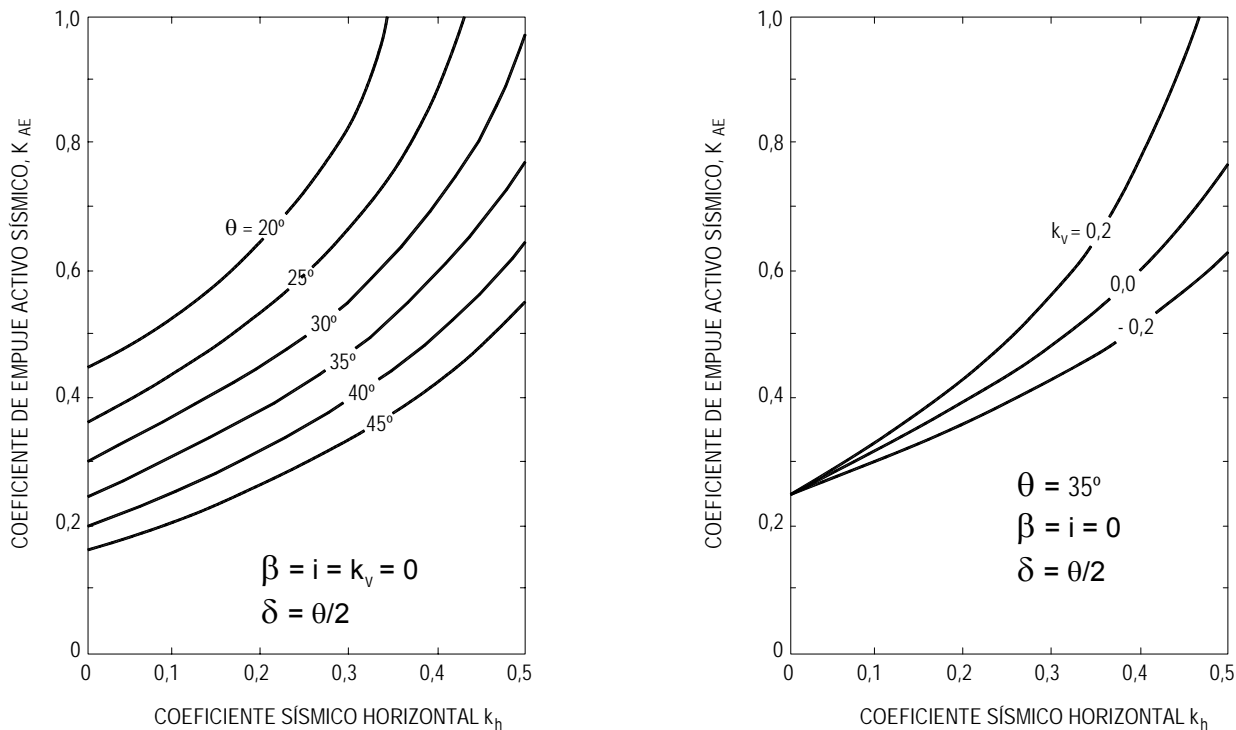


Figura A11.1.1.1-2 – Influencia del coeficiente sísmico y el ángulo de fricción del suelo sobre el coeficiente de empuje activo sísmico

Esta condición también se podría plantear especificando un límite para el coeficiente de aceleración horizontal que pudiera ser soportado por cualquier estructura en un suelo dado. La condición límite es la siguiente:

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan(\phi - i) \quad (\text{A11.1.1.1-7})$$

Para el caso de relleno de superficie horizontal, aceleración vertical igual a 0,0 y ángulo de fricción del suelo igual a 35°, el valor límite de k_h es igual a 0,7. Este enfoque es interesante ya que proporciona un límite superior absoluto para la

aceleración sísmica que puede ser transmitida a cualquier estructura construida en un suelo que tenga las características de resistencia dadas.

La Figura 4 muestra la influencia de las variaciones del coeficiente de aceleración vertical k_v sobre F_T . Los valores de k_v positivos tienen una influencia significativa para valores de k_h mayores que 0,2. La influencia es mayor que 10 por ciento a la derecha y hacia arriba de la línea de trazos. Tal como se podría anticipar analizando la Ecuación 4, K_{AE} y F_T también son sensibles a las variaciones de la pendiente de la superficie del relleno, particularmente para valores del coeficiente de aceleración que se aproximan al valor límite que implica la Ecuación 4. Esta influencia se ilustra en la Figura 5.

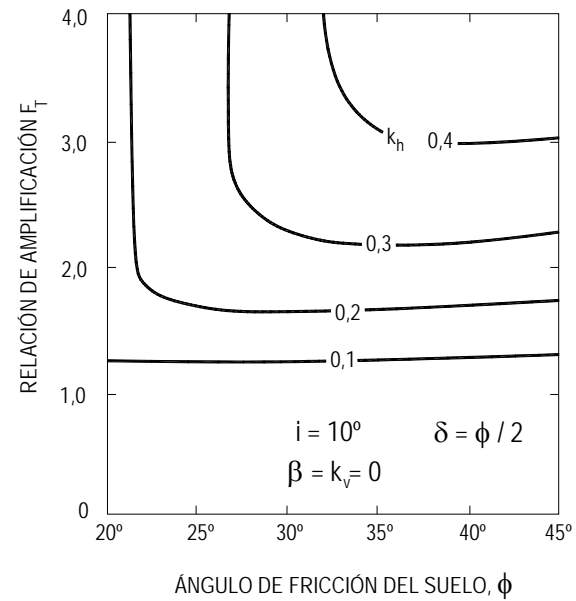
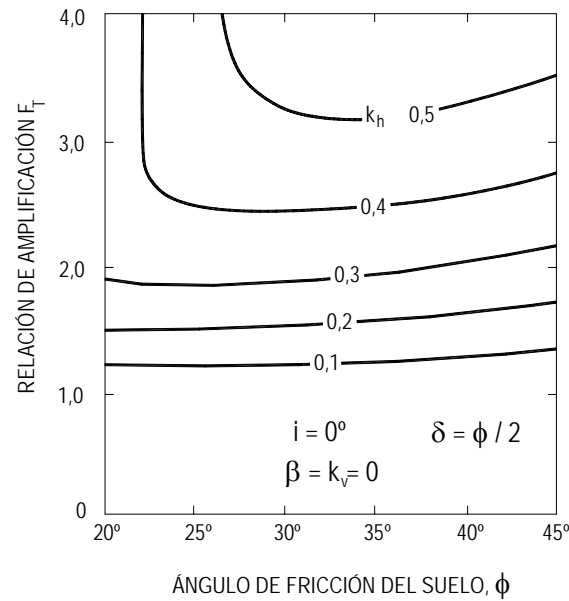


Figura A11.1.1.1-3 – Influencia del ángulo de fricción del suelo sobre la relación de amplificación

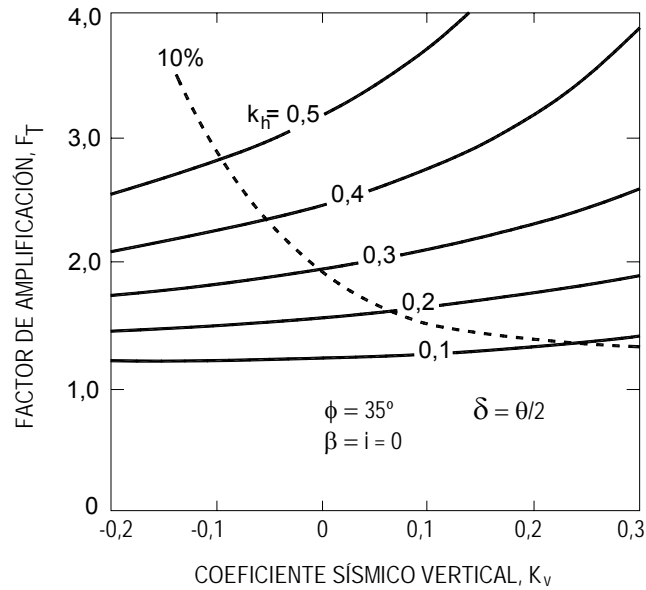


Figura A11.1.1.1-4 – Influencia del coeficiente sísmico vertical sobre la relación de amplificación

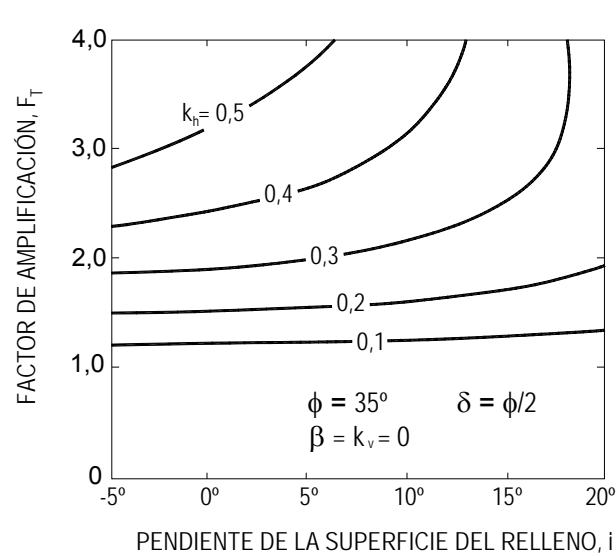


Figura A11.1.1.1-5 – Influencia de la pendiente de la superficie del relleno sobre la relación de amplificación

El análisis de Mononobe-Okabe no toma en cuenta los efectos inerciales del estribo. Muchos procedimientos actuales asumen que las fuerzas inerciales debidas a la masa del propio estribo se pueden desprestigiar al considerar el comportamiento y diseño sismorresistentes. Esta no es una hipótesis conservadora y para aquellos estribos que confían en su propia masa para su estabilidad también es una hipótesis poco razonable ya que desprestigiar la masa significa desprestigiar un aspecto sumamente importante de su comportamiento. Richards y Elms (1979) discuten detalladamente los efectos inerciales de los muros y demuestran que para el diseño de los muros de sostenimiento de gravedad no se deberían desprestigiar las fuerzas inerciales.

A11.1.1.2 Diseño para Desplazamiento

Si en el método de análisis de Mononobe-Okabe se utilizan aceleraciones del suelo pico, muchas veces las estructuras de sostenimiento de gravedad resultantes serán excesivamente grandes. Para lograr una estructura más económica puede ser preferible diseñar para un pequeño desplazamiento admisible en lugar de diseñar para desplazamientos nulos.

Ensayos realizados demuestran que durante un sismo los muros de sostenimiento de gravedad fallan de manera incremental. Para cualquier movimiento sísmico del suelo el desplazamiento relativo total se puede calcular utilizando el método del bloque deslizante sugerido por Newmark (1965). Este método supone un patrón de desplazamiento similar al de un bloque que descansa sobre una superficie horizontal plana rugosa sujeta a un sismo y supone además que el bloque puede moverse libremente contra la resistencia friccional solamente en una dirección. La Figura 1 ilustra cómo el desplazamiento relativo se relaciona con las historias de tiempo de aceleración y velocidad del suelo y el muro. Se asume que el muro comienza a desplazarse en correspondencia con un valor crítico de k_h ; el movimiento relativo continuará hasta que se igualen las velocidades del muro y el suelo. Las Figuras 2 y 3 muestran los resultados obtenidos por Richards y Elms (1979) al calcular el desplazamiento de un muro para $k_h = 0$ para el registro N-S del terremoto de El Centro ocurrido en 1940.

Newmark calculó la respuesta de desplazamiento máximo tomando como base los registros de cuatro terremotos y graficó los resultados luego de escalar los terremotos para utilizar una velocidad máxima común y un máximo coeficiente de aceleración común. Franklin y Chang (1977) repitieron el análisis para un gran número de registros tanto naturales como artificiales e incorporaron sus resultados a la misma gráfica. En la Figura 4 se ilustran las envolventes de estos resultados. Todos los registros se escalaron para un coeficiente de aceleración máximo igual a 0,5 y una velocidad máxima $V = 762$ mm/sec. La máxima resistencia del coeficiente N es el máximo coeficiente de aceleración que puede sostener un bloque deslizante antes de deslizar. En el caso de un muro diseñado mediante el método de Mononobe-Okabe obviamente el máximo coeficiente es k_h .

En la Figura 4 se puede ver que las envolventes para todos los registros escalados tienen aproximadamente la misma forma.

La siguiente relación, para la cual se puede utilizar cualquier conjunto de unidades consistentes, permite obtener una aproximación de las curvas para desplazamientos relativamente pequeños:

$$d = 0,087 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (\text{A11.1.1.2-1})$$

donde d es el desplazamiento relativo total de un muro sometido a un movimiento sísmico del suelo cuyo máximo coeficiente de aceleración es A y cuya máxima velocidad es V . En la Figura 4 este desplazamiento se representa mediante un recta. Debido a que esta expresión fue desarrollada a partir de curvas envolventes, para la mayoría de los terremotos los valores de d obtenidos estarán sobrestimados.

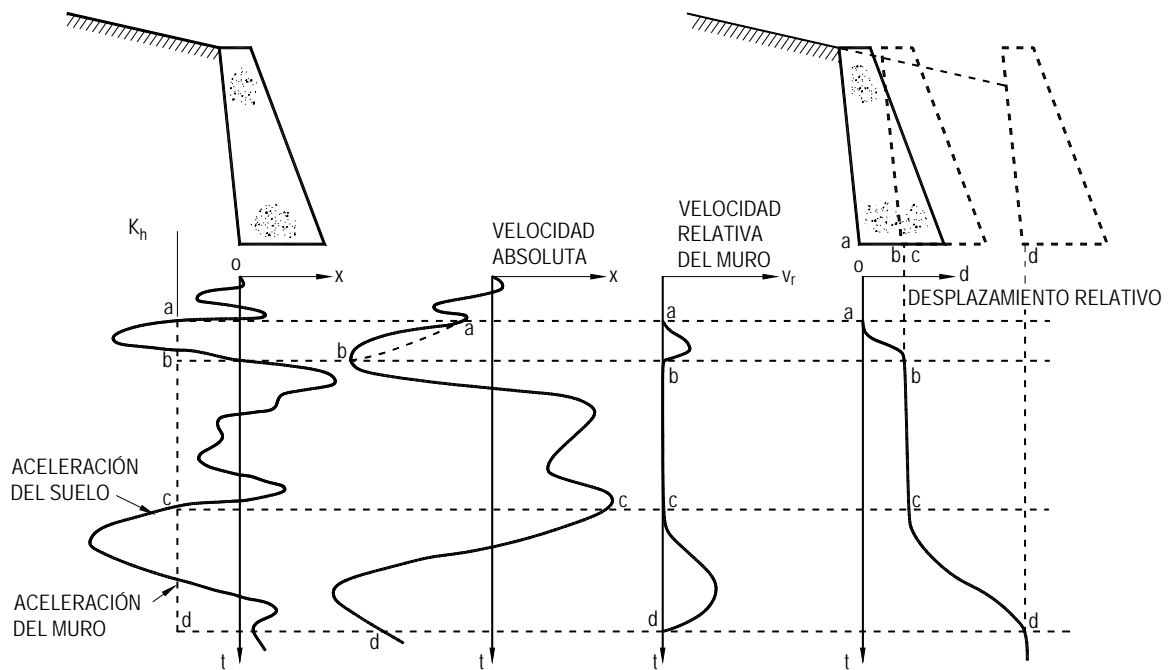


Figura A11.1.1.2-1 – Relación entre el desplazamiento relativo y las historias de tiempo de aceleración y velocidad del suelo y el muro

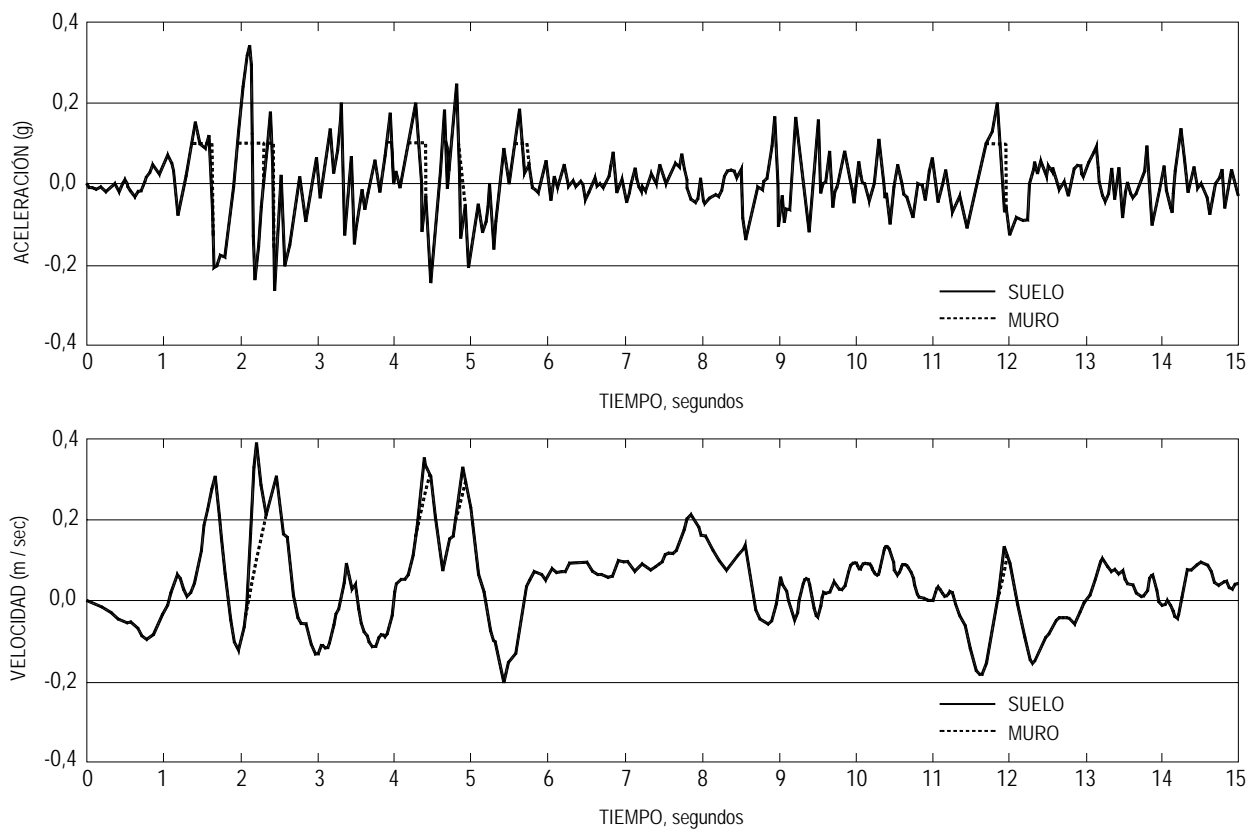


Figura A11.1.1.2-2 – Historias de tiempo de aceleración y velocidad del suelo y el muro (Registro N-S del terremoto de El Centro, 1940)

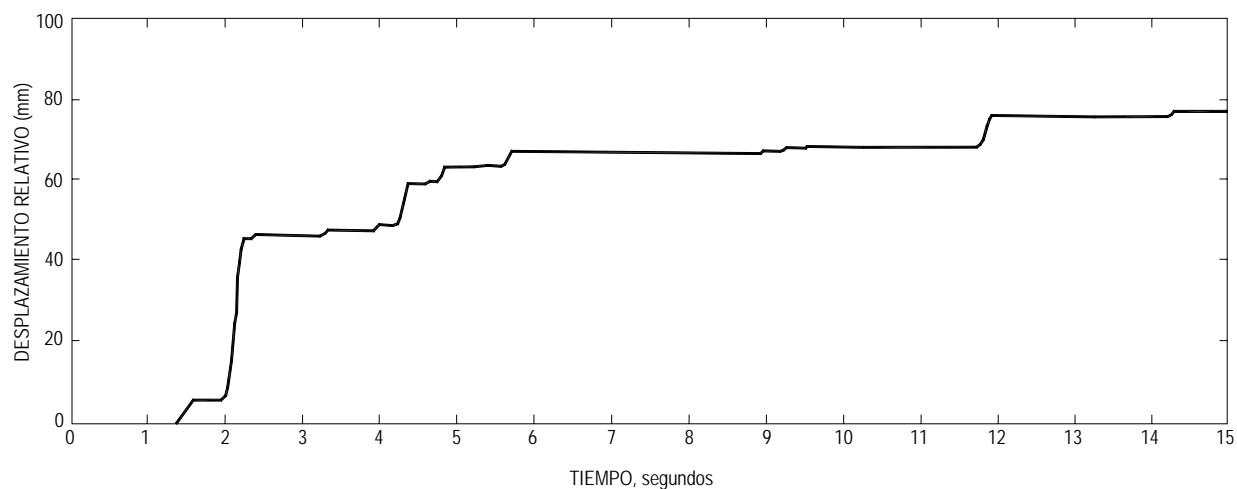


Figura A11.1.1.2-3 – Desplazamiento relativo del muro (Registro N-S del terremoto de El Centro, 1940)

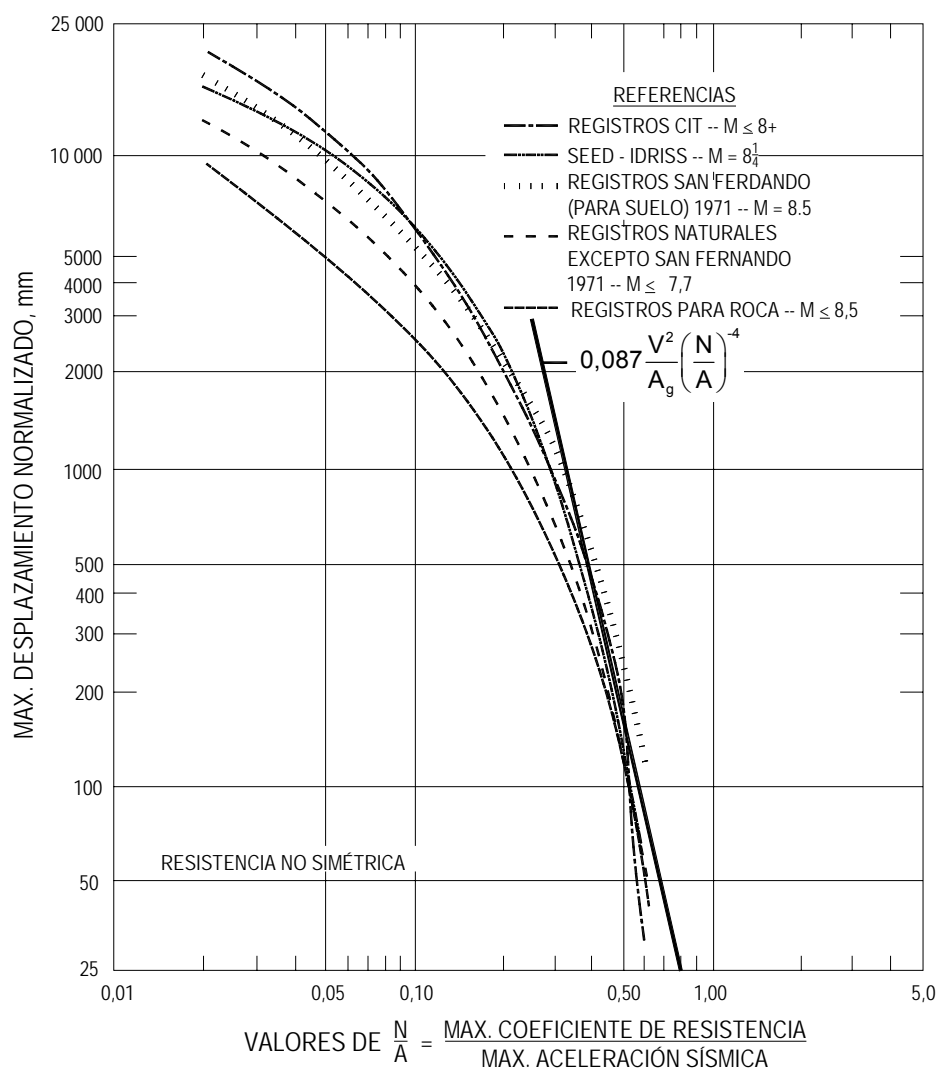


Figura A11.1.1.2-4 – Envolventes de los desplazamientos permanentes para todos los registros naturales y artificiales analizados por Franklin y Chang (1977)

Un procedimiento de diseño posible sería elegir para el muro un valor de desplazamiento máximo deseado, d , junto con parámetros sísmicos adecuados y utilizar la Ecuación 1 para obtener un valor del coeficiente de aceleración sísmica para el cual se debería diseñar el muro. Si corresponde, las conexiones del muro se deberían detallar de manera que permitan este desplazamiento.

Aplicando el procedimiento anterior a diferentes ejemplos simplificados, Elms y Martin (1979) demostraron que un valor de $k_h = A/2$ es adecuado para la mayoría de los propósitos de diseño, siempre que se tome en cuenta un desplazamiento hacia afuera del muro de hasta $254A$ mm.

Para los puentes en Zona Sísmica 3 o 4 se requiere considerar más detalladamente el mecanismo de transferencia de las fuerzas inerciales de la estructura a través de los apoyos del puente a los estribos independientes, particularmente para los puentes ubicados en Zona Sísmica 4 que deben mantener su accesibilidad aún después de un sismo importante.

La Figura 5 muestra diagramas de fuerzas que describen las condiciones de equilibrio límite para algunos apoyos deslizantes simples. Si los apoyos incluyen almohadillas elastoméricas no confinadas la naturaleza de las fuerzas transferidas a los estribos se vuelve más compleja, ya que estos apoyos son capaces de transferir fuerzas significativas. La magnitud de la fuerza inicialmente depende del movimiento relativo entre la superestructura y el estribo, y es posible que las fuerzas adquieran magnitudes significativas antes que ocurra el deslizamiento.

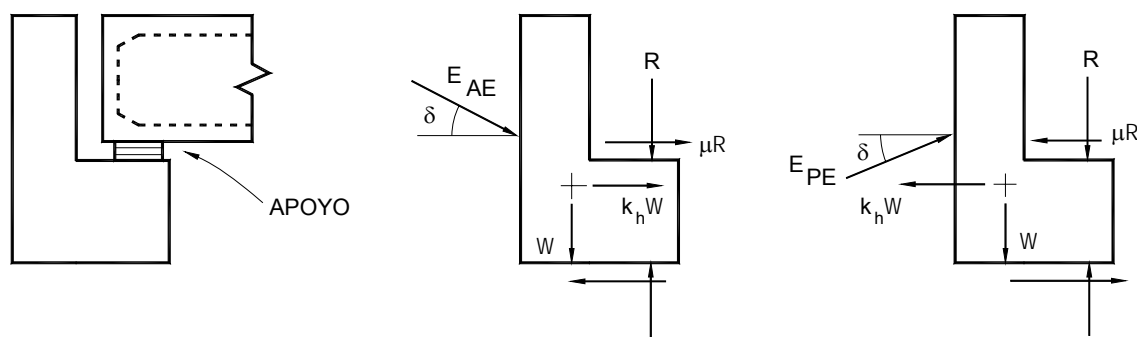


Figura A11.1.1.2-5 – Diagramas de fuerzas incluyendo la fricción en el apoyo

En los puentes en Zona Sísmica 4 se debería considerar el uso de bulones de conexión y amortiguadores para minimizar los daños. La Figura 6 muestra un detalle de un estribo típico utilizado por el Ministerio de Obras Públicas de Nueva Zelanda. Como se puede observar, se incorporan bulones de conexión para evitar que los tramos se deslicen cayéndose de los apoyos. Los aros de goma actúan como amortiguadores para evitar daños por impacto en caso que la luz dejada para permitir el desplazamiento lateral resultara insuficiente. El muro de sostenimiento encima del asiento tiene un dispositivo o elemento desmoronable que permite acomodar asentamientos diferenciales entre el estribo y la superestructura minimizando los daños estructurales. Una práctica habitual en Estados Unidos consiste en sellar el espacio entre la superestructura y el estribo con material bituminoso para minimizar los daños por impacto. Sin embargo, en este caso hay que reconocer que si ocurre un sismo importante ocurrirá algún daño y posiblemente algo de rotación del estribo.

En las Figuras 6 y 7 también se observa el uso de una losa de asentamiento o aproximación, cuyo efecto es permitir el acceso al puente en caso que el relleno se asiente. La losa también proporciona una forma de anclaje adicional (por fricción) para evitar el movimiento lateral del muro.

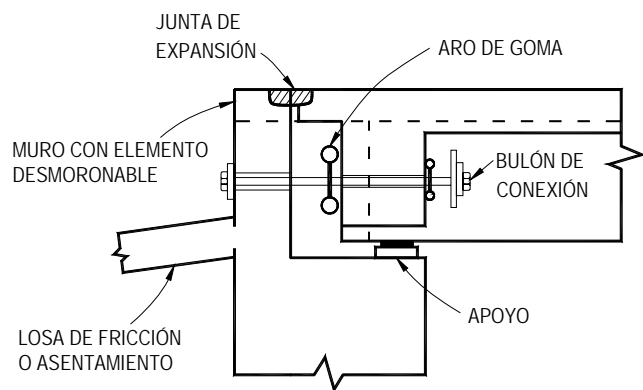


Figura A11.1.1.2-6 – Posibles detalles de un estribo

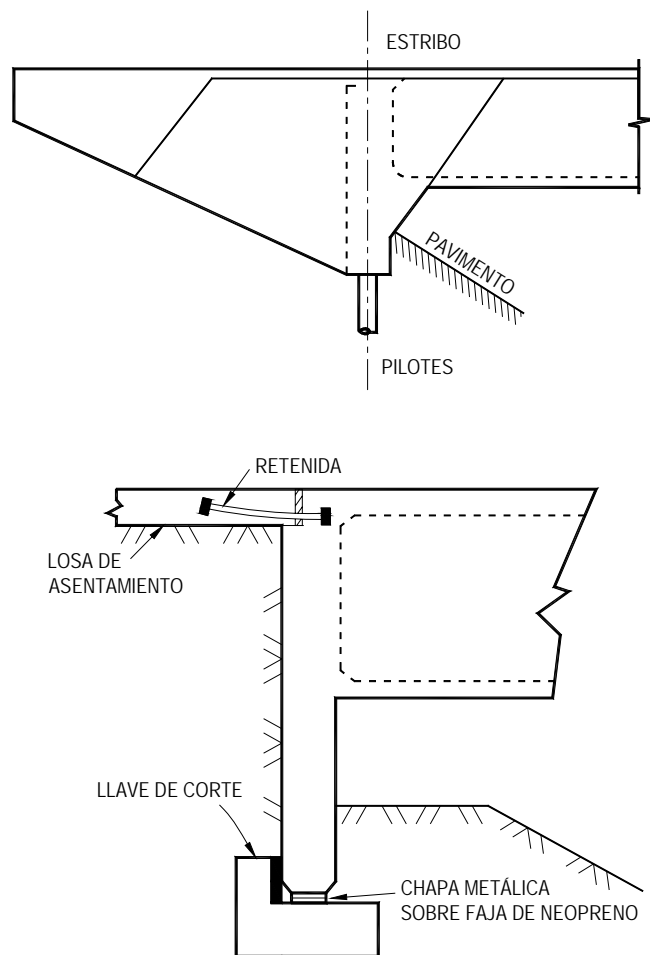


Figura A11.1.1.2-7 – Típico estribo monolítico

A11.1.1.3 Estribos Restringidos contra el Movimiento Lateral

Como ya mencionamos anteriormente, el análisis de Mononobe-Okabe supone que el estribo puede ceder lateralmente lo suficiente para movilizar las resistencias pico en el suelo de relleno. Para los suelos granulares se puede asumir que las resistencias pico se movilizan cuando las deflexiones en el coronamiento del muro son aproximadamente iguales a 0,5 por ciento de la altura del estribo. En el caso de los estribos restringidos contra el movimiento lateral mediante retenidas o pilotes inclinados, los empujes laterales inducidos por las fuerzas inerciales en el relleno serán mayores que los obtenidos mediante un análisis de Mononobe-Okabe. Las soluciones elásticas simplificadas presentadas por Wood (1973) para muros rígidos restringidos contra el movimiento lateral también indican que los empujes son mayores que los dados por Mononobe-Okabe. En aquellos casos en los cuales exista duda acerca de si el estribo puede ceder lo suficiente para movilizar las resistencias del suelo se sugiere utilizar un factor de 1,5 juntamente con las aceleraciones pico del terreno.

A11.1.2 Estribos Monolíticos

En California muchas veces para los puentes de uno y dos tramos se utilizan estribos monolíticos o con un diafragma en el extremo, tales como los ilustrados en la Figura A11.1.1.2-7. Como se observa en la figura, el diafragma del extremo se hormigona monolíticamente con la superestructura y puede ser soportado directamente sobre pilotes o bien se pueden tomar medidas para acortar la viga durante el postesado. El diafragma actúa como un muro de sostenimiento, mientras que la superestructura actúa como un puntal entre estribos.

El comportamiento sísmico de estos estribos ha sido satisfactorio, evitando problemas tales como los daños en el relleno y los apoyos asociados con el movimiento de los estribos y reduciendo la carga lateral tomada por las columnas o pilas. Por otra parte, la superestructura transmite mayores fuerzas inerciales longitudinales y transversales directamente al relleno, por lo cual se deben tomar recaudos para contar con una adecuada resistencia pasiva a fin de evitar desplazamientos relativos excesivos.

Aunque los estribos independientes (autoestables) le proporcionan al diseñador mayor control sobre el desarrollo de las fuerzas en el suelo, la unión que se agrega introduce un potencial mecanismo de colapso en la estructura. Para evitar este mecanismo de colapso, los estribos monolíticos son particularmente recomendables para puentes en Zona Sísmica 4. Aunque debido a las mayores fuerzas transferidas a los suelos de relleno los daños pueden ser mayores que si se utilizaran estribos independientes, si los estribos monolíticos están armados correctamente el potencial de colapso es bajo. Al estimar la rigidez de un estribo monolítico y los desplazamientos longitudinales asociados durante la transferencia de las fuerzas sísmicas pico de la estructura se recomienda dimensionar los estribos para restringir los desplazamientos a 91,4 mm o menos a fin de minimizar los daños.

APÉNDICE – REFERENCIAS

- Clough, G. W. y Fragaszy, R. F. 1977. "A Study of Earth Loadings on Floodway Retaining Structures in the 1971 San Fernando Valley Earthquake." En *Proc., 6th World Conference on Earthquake Engineering*. pp. 7-37 – 7-42.
- Elias, V. 1990. "Durability/Corrosion of Soil Reinforced Structures." *FHWA/R-89/186*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 173.
- Ellison, B. 1971. "Earthquake Damage to Roads and Bridges: Madang, R.P.N.G., Nov. 1970." *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*, Vol. 4, pp. 243-257.
- Elms, David A. y Geoffrey R. Martin. 1979. "Factors Involved in the Seismic Design of Bridge Abutments." En *Proc., Workshop on Seismic Problems Related to Bridges*. Applied Technology Council, Berkeley, CA.
- Evans, G. L. 1971. "The Behavior of Bridges Under Earthquakes." En *Proc., New Zealand Roading Symposium, Victoria University*. Vol. 2, pp. 664-684.
- Franklin, A. G., y F. K. Chang. 1977. "Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams." *Report 5, Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis. Miscellaneous Paper S-71-17*. Soils and Pavements Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Fung, G. G., R. F. LeBeau, E. D. Klein, J. Belvedere, y A. G. Goldschmidt. 1971. *Field Investigation of Bridge Damage in the San Fernando Earthquake. Preliminary report*. State of California Business and Transportation Agency, Department of Public Works, Division of Highways, Sacramento, CA.
- Mononobe, N. 1929. "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams." En *Proc., World Engineering Conference*. Vol. 9, p. 275.
- Newmark, N. M. 1965. "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments." *Geotechnique*, Vol. 14, No. 2, Thomas Telford Ltd, London, England, pp. 139-160.
- Okabe, S. 1926. "General Theory of Earth Pressure." *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, Vol. 12, No. 1.
- Richards, R. y D. G. Elms. 1979. "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464.
- Seed, H. B., y R. V. Whitman. 1970. "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads." En *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.
- 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.