

**Reglamento INPRES-CIRSOC 103**  
**Ministerio de Obras Públicas de la Nación**  
**Secretaría de Obras Públicas**



**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

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



***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA CONSTRUCCIONES  
SISMORRESISTENTES***

**Parte VI**

***PUENTES DE  
HORMIGÓN ARMADO***

**Julio 2020**



***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA CONSTRUCCIONES  
SISMORRESISTENTES***

***PARTE VI  
PUENTES DE  
HORMIGÓN ARMADO***

***EDICIÓN JULIO 2020***

# INPRES

Rogert Balet N° 47 Norte

(5400) San Juan

Tel.: (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX

FAX: (54 264) 4234463

e-mail: [giuliano@inpres.gob.ar](mailto:giuliano@inpres.gob.ar)

Internet: [www.inpres.gob.ar](http://www.inpres.gob.ar)

**DIRECTOR NACIONAL:**  
**ING. ALEJANDRO P. GIULIANO**

**DIRECTORA EJECUTIVA:**  
**DRA. PATRICIA ALVARADO**

# INTI CIRSOC

Av. Cabildo 65 – Subsuelo Ala Savio

(C1426AAA) Buenos Aires

Telefax: (54 11) 4779-3182 / 3183 / 3184

e-mail: [cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)

[cirsoc@fm.gob.ar](mailto:cirsoc@fm.gob.ar)

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

**DIRECTOR TÉCNICO:**  
**ING. MARTA S. PARMIGIANI**

© 2020

Editado por INTI

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL

Av. Leandro N. Alem 1067 – 7º piso – Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001

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

Printed in Argentina.

## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Secretaría de Obras Públicas de la Nación  
Ministerio de Desarrollo Territorial y Hábitat  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Vial Federal  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar

## **MIEMBROS ADHERENTES**

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



## ***Reconocimiento Especial***

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





**Esta Parte VI, “Puentes de Hormigón Armado”, del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, surge de un esfuerzo conjunto entre las siguientes instituciones y sus respectivos representantes:**

**Instituto Nacional de Prevención Sísmica**

Ing. Alejandro Giuliano

Ing. N. Silvana Bustos

Ing. Daniel Alejandro Yañez

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

Ing. Marta S. Parmigiani

**Universidad Nacional de Cuyo – Facultad de Ingeniería**

Dr. Ing. Francisco Javier Crisafulli

Ing. José Giunta

Ms. Sc. Ing. Carlos Ricardo Llopiz

Ing. Agustín Benito Reboredo

**Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Mendoza**

Ing. Eduardo Balasch

Dr. Ing. Carlos Daniel Frau

Ing. Daniel García Gei

Dr. Ing. Noemí Graciela Maldonado

Ing. Luis Matons

Ing. Eduardo Daniel Quiroga

**Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza**

Ing. Raúl Héctor Delle Donne

Ing. Roberto R. Nesossi

**Centro de Ingenieros de Mendoza**

Ing. Juan Camps

Ing. Norberto González

Ing. Elías Japaz

Ing. Raúl Giménez Mathus

*En el presente Reglamento se ha respetado la numeración de los Capítulos y de los artículos del documento de base, **AASHTO LRFD 2012**, para facilitar su seguimiento.*

**AGRADECIMIENTO:**

*Se agradece la valiosa colaboración del Sr. Oscar S. Escudero, perteneciente al **INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA**, por la edición de las imágenes de este documento.*

## ÍNDICE

### CAPÍTULO 3 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

3.10 Efectos de los Terremotos	1
3.10.1 Requisitos Generales	1
3.10.2 Peligrosidad Sísmica	1
3.10.2.1. Procedimiento General	2
3.10.2.2. Procedimiento Específico Para El Sitio	2
3.10.3 Efectos de Sitio	3
3.10.3.1. Definiciones de las Clases de Sitio	3
3.10.4 Caracterización de la Peligrosidad Sísmica	4
3.10.4.1. Espectro de Respuesta de Diseño	4
3.10.4.2. Coeficiente Sísmico de Respuesta Elástica	5
3.10.5 Clasificación Operacional	6
3.10.6 Zonas de Desempeño Sísmico	6
3.10.7 Factores de Modificación de Respuesta	7
3.10.7.1. Requerimientos Generales	7
3.10.7.2. Aplicación	8
3.10.8 Combinación de los Efectos de las Fuerzas Sísmicas	9
3.10.9 Determinación de las Fuerzas de Diseño	9
3.10.9.1. Requisitos Generales	9
3.10.9.2. Zona de Desempeño Sísmico 1	9
3.10.9.3. Zona de Desempeño Sísmico 2	10
3.10.9.4. Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4	11
3.10.9.4.1. Requisitos Generales	11
3.10.9.4.2. Solicitaciones de Diseño Modificadas	11
3.10.9.4.3. Solicitaciones Inelásticas en las Rótulas Plásticas	11
3.10.9.4.3a Requisitos Generales	11
3.10.9.4.3b Columnas Aisladas y Pilas Tipo Tabique Aisladas	12
3.10.9.4.3c Pilas con dos o más columnas	12
3.10.9.4.3d Solicitaciones de Diseño en Columnas y Pilas de varios Pilotes	14
3.10.9.4.3e Solicitaciones de Diseño en una Pila Individual	14
3.10.9.4.3f Solicitaciones de Diseño en las Fundaciones	14
3.10.9.5. Topes Longitudinales	15
3.10.9.6. Dispositivos de Sujeción	15

3.10.10 Requisitos para Puentes Temporarios y Construcción Escalonada	15
APÉNDICE A3- DIAGRAMAS DE FLUJO PARA EL DISEÑO SÍSMICO	17
APÉNDICE B3 – SOBRERRESISTENCIA	18

## **CAPÍTULO 4 ANÁLISIS**

4.6.2.8 Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales	23
4.6.2.8.1 Aplicabilidad	23
4.6.2.8.2 Criterios de Diseño	23
4.6.2.8.3 Distribución de Cargas	23
4.7.4 Análisis para Cargas Sísmicas	24
4.7.4.1. Requisitos Generales	24
4.7.4.2. Puentes de Un Solo Tramo	25
4.7.4.3. Puentes de Varios Tramos	25
4.7.4.3.1 Selección del Método	25
4.7.4.3.2 Métodos de Análisis Unimodales	26
4.7.4.3.2a Requisitos Generales	26
4.7.4.3.2b Método Unimodal Espectral	26
4.7.4.3.2c Método de la Carga Uniforme	27
4.7.4.3.3 Método Espectral Multimodal	27
4.7.4.3.4 Método de Historia en el Tiempo	27
4.7.4.3.4a Requisitos Generales	27
4.7.4.3.4b Acelerogramas	28
4.7.4.4. Requerimientos para la Longitud Mínima de Apoyo	28
4.7.4.5. Requerimientos Para el Efecto P- $\Delta$	29

## **CAPÍTULO 5 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

5.10.11 Prescripciones para el Diseño Sísmico	31
5.10.11.1 Requerimientos Generales	31
5.10.11.2 Zona de Despeño Sísmico 1	31
5.10.11.3 Zona de Despeño Sísmico 2	31
5.10.11.4 Zona de Despeño Sísmico 3 y 4	32
5.10.11.4.1 Requerimientos Para Columnas	32
5.10.11.4.1a Armadura Longitudinal	32
5.10.11.4.1b Resistencia Flexional	32
5.10.11.4.1c Corte y Armadura Transversal en Columnas	32

5.10.11.4.1d Armadura Transversal de Confinamiento en Rótulas Plásticas	33
5.10.11.4.1e Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento	35
5.10.11.4.1f Empalmes	35
5.10.11.4.2 Requerimientos para Pilas Tipo Tabique	35
5.10.11.4.3 Conexiones de las Columnas	36
5.10.11.4.4 Juntas Constructivas en Pilas de una sola Columna y de varias Columnas	37
<b>5.13 ELEMENTOS ESPECÍFICOS DEL PUENTE</b>	<b>37</b>
5.13.4 Pilotes de Hormigón	37
5.13.4.6 Requisitos Sísmicos	37
5.13.4.6.1 Zona de Desempeño Sísmico 1	37
5.13.4.6.2 Zona de Desempeño Sísmico 2	37
5.13.4.6.2a General	37
5.13.4.6.2b Pilotes hormigonados in situ	38
5.13.4.6.2c Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado	38
5.13.4.6.2d Pilotes Pretensados Prefabricados de Hormigón Armado	38
5.13.4.6.3 Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4	38
5.13.4.6.3a General	38
5.13.4.6.3b Longitud de Confinamiento	38
5.13.4.6.3c Cuantía Volumétrica de Confinamiento	39
5.13.4.6.3d Pilotes hormigonados in situ	39
5.13.4.6.3e Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado	39
<b>5.14 PRESCRIPCIONES PARA TIPOS ESTRUCTURALES</b>	<b>39</b>
5.14.2 Construcciones por Dovelas	39
5.14.2.3 Diseño	39
5.14.2.3.11 Diseño Sísmico	39
<b>CAPÍTULO 11 MUROS DE SOSTENIMIENTO, ESTRIBOS Y PILAS</b>	
11.6.5 Diseño Sísmico para Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales	41
11.6.5.1 Requisitos Generales	41
11.6.5.2 Determinación del Coeficiente Sísmico Para el Diseño del Muro	43
11.6.5.2.1 Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro	43
11.6.5.2.2 Estimación de la Aceleración que Actúa en La Masa del Muro	43
11.6.5.3 Determinación de la Presión Sísmica Activa	44

11.6.5.4 Determinación de la Presión Sísmica del Suelo para Estribos y Muros que No fluyan	45
11.6.5.5 Determinación de la Presión Sísmica Pasiva del Suelo	46
11.6.5.6 Detalles del Muro para mejorar el Desempeño Sísmico	46
11.6.6 Drenaje	47

## **APÉNDICE A-10 ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE FUNDACIONES**

A10.1 Investigación	48
A10.2 Diseño de fundaciones	48
A10.3 Requerimientos especiales para pilotes	53

## **APÉNDICE A-11 DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO**

A11.1 Aspectos Generales	55
A11.2 Desempeño de muros en terremotos pasados	55
A11.3 Determinación de la presión sísmica activa	58
A11.3.1 Método de Mononobe-Okabe	58
A11.3.2 Modificación del Método Mononobe-Okabe para considerar la cohesión	60
A11.3.3 Método del Equilibrio Límite Generalizado (GLE)	64
A11.4 Presión sísmica pasiva	64
A11.5 Estimación de la aceleración sísmica considerando la dispersión de la onda y el desplazamiento del muro	69
A11.5.1 Kavazanjian et al., (1997)	70
A11.5.2 NCHRP Reporte 611 – Anderson et al. (2008)	71
A11.5.3 Bray et al. (2010), y Bray y Travarasrou (2009)	74

## **ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 3.10.2.1-1 Valores de PGA, $S_s$ y $S_1$ , para sismo con aprox. $T_r = 1.000$ años	2
Tabla 3.10.3.1-1 Clasificación del Sitio – Influencia del Suelo	4
Tabla 3.10.4.1-1 Parámetros del Espectro de Diseño, periodo de retorno de aproximadamente 1.000 años	5
Tabla 3.10.6-1 Zonas de Desempeño Sísmico	7
Tabla 3.10.7.1.-1 Factores de Modificación de Respuesta, R, para subestructuras	8
Tabla 3.10.7.1.-2 Factores de Modificación de Respuesta, R, para conexiones	8
Tabla B3-1 Valores Recomendados para Incrementar las Propiedades de los Materiales	21
Tabla 4.7.4.3.1-1 Requerimientos Mínimos para el Análisis Sísmico	25

Tabla 4.7.4.3.1-2 Requerimientos para Puentes Regulares	26
Tabla 4.7.4.4-1 Porcentaje de N por Zona y Coeficiente de Aceleración As Especificado en la Tabla 3.10.4.1-1	29

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.10.4.1-1 Espectro de Respuesta de Diseño	5
Figura A3-1 Diagrama de Flujo para el Procedimiento de Diseño Sísmico	17
Figura B3-1 Aproximación de las curvas de interacción de sobrerresistencia, a partir de las curvas de resistencia nominal, después de Gajer y Wagh (1994)	20
Figura 11.6.5.1-1 Fuerzas Sísmicas para la Evaluación de la Estabilidad Externa de Muro de Gravedad	42
Figura A10.2-1 Variación del módulo de Corte con la Tensión por Corte para Arenas	49
Figura A10.2-2 Carga Lateral de Pilas en Arena usando el Criterio de API	51
Figura A10.2-3 Mecanismo de Interacción Suelo-Pilote durante Cargas Sísmicas	52
Figura A10.2-4 Perfiles Típicos de Desplazamiento Sísmico	53
Figura A11.3.1-1 Diagramas de fuerzas del método Mononobe-Okabe	59
Figura A11.3.2-1 Cuña sísmica activa	61
Figura A11.3.2-2 Coeficiente sísmico de presión activa del terreno para $\phi = 30^\circ$	62
Figura A11.3.2-3 Coeficiente sísmico de presión activa del terreno para $\phi = 35^\circ$	63
Figura A11.3.2-4 Coeficiente sísmico de presión activa del terreno para $\phi = 40^\circ$	63
Figura A11.4-1 Límites y función de forma de la fuerza sísmica entre dovelas (informado por Anderson et al., 2008)	65
Figura A11.4-2 Coeficiente sísmico de presión pasiva del terreno, basado en el método de la espiral logarítmica, para $c/(\gamma H) = 0$ y $0,05$	66
Figura A11.4-3 Coeficiente sísmico de presión pasiva del terreno, basado en el método de la espiral logarítmica, para $c/(\gamma H) = 0,10$ y $0,15$	67
Figura A11.4-4 Coeficiente sísmico de presión pasiva del terreno, basado en el método de la espiral logarítmica, para $c/(\gamma H) = 0,20$ y $0,25$	68
Figura A11.5-1 Concepto del bloque deslizante de Newmark	69
Figura A11.5.2-1 Concepto de coeficiente sísmico medio	72





## CAPÍTULO 3 – CARGAS Y FACTORES DE CARGA

### 3.10 - EFECTOS DE LOS TERREMOTOS

#### 3.10.1 - Requisitos Generales

Los puentes deben diseñarse para que tengan una baja probabilidad de colapso, pero puedan sufrir daños significativos y salir fuera de servicio cuando estén sujetos a intensidades del movimiento del suelo que tengan una probabilidad de excedencia del **7 %** en **75 años**. Frente a este tipo de evento, puede requerirse un reemplazo total o parcial. La Autoridad de Aplicación podrá requerir mayores niveles de desempeño.

Las acciones sísmicas resultarán de los efectos de las fuerzas horizontales determinadas de acuerdo con el Artículo 4.7.4 sobre la base del coeficiente de respuesta elástica,  $C_{sm}$ , especificado en el Artículo 3.10.4.2 y el peso equivalente de la superestructura, ajustado por el factor de modificación de respuesta,  $R$ , especificado en el Artículo 3.10.7.1.

Las prescripciones que contiene este Reglamento son aplicables a puentes de construcción tradicional. La Autoridad de Aplicación deberá especificar o aprobar prescripciones apropiadas para construcciones no convencionales. Estas prescripciones no necesitan aplicarse a estructuras completamente enterradas, a menos que lo requiera la Autoridad de Aplicación.

No será necesario considerar los efectos sísmicos en alcantarillas y estructuras enterradas, excepto cuando sean cruzadas por fallas activas.

Debe considerarse el potencial de licuación del suelo y la estabilidad de los taludes.

#### 3.10.2 - Peligrosidad Sísmica

La peligrosidad sísmica en el sitio de emplazamiento de un puente debe estar caracterizada por el espectro de aceleraciones de respuesta y los factores de sitio correspondientes.

El espectro de aceleraciones debe determinarse usando el Procedimiento General indicado en el Artículo 3.10.2.1 o el Procedimiento Específico para el Sitio, de acuerdo al Artículo 3.10.2.2.

Debe utilizarse el Procedimiento Específico para el Sitio si existe alguna de las condiciones siguientes:

- El sitio de emplazamiento está ubicado a menos de **10 km** de una falla activa.
- El sitio de emplazamiento está clasificado como **S<sub>F</sub>** (Artículo 3.10.3.1).
- Se esperan terremotos de larga duración en la zona.

- La importancia del puente es tal, que debería considerarse una probabilidad de excedencia menor.

Si se utilizan historias en el tiempo de aceleraciones del terreno para caracterizar la peligrosidad sísmica del sitio, deberá cumplirse con lo especificado en el Artículo 4.7.4.3.4b.

### 3.10.2.1. - Procedimiento General

El procedimiento general debe usar la aceleración máxima del terreno **PGA** y los coeficientes de aceleración espectral para periodos cortos, **S<sub>s</sub>**, y largos, **S<sub>1</sub>**. Los valores de **PGA**, **S<sub>s</sub>** y **S<sub>1</sub>** se obtienen de la Tabla 3.10.2.1-1.

Los efectos de sitio en la peligrosidad sísmica se especifican en el Artículo 3.10.3.

**Tabla 3.10.2.1-1: Valores de PGA, S<sub>s</sub> y S<sub>1</sub>, para sismo con aprox. Tr = 1.000 años**

Zona Sísmica	PGA	S <sub>s</sub>	S <sub>1</sub>
4	0,44	1,07	0,37
3	0,33	0,76	0,25
2	0,24	0,55	0,17
1	0,14	0,31	0,09

### 3.10.2.2. - Procedimiento Específico Para El Sitio

Cuando se requiera, se debe realizar un procedimiento específico para el sitio, a fin de determinar los espectros de respuesta o los acelerogramas del movimiento del terreno, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 3.10.2. Esto puede utilizarse en cualquier sitio, aun no siendo requerido. El objetivo de un análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica debe ser generar un espectro de peligrosidad uniforme considerando un **7 %** de probabilidad de excedencia en **75 años**, para todo el rango de periodos de interés. El análisis debería involucrar el establecimiento de:

- La contribución de las fuentes sísmicas.
- Un límite superior para la magnitud para cada fuente.
- Relaciones medianas de atenuación para los valores de respuesta espectral y sus desviaciones estándar asociadas.
- Una relación de recurrencia de las magnitudes para cada fuente.
- Una relación entre la falla y la longitud de rotura para cada falla contribuyente.

Deben tomarse en consideración las incertidumbres en el modelado de las fuentes y en los valores de los parámetros. Se requiere una documentación detallada del análisis del movimiento del terreno y debe ser sometida a una revisión realizada por especialistas.

Cuando se requieran análisis para la determinación de la respuesta para sitios **S<sub>F</sub>**, de acuerdo al Artículo 3.10.3.1, la influencia de las condiciones locales del suelo debe determinarse con base en investigaciones geotécnicas específicas para el sitio y análisis de respuesta dinámica del mismo.

Para sitios ubicados a menos de **10 km** de una superficie activa o una falla superficial se deben cuantificar los efectos de campo cercano para determinar si ellos podrían influenciar significativamente la respuesta del puente.

En zonas con fallas activas conocidas, puede utilizarse un espectro determinístico si sus ordenadas son mayores o iguales a dos tercios del espectro probabilístico, en el ámbito de periodos entre **0,5 T<sub>F</sub>** y **2 T<sub>F</sub>**, siendo **T<sub>F</sub>** el periodo fundamental del puente. Cuando sea apropiado el uso de un espectro determinístico, el mismo debe ser:

- La envolvente de las medianas de espectros calculados para terremotos de magnitudes características máximas en fallas activas conocidas; o
- Un espectro determinístico definido para cada falla. Si ninguno claramente controla, debería usarse cada uno de ellos.

Cuando el espectro de respuesta se determine por un estudio específico del sitio, las ordenadas espectrales deberán ser mayores o iguales a las determinadas por el procedimiento general del Artículo 3.10.2.1. en la zona del espectro comprendida entre **0,5 T<sub>F</sub>** y **2 T<sub>F</sub>**.

### **3.10.3 - Efectos de Sitio**

Las clases de sitio especificadas en este Artículo deben usarse en el Procedimiento General para caracterizar la peligrosidad sísmica especificada en el Artículo 3.10.4.

#### **3.10.3.1. - Definiciones de las Clases de Sitio**

El sitio debe clasificarse de acuerdo con lo especificado en la Tabla 3.10.3.1-1. Los sitios se deben caracterizar por su rigidez, determinada por la velocidad de la onda de corte en los **30 m** superiores. También pueden usarse para clasificar el sitio, el Ensayo de Penetración Standard (**SPT** por su sigla en inglés) y la resistencia al corte, no drenada, de muestras de suelos obtenidas de perforaciones.

**Tabla 3.10.3.1-1: Clasificación del Sitio – Influencia del Suelo**

Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
		Velocidad media de la onda de corte, $V_{sm}$ (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado $N_m$	Resistencia media al corte no drenado $S_{um}$ (kPa)
SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravass y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turba o arcillas altamente orgánicas (H&gt;3m, donde H = espesor del suelo).</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (H&gt;7,5m, con PI&gt;75).</li> <li>• Manto de gran espesor de arcillas muy rígidas (H&gt;36m).</li> </ul>			

### 3.10.4 - Caracterización de la Peligrosidad Sísmica

#### 3.10.4.1. - Espectro de Respuesta de Diseño

El espectro de respuesta de diseño con un amortiguamiento del **5 %** debe tomarse como se indica en la Figura 3.10.4.1-1. Este espectro de diseño debe definirse usando la máxima aceleración del suelo ( $A_s$ ), y las ordenadas espectrales para períodos cortos ( $S_{Ds}$ ) y períodos largos ( $S_{D1}$ ), correspondientes a la Zona Sísmica y al Sitio bajo consideración según lo indicado en la Tabla 3.10.4.1-1.

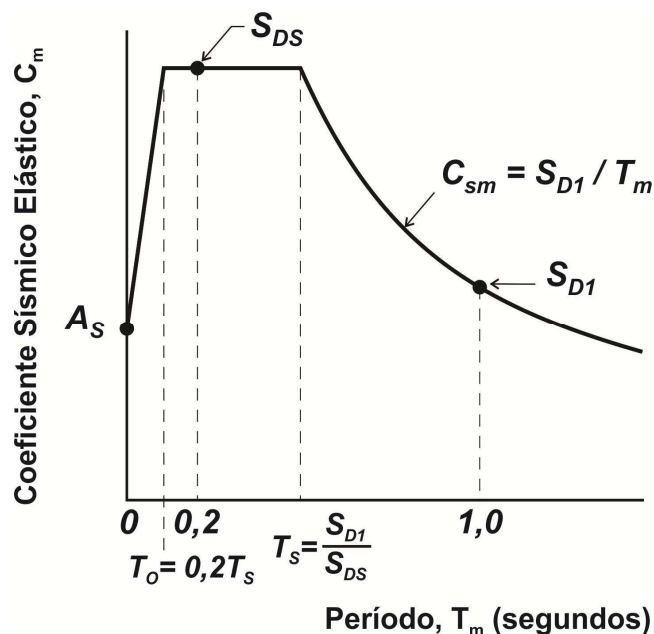


Figura 3.10.4.1-1: Espectro de Respuesta de Diseño

Tabla 3.10.4.1-1: Parámetros del Espectro de Diseño, periodo de retorno de aproximadamente 1.000 años

SITIO	Zona Sísmica 4			Zona Sísmica 3			Zona Sísmica 2			Zona Sísmica 1		
	A <sub>s</sub>	S <sub>DS</sub>	S <sub>D1</sub>	A <sub>s</sub>	S <sub>DS</sub>	S <sub>D1</sub>	A <sub>s</sub>	S <sub>DS</sub>	S <sub>D1</sub>	A <sub>s</sub>	S <sub>DS</sub>	S <sub>D1</sub>
<b>A</b>	0.35	0.85	0.30	0.26	0.61	0.20	0.19	0.44	0.13	0.11	0.24	0.07
<b>B</b>	0.44	1.07	0.37	0.33	0.76	0.25	0.24	0.55	0.17	0.14	0.31	0.09
<b>C</b>	0.44	1.07	0.53	0.35	0.83	0.38	0.28	0.65	0.27	0.16	0.37	0.15
<b>D</b>	0.47	1.14	0.62	0.38	0.91	0.47	0.32	0.75	0.36	0.21	0.48	0.21
<b>E</b>	0.40	0.96	0.94	0.37	0.90	0.74	0.36	0.88	0.55	0.30	0.71	0.31

### 3.10.4.2. - Coeficiente Sísmico de Respuesta Elástica

Para períodos menores o iguales que T<sub>0</sub>, el coeficiente sísmico elástico para el modo de vibración “m”, C<sub>sm</sub>, se tomará como:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) (T_m / T_0) \quad (3.10.4.2-1)$$

Donde:

- $A_s$**  aceleración máxima del terreno (Tabla 3.10.4.1-1),
- $S_{Ds}$**  aceleración espectral de respuesta horizontal para período de **0,2 seg.** (Tabla 3.10.4.1-1),
- $T_m$**  período de vibración del modo “m” (s),
- $T_0$**  período de referencia usado para definir la forma espectral = **0,2  $T_s$**  (s),
- $T_s$**  período de esquina en el cual el espectro cambia de ser independiente del período a ser inversamente proporcional al período =  **$S_{D1} / S_{Ds}$**  (s).

Para períodos mayores o iguales que  **$T_0$**  y menores o iguales que  **$T_s$** , el coeficiente de respuesta sísmica elástico se tomará como:

$$C_{sm} = S_{Ds} \quad (3.10.4.2-4)$$

Para períodos mayores que  **$T_s$** , el coeficiente de respuesta sísmica elástico se tomará como:

$$C_{sm} = S_{D1} / T_m \quad (3.10.4.2-5)$$

Donde:

- $S_{D1}$**  aceleración espectral de respuesta horizontal para período de **1 seg.** (Tabla 3.10.4.1-1).

### 3.10.5 - Clasificación Operacional

Para los propósitos del Artículo 3.10, la Autoridad de Aplicación debe clasificar el puente en una de las tres categorías operacionales siguientes:

- Puentes Críticos,
- Puentes Esenciales,
- Puentes Comunes.

La base de la clasificación debe incluir requerimientos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa.

### 3.10.6 - Zonas de Desempeño Sísmico

A cada puente se le debe asignar una zona de desempeño sísmico de acuerdo con la Tabla 3.10.6-1, usando los valores de  **$S_{D1}$**  dados por la Tabla 3.10.4.1-1.

**Tabla 3.10.6-1: Zonas de Desempeño Sísmico**

$S_{D1}$	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 \leq S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 \leq S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

### **3.10.7 - Factores de Modificación de Respuesta**

#### **3.10.7.1. - Requerimientos Generales**

Para aplicar los factores de modificación de respuesta especificados en este Artículo, los detalles estructurales deben satisfacer las prescripciones de los Artículos 5.10.2.2. (Reglamento CIRSOC 802), 5.10.11 y 5.13.4.6.

Excepto lo especificado en este Artículo, los efectos de las fuerzas sísmicas de diseño para las subestructuras y las conexiones entre partes de la estructura, listadas en la Tabla 3.10.7.1-2, deben determinarse dividiendo los efectos de las fuerzas resultantes del análisis elástico, por el factor de modificación de respuesta apropiado, **R**, de acuerdo con lo especificado en las Tablas 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2 respectivamente.

Como una alternativa al uso de los factores **R** especificados en la Tabla 3.10.7.1-2, las conexiones, juntas monolíticas entre miembros estructurales y/o estructuras tales como conexiones columna-zapata pueden diseñarse para transmitir las máximas sollicitaciones que puedan desarrollarse por la rotulación inelástica de la columna o pila multicolumna que ellos conectan, como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3.

Si se usa un análisis inelástico paso a paso, el factor de modificación de respuesta, **R**, debe tomarse igual a **1,0** para toda subestructura y conexiones.

**Tabla 3.10.7.1.-1: Factores de Modificación de Respuesta, R, para subestructuras**

Subestructura	Categoría Operacional		
	Puentes Críticos	Puentes Esenciales	Puentes Comunes
Pilas tipo tabique de grandes dimensiones	1.5	1.5	2.0
Pila de varios pilotes de hormigón armado: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pilotes verticales solamente</li> <li>• Pilotes inclinados</li> </ul>	1.5 1.5	2.0 1.5	3.0 2.0
Columnas Individuales	1.5	2.0	3.0
Pila de varios pilotes de acero o combinación acero/hormigón armado: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pilotes verticales solamente</li> <li>• Pilotes inclinados</li> </ul>	1.5 1.5	3.5 2.0	5.0 3.0
Pila de varias columnas	1.5	3.5	5.0

**Tabla 3.10.7.1.-2: Factores de Modificación de Respuesta, R, para conexiones**

Conexión	Todas las Categorías Operacionales
Entre superestructura y estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de un vano de la superestructura	0.8
Entre columnas, pilas, o pila de varios pilotes y la viga superior o superestructura	1.0
Entre columnas o pilas y la fundación	1.0

### 3.10.7.2. - Aplicación

Se debe suponer que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral. Para ambos ejes ortogonales de la subestructura debe usarse el factor **R** apropiado.



Una pila de hormigón tipo tabique puede analizarse como una columna individual en la dirección débil, si se satisfacen todas las prescripciones para columnas especificadas en el Capítulo 5.

### **3.10.8 - Combinación de los Efectos de las Fuerzas Sísmicas.**

Los efectos elásticos de las fuerzas sísmicas en cada uno de los ejes principales de una componente, resultantes del análisis en dos direcciones perpendiculares, deben combinarse para formar los dos estados de carga siguientes:

- **100 %** del valor absoluto de los efectos de las fuerzas en una de las direcciones perpendiculares, combinado con el **30 %** del valor absoluto de los efectos de las fuerzas en la segunda dirección perpendicular; y
- **100 %** del valor absoluto de los efectos de las fuerzas en la segunda dirección perpendicular, combinado con el **30 %** del valor absoluto de los efectos de las fuerzas en la primera dirección perpendicular.

Cuando las fuerzas en las fundaciones y/o conexiones de columnas se determinen de la rotulación plástica de las columnas especificadas en el Artículo 3.10.9.4.3, los efectos de las fuerzas resultantes pueden determinarse sin considerar los estados de carga combinados especificados anteriormente. Para el propósito de esta prescripción las “fuerzas de conexión en columnas” deben tomarse como el corte y el momento computados sobre la base de la rotulación plástica. La carga axial debe tomarse como la resultante de la combinación de cargas correspondiente a la carga axial, si existiese, asociada con la rotulación plástica tomada como **EQ**. Si una pila individual es diseñada como una columna, como se especifica en el Artículo 3.10.7.2, esta excepción es aplicable a la dirección débil de la pila donde se usan los efectos de las fuerzas resultantes de la rotulación plástica; la combinación de estados de carga debe usarse para la dirección fuerte de la pila.

### **3.10.9 - Determinación de las Solicitaciones de Diseño**

#### **3.10.9.1. - Requisitos Generales**

Para puentes de un solo tramo, cualquiera sea la zona de desempeño sísmico, la mínima fuerza de diseño en la conexión en la dirección restringida entre la superestructura y la subestructura no debe ser menor que el producto del coeficiente de aceleración  $A_s$  especificado en la Tabla 3.10.4.1-1 y la carga permanente tributaria.

Las longitudes mínimas de apoyo en las juntas de dilatación en puentes de varios tramos deben cumplir con el Artículo 4.7.4.4, o deben proveerse Unidades de Trasmisión de Impacto (**STU** por sus siglas en inglés) y amortiguadores.

### 3.10.9.2. - Zona de Desempeño Sísmico 1

Para puentes en Zona de Desempeño Sísmico 1 donde el coeficiente de aceleración,  $A_s$ , especificado en la Tabla 3.10.4.1-1, es menor que **0,05**, la fuerza de diseño horizontal en la dirección restringida no debe ser menor que **0,15** veces la reacción vertical debido a la carga permanente tributaria y las sobrecargas (cargas vivas) tributarias, que se supone están presentes durante el terremoto.

Para todos los otros sitios en la Zona de Desempeño Sísmico 1, la fuerza de diseño horizontal será **0,25** veces la misma reacción vertical descrita en el párrafo anterior.

La fuerza horizontal de diseño de la conexión debe transmitirse desde el punto de aplicación a través de la subestructura hasta los elementos de fundación.

Para cada segmento ininterrumpido de una superestructura, la carga permanente tributaria en la línea de apoyos fijos, usada para determinar la fuerza de diseño longitudinal en la conexión, debe ser la carga permanente total del segmento.

Si cada apoyo que soporta un segmento ininterrumpido o un tramo simplemente apoyado se restringe en la dirección transversal, la carga permanente tributaria usada para determinar la fuerza de diseño longitudinal en la conexión, debe ser la reacción de la carga permanente en dicho apoyo.

Cada apoyo elastomérico y su conexión a los paramentos y placa de unión debe diseñarse para resistir las solicitaciones sísmicas de diseño horizontales transmitidas a través del apoyo. Para todos los puentes en la Zona de Desempeño Sísmico 1 y todos los puentes de un tramo, el corte sísmico no debe ser menor que el corte en la conexión, especificado en este Artículo.

### 3.10.9.3. - Zona de Desempeño Sísmico 2

Las estructuras en Zona de Desempeño Sísmico 2 deben analizarse de acuerdo a los requerimientos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.1 y 4.7.4.3.

Excepto para las fundaciones, las solicitaciones sísmicas de diseño para todas las componentes, incluyendo las pilas constituidas por varios pilotes transversales y muros de contención, deben determinarse dividiendo las solicitaciones sísmicas elásticas obtenidas del Artículo 3.10.8 por el factor de modificación de respuesta **R**, apropiado, especificado en la Tabla 3.10.7.1-1.

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las fundaciones, que no sean varios pilotes transversales, deben determinarse dividiendo las solicitaciones sísmicas elásticas, obtenidas del Artículo 3.10.8, por la mitad del factor de modificación de respuesta, **R**, de la Tabla 3.10.7.1-1, para la componente de la

subestructura a la que están conectadas. El valor de  $R/2$  no debe tomarse menor que **1,0**.

Cuando una combinación de carga distinta a la de **Evento Extremo 1**, especificada en la Tabla 3.4.1-1 (CIRSOC 801) controla el diseño de columnas, debe considerarse la posibilidad de que las solicitaciones sísmicas transferidas a la fundación puedan ser mayores que las calculadas usando el procedimiento especificado anteriormente, debido a la posible sobrerresistencia de las columnas.

### **3.10.9.4. - Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4**

#### **3.10.9.4.1. - Requisitos Generales**

Las estructuras en las Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4 deben analizarse de acuerdo con los requerimientos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.1 y 4.7.4.3.

Las solicitaciones de diseño de cada componente deben tomarse como la menor de las determinadas usando:

- Las prescripciones del Artículo 3.10.9.4.2; o
- Las prescripciones del Artículo 3.10.9.4.3.

Para todas las componentes de una columna, multicolumnas transversales y sus fundaciones y conexiones.

#### **3.10.9.4.2. - Solicitaciones de Diseño Modificadas**

Las solicitaciones de diseño modificadas deben determinarse como se especifica en el Artículo 3.10.9.3. excepto para las fundaciones donde el factor  $R$  debe tomarse igual a **1,0**.

#### **3.10.9.4.3. - Solicitaciones Inelásticas en las Rótulas Plásticas**

##### **3.10.9.4.3a - Requisitos Generales**

Cuando se utilice la rotulación plástica como base para el diseño sísmico, las solicitaciones resultantes de las rótulas plásticas en capitel y base de la columna deben calcularse después de que se haya completado el diseño preliminar de las columnas, utilizando las fuerzas sísmicas de diseño modificadas, especificadas en el Artículo 3.10.9.4.2. Las solicitaciones resultantes en las rótulas plásticas deben usarse para determinar las fuerzas de diseño en la mayoría de las componentes, como se especifica en este Artículo. Los procedimientos para calcular estas fuerzas resultantes para columnas y pilas aisladas y pilas con dos o más columnas transversales deben tomarse como se especifican en los Artículos siguientes.

Debe asegurarse que las rótulas plásticas se formen antes que cualquier otra falla debida a sobrerresistencia o inestabilidad en la estructura y/o en la fundación. Sólo se permiten rótulas plásticas en zonas de las columnas donde puedan ser fácilmente inspeccionadas y/o reparadas. La resistencia flexional inelástica de las componentes de la subestructura debe determinarse de acuerdo con lo previsto en los Capítulos 5 y 6.

Las componentes de la superestructura y de la subestructura y sus conexiones a las columnas deben también diseñarse para resistir una fuerza de corte lateral de la columna determinada a partir de la resistencia flexional inelástica mayorada (factorizada) de la columna usando los factores de resistencia especificados en este Reglamento.

Los esfuerzos de corte resultantes, calculados con base en la rotulación plástica, deben tomarse como fuerzas sísmicas extremas que el puente es capaz de desarrollar.

#### **3.10.9.4.3b - Columnas Aisladas y Pilas Aisladas Tipo Tabique**

Los efectos de las fuerzas deben determinarse para los dos ejes principales de una columna y en la dirección débil de la pila aislada o de múltiples pilas tabiques, como sigue:

**Paso 1-** Determinar el momento de sobrerresistencia de la columna. Usar un factor de resistencia  $\Phi$  de **1,3** para columnas de hormigón armado y **1,25** para columnas de acero. En ambos casos, la carga axial aplicada en la columna debe determinarse usando la combinación de carga para **Evento Extremo I** con la carga axial elástica máxima en la columna, que surge de las solicitaciones sísmicas determinadas de acuerdo con el Artículo 3.10.8 tomadas como **EQ**.

**Paso 2-** Usando el momento sobrerresistente de la columna, calcular el corte correspondiente. Para columnas con ensanchamiento en capitel, este cálculo debe hacerse usando la sobrerresistencia en capitel y base de la zona ensanchada, junto con la altura apropiada de la columna. Si la fundación de una columna está significativamente por debajo del nivel del terreno, debería considerarse la posibilidad de que la rótula plástica se desarrolle por encima de la fundación. Si esto puede ocurrir, para calcular el corte en la columna debe usarse la longitud de la columna entre rótulas plásticas.

Los efectos de las fuerzas correspondientes a una columna individual rotulada deben tomarse como:

- **Esfuerzos Axiales:** Las determinadas usando la combinación de **Evento Extremo I**, considerando las cargas axiales máximas y mínimas no reducidas del Artículo 3.10.8, tomadas como **EQ**.

- **Momentos:** Los calculados en el **Paso 1**
- **Corte:** Los calculados en el **Paso 2**

### 3.10.9.4.3c - Pilas con dos o más columnas

Los efectos de las fuerzas para pilas con dos o más columnas deben determinarse en el plano de la pila y perpendicularmente al plano de la pila. Las solicitaciones en la dirección perpendicular al plano de la pila deben determinarse como se hace para columnas aisladas de acuerdo con el Artículo 3.10.9.4.3b. En el plano de la pila, las solicitaciones deben calcularse como sigue:

- **Paso 1-** Determinar el momento sobrerresistente en la columna. Usar un factor de resistencia,  $\Phi$  de **1,3** para columnas de hormigón armado y **1,25** para columnas de acero. Para ambos materiales la carga axial inicial debe determinarse usando la Combinación de Carga de **Evento Extremo I** con  **$EQ=0$** .
- **Paso 2-** Usando el momento sobrerresistente de la columna calcular el corte correspondiente. Sumar los cortes en las columnas de la pila para determinar el corte máximo en la pila. Si existe un muro de altura parcial entre columnas, la altura efectiva de la columna debe tomarse desde la parte superior del muro. Para columnas acampanadas y fundaciones por debajo del nivel del terreno se deben aplicar las prescripciones del Artículo 3.10.9.4.3b. Para pilas con múltiples pilotes transversales, el corte debe calcularse usando la longitud libre de los pilotes.
- **Paso 3 -** Aplicar el corte en la pila en el centro de masa de la superestructura por encima de la pila y determinar los esfuerzos axiales en las columnas debidas al momento de vuelco, cuando se desarrolla la sobrerresistencia flexional.
- **Paso 4 –** Usando estos esfuerzos axiales como  **$EQ$**  en la Combinación de **Evento Extremo I**, revisar el momento sobrerresistente de la columna, calcular el corte en la columna y el máximo corte en la pila. Si el máximo corte en la pila no está dentro del **10 %** del valor previamente determinado, usar este corte máximo y volver al **Paso 3**.

Las solicitaciones en las columnas individuales en el plano de la pila correspondiente a la rotulación de la columna, deben tomarse como:

- **Esfuerzos Axiales:** Las cargas axiales máximas y mínimas determinadas usando La Combinación de **Evento Extremo I**, con la carga axial determinada de la iteración final del **Paso 3** tomada como  **$EQ$**  y tratada como tracción y compresión.

- **Momentos:** El momento sobrerresistente correspondiente a la carga axial de compresión máxima especificada anteriormente.
- **Corte:** El corte correspondiente a los momentos sobrerresistentes especificados anteriormente, teniendo en cuenta lo previsto en el **Paso 2**.

#### 3.10.9.4.3d - Solicitaciones de Diseño en Columnas y Pilas de Varios Pilotes

Las solicitaciones de diseño en columnas y pilas de varios pilotes deben tomarse como un conjunto consistente en la menor de las solicitaciones determinadas de acuerdo con el Artículo 3.10.9.4.1, aplicadas como sigue:

- **Esfuerzos Axiales** – Las solicitaciones de diseño máximas y mínimas, definidas usando la Combinación de **Evento Extremo I** con los valores de diseño elásticos, determinados según el Artículo 3.10.8 tomados como **EQ**, o los valores correspondientes a la rotulación plástica de la columna, tomados como **EQ**.
- **Momentos** – Los momentos de diseño modificados, determinados para la Combinación de **Evento Extremo I**.
- **Corte** – El menor entre el corte elástico determinado con la Combinación de **Evento Extremo I**, combinados como se especifica en el Artículo 3.10.8 y con **R=1,0**, o el valor correspondiente a la rotulación plástica de la columna.

#### 3.10.9.4.3e - Solicitaciones de Diseño en una Pila Individual

Las solicitaciones de diseño serán aquéllas determinadas para la Combinación de **Evento Extremo I**, excepto cuando la pila es diseñada como una columna en su dirección débil. Si la pila es diseñada como una columna, las solicitaciones de diseño en la dirección débil deberán ser las especificadas en el Artículo 3.10.9.4.3d y se deben aplicar todos los requerimientos de diseño para columnas del Capítulo 5. Cuando se usen las solicitaciones que resultan de la rotulación plástica en la dirección débil, la combinación de esfuerzos especificados en el Artículo 3.10.8 debe aplicarse para determinar el momento elástico, que luego se reduce por el factor **R** apropiado.

#### 3.10.9.4.3f - Solicitaciones de Diseño en las Fundaciones

Las solicitaciones de diseño para las fundaciones incluyendo zapatas, cabezales de pilotes y pilotes pueden tomarse como las provenientes de la Combinación de **Evento Extremo I**, con las cargas sísmicas combinadas según el

Artículo 3.10.8 o las solicitaciones en la base de las columnas correspondientes a la rotulación plástica, como se determina en el Artículo 3.10.8.

Cuando las columnas de una pila tienen una zapata común, la distribución final de esfuerzos en la base de las columnas en el **Paso 4** del Artículo 3.10.9.4.3c puede usarse para el diseño de la zapata en el plano de la pila. Esta distribución de esfuerzos produce menores cortes y momentos en la zapata porque una columna exterior puede estar traccionada y la otra en compresión, debido al momento de vuelco sísmico. Esto, efectivamente, aumenta los momentos últimos y los cortes en una columna y los reduce en la otra.

### **3.10.9.5. - Topes Longitudinales**

La fricción no debe considerarse efectiva para restringir el movimiento.

Los topes deben diseñarse para una fuerza calculada como el coeficiente de aceleración  $A_s$ , especificado en la Tabla 3.10.4.1-1 multiplicado por la carga permanente del tramo más liviano de los dos adyacentes, o las partes adyacentes de la estructura.

Si el tope está en un punto que ha sido diseñado para desarrollar, durante movimientos sísmicos, los desplazamientos relativos de secciones de la superestructura, el mismo debe tener suficiente holgura de manera que no empiece a actuar antes de que se exceda el desplazamiento de diseño.

Cuando se coloque un tope en columnas o pilas individuales, el tope de cada tramo debe adosarse a la columna o pila, no a los tramos adyacentes interconectados.

En lugar de topes pueden usarse **STUs** y diseñarse para la fuerza elástica calculada en el Artículo 4.7 (CIRSOC 801) o los efectos máximos generados por la rotulación plástica de la subestructura, especificados en el Artículo 3.10.7.1.

### **3.10.9.6. - Dispositivos de Sujeción**

En las Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3, y 4 deben proveerse dispositivos de sujeción en los apoyos y en rótulas en estructuras continuas, donde la fuerza sísmica vertical debido a la carga sísmica longitudinal se opone y excede un **50 %**, pero no supera la reacción debida a las cargas permanentes. En este caso, la fuerza neta hacia arriba para el diseño del elemento de sujeción debe tomarse como el **10 %** de la reacción debida a las cargas permanentes que se ejercería si el tramo fuera simplemente apoyado.

Si las fuerzas sísmicas verticales resultan en un levantamiento neto, los dispositivos de sujeción deben diseñarse para resistir la mayor entre:

- **1,2 veces** la diferencia entre la fuerza sísmica vertical y la reacción debida a las cargas permanentes, o
- **10 %** de la reacción debida a las cargas permanentes.

### **3.10.10 - Requisitos para Puentes Temporarios y Construcción Escalonada**

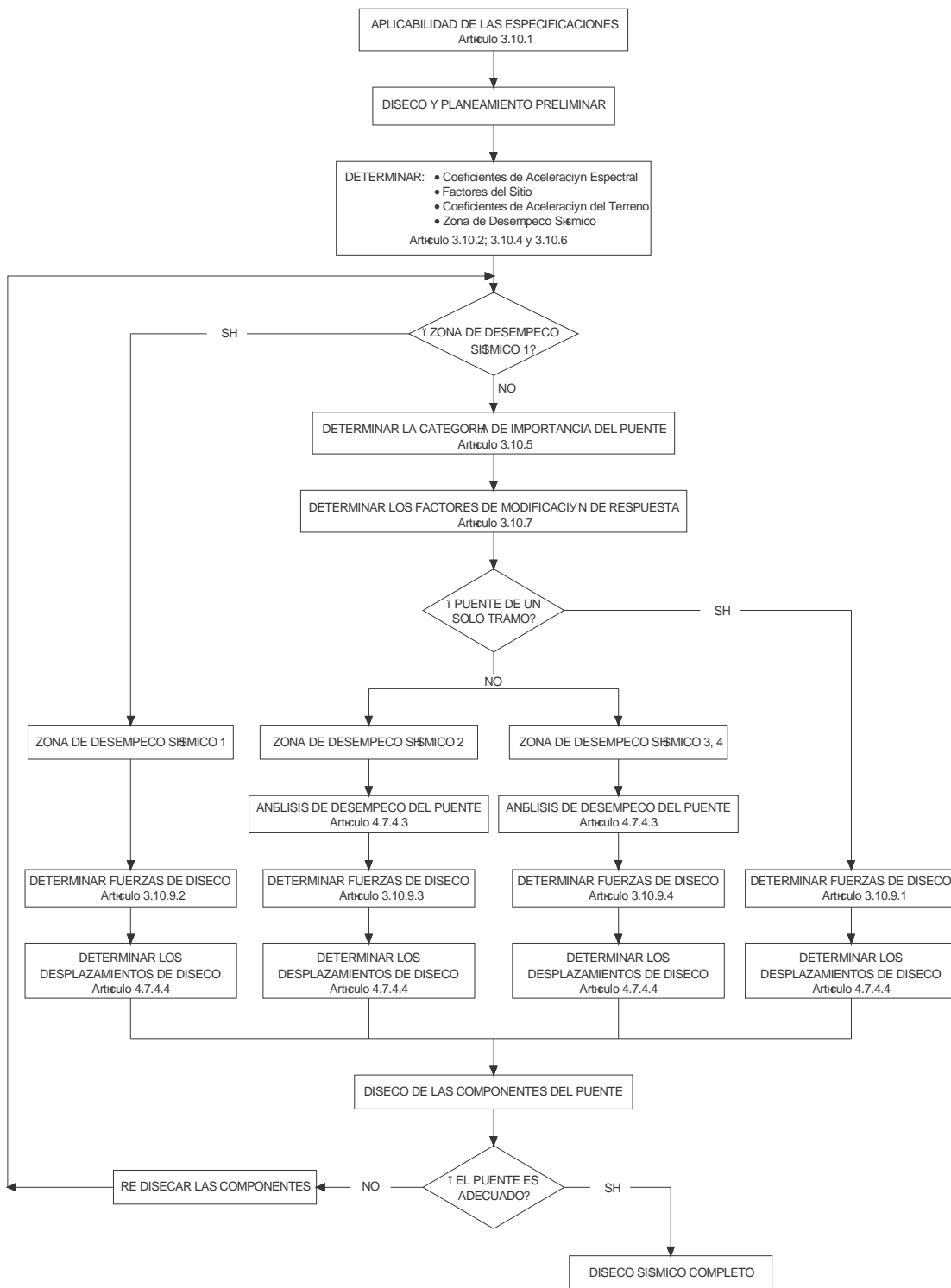
Cualquier puente total o parcialmente construido, que se espera sea temporario por **más de 5 años**, debe diseñarse aplicando los requerimientos para estructuras permanentes y no lo prescrito en este Artículo.

El requerimiento de que un terremoto no cause el colapso total o parcial de un puente, como lo especifica el Artículo 3.10.1, debe aplicarse a puentes temporarios transitados. También debe aplicarse para aquellos puentes construidos en etapas y que se espera sean transitados y/o pasen sobre rutas con tráfico. El coeficiente de respuesta sísmica elástica dado en el Artículo 3.10.4.2 puede reducirse por un factor **no mayor de 2** para calcular las sollicitaciones elásticas y los desplazamientos en las componentes. Los coeficientes de aceleración y respuesta para sitios de construcción cercanos a fallas activas deben estar sujetos a un estudio especial. El factor de modificación de respuesta dado en el Artículo 3.10.7 puede incrementarse por un factor **no mayor que 1,5** para calcular las sollicitaciones de diseño. Este factor no debe aplicarse a conexiones, definidas en la Tabla 3.10.7.1-2.

Las prescripciones relativas a la mínima longitud de apoyo especificada en el Artículo 4.7.4.4 deben aplicarse a los puentes temporarios y a la construcción escalonada.



## APÉNDICE A3- DIAGRAMAS DE FLUJO PARA EL DISEÑO SÍSMICO



**Figura A3-1 Diagrama de Flujo para el Procedimiento de Diseño Sísmico**

## APÉNDICE B3 – SOBRRRESISTENCIA

El Artículo 3.10.9.4.3a define las solicitaciones resultantes de la rotulación plástica en las columnas (esto es, una columna alcanzando su capacidad de momento última) y presenta dos procedimientos. Uno es para una columna individual rotulando en sus dos ejes principales; esto es también aplicable para pilas individuales y apoyos actuando como columnas individuales. El otro procedimiento es para una pila con múltiples columnas en el plano de las pilas. Las solicitaciones se basan en la sobrerresistencia potencial de los materiales, y para que sean válidas se deben usar los requerimientos de detallado de este Capítulo, de manera que se pueda desarrollar la rotulación plástica en las columnas. La sobrerresistencia se debe a que las propiedades reales son mayores que los valores mínimos especificados y se implementa especificando factores de resistencia mayores que la unidad. Este hecho debe tenerse en cuenta cuando las solicitaciones generadas por fluencia de la columna se usan como esfuerzos de diseño. Generalmente, la sobrerresistencia depende de los siguientes factores:

- El tamaño real de la columna y la cantidad real de armadura.
- El efecto de la diferencia entre la tensión real de fluencia y la especificada y el endurecimiento.
- El efecto de un aumento de la resistencia del hormigón sobre la especificada.
- El efecto de una deformación específica real del hormigón, mayor que **0,003**.

### Tamaño de la Columna y Configuración de la Armadura

El ingeniero responsable del diseño estructural deberá seleccionar el tamaño mínimo de la sección de la columna y la cuantía de acero cumpliendo con los requerimientos del diseño estructural. A medida que se incrementan estos parámetros, la sobrerresistencia aumenta. Esto puede conducir a un incremento en el tamaño de la fundación y en el costo. Es preferible un tamaño y una cuantía que lleve el diseño por debajo de la carga balanceada en el diagrama de interacción, especialmente en las zonas de alta sismicidad. Sin embargo, tanto el tamaño como la armadura deben también satisfacer requerimientos arquitectónicos, y tal vez otros requerimientos, que pueden controlar el diseño.

### Aumento en la Tensión de Fluencia del Acero

Casi todas las barras tendrán una tensión de fluencia mayor que el valor mínimo especificado, que puede llegar a ser **30 %** mayor, con un aumento promedio del **12 %**. Combinando este incremento con el efecto del endurecimiento, es realista suponer un incremento de la tensión especificada de fluencia de un **25 % (1,25  $f_y$ )** cuando se compute la sobrerresistencia de la columna.

## Aumento de la Resistencia del Hormigón

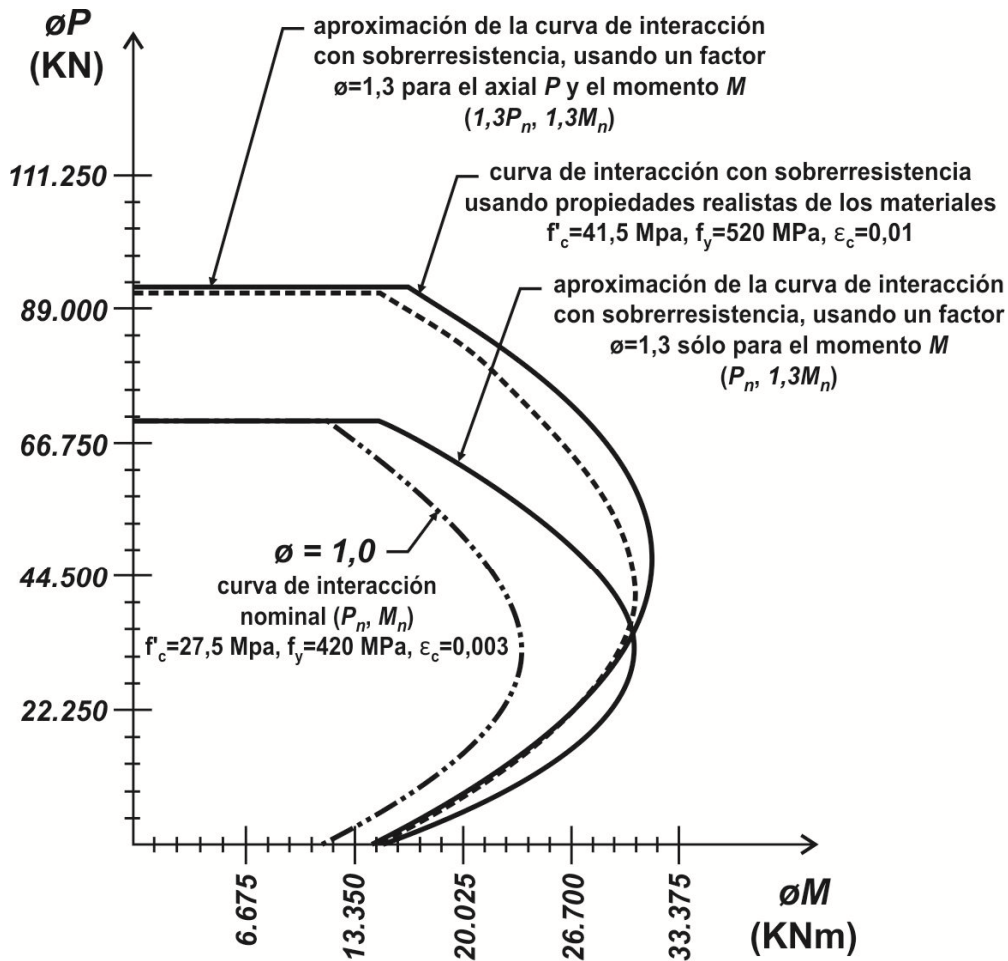
La resistencia del hormigón se define como la resistencia a compresión a los **28 días**; esta es una estimación baja de la resistencia esperada en el campo. Típicamente, diseños conservadores del lote resultan en resistencias reales a los **28 días** de alrededor de **20 a 25 %** mayor que la especificada. El hormigón también continuará ganando resistencia con la edad. Ensayos en núcleos tomados de viejos puentes en California, EEUU, construidos en los 50s y 60s han consistentemente arrojado resistencias superiores a  **$1,5 f'_c$** . La resistencia a compresión del hormigón, adicionalmente aumenta por el confinamiento provisto por la armadura transversal. La carga debida al sismo podría también resultar en un significativo aumento de resistencia (efecto de la velocidad de carga). En vista de todo lo anteriormente expuesto, es probable que, ante un movimiento sísmico, la resistencia real del hormigón exceda significativamente la resistencia especificada a los **28 días**. Por lo tanto, podría suponerse un aumento de la resistencia del hormigón del **50 % ( $1,5 f'_c$ )** en el cálculo de la sobrerresistencia de la columna.

## Deformación Específica Última a Compresión ( $\epsilon_c$ )

Aunque los ensayos de hormigón no confinado demuestran que **0,003** es una deformación razonable en el primer aplastamiento, ensayos de columnas confinadas muestran un marcado incremento en este valor. El uso de tan baja deformación es una estimación muy conservadora de las deformaciones de aplastamiento y descascaramiento en la mayoría de las columnas, y considerablemente menor que la deformación esperada en la respuesta máxima frente al evento sísmico de diseño. Las investigaciones confirman deformaciones del orden de **0,01 y mayores**, como la magnitud probable de la deformación de compresión última. Por lo tanto, los diseñadores pueden adoptar un valor de la deformación última de **0,01** como un valor realista.

## Capacidad de Sobrerresistencia

La determinación de la capacidad de sobrerresistencia de una columna se muestra en la Figura B3-1. El efecto de tener propiedades de los materiales mayores que las especificadas se ilustra comparando la curva de sobrerresistencia real, computada con valores realistas  $f'_c$ ,  $f_y$  y  $\epsilon_c$ , con la curva de interacción correspondiente a la resistencia nominal  $P_n$ ,  $M_n$ . Generalmente, es suficiente aproximar la curva de la capacidad de sobrerresistencia multiplicando la resistencia nominal a momento por el factor **1,3**, para cargas axiales por debajo de la carga balanceada (curva  $P_n$ , **1,3  $M_n$** ). Sin embargo, la curva tendrá un error considerable para cargas axiales mayores que la balanceada. Por lo tanto, se recomienda que la curva aproximada de sobrerresistencia se obtenga multiplicando  $P_n$  y  $M_n$  por **1,3 ( $1,3 P_n$ ;  $1,3 M_n$ )**. Esta curva sigue la forma general de la curva real, muy cercana en todos los niveles de la carga axial.



Propiedades de la columna: sección 1,80 x 1,80 m<sup>2</sup>  
 cuantía 1,05%  
 $f'_c = 27,5 \text{ MPa}$   
 $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 $\epsilon_c = 0,003$

**Figura B3-1: Aproximación de las curvas de interacción de sobrerresistencia, a partir de las curvas de resistencia nominal, después de Gajer y Wagh (1994)**

A la luz de la discusión anterior, se recomienda que:

Para todos los puentes con cargas axiales por debajo de  $P_b$ , la capacidad de momento con sobrerresistencia debe considerarse igual a **1,3 veces** la capacidad nominal.

Para puentes en Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4 con clasificación operacional de “puente común” y para todos los puentes en Zona de Desempeño Sísmico 2, para los que se haya utilizado la rotulación plástica, la curva de

sobrerresistencia para cargas axiales mayores que  $P_b$  debe determinarse multiplicando  $P_n$  y  $M_n$  por  $\Phi = 3$ .

Para puentes en Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4 con clasificación operacional de esencial o crítico, la curva de sobrerresistencia para cargas axiales mayores que  $P_b$  debe computarse usando valores realistas para  $f'_c$ ,  $f_y$  y  $\epsilon_c$  tales como los recomendados en la Tabla B3-1, o valores basados en resultados de ensayos reales. La sobrerresistencia de la columna, así calculada no debería ser menor que el valor estimado por la curva aproximada basada en  $1,3 P_n$ ;  $1,3 M_n$ .

**Tabla B3-1: Valores Recomendados para Incrementar las Propiedades de los Materiales**

$f_y$ incrementada	1,25 $f_y$
$f'_c$ incrementada	1,5 $f'_c$
$\epsilon_c$ incrementada	0,01

### Falla por Corte

El modo de falla por corte en una columna o en una pila con pilotes, probablemente resultará en un colapso total o parcial de un puente, por lo tanto, el corte de diseño debe calcularse conservadoramente. Para el cálculo del corte en columnas o pilas con pilotes debe considerarse las ubicaciones potenciales de las rótulas plásticas. Para columnas ensanchadas en el capitel, esto puede ocurrir en la parte superior y en la inferior del ensanchamiento. Para pilas con múltiples columnas con un muro de altura parcial, las rótulas plásticas probablemente ocurrirán en la parte superior del muro, a menos que el muro esté estructuralmente separado de la columna. Para columnas con fundaciones profundamente embebidas, la rótula plástica puede ocurrir encima de la losa de fundación o del cabezal de pilotes. Para pilas con pilotes, la rótula plástica puede formarse arriba del punto de empotramiento considerado. A causa de las consecuencias de una falla por corte, se recomienda ser conservador en la ubicación de las posibles rótulas plásticas, tal que se use la menor longitud potencial de la columna con el momento de plastificación, para determinar la máxima fuerza potencial de corte para el diseño.



## **CAPÍTULO 4 – ANÁLISIS**

### **4.6.2.8. - Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales**

#### **4.6.2.8.1 - Aplicabilidad**

Estas prescripciones deben aplicarse a diafragmas, pórticos transversales, y arriostramientos laterales, que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales en puentes comunes del tipo losa sobre viga, en Zonas de Desempeño Sísmico **2, 3** y **4**. Las prescripciones del Artículo 3.10.9.2. deben aplicarse a la Zona de Desempeño Sísmico **1**.

#### **4.6.2.8.2 - Criterios de Diseño**

El diseñador debe demostrar que existe una clara y directa trayectoria de cargas hacia la subestructura y que todas las componentes y conexiones son capaces de resistir los efectos de las cargas impuestas, consistentes con la trayectoria de cargas elegida.

El flujo de esfuerzos del patrón de cargas supuesto, debe ser resistido por todas las componentes y partes, incluyendo alas y almas de vigas principales, pórticos transversales, conexiones, interfaces losa-viga, y todas las componentes del sistema resistente desde la interface del ala superior hasta el confinamiento de bulones de anclaje o dispositivos similares en la subestructura.

El análisis y diseño de diafragmas y pórticos transversales extremos debe considerar soportes horizontales en un número apropiado de apoyos. La esbeltez y las conexiones de los arriostramientos que son parte del sistema resistente a cargas laterales, deben cumplir con las prescripciones aplicables para el diseño de miembros principales.

Los miembros de diafragmas y pórticos transversales identificados por el diseñador como parte de la trayectoria de cargas de la superestructura a los apoyos, deben diseñarse y detallarse para que permanezcan elásticos ante el terremoto de diseño, con base en el criterio de área bruta aplicable, cualquiera sea el tipo de apoyo usado. Deben aplicarse las mismas prescripciones utilizadas para el diseño de miembros especiales.

#### **4.6.2.8.3 - Distribución de Cargas**

Debe establecerse una trayectoria de cargas viable para transmitir las cargas laterales a la fundación, basada en las características de rigidez del tablero, diafragmas, pórticos transversales y arriostramiento lateral. A menos que se haga un análisis más refinado, debe suponerse lo siguiente:

En puentes con:

- Un tablero que puede proveer efecto de diafragma horizontal, o
- Un sistema de arriostramiento horizontal en el plano del ala superior.

Debe suponerse que las cargas laterales aplicadas al tablero se transmiten directamente a los apoyos, a través de diafragmas o pórticos transversales extremos. El desarrollo y análisis de la trayectoria de cargas a través del tablero o del arriostramiento lateral superior, si existe, debe usar acciones estructurales supuestas análogas a las utilizadas para el análisis de las cargas de viento.

En puentes que tienen:

- Un tablero que no puede proveer efecto de diafragma horizontal, y
- No tiene arriostramiento horizontal en el plano del ala superior.

Las cargas laterales aplicadas al tablero deben distribuirse a través de diafragmas intermedios y pórticos transversales al arriostramiento lateral en el ala inferior y luego a los apoyos, y a través del diafragma extremo y pórticos transversales en proporción a la rigidez relativa y a la masa tributaria respectiva del tablero.

Si no existe el sistema de arriostramiento lateral, y el ala inferior no es adecuada para absorber los efectos de las fuerzas impuestas, debe usarse el primer procedimiento, y el tablero debe diseñarse y detallarse para proveer el efecto de diafragma horizontal necesario.

#### **4.7.4 - Análisis para Cargas Sísmicas**

##### **4.7.4.1. - Requisitos Generales**

Los requerimientos mínimos de análisis para los efectos sísmicos se especifican en la Tabla 4.7.4.3.1-1.

Para los métodos de análisis modal, especificados en los Artículos 4.7.4.3.2 y 4.7.4.3.3, debe usarse el espectro de diseño de la Figura 3.10.4.1-1 y las expresiones 3.10.4.2-1, 3.10.4.2.-4, y 3.10.4.2-5.

No es necesario analizar bajo cargas sísmicas los puentes emplazados en las Zonas de Desempeño Sísmico **1**, cualquiera sea su clasificación operacional y su geometría. Sin embargo, deben aplicarse los requerimientos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.4 y 3.10.9.



#### 4.7.4.2. - Puentes de Un Solo Tramo

No se requiere un análisis sísmico para puentes de un solo tramo, cualquiera sea la Zona de Desempeño Sísmico.

Las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos deben diseñarse para una fuerza mínima especificada en el Artículo 3.10.9.

Deben satisfacerse los requerimientos de longitud de apoyo mínima en cada estribo, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 4.7.4.4.

#### 4.7.4.3. - Puentes de Varios Tramos

##### 4.7.4.3.1 - Selección del Método

Para estructuras de varios tramos, los requerimientos mínimos de análisis se especifican en la Tabla 4.7.4.3.1-1, en la cual:

- No se requiere análisis sísmico,
- UL** método elástico de carga uniforme,
- SM** método elástico monomodal,
- MM** método elástico multimodal,
- TH** método de historia en el tiempo.

**Tabla 4.7.4.3.1-1: Requerimientos Mínimos para el Análisis Sísmico**

Zona de Desempeño Sísmico	Puente de un Solo Tramo	Puentes de Varios Tramos					
		Puentes Comunes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere ningún análisis sísmico	•	•	•	•	•	•
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Con excepción de lo que se especifica en lo que sigue, los puentes que satisfagan los requerimientos de la Tabla 4.7.4.3.1-2 pueden tomarse como “regulares”.

**Tabla 4.7.4.3.1-2: Requerimientos para Puentes Regulares**

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de Tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación entre luces de tramos contiguos	3	2	2	1,5	1,5
Máxima relación de rigidez: pila / columna	-	4	4	3	2

Los puentes curvos con múltiples tramos simplemente apoyados deben considerarse como “irregulares” si el ángulo subtendido en planta es mayor que **20°**. Estos puentes deben analizarse por el método elástico multimodal o el método de historia en el tiempo.

Un puente con una viga continua curva puede analizarse como si fuera recto, siempre que se satisfagan los siguientes requerimientos:

- El puente es “regular” como se define en la Tabla 4.7.4.3.1-2 excepto que para un puente de dos tramos la máxima relación entre luces no debe ser mayor que **2**,
- El ángulo subtendido en planta no sea mayor que **90°**, y
- Las luces de los tramos del puente recto equivalente sean iguales a las longitudes de los arcos del puente curvo.

Si estos requerimientos no se satisfacen, los puentes deben analizarse usando la geometría curva real.

#### **4.7.4.3.2 - Métodos de Análisis Unimodales**

##### **4.7.4.3.2a - Requisitos Generales**

Puede usarse, cuando se considere apropiado, cualquiera de los dos métodos unimodales aquí especificados.

##### **4.7.4.3.2b - Método Unimodal Espectral**

El método unimodal espectral debe basarse en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o transversal. Para puentes regulares, los modos fundamentales de vibración en el plano horizontal coinciden con los ejes longitudinal y transversal de la estructura del puente. Esta forma modal puede encontrarse aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando su deformada. El periodo natural puede calcularse igualando las máximas energías

potencial y cinética, asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la deformada puede encontrarse del coeficiente de respuesta sísmica elástica,  $C_{sm}$ , especificado en el Artículo 3.10.4.2 y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud debe usarse para determinar los efectos de las fuerzas.

#### **4.7.4.3.2c - Método de la Carga Uniforme**

El método de la carga uniforme debe basarse en el modo fundamental de vibración en las direcciones longitudinal y transversal de la estructura base. El periodo asociado debe tomarse como el de un sistema equivalente masa-resorte. La rigidez de este sistema equivalente debe calcularse usando el máximo desplazamiento que ocurre cuando una carga uniforme lateral arbitraria se aplica al puente. Debe usarse el coeficiente sísmico de respuesta elástica  $C_{sm}$  para calcular la carga sísmica uniforme equivalente, a partir de la cual se encuentran los efectos de la fuerza sísmica.

#### **4.7.4.3.3 - Método Espectral Multimodal**

El análisis espectral multimodal debe usarse para puentes donde hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones de los ejes de coordenadas, dentro de cada modo de vibración. Como mínimo se debe aplicar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional para la estructura.

El número de modos incluido en el análisis debe ser al menos tres veces el número de tramos en el modelo. Para cada modo se debe usar el espectro de diseño especificado en el Artículo 3.10.4.

Las solicitaciones y desplazamientos en los miembros pueden estimarse combinando los parámetros de respuesta respectivos (momentos, esfuerzos, desplazamientos, etc.) de los modos individuales por medio de la Combinación Cuadrática Completa (**CQC**).

#### **4.7.4.3.4 - Método de Historia en el Tiempo**

##### **4.7.4.3.4a - Requisitos Generales**

Cualquier método de historia en el tiempo, paso a paso, usado para el análisis elástico o inelástico debe satisfacer los requerimientos del Artículo 4.7.

Debe determinarse la sensibilidad de la solución numérica al tamaño del intervalo de tiempo usado. También debe realizarse un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de las variaciones en las propiedades histeréticas asumidas para el material.

Los acelerogramas usados para representar las cargas sísmicas deben seleccionarse de acuerdo con el Artículo 4.7.4.3.4b.

#### 4.7.4.3.4b - Acelerogramas

Los acelerogramas generados deben tener características representativas del entorno sísmico y de las condiciones locales del sitio.

Deben usarse acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta generado a partir de movimientos registrados, que sean representativos. Debe demostrarse que las técnicas analíticas usadas para ajustar el espectro son capaces de lograr series de tiempo sismológicas realistas, similares a las series de tiempo inicialmente seleccionadas para el ajuste del espectro.

Cuando se usen acelerogramas reales, deben ser escalados al nivel aproximado al espectro de diseño en el ámbito de periodos de importancia. Cada acelerograma debe modificarse para ser compatible con el espectro de respuesta, usando el procedimiento de dominio en el tiempo.

Deben usarse al menos **3** acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta, para cada componente del movimiento del suelo, que represente al terremoto de diseño (movimientos con **7 %** de probabilidad de excedencia en **75 años**). Cuando se haga un análisis dinámico no lineal de respuesta en el tiempo, deben introducirse las tres componentes ortogonales (**x, y, z**) simultáneamente. Las acciones de diseño deben tomarse como la máxima respuesta calculada para los tres movimientos del suelo en cada dirección principal.

Si se usa un mínimo de **7** acelerogramas por cada componente del movimiento, las acciones de diseño pueden tomarse como la respuesta media calculada para cada dirección principal.

Para sitios en el campo cercano (**D < 10 km**), las componentes horizontales que se seleccionen del movimiento registrado, deberían representar una condición de campo cercano y transformarse en componentes principales antes de hacerlas compatibles con el espectro de diseño. La componente principal mayor debería usarse para representar el movimiento en la dirección normal a la falla, y la componente principal menor, para representar el movimiento en la dirección paralela a la falla.

#### 4.7.4.4. - Requerimientos para la Longitud Mínima de Apoyo

Las longitudes de apoyo en juntas de dilatación sin topes, **STUs** o amortiguadores, deben tolerar el mayor de los desplazamientos máximos calculados, de acuerdo con las prescripciones del Artículo 4.7.4.3. (Excepto en puentes en la Zona de Desempeño Sísmico **1**) o un porcentaje de una longitud de apoyo empírica, **N**, especificada en la expresión 4.7.4.4-1. En su defecto, deben proveerse topes longitudinales que cumplan con el Artículo 3.10.9.5. Los apoyos que tienen restringido el movimiento longitudinal, deben diseñarse de acuerdo con el Artículo

3.10.9. Los porcentajes de **N**, aplicables a cada zona sísmica, se especifican en la Tabla 4.7.4.4-1.

La longitud empírica de apoyo debe tomarse como:

$$N = (200 + 0,0017 L + 0,0068 H) (1 + 0,000125 S^2) \quad (4.7.4.4-1)$$

Donde:

- N** mínima longitud de apoyo medida perpendicularmente al eje del apoyo (mm),
- L** longitud de tablero del puente a la junta de dilatación adyacente, o al extremo del tablero. Para rótulas dentro de un tramo, **L** debe ser la suma de las distancias a cada lado de la rótula; para puentes de un solo tramo, **L** es igual a la longitud del tablero del puente (mm),
- H** para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente desde el estribo hasta la próxima junta de dilatación (mm),  
para columnas y/o pilas individuales, altura de columna o altura de la pila individual (mm),  
para rótula dentro un tramo, altura promedio de las dos columnas adyacentes o pilas individuales,
- S** oblicuidad de los apoyos medida desde una línea normal al tramo (grados).

**Tabla 4.7.4.4-1: Porcentaje de N por Zona y Coeficiente de Aceleración  $A_s$  Especificado en la Tabla 3.10.4.1-1**

Zona de Desempeño Sísmico	Aceleración $A_s$	Porcentaje N
1	<0,05	≥75
1	≥0,05	100
2	Aplicable a toda la zona	150
3	Aplicable a toda la zona	150
4	Aplicable a toda la zona	150

#### 4.7.4.5. - Requerimientos Para el Efecto P-Δ

El desplazamiento de cualquier columna o pila individual en la dirección longitudinal o transversal debe satisfacer:

$$\Delta P_u < 250 \Phi M_n \quad (4.7.4.5-1)$$

Donde:

$$\Delta = R_d \Delta_e \quad (4.7.4.5-2)$$

Si  $T < 1,25 T_s$ , se adopta:

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1,25 T_s}{T} + \frac{1}{R} \quad (4.7.4.5-3)$$

Si  $T \geq 1,25 T_s$ , se adopta:

$$R_d = 1 \quad (4.7.4.5-4)$$

Donde:

$\Delta$  desplazamiento del punto de inflexión en la columna o pila individual relativo al punto de fijación a las fundaciones (mm),

$\Delta_e$  desplazamiento calculado por medio de un análisis sísmico elástico (mm),

$T$  periodo del modo fundamental de vibración (seg),

$T_s$  periodo de esquina especificado en el Artículo 3.10.4.2 (seg),

$R$  factor especificado en el Artículo 3.10.7,

$P_u$  carga axial en la columna o pila individual (KN),

$\Phi$  factor de reducción de resistencia a flexión para columnas, especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b,

$M_n$  resistencia nominal a flexión de una columna o pila individual calculada con la carga axial en la columna o pila (KNm).

## CAPÍTULO 5 – ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

### 5.10.11 - Prescripciones para el Diseño Sísmico

#### 5.10.11.1. - Requerimientos Generales

Las prescripciones de estos Artículos deben aplicarse solamente al estado límite de **Evento Extremo I**.

Además de los otros requerimientos especificados en el Artículo 5.10 (CIRSOC 802), el acero debe cumplir con las prescripciones sismorresistentes especificadas aquí.

Deben aplicarse los requerimientos de desplazamiento especificados en el Artículo 4.7.4.4 o topes longitudinales especificados en el Artículo 3.10.9.5.

Los puentes ubicados en la Zona de Desempeño Sísmico **2** deben satisfacer los requerimientos del Artículo 5.10.11.3. Los puentes que se ubiquen en las Zonas de Desempeño Sísmico **3 y 4** deben satisfacer los requerimientos especificados en el Artículo 5.10.11.4.

#### 5.10.11.2. - Zona de Despeño Sísmico 1

Para puentes en la Zona de Desempeño Sísmico **1**, donde el coeficiente de aceleración de respuesta  $S_{D1}$  especificado en el Artículo 3.10.4.1 es menor que **0,10**, no se requiere considerar solicitaciones sísmicas para el diseño de componentes estructurales. Sin embargo, el diseño de la conexión de la superestructura a la subestructura, debe estar de acuerdo con el Artículo 3.10.9.2.

Para puentes en la Zona de Desempeño Sísmico **1**, donde el coeficiente de aceleración de respuesta  $S_{D1}$  es mayor o igual a **0,10** pero menor o igual a **0,15**, no se requiere considerar solicitaciones sísmicas para el diseño de las componentes estructurales, excepto que:

- El diseño de la conexión de la superestructura a la subestructura debe realizarse cumpliendo lo dispuesto en el Artículo 3.10.9.2.
- Los requerimientos de armadura transversal en capitel y base de una columna deben respetar las prescripciones de los Artículos 5.10.11.4.1d y 5.10.11.4.1e.

#### 5.10.11.3. - Zona de Desempeño Sísmico 2

Deben aplicarse los requerimientos del Artículo 5.10.11.4, excepto que el área de la armadura longitudinal no debe ser menor que **0,01**, ni mayor que **0,06** veces el área bruta de la sección transversal,  $A_g$ . ( **$0,01 A_g \leq A_{sl} \leq 0,06 A_g$** ).

#### 5.10.11.4. - Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4

##### 5.10.11.4.1 - Requerimientos Para Columnas

Para el propósito de este Artículo, un apoyo vertical debe considerarse como una columna si la relación entre la altura libre y las dimensiones máximas en planta del apoyo es mayor o igual a **2,5**. Para una columna con ensanchamiento en el capitel, la máxima dimensión en planta debe tomarse en la sección mínima del ensanchamiento. Para apoyos con una relación menor que **2,5**, deben aplicarse las prescripciones para pilas individuales del Artículo 5.10.11.4.2.

Una pila individual puede ser diseñada como “pila” en su dirección fuerte y como columna en su dirección débil.

##### 5.10.11.4.1a - Armadura Longitudinal

La cuantía geométrica basada en sección bruta de la armadura longitudinal no podrá ser menor que **0,01** ni mayor que **0,04**. ( $0,01 A_g \leq A_{sl} \leq 0,04 A_g$ ).

##### 5.10.11.4.1b - Resistencia Flexional

La resistencia biaxial de las columnas no debe ser menor que la requerida para flexión, como se especifica en el Artículo 3.10.9.4. La columna debe verificarse para los dos casos de carga extrema, como se especifica en el Artículo 3.10.8. en el estado límite de evento extremo. Los factores de resistencia del Artículo 5.5.4.2 (CIRSOC 802) deben reemplazarse para columnas zunchadas o estribadas por el valor de **0,9**.

##### 5.10.11.4.1c - Corte y Armadura Transversal en Columnas

El corte mayorado,  $V_u$ , en cada eje principal de cada columna y pila de varios pilotes, debe determinarse según el Artículo 3.10.9.4.

La cuantía de la armadura transversal debe ser igual o mayor que la especificada en el Artículo 5.8.3. (CIRSOC 802).

Las siguientes prescripciones se aplican a las zonas extremas de columnas y pila de varios pilotes (capitel y base):

- En las zonas extremas,  $V_c$ , debe tomarse como se especifica en el Artículo 5.8.3 (CIRSOC 802), cuando la fuerza de compresión axial mínima mayorada excede  $0,10 f'_c A_g$ . Para esfuerzos de compresión menores a  $0,10 f'_c A_g$ , debe considerarse que  $V_c$  decrece linealmente del valor dado en el Artículo 5.8.3 (CIRSOC 802) a cero, para fuerza de compresión cero.
- La extensión de la zona extrema debe asumirse desde la cara inferior de las vigas principales o vigas con cabezal en el capitel de las columnas o desde la



parte superior de las fundaciones en la base de las columnas, una distancia igual a la mayor de:

- La máxima dimensión transversal de la columna,
  - Un sexto de la altura libre de la columna, o
  - **450 mm.**
- La zona extrema en la parte superior de los pilotes debe tomarse como se especifica para columnas. En la base del pilote, la zona extrema debe considerarse que se extiende desde tres diámetros del pilote por debajo del punto de momento máximo a un diámetro del pilote, pero no se extenderá menos que **450 mm** por encima de la línea del lodo.

#### 5.10.11.4.1d - Armadura Transversal de Confinamiento en Rótulas Plásticas

Los núcleos de columnas y pilotes deben estar confinados por armadura transversal en las zonas donde se esperan rótulas plásticas. La separación de la armadura transversal de confinamiento debe tomarse como se especifica en el Artículo 5.7.4.6 (CIRSOC 802), o:

$$\rho_s \geq 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.10.11.4.1d-1)$$

Donde:

$f'_c$  resistencia especificada a compresión del hormigón a los **28 días**, a menos que se especifique otra edad,

$f_y$  tensión de fluencia de las barras de acero.

Dentro de las zonas de rótulas plásticas, los empalmes de la armadura en espiral deben hacerse por soldadura de penetración completa o por conectores mecánicos.

Para una columna rectangular el área total,  $A_{sh}$ , de estribos rectangulares debe satisfacer:

$$A_{sh} \geq 0,30 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (5.10.11.4.1d-2)$$

ó

$$A_{sh} \geq 0,12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.10.11.4.1d-3)$$

Donde:

- s** separación vertical de estribos (mm), menor o igual a **100 mm**,
- A<sub>c</sub>** área del núcleo de hormigón (mm<sup>2</sup>),
- A<sub>g</sub>** área bruta de la columna (mm<sup>2</sup>),
- A<sub>sh</sub>** área transversal total de la armadura incluyendo los estribos suplementarios de una rama con una separación vertical **s** y atravesando una sección que tiene una dimensión del núcleo igual a **h<sub>c</sub>** (mm<sup>2</sup>),
- f<sub>y</sub>** tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa),
- h<sub>c</sub>** dimensión del núcleo de la columna confinada en la dirección considerada (mm).

**A<sub>sh</sub>** debe determinarse para ambos ejes de una columna rectangular.

La armadura transversal puede estar conformada por estribos simples o traslapados, pudiendo usarse estribos de una rama. Cada extremo de estos estribos debe terminar en un gancho sísmico que abrace la armadura longitudinal, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.10.2.2 (CIRSOC 802).

La armadura transversal que cumpla con los requisitos siguientes debe considerarse como un estribo abierto de una rama:

- Debe ser una barra continua con un gancho a **135°**, que no tenga un largo menor a **6** diámetros o **75 mm** en uno de los extremos; y un gancho a no menos de **90°** y longitud de **6** diámetros, en el otro extremo,
- Abrazar las barras longitudinales periféricas,
- Los ganchos a **90°** de estribos de una rama sucesivos que abracen las mismas barras longitudinales deben estar alternados extremo por extremo,

La armadura transversal que cumpla con los requisitos siguientes debe ser considerada como un estribo:

- La barra debe ser cerrada o ser continua,
- Un estribo cerrado puede estar compuesto por varios elementos de refuerzo con ganchos de **135°** que tengan una extensión en cada extremo mayor o igual a **6** diámetros, pero no menor a **75 mm**,
- Un estribo circular cerrado debe tener en cada extremo un gancho a **135°** con una extensión mayor o igual a **6** diámetros y no menor que **75 mm**.

#### 5.10.11.4.1e - Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento

La armadura transversal por confinamiento debe:

- Proveerse en capitel y base de la columna, en una longitud mayor o igual a la mayor entre la máxima dimensión de la sección transversal, un sexto de la altura libre de la columna, o **450 mm**.
- Extenderse en los nudos de capitel y base, como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.3.
- Proveerse en el capitel de los pilotes, en una longitud igual a la especificada para columnas.
- Proveerse en los pilotes de pilas de varios pilotes, en una longitud que se extiende desde **3** veces la máxima dimensión transversal por debajo del punto de empotramiento, hasta una distancia mayor o igual a la máxima dimensión de la sección transversal, o **450 mm**, por encima de la línea de lodo; y
- La separación debe ser menor o igual que un cuarto de la mínima dimensión del miembro, o **100 mm** entre centros.

#### 5.10.11.4.1f - Empalmes

Para el diseño de empalmes se deben aplicar las prescripciones del Artículo 5.11.5 (CIRSOC 802).

No deben usarse empalmes por yuxtaposición.

La separación de la armadura transversal sobre la longitud del empalme debe ser menor o igual a **100 mm** o un cuarto de la dimensión mínima del miembro. Pueden usarse conexiones totalmente soldadas o totalmente mecánicas, de acuerdo con el Artículo 5.11.5 (CIRSOC 802), siempre que sólo se empalmen barras alternadas en cada capa de armadura longitudinal en una sección, y la distancia entre empalmes de barras adyacentes sea mayor que **600 mm**, medida a lo largo del eje longitudinal de la columna.

#### 5.10.11.4.2 - Requerimientos para Pilas Tipo Tabique

Las prescripciones aquí especificadas deben aplicarse al diseño para la dirección fuerte de una pila. La dirección débil de una pila puede diseñarse como una columna de acuerdo con el Artículo 5.10.11.4.1, con el factor de modificación de respuesta **R** para columnas usado para determinar las solicitaciones de diseño. Si la pila no es diseñada como una columna en su dirección débil, deben aplicarse las limitaciones para la resistencia al corte mayorada, aquí especificadas.

En cualquier pila, la mínima cuantía geométrica, tanto de la armadura horizontal  $\rho_h$ , como vertical  $\rho_v$ , debe ser mayor o igual a **0,0025**. La cuantía de la armadura vertical  $\rho_v$  no debe ser menor que la cuantía de la armadura horizontal  $\rho_h$ .

La separación de las barras verticales y horizontales no debe ser mayor que **450 mm**. La armadura requerida para el corte debe ser continua y debe estar distribuida uniformemente.

La resistencia al corte mayorada en la pila,  $V_r$ , debe tomarse como la menor de:

$$V_r = 0,66 b d \sqrt{f'_c} \quad (5.10.11.4.2-1)$$

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.11.4.2-2)$$

En la cual:

$$V_n = [0,165 \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y] b d \quad (5.10.11.4.2-3)$$

Deberían colocarse dos capas de armadura, una en cada cara del tabique. Los empalmes en la armadura horizontal de la pila deben estar alternados y los empalmes en las dos capas no deben estar en la misma ubicación.

#### 5.10.11.4.3 - Conexiones de las Columnas

Las solicitaciones de diseño para la conexión entre la columna y la viga cabezal, cabezal de pilotes o zapata corrida, deben determinarse como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3. La longitud de desarrollo para toda la armadura longitudinal debe ser **1,25** veces la requerida para desarrollar la tensión de fluencia total, tal como lo especifica el Artículo 5.11 (CIRSOC 802).

La armadura transversal, especificada en el Artículo 5.10.11.4.1d, debe continuarse dentro del elemento adyacente, una distancia mayor o igual a la mitad de la mayor dimensión de la columna o **400 mm** desde la cara de la conexión.

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , provista por el hormigón en el nudo de un pórtico o pila en la dirección en consideración, debe satisfacer:

Para hormigones de peso normal:

$$V_n \leq 1,0 b d \sqrt{f'_c} \quad (5.10.11.4.3-1)$$

Para hormigones con agregados liviano:

$$V_n \leq 0,75 b d \sqrt{f'_c} \quad (5.10.11.4.3-2)$$

#### **5.10.11.4.4 - Juntas Constructivas en Pilas de una sola Columna y de varias Columnas**

Cuando el corte es resistido en una junta constructiva sólo por acción de pasador y fricción sobre un hormigón rugoso, la resistencia nominal al corte en el nudo,  $V_n$ , debe tomarse como:

$$V_n = A_{vf} f_y + 0,75 P_u \quad (5.10.11.4.4-1)$$

Donde:

$A_{vf}$  área total de la armadura incluyendo la armadura flexional ( $\text{mm}^2$ ),

$P_u$  La mínima carga axial mayorada, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 3.10.9.4. (KN).

### **5.13 - ELEMENTOS ESPECÍFICOS DEL PUENTE**

#### **5.13.4 - Pilotes de Hormigón**

##### **5.13.4.6. - Requisitos Sísmicos**

###### **5.13.4.6.1 - Zona de Desempeño Sísmico 1**

No se establecen requisitos adicionales de diseño para la Zona de Desempeño Sísmico 1.

###### **5.13.4.6.2 - Zona de Desempeño Sísmico 2**

###### **5.13.4.6.2a - General**

Los pilotes para estructuras en Zona de Desempeño sísmico 2 pueden ser usados para resistir tanto cargas axiales como laterales. Los requerimientos de profundidad mínima de hincado y resistencia ante cargas axiales y laterales frente a acciones sísmicas, se determinan mediante criterios de diseño establecidos por investigaciones geológicas y geotécnicas específicas del sitio.

Los pilotes de hormigón se anclarán a la fundación o capitel mediante empotramiento de la armadura o anclajes para desarrollar las fuerzas de levantamiento. La longitud de empotramiento no deberá ser menor que la longitud de desempeño requerida para la armadura, especificada en el Artículo 5.11.2 (CIRSOC 802).

Los pilotes encamisados rellenos de hormigón, deberán anclarse con pasadores de acero de acuerdo al Artículo 5.13.4.1 (CIRSOC 802), con una cuantía mínima de **0.01**. Estos pasadores deberán empotrarse tal como se requiere para los pilotes de hormigón.

#### **5.13.4.6.2b - Pilotes hormigonados in situ**

Para pilotes hormigonados in situ, la armadura longitudinal deberá proveerse en el extremo superior una longitud no menor que **1/3** de la longitud del pilote o **2.40 m**, con una cuantía mínima de acero de **0.005** provista por al menos cuatro barras. Para pilotes con diámetro inferior a **60 cm**, deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **10mm** y espaciamiento no mayor a **20 cm**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de **60 cm** o **1.5 veces** el diámetro del pilote (la mayor entre ambas), el espaciamiento no deberá exceder de **10 cm**. Ver Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.

#### **5.13.4.6.2c - Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado**

Para pilotes prefabricados de hormigón armado, la cuantía de armadura longitudinal no deberá ser menor que el **1 %** de la sección transversal bruta y deberá estar conformada por no menos de cuatro barras. Deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **10mm** y espaciamiento no mayor a **20 cm**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de **60 cm** o **1.5 veces** el diámetro del pilote (la mayor entre ambas), el espaciamiento no deberá exceder de **7.5 cm**.

#### **5.13.4.6.2d - Pilotes Pretensados Prefabricados de Hormigón Armado**

Para pilotes pretensados prefabricados de hormigón armado, los estribos deberán respetar los requerimientos especificados en el Artículo 5.13.4.6.2c.

#### **5.13.4.6.3 - Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4**

##### **5.13.4.6.3a - General**

Además de los requisitos especificados para Zona de Desempeño Sísmico **2**, los pilotes en Zonas **3** y **4** deberán conformar las siguientes prescripciones.

##### **5.13.4.6.3b - Longitud de Confinamiento**

El extremo superior de todo pilote deberá estar detallado y confinado como zona de formación potencial de rótula plástica, excepto donde pueda establecerse que no existe posibilidad de deflexión lateral significativa en el pilote. La zona de formación potencial de rótula plástica deberá extenderse desde el borde inferior del capitel del pilote una longitud no menor que **2 veces** el diámetro del pilote o **60 cm**. Si un análisis del puente y del sistema de pilotes indica que existe la posibilidad de

que una rótula plástica se desarrolle en un nivel inferior del pilote, la longitud de detallamiento y confinamiento, de acuerdo al Artículo 5.13.4.6.2, deberá extenderse hasta dicho nivel.

#### **5.13.4.6.3c - Cuantía Volumétrica de Confinamiento**

La cuantía volumétrica de armadura transversal dentro de la longitud de confinamiento, deberá estar de acuerdo con lo especificado para columnas en el Artículo 5.10.11.4.1d.

#### **5.13.4.6.3d - Pilotes hormigonados In Situ**

Para pilotes hormigonados in situ, la cuantía de armadura longitudinal, en los  $\frac{2}{3}$  superiores del pilote, no deberá ser menor que el **0.75 %** de la sección transversal bruta y deberá estar conformada por no menos de cuatro barras. Para pilotes con diámetro inferior a **60 cm**, deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **10mm** y espaciamiento no mayor a **20 cm**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de al menos **1.20 m**, la cuantía volumétrica y los detalles de armado deberán cumplir las prescripciones de los Artículos 5.10.11.4.1d, 5.10.11.4.1e y 5.10.11.4.1f.

#### **5.13.4.6.3e - Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado**

Para pilotes prefabricados de hormigón armado, deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **10mm** y espaciamiento no mayor a **20 cm**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de al menos **1.20 m** el espaciamiento no deberá exceder de **7.5 cm**, y los detalles de armado deberán cumplir las prescripciones del Artículo 5.10.11.4.1d.

### **5.14 - PRESCRIPCIONES PARA TIPOS ESTRUCTURALES**

#### **5.14.2 - Construcciones por Dovelas**

##### **5.14.2.3 - Diseño**

##### **5.14.2.3.11 - Diseño Sísmico**

El diseño por dovelas de la superestructura con uniones columna-superestructura resistentes a momento, deberá considerar las solicitaciones en rótulas plásticas de las columnas de acuerdo con el Artículo 3.10.9.4.3. Las superestructuras de puentes en Zonas de Desempeño Sísmico **3** y **4** con uniones columna-superestructura resistentes a momento, deberán reforzarse con detallamiento dúctil para resistir las demandas flexionales (longitudinal y transversal) provenientes de la rotulación plástica de la columna.

Los nudos deberán estar provistos de la capacidad para transferir las demandas sísmicas.

El acero de la superestructura pretensada se diseñará para permanecer esencialmente elástico para la combinación de *Cargas Permanentes y Cargas Sísmicas*. La tensión en el acero pretensado puede determinarse con un análisis detallado *Momento – Curvatura*, definiendo la tensión del acero pretensado con adherencia mediante la compatibilidad de deformaciones con la sección; y la tensión del acero pretensado sin adherencia, usando la compatibilidad global de desplazamientos entre las secciones con adherencia de los tendones ubicados dentro del tramo.



## CAPÍTULO 11 – MUROS DE SOSTENIMIENTO, ESTRIBOS Y PILAS

### 11.6.5. - Diseño Sísmico para Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales

#### 11.6.5.1 - Requisitos Generales

Los muros de sostenimiento rígidos de gravedad y semi-gravedad y los estribos deben diseñarse para satisfacer los requerimientos de estabilidad global, estabilidad externa y estabilidad interna durante el terremoto. Deben aplicarse los procedimientos especificados en el Artículo 11.6.2.3 (AASHTO LRFD 2012) para estabilidad global, Artículo 11.6.3 (AASHTO LRFD 2012) para estabilidad contra una falla de capacidad portante del suelo y Artículo 10.6.3.4 (AASHTO LRFD 2012) para estabilidad al deslizamiento; pero incluyendo la presión del terreno sísmicamente inducida y las fuerzas de inercia. Usando, además, el Estado Límite de **Evento Extremo I** y los factores de resistencia especificados en el Artículo 11.5.8 (AASHTO LRFD 2012).

Para la evaluación de la excentricidad sísmica de muros con fundaciones sobre suelo y roca, la ubicación de la resultante de las fuerzas reactivas debe estar dentro de los dos tercios centrales de la base para  $\gamma_{EQ} = 0$ , y dentro de los ocho décimos centrales de la base para  $\gamma_{EQ} = 1$ . Para valores de  $\gamma_{EQ}$  entre 0 y 1, la restricción en la ubicación de la resultante debe obtenerse por interpolación lineal entre los valores dados en este Artículo.

Para los estribos de puentes, el diseño sísmico debería estar de acuerdo con los Artículos 5.2 y 6.7 de la Guía AASHTO, pero con las siguientes excepciones:

- $K_h$  debería determinarse como se especifica en el Artículo 11.6.5.2., y
- Las presiones laterales del suelo deberían estimarse de acuerdo con el Artículo 11.6.5.3.

Para evaluar la seguridad contra una falla estructural (estabilidad interna) para el diseño sísmico, el diseño estructural de los elementos del muro debe cumplir con las prescripciones del Capítulo 5.

La fuerza lateral total a aplicar al muro debido al sismo y a la presión del suelo  $P_{seis}$  deberá determinarse considerando el efecto combinado de  $P_{AE}$  y  $P_{IR}$ , donde:

$$P_{IR} = k_h (W_w + W_s) \quad (11.6.5.1-1)$$

Donde:

$P_{AE}$  presión dinámica lateral del terreno,

$P_{IR}$  fuerza de inercia horizontal debida al sismo sobre la masa del muro,

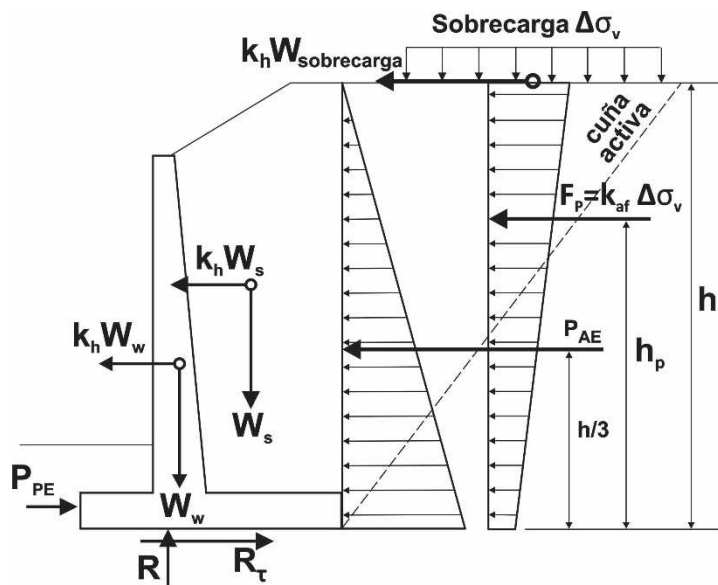
$k_h$  coeficiente de aceleración sísmica horizontal,

$W_w$  el peso del muro,

$W_s$  el peso del suelo que está inmediatamente por encima del muro incluyendo el talón del muro.

Para investigar la estabilidad del muro considerando el efecto combinado de  $P_{AE}$  y  $P_{IR}$ , y considerando que los dos no son concurrentes, deberían investigarse los siguientes dos casos:

- Combinar el **100 %** de la presión sísmica del suelo  $P_{AE}$  con el **50 %** de la fuerza de inercia del muro,  $P_{IR}$ .
- Combinar el **50 %** de  $P_{AE}$ , pero no menos que la presión activa del suelo estática ( $F_1$  en la Figura 11.10.5.2-1 (AASHTO LRFD 2012)), con el **100 %** de la fuerza de inercia en el muro  $P_{IR}$ .



**Figura 11.6.5.1-1: Fuerzas Sísmicas para la Evaluación de la Estabilidad Externa de Muro de Gravedad**

El resultado más conservador de estos dos análisis debería usarse para el diseño del muro. Alternativamente, si lo aprueba la Autoridad de Aplicación, pueden usarse métodos numéricos más sofisticados para investigar la no concurrencia. Para suelos competentes, que no pierden resistencia bajo cargas sísmicas, deberían usarse los parámetros de resistencia estática para el diseño sísmico.

- Para suelos cohesivos, deberían utilizarse los parámetros tensión resistencia basados en pruebas no drenadas, para el análisis sísmico.

- Para suelos no cohesivos limpios, debería usarse el ángulo de fricción efectivo.
- Para suelos cohesivos sensibles o suelos no cohesivos saturados se debe tener en cuenta, para el análisis, la pérdida potencial de resistencia inducida por el sismo.

### 11.6.5.2 - Determinación del Coeficiente Sísmico Para el Diseño del Muro

#### 11.6.5.2.1 - Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro

El coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ) para el cómputo de las presiones laterales del suelo y de las cargas debe determinarse sobre la base de **PGA** en la superficie del terreno ( $k_{h0} = A_s$ , donde  $k_{h0}$  es el coeficiente sísmico horizontal suponiendo un desplazamiento nulo del muro). El coeficiente sísmico determinado en la superficie del terreno original debería considerarse tal como el coeficiente sísmico que actúa en la base. Para muros fundados en sitios clase A o B (roca dura o blanda),  $k_h$  = debe basarse en **1,2** veces el coeficiente de ajuste de la aceleración máxima del suelo ( $k_{h0} = 1,2 A_s$ ).

El coeficiente sísmico vertical  $k_v$ , debería suponerse cero para el cálculo de las presiones laterales del terreno, a menos que el muro esté significativamente afectado por efectos de campo cercano a la falla (ver Artículo 3.10), o si es probable que ocurran altas aceleraciones verticales actuando concurrentemente con las aceleraciones horizontales.

#### 11.6.5.2.2 - Estimación de la Aceleración que Actúa en La Masa del Muro

El coeficiente sísmico lateral  $k_h$  debe determinarse considerando los efectos de dispersión de las ondas o amplificación del movimiento del suelo dentro del muro y la habilidad del muro de desplazarse lateralmente. Para alturas menores de **20 m**, puede aceptarse la aplicación de análisis simplificados pseudoestáticos para determinar la aceleración de la masa de diseño del muro. Para alturas de muro mayores de **20 m**, deberían utilizarse análisis dinámicos especiales, de interacción suelo estructura, para evaluar el efecto de la variación espacial del movimiento del suelo dentro y detrás del muro y las deformaciones laterales en la masa del muro.

La altura del muro,  $h$ , debe tomarse como la distancia desde la parte inferior del talón de la estructura de contención a la superficie del terreno ubicado por encima del talón.

Si el muro es libre de moverse lateralmente bajo la influencia del sismo y si este movimiento lateral es aceptable para la Autoridad de Aplicación,  $k_{h0}$  deberá reducirse para tener en cuenta la deformación lateral aceptada. La selección de una deformación aceptable máxima debería tomar en consideración el efecto que la deformación tendrá en la estabilidad del muro, el nivel de desempeño sísmico

deseado, y el efecto que la deformación pudiera tener en cualquier instalación o estructura soportada por el muro. Cuando el muro es capaz de desplazarse **25 mm**, **50 mm** o más durante el evento sísmico,  $k_h$  puede reducirse a **0,5  $k_{ho}$**  sin utilizar un análisis de deformación, aplicando el método de Newmark (1965) o una versión simplificada de él. Esta reducción en  $k_h$  debe también considerarse aplicable en la investigación de la estabilidad global del muro y el talud.

El análisis propuesto por Newmark del bloque deslizante o una forma simplificada de este tipo de análisis debería utilizarse para estimar los efectos de la deformación lateral, a menos que la Autoridad de Aplicación apruebe el uso de análisis más sofisticados para establecer la relación entre  $k_h$  y el desplazamiento del muro. El análisis simplificado de Newmark debería usarse solamente si son válidas las hipótesis usadas en su desarrollo, para el muro en consideración.

### 11.6.5.3 - Determinación de la Presión Sísmica Activa

Las presiones sísmicas (activa y pasiva) para muros de sostenimiento de gravedad o semi-gravedad, deben determinarse siguiendo los métodos descriptos en este Artículo. Deben considerarse las condiciones del sitio, la geometría del suelo y del muro de sostenimiento, y la intensidad del movimiento determinada para el sitio, cuando se elija el método apropiado a usar.

El coeficiente sísmico ( $k_h$ ), usado para calcular las presiones del suelo, debe ser el valor de ( $A_s$ ) después de ser ajustado por: 1) los efectos de dispersión de las ondas y 2) la cantidad de deformación permanente definida como límite para el muro y cualquier cosa que el movimiento del mismo pudiera afectar (Artículo 11.6.5.2.2). El coeficiente sísmico vertical debería suponerse cero, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 11.6.5.2.1.

Para las presiones del suelo activas, debería usarse el método de Mononobe-Okabe (**M-O**) o el de Equilibrio Límite Generalizado (**GLE** por sus siglas en inglés). Para geometrías del muro o condiciones del sitio para las cuales el método de **M-O** no es adecuado, debería usarse el método **GLE**.

El método de **M-O** o de **GLE** debe considerarse aceptable para la determinación de la presión sísmica activa sólo cuando:

- El material detrás del muro puede ser razonablemente aproximado como un suelo uniforme, sin cohesión dentro de una zona definida por una cuña desde el talón del muro **3H:1V**,
- El relleno está “no saturado” y lo suficientemente suelto de manera que pueda licuar durante la sacudida, y
- La combinación de la aceleración máxima del terreno (**PGA**) y la pendiente aguas arriba no excede el ángulo de fricción del suelo detrás del muro, tal como se especifica en la expresión 11.6.5.3-1.

$$\emptyset \geq i + \emptyset_{MO} = i + \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \quad (11.6.5.3-1)$$

Donde:

- $\emptyset$  ángulo de fricción del relleno del muro,
- $i$  ángulo del talud del relleno (grados),
- $k_h$  coeficiente de aceleración horizontal,
- $k_v$  coeficiente de aceleración vertical,

Una vez que se especifique  $K_{AE}$ , la fuerza sísmica activa  $P_{AE}$ , debe determinarse como:

$$P_{AE} = 0,5 \gamma h^2 K_{AE} \quad (11.6.5.3-2)$$

Donde:

- $K_{AE}$  coeficiente sísmico para presión activa,
- $\gamma$  peso unitario del suelo detrás del muro,
- $h$  altura total del muro, incluyendo cualquier sobrecarga presente en la parte de atrás del muro.

La fuerza activa externa computada por el método generalizado del equilibrio límite, distribuida sobre la altura del muro, debe usarse como la presión del suelo debida al sismo.

La presión equivalente que representa la estática total y la fuerza sísmica activa ( $P_{AE}$ ) determinada por cualquier método, debe adoptar la misma distribución que la presión estática de diseño del muro, para la evaluación de la estabilidad externa, como se ilustra en la Figura 11.6.5.1-1, pero no menor que  $H/3$ . Para el caso en que esté presente una sobrecarga detrás de la cara del muro ( $h$  en la Figura 11.6.5.1.-1) esta fuerza debe distribuirse en la altura total,  $h$ .

Para sistemas complejos de muros o condiciones complejas del sitio, con la aprobación de la Autoridad de Aplicación, deberían también considerarse métodos dinámicos de interacción suelo estructura.

#### 11.6.5.4 - Determinación de la Presión Sísmica del Suelo para Estribos y Muros que No Plastifiquen

Para muros de estribos y otros muros que no se espera que plastifiquen, el valor de  $k_h$  usado para calcular la presión sísmica del terreno debe aumentarse a **1,0**  $k_{h0}$ , a menos que la Autoridad de Aplicación apruebe el uso de técnicas de análisis más sofisticadas para determinar la presión del suelo inducida por el sismo en el

muro. En este caso,  $k_h$  no debería corregirse por el desplazamiento del muro, ya que se supone que el desplazamiento es cero. Sin embargo,  $k_h$  debería corregirse para los efectos de dispersión de las ondas como se especifica en el Artículo 11.6.5.2.2.

#### 11.6.5.5. - Determinación de la Presión Sísmica Pasiva del Suelo

Para la estimación de la presión pasiva del suelo, debe considerarse la fricción del muro y la deformación requerida para movilizar la resistencia pasiva, y debe usarse la metodología de diseño de la espiral logarítmica. El método **M-O** no debe usarse para estimar la presión pasiva.

Las presiones sísmicas pasivas deben estimarse usando procedimientos que tengan en cuenta:

- 1) la fricción entre el muro de sostenimiento y el suelo,
- 2) la superficie de falla no lineal que se desarrolla en el suelo durante la carga de presión pasiva,
- 3) para longitudes de empotramiento del muro, mayores o iguales que **1,50 m**, las fuerzas de inercia del terremoto en la zona de presión pasiva en frente del muro. Para longitudes de empotramiento, menores que **1,50 m**, la presión pasiva debe calcularse usando los métodos estáticos provistos en el Capítulo 3.

Si no hay ninguna guía específica o resultados de investigaciones para cargas sísmicas, cuando se determinan las presiones pasivas, debe usarse una fricción de interface del muro igual a dos tercios del ángulo de fricción del suelo.

#### 11.6.5.6. - Detalles del Muro para mejorar el Desempeño Sísmico

Los siguientes son algunos de los detalles que deben considerarse para muros de gravedad o semigravedad en zonas sísmicamente activas, definidas como Zona de Desempeño Sísmico **2** o mayor, o una aceleración máxima del suelo  $A_s$  mayor que **0,15 g**:

- Juntas Verticales de Deslizamiento, Juntas de Dilatación, Juntas Verticales entre el Muro de Cerramiento del estribo y el Muro en Voladizo: Diseñar para prevenir que la junta se abra permitiendo que el relleno fluya a través de la junta abierta, sin sacrificar la habilidad de la junta para deslizarse, permitiendo movimientos verticales diferenciales. Esto también se aplica a las esquinas del muro. Deberían usarse rellenos compresibles, placas de apoyo y selladores, para minimizar el daño al revestimiento debido a las sacudidas. La junta debería también diseñarse de forma que permita un pequeño movimiento relativo entre unidades de revestimiento adyacentes para prevenir el crecimiento de tensiones entre las mismas durante el terremoto (**Evento**

**extremo I)**, así como por deformación diferencial entre secciones adyacentes de muro en la junta, para los estados límites de servicio y de resistencia.

- Mojinete en la parte superior del muro: Debería usarse para prevenir la caída de las unidades de revestimiento superiores y un movimiento lateral diferencial excesivo del revestimiento.
- Esquinas del Muro y Cambios Abruptos del Alineamiento del Revestimiento: Debería diseñarse para mayores cargas potenciales a desarrollarse durante el terremoto, determinadas mediante análisis bidimensionales. Las esquinas del muro y las vueltas de radio corto se definen como las que tienen un ángulo encerrado de **120°** o menos.
- Estabilidad del relleno detrás del muro: El relleno debería ser bien graduado y lo suficientemente anguloso para que se entrelace adecuadamente, minimizando así el riesgo de derramarse a través de las juntas abiertas.
- Contenido de Arcilla y Limos en el Relleno: En zonas sísmicamente activas no deberían usarse, en general, rellenos arcillosos o limosos.
- Estructuras y fundaciones dentro de la zona activa del muro: Debería evaluarse el efecto de esas estructuras y fundaciones en la carga sísmica del muro y diseñar el muro para que tome la carga adicional.
- Salientes a través de la cara del muro. Debería evaluarse la fuerza sísmica adicional transmitida al muro, especialmente por revestimientos y estructuras salientes (por ej. Una tubería de drenaje). También debería evaluarse el efecto de la deformación diferencial entre el saliente y la cara del muro. Los esfuerzos transmitidos a la cara del muro por la estructura saliente deberían reducirse mediante el uso de rellenos compresibles o placas de apoyo y sellador.

#### **11.6.6 - Drenaje**

Los rellenos detrás de los estribos o muros de sostenimiento deberán drenarse, o si esto no es posible, los muros deberán diseñarse para las cargas debidas a la presión del terreno más la presión hidrostática completa debida al agua presente en el relleno.

## APÉNDICE A-10 - ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE FUNDACIONES

### A10.1 - Investigación

Inestabilidad de taludes, licuación, asentamiento de rellenos e incremento en la presión lateral han sido a menudo los principales factores que contribuyeron al daño de puentes ante terremotos. Estas amenazas sísmicas pueden ser factores de diseño significativos para aceleraciones superiores a **0,1g** y deberían formar parte de una investigación específica del sitio si las condiciones del mismo, los niveles de aceleración asociados y los conceptos de diseño sugieren que tales peligros pueden ser de importancia.

### A10.2 - Diseño de fundaciones

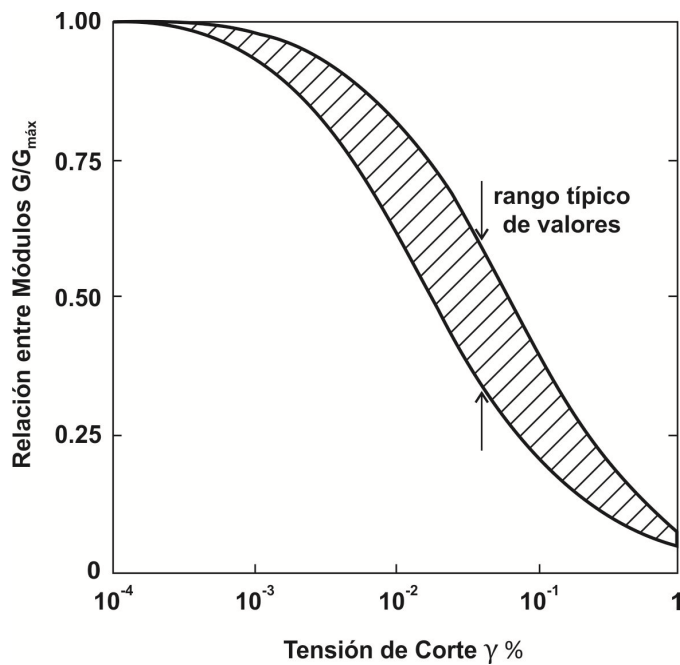
La práctica comúnmente aceptada para el diseño sísmico de fundaciones es utilizar un enfoque pseudoestático donde las cargas sísmicas inducidas en las fundaciones se determinan como las fuerzas reactivas y momentos necesarios para lograr el equilibrio estructural. Aunque los enfoques tradicionales sobre capacidad portante también se aplican, con apropiados factores de reducción de capacidad si se desea un margen de seguridad contra la falla, se deben considerar los factores asociados con la naturaleza dinámica de las cargas sísmicas.

Bajo cargas cíclicas ante frecuencias sísmicas, la resistencia capaz de ser movilizada por muchos suelos es mayor que la resistencia estática. Para suelos no cohesivos y no saturados, el incremento puede llegar al **10 %**, mientras que, en suelos cohesivos, podría llegar al **50 %**. Sin embargo, para arcillas blandas saturadas y arenas saturadas, también debe reconocerse el potencial de degradación de resistencia y rigidez bajo ciclos repetidos de carga. Para puentes ubicados en la Zona de Desempeño Sísmico **2**, el uso de resistencias estáticas del suelo para evaluar la capacidad última de la fundación provee una pequeña e implícita medida de seguridad y, en la mayoría de los casos, la degradación de resistencia y rigidez bajo cargas repetidas no será un problema, a causa de las pequeñas magnitudes de los eventos sísmicos. Sin embargo, para puentes ubicados en Zona de Desempeño Sísmico **3** y **4** debe prestarse atención al potencial de degradación de rigidez y resistencia de los suelos del sitio cuando se evalúe la capacidad última de la fundación para el diseño sísmico.

Como la carga sísmica es por naturaleza transitoria, la “falla” del suelo por un corto tiempo durante un ciclo de carga puede no ser significativa. Quizás de mayor importancia es la magnitud de los desplazamientos cíclicos de la fundación o rotaciones asociados a la fluencia del suelo, ya que estos podrían tener influencia significativa en los desplazamientos estructurales o momentos de flexión y en la distribución del corte en columnas y otros elementos.



Como la conformación de la fundación influye en la distribución de fuerzas o momentos en una estructura y afecta el valor del periodo natural, a menudo se requieren factores de rigidez equivalente para los sistemas de fundaciones. En muchos casos se hace uso de varias soluciones analíticas que están disponibles para zapatas o pilotes, donde se supone que el suelo se comporta como un medio elástico. Al usar estas expresiones debería reconocerse que los módulos elásticos equivalentes para suelos son función de la amplitud de la deformación específica, y los valores de los módulos para cargas sísmicas podrían ser significativamente menores que los correspondientes a bajos niveles de carga sísmica. En la figura A.10.2-1 se muestra la variación del módulo de corte con la amplitud de la deformación específica por corte en el caso de arenas.



**Figura A10.2-1: Variación del módulo de Corte con la Tensión por Corte para Arenas**

Sobre la base de observaciones de campo y experimentales, se reconoce que puede aceptarse un levantamiento o giro rígido momentáneo de la fundación, que resulta en una separación de la fundación del suelo, siempre que se hayan tomado adecuadamente las precauciones para el diseño. Los estudios experimentales sugieren que la fluencia rotacional por debajo de la fundación que gira rígidamente, puede proveer un recurso útil de disipación de energía. Sin embargo, debe tenerse cuidado de evitar significativas deformaciones verticales inducidas que acompañan una posible fluencia del suelo durante el giro rígido sísmico, así como también movimiento excesivo de la pila. Esto puede conducir a dificultades de diseño con los desplazamientos relativos.

*Carga Lateral en Pilotes* – La mayoría de las soluciones para determinar la rigidez lateral de pilotes verticales está basada en la hipótesis de comportamiento elástico y utiliza conceptos de la viga en voladizo equivalente (Davisson y Gill, 1960), el método de Inkler, la viga sobre fundación elástica (Mathlock y Reese, 1960), o soluciones elásticas en un medio continuo (Poulos, 1971). Sin embargo, para grandes cargas laterales en pilotes en arcilla blanda y arenas, puede ser importante aplicar métodos que incorporan el comportamiento no lineal de la reacción del subsuelo y permiten la falla del suelo. Tal procedimiento está indicado en las recomendaciones del Instituto Americano del Petróleo (API, por sus siglas en inglés) para el diseño de plataformas costeras (offshore). El método utiliza la reacción no lineal del subsuelo o curvas **P-y** para arenas y arcillas, las que se han desarrollado experimentalmente a partir de ensayos de carga en el campo.

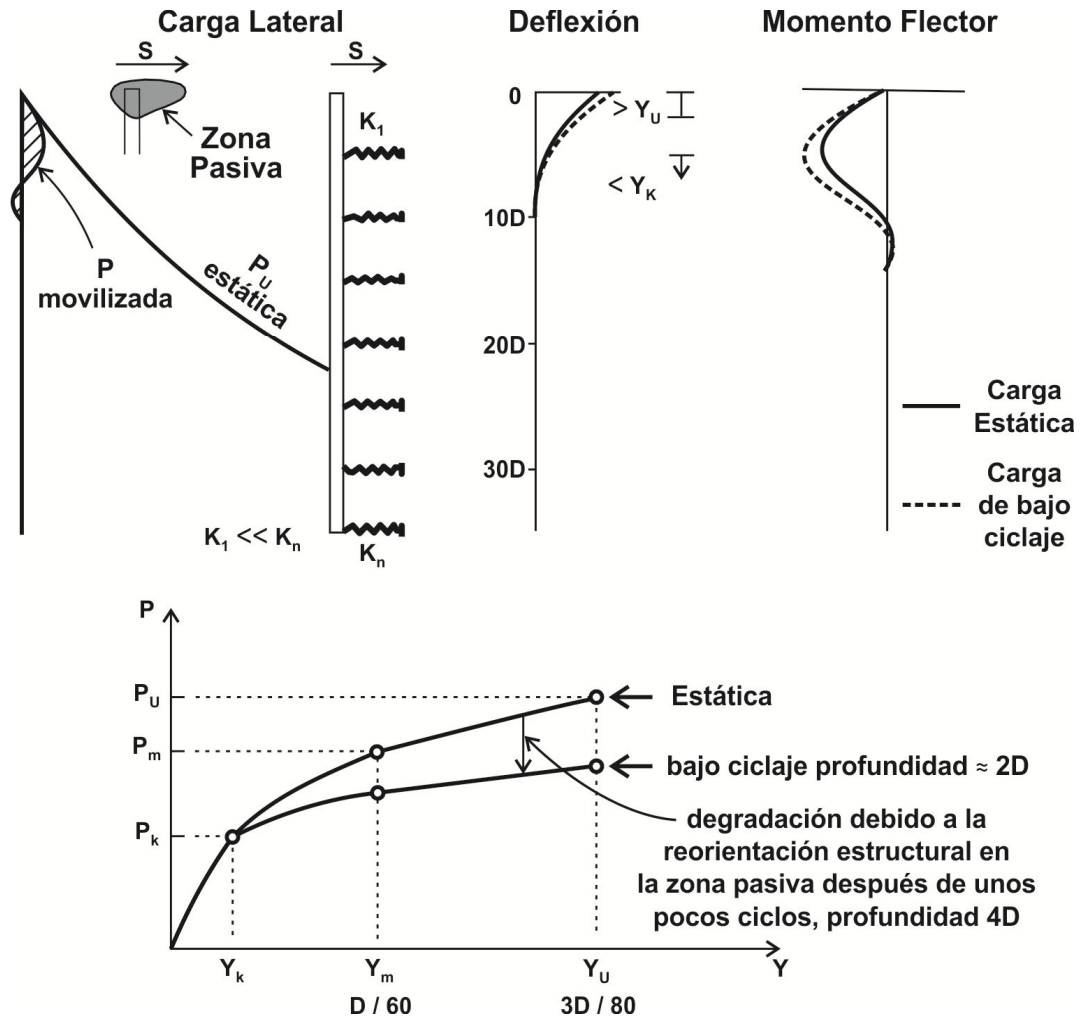
Las características generales del análisis del **API** para el caso de arenas, se ilustra en la Figura A.10.2-2. Bajo grandes cargas se desarrolla una zona de falla pasiva cerca de la cabeza del pilote. Los datos de ensayos indican que la resistencia última,  $p_u$ , para cargas laterales se alcanza para deflexiones de los pilotes,  $y_u$ , de alrededor de  $3d/80$ , donde  $d$  es el diámetro del pilote. Nótese que la mayoría de la resistencia lateral se moviliza en una profundidad de alrededor de  $5d$ . El método del **API** también reconoce la degradación de la resistencia lateral con carga cíclica, aunque en el caso de arenas saturadas, la degradación postulada no refleja aumentos en la presión de poros. La degradación en la resistencia lateral, debida al incremento de la presión de poros en el campo libre inducida por el terremoto en arenas saturadas, ha sido descripta por Finn y Martin (1979). Un método numérico que permite el uso de las curvas **P-y** del **API** para computar las características de rigidez del pilote constituye la base del programa de computación BMCOL 76 descrito por Bogard y Matlock (1977).

La influencia en la acción como “grupo” en la rigidez de la pila es un tema controversial. Las soluciones basadas en la teoría elástica pueden ser engañosas cuando la fluencia ocurre cerca del cabezal de la pila. La experiencia sugiere que la acción de grupo no es significativa para pilas con espaciamiento mayor que  $4d$  a  $6d$ .

Para sistemas más densos, la determinación de la rigidez lateral de la pila se complica por la rigidez de las pilas en compresión y tracción axial. También es importante reconocer que, las deformaciones flexionales en grupos de pilas densos, puede generar mayor reacción en el capitel de la columna.

Debe destacarse que, aunque los sistemas densos de pilas son económicamente atractivos para resistir cargas horizontales, tales pilas son muy rígidas en la dirección lateral si se disponen para que sólo las cargas axiales sean inducidas. Así, pueden suceder grandes desplazamientos laterales relativos del suelo circundante más flexible, durante la respuesta sísmica de campo libre del sitio (particularmente si se dan grandes cambios en la rigidez del suelo a lo largo de la pila), y estos desplazamientos relativos pueden inducir grandes momentos de flexión

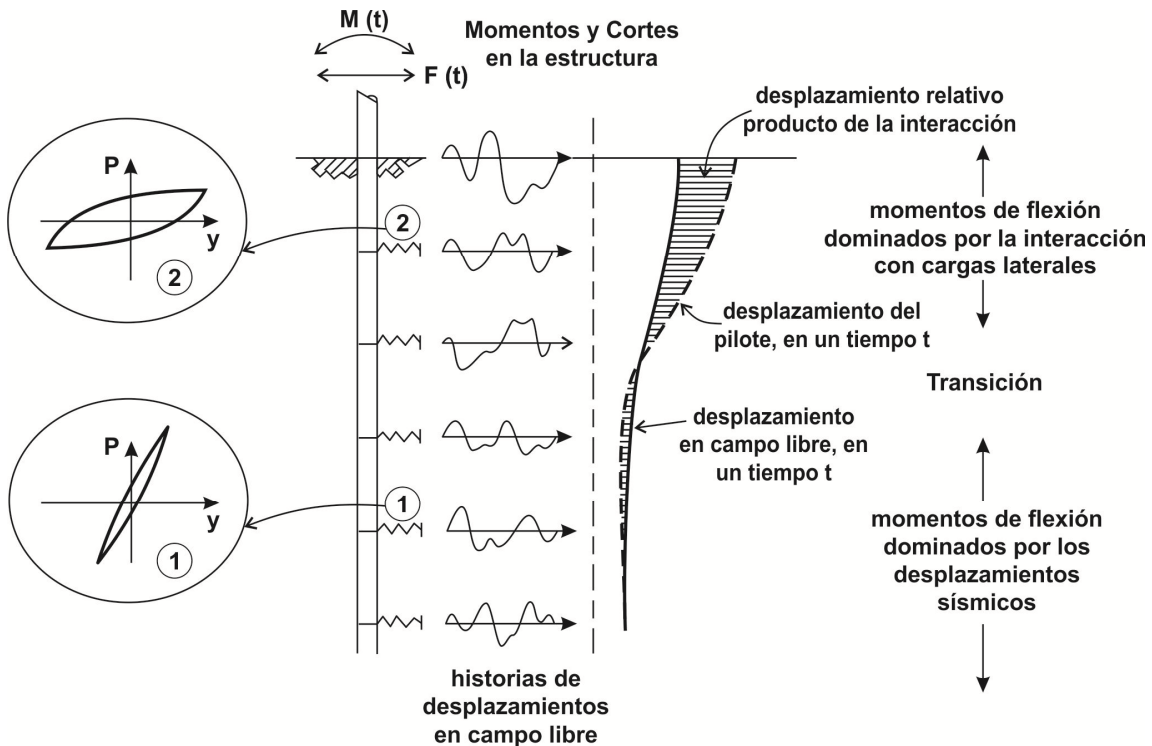
en la pila. Por esta razón, se recomienda usar sistemas de pilotes más flexibles, donde las cargas laterales son resistidas por flexión cerca de la cabeza de la pila. De todos modos, dichos sistemas deben diseñarse para comportarse en forma dúctil, ya que pueden requerirse grandes desplazamientos laterales para resistir la carga lateral. Un diseño que combine adecuadamente sistemas densos con algún distanciamiento entre pilas puede brindar tanto los beneficios de la flexibilidad limitada y la economía de resistencia de carga axial a carga lateral.



**Figura A10.2-2: Carga Lateral de Pilas en Arena usando el Criterio de API**

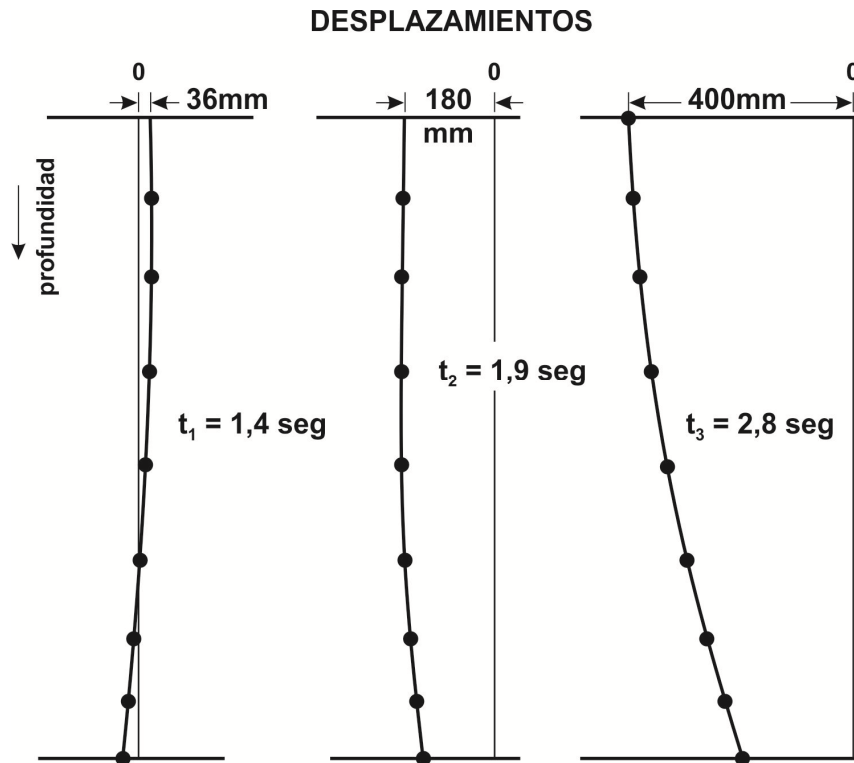
*Interacción Suelo-Pila* – El uso de las características de rigidez de la pila para determinar los momentos flectores en la pila inducidos por el sismo, basados en una aproximación pseudoestática, asume que los momentos son inducidos sólo por cargas laterales que surgen de efectos inerciales en la estructura del puente. De todos modos, debe recordarse que las cargas inerciales son generadas por la interacción del movimiento sísmico del terreno de campo libre con las pilas y que los desplazamientos de campo libre en sí, pueden tener influencia en los momentos

flectores. Esto se ilustra de forma idealizada en la Figura A10.2-3. Los diagramas de historia en el tiempo de desplazamientos sísmicos en campo libre proveen datos de entrada para los elementos de interface de resistencia lateral, los cuales, en respuesta, transfieren movimiento a la pila. Cerca de las cabezas de la pila los momentos flectores estarán dominados por la interacción de cargas laterales generadas por los efectos de inercia en la estructura del puente. A mayor profundidad (por ej., mayor que  $10d$ ), donde la rigidez del suelo aumenta progresivamente con respecto a la rigidez de la pila, la pila estará restringida a deformarse de modo similar al campo libre, y los momentos flectores de la pila serán función de las curvaturas inducidas por los desplazamientos de campo libre.



**Figura A10.2-3: Mecanismo de Interacción Suelo-Pilote durante Cargas Sísmicas**

Para ilustrar la naturaleza de los desplazamientos en campo libre, se hace referencia a la Figura A10.2-4 que representa un perfil de suelo profundo sin cohesión de **60 m.** sometido al terremoto de El Centro. La respuesta en el campo libre se determinó usando un análisis no lineal unidimensional. De los perfiles de desplazamiento mostrados a intervalos de tiempo específicos, pueden computarse las curvaturas y calcularse los momentos de flexión en los pilotes, si se supone que el pilote está limitado a desplazarse en fase con la respuesta en campo libre.



**Figura A10.2-4: Perfiles Típicos de Desplazamiento Sísmico**

Podrían desarrollarse grandes curvaturas en las interfaces entre suelos blandos y suelos rígidos y claramente en tales casos se debería poner énfasis en el uso de pilotes flexibles y dúctiles. Margason (1979) sugiere que curvaturas de hasta  $1,52 \times 10^{-2}$  (1/mm) podrían inducirse durante terremotos severos, pero esto no sería problema para pilotes de acero o de hormigón pretensado si están bien diseñados.

Estudios que incorporan la interacción completa suelo-pilote-estructura, como los presentados en la Figura A10.2-3 han sido descritos por Penzien (1970) para un sistema de un puente con pilotes en una arcilla blanda profunda.

Un sistema similar, pero algo más simple fue descrito por Marlock y otros (1978). El modelo usado es en efecto una versión dinámica del programa mencionado previamente BMCOL.

### **A10.3 - Requerimientos especiales para pilotes**

Las incertidumbres en las características del suelo y de la respuesta del puente, demandan sistemas compatibles pilote-fundación. Se requiere tenacidad bajo curvaturas inducidas y corte, y por lo tanto en zonas de alta peligrosidad sísmica son favorables los pilotes de acero de sección **H** y los de hormigón con camisa de acero. Los pilotes de hormigón simple son por naturaleza frágiles, por lo que se especifica una armadura longitudinal nominal para reducir este riesgo. Las

barras de acero deberían extenderse dentro de las fundaciones para vincular todos los elementos y para asistir en la transferencia de carga del pilote al cabezal del pilote.

La experiencia muestra que los pilotes de hormigón armado tienden a rotularse inmediatamente por debajo del cabezal. Por lo tanto, la separación de los estribos se reduce en esta zona de manera que el hormigón esté mejor confinado. Los pilotes premoldeados hincados deberían construirse con una considerable armadura transversal (zunchos) de confinamiento de manera de asegurar una buena resistencia al corte y tolerancia a las curvaturas de fluencia, sean éstas impartidas por el suelo o por la respuesta estructural. Claramente es deseable asegurar que los pilotes no fallen por debajo del nivel del terreno y que la fluencia flexional en las columnas sea forzada a ocurrir por encima del nivel del terreno. Los requerimientos adicionales de diseño impuestos en los pilotes para puentes en zona de Desempeño Sísmico **3** y **4** reflejan una filosofía de diseño que propende minimizar los daños por debajo del nivel de terreno, lugar que no es fácil de inspeccionar luego de un terremoto severo.

## APÉNDICE A-11 - DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO

### A11.1 - Aspectos Generales

Este Apéndice presenta información que suplementa las prescripciones contenidas en el Capítulo 11 sobre el diseño sísmico de muros y estribos. Se proveen metodologías de diseño detalladas para el cálculo de las presiones sísmicas del terreno (activa y pasiva), y también para la estimación de los efectos de la deformación en la aceleración sísmica que experimenta un muro.

### A11.2 - Desempeño de Muros en Terremotos Pasados

Ya en 1970, Seed y Whitman (1970) concluyeron que muchos muros adecuadamente diseñados para presiones estáticas del terreno tienen de hecho, la capacidad de soportar terremotos de magnitudes importantes y en muchos casos, pueden no necesitarse prescripciones sísmicas especiales. Seed y Withman además indicaron que esta afirmación se aplica a muros de gravedad y semigravedad con aceleraciones máximas del terreno de hasta **0,25 g**. Más recientemente, Bray et al (2010) y Lew et al (2010a, 2010b) indicaron que los incrementos en la presión lateral del terreno debido al sismo son posiblemente insignificantes para aceleraciones máximas del terreno de **0,3 g a 0,4 g** o menores, indicando que los muros diseñados para resistir cargas estáticas (Ej. estados límites de resistencia y servicio) probablemente tendrán adecuada estabilidad para el caso sísmico, especialmente considerando que los factores de carga y resistencia usados para el Estado Límite de **Evento Extremo 1** son iguales a 1.

Luego del terremoto de San Fernando en 1971, Clough y Fragaszy (1977) evaluaron daños en estructuras de aliviaderos de crecidas, que consistían en muros verticales en voladizo de hormigón armado, estructuralmente conectados a una losa de piso formando una estructura continua con forma de U. Ellos encontraron que no se observó daño donde la aceleración máxima del terreno a lo largo de la estructura fue menor que **0,5 g**. Sin embargo, se observó daño y colapso del muro donde las aceleraciones fueron mayores que **0,5 g**, o daño localizado cuando la estructura cruzaba una falla. Ellos notaron que, aunque se usaron barras de acero de mayor resistencia que la requerida por el diseño estático, la estructura no estaba específicamente diseñada para resistir cargas sísmicas. Gazetas et al (2004) observaron que los muros de semigravedad en voladizo con poca o ninguna sobrecarga, que fueron expuestos al terremoto de Atenas 1999, se comportaron bien para aceleraciones máximas del terreno de hasta **0,5 g**, aunque los muros no estaban específicamente diseñados para cargas sísmicas. Lew et al. (1995) hicieron observaciones similares para muros costeros en el terremoto de Northridge de 1994 y Tatsuoka (1996) similarmente observó buen desempeño para muros tipo gravedad **MSE** en el terremoto de Kobe de 1995. Ver Bray et al (2010), Lew et al. (2010a,

2010b) y Al Atik y Sitar (2010) por antecedentes adicionales sobre el desempeño observado de muros y de la generación de presiones sísmicas en el terreno.

Los muros que cumplen los requerimientos del Artículo 11.5.4.2, el cual permite que no se realice un análisis sísmico, han demostrado consistentemente buen desempeño en terremotos pasados. Para el desempeño de muros en terremotos específicos ver:

- Gravity and semigravity cantilever walls in the 1971 San Fernando Earthquake (Clough and Fragaszy, 1977).
- Gravity and semigravity cantilever walls in the 1999 Athens Earthquake (Gazetas et al., 2004).
- Soil nail walls and MSE walls in the 1989 Loma Prieta, California earthquake (Vucetic et al., 1998 and Collin et al., 1992, respectively).
- MSE walls in the 1994 Northridge, California earthquake (Bathurst and Cai, 1995).
- MSE walls and reinforced concrete gravity walls in the 1995 Kobe, Japan earthquake (Tatsuoka et al., 1996).
- MSE walls and concrete gravity and semigravity walls in the 2010 Maule, Chile earthquake (Yen et al., 2011).
- Summary of the performance of various types of walls (Koseki et al., 2006).
- Reinforced earth walls withstand Northridge Earthquake (Frankenberger et al., 1996).
- The Performance of Reinforced Earth Structures in the Vicinity of Kobe during the Great Hanshin Earthquake (Kobayashi et al, 1996).
- Evaluation of Seismic Performance in Mechanically Stabilized Earth Structures (Sankey et al., 2001).

Sin embargo, ha habido algunas fallas notables de muros en terremotos pasados. Por ejemplo, Seed y Withman (1970) indicaron que algunos muros de gravedad de hormigón y muros de muelles (de gravedad y atirantados) sufrieron severos desplazamientos o incluso colapso completo en el gran terremoto de Chile de 1960 y el de Niigata en Japón en 1964. En la mayoría de los casos la licuación significativa del suelo, atrás o debajo del muro fue la posible causa de la falla. Por lo tanto, el Artículo 11.5.4.2 especifica que se haga un análisis sísmico si la licuación, o pérdida severa de resistencia en arcillas sensibles, pueden causar inestabilidad del muro. Sin embargo, Seed y Withman (1970) indican que es poco frecuente la ocurrencia de colapso de muros ubicados por encima del nivel freático.

Tatsuoka et al. (1996) indicaron que algunos muros antiguos de mampostería no armada (1920 a 1960) colapsaron en el terremoto de Kobe. En estos casos, el colapso sucedió debido a la presencia de suelos de fundación débiles, que tenían inadecuadas capacidad portante y resistencia al deslizamiento y, en unos pocos casos, debido a la presencia de una sobrecarga muy empinada (Ej. **1,5 H; 1,0 V**) combinada con pobres condiciones del suelo. La licuación de suelos puede haber sido un factor contribuyente en algunos de estos casos. Estos colapsos de muros



están mayormente ubicados en las zonas con mayor intensidad del movimiento (Ej. **0,6 g** a **0,8 g**). Cough y Fragaszy (1977) observaron muros en voladizo que soportaban canales, que colapsaron frente a aceleraciones del terreno de **0,5 g** o más, en el terremoto de San Fernando. Sin embargo, en ese caso las condiciones del suelo eran buenas. Todos estos casos de muros donde ocurrieron colapsos o severos daños por deformación, están fuera de las condiciones y situaciones donde el Artículo 11.5.4.2. (AASHTO 2012) permite que se evada el diseño sísmico.

Poniendo el límite en **0,4 g** para el Artículo 11.5.4.2. resulta razonable no hacer un análisis sísmico, ante las observaciones de modelos en laboratorio y situaciones de muros en escala natural (ej. los modelos en el laboratorio indican que las presiones sísmicas del terreno son muy bajas por debajo de **0,4 g**, y que los muros en terremotos reales empiezan a tener serios problemas, incluyendo colapsos aun en suelos relativamente buenos, cuando la aceleración es mayor de **0,5 g** y el muro no ha sido diseñado para la totalidad de la carga sísmica. Sin embargo, si hay pérdida de resistencia en el suelo y flujo debido a la licuación o pérdida de resistencia en limos y arcillas sensibles, el colapso del muro puede ocurrir a valores menores de la aceleración. Nótese que para los estudios en modelos de laboratorio el límite de **0,4 g** representa el valor para el cual aún no se desarrollan presiones sísmicas significativas del suelo. Sin embargo, para muros con una masa estructural importante, la fuerza inercial sobre la masa misma del muro puede ocurrir a aceleraciones menores de **0,4 g**. A **0,4 g**, la combinación de la presión sísmica del terreno y la fuerza inercial del muro es posiblemente lo suficientemente pequeña para no controlar los esfuerzos en el muro y su estabilidad, considerando que la masa del muro no sea grande. Para muros de gravedad típicos, la masa del muro no sería lo suficientemente grande para compensar la falta de presión del terreno sísmicamente incrementada por debajo de **0,4 g**. Una posible excepción, considerando las fuerzas inerciales debidas a la masa del muro, son los muros de suelo armado, aunque esta masa inercial consiste en suelo dentro de la zona de suelo reforzado. Sin embargo, debido a su flexibilidad, los muros de suelo armado se comportan mejor que los muros de hormigón armado, de manera que el problema de la inercia no es tan importante para este tipo de muro. Nótese que la experiencia con muros que no han sido diseñados para cargas sísmicas, en terremotos reales, es limitada. Así mientras que todo indica que los problemas mayores en muros no ocurren hasta que la aceleración  $A_s$  es mayor a **0,5 g**, la mayoría de esos muros donde se hicieron tales observaciones han sido reforzados para resistir algún grado de carga sísmica. Si los muros no están diseñados para cargas sísmicas, es razonable apartarse un poco del umbral observado **0,5 g**. Por lo tanto **0,4 g** representa un tope razonable relativo a un daño potencial severo o colapso como los observados para muros en terremotos de **0,5 g** o más.

Basado en experiencia previa, los muros que forman portales de túneles han exhibido más daño debido a terremotos que en el caso de muros en voladizo. Es posible que la presencia del túnel limite la capacidad del muro portal de moverse,

incrementando las solicitaciones sísmicas a las que está sometido el muro. Por lo tanto, en esos casos, se recomienda un diseño sísmico.

### A11.3 - Determinación de la Presión Sísmica Activa

Las presiones activas (sísmicas) del terreno, se han estimado históricamente utilizando el método de Mononobe-Okabe. Sin embargo, este método no es aplicable en algunas situaciones. Recientemente, Anderson et al. (2008) han sugerido un método del equilibrio límite generalizado (**GLE**), que resulta más ampliamente aplicable. Ambos métodos se presentan aquí. Las especificaciones a tener en cuenta para seleccionar el método a usar, se proveen en el Artículo 11.6.5.3.

#### A11.3.1. - Método de Mononobe-Okabe

El método más frecuentemente utilizado para el cálculo de las solicitaciones sísmicas del terreno actuantes sobre los estribos de un puente o sobre un muro en voladizo es una aproximación pseudoestática desarrollada en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe-Okabe es una extensión de la teoría del bloque deslizante de Coulomb, que toma en cuenta las fuerzas de inercia vertical y horizontal actuantes sobre el suelo. El análisis está descrito en detalle por Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979). Se hacen las siguientes suposiciones:

1. La capacidad de plastificar del estribo es la suficiente para permitir que la resistencia completa del suelo o las condiciones de presión activa, se movilicen. Si el estribo está rígidamente fijado y restringido su movimiento, las solicitaciones del terreno serán mucho mayores que aquellas predichas por el análisis de Mononobe-Okabe.
2. El relleno posterior del estribo es No cohesivo, con un ángulo de fricción  $\phi$ .
3. El relleno se encuentra No saturado, por lo que no se esperan problemas de licuefacción. El método de **M-O** se ilustra en la figura A11.3.1-1 y la expresión utilizada para calcular  $K_{AE}$  se muestra luego de la figura.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - B)}{\cos \theta_{MO} \cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (\text{A11.3.1-1})$$

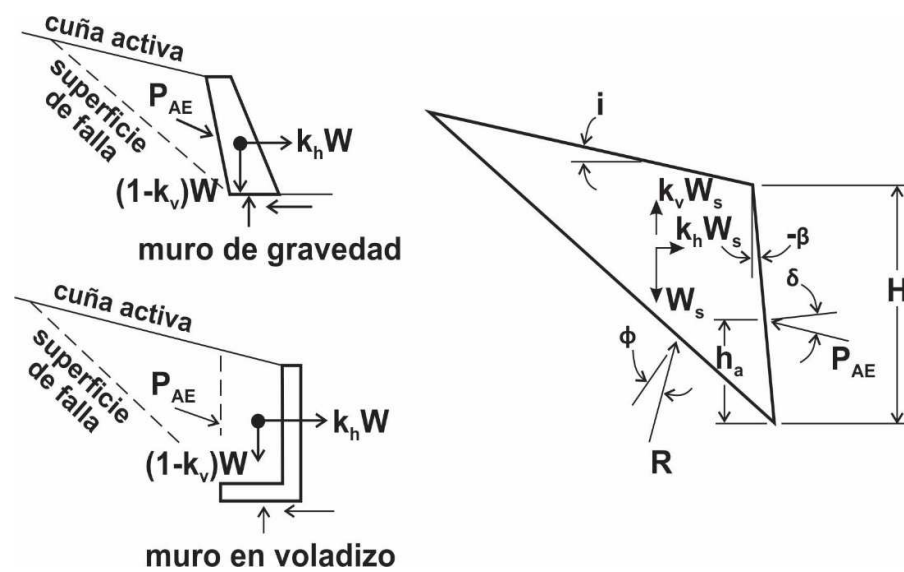
Donde:

$K_{AE}$  coeficiente sísmico de presión activa del terreno,

$\gamma$  peso unitario del suelo (N/mm<sup>3</sup>),

$H$  altura del muro (mm),

- $h$  altura del muro detrás de la pared considerando la altura de la sobrecarga de la pendiente, si existe (mm),
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo,
- $\theta_{MO}$   $arc\ tan[K_h/(1 - K_v)]$ ,
- $\delta$  ángulo de fricción en la interface muro-relleno,
- $k_h$  coeficiente sísmico de aceleración horizontal,
- $k_v$  coeficiente sísmico de aceleración vertical,
- $i$  ángulo de la pendiente del relleno,
- $\beta$  pendiente del muro a la vertical, negativo como se muestra.



**Figura A11.3.1-1: Diagramas de fuerzas del método Mononobe-Okabe**

En la siguiente discusión del método de **M-O**, los valores de  $H$  y  $h$  deberían considerarse intercambiables, dependiendo del tipo de muro en estudio (ver Figura A11.3.1-1).

Mononobe y Matsuo (1932) sugirieron originalmente que la resultante de la presión activa del terreno durante la acción sísmica se mantiene igual que si sólo actuaran fuerzas estáticas (por ejemplo  $H/3$  ó  $h/3$ ). Sin embargo, las consideraciones teóricas de Wood (1973), quien encontró que la resultante de la presión dinámica actuaba aproximadamente a la mitad de la altura y las consideraciones empíricas de modelos estudiados por Seed y Whitman (1970) quienes sugirieron que  $h_a$  podía obtenerse asumiendo que la componente estática de la fuerza del suelo actúa a  $H/3$  de la parte inferior del muro y el efecto dinámico adicional actúa a una altura de **0,6 H**, resultaron en un incremento de la altura de localización de la resultante por encima de la base del muro. Por ello, en el pasado, los diseñadores asumían

típicamente que  $h_a=H/2$  con una presión uniformemente distribuida. Nótese que, si la pared tiene una saliente o si se trata de un muro **MSE**, debe reemplazarse **H** por **h**, en la consideración anterior.

Análisis anteriores de muros en escala real durante sismos, indican, sin embargo, que ubicar la resultante de la presión del terreno por encima de  $h/3$  sobreestimaré la fuerza, prediciendo la falla del muro cuando en la realidad, el mismo se desempeñó bien (Clough y Frigaszy, 1977). Investigaciones recientes indican que la ubicación de la resultante de la presión total del terreno (estática más sísmica) debería localizarse un tercio por encima de la base del muro, según los modelos de ensayos centrífugos en muros de gravedad (Al Atik y Sitar, 2010; Bray et al., 2010; y Lew et al., 2010). Finalmente, trabajos recientes de otros autores (Nakamura, 2006) también indican que la ubicación de la resultante podría ser algo más alta, dependiendo de las características del movimiento y de detallamiento del muro.

Una aproximación razonable para muros de rutina, es ubicar la fuerza resultante combinada sísmica y estática a la misma altura que la resultante de la presión estática del suelo, pero a no menos de  $h/3$ . Como existe evidencia de que en pocos casos dicha resultante podría estar más alta, para el diseño sísmico de muros cuya falla tendría gran impacto, se recomienda adoptar una localización algo más arriba ( $0.4 h$  ó  $0.5 h$ ).

Los efectos de inercia del estribo no están tomados en cuenta en el análisis de Mononobe-Okabe. Muchos procedimientos actuales asumen que las fuerzas de inercia debidas a la masa del estribo propiamente dicho pueden ser despreciadas para el comportamiento sísmico y el diseño sísmico. Esta es una suposición irracional para aquellos estribos que dependen de su masa para la estabilidad, ya que despreciar la masa es despreciar el principal aspecto de su comportamiento. Los efectos de la inercia en muros se discuten ampliamente en Richards y Elms (1979), quienes demuestran que estos esfuerzos deben tomarse en cuenta en el diseño de muros de contención por gravedad.

### **A11.3.2. - Modificación del Método Mononobe-Okabe para considerar la cohesión**

La expresión de **M-O** para la determinación de la presión sísmica activa del terreno tiene muchas limitaciones, tal como se discutió en Anderson et al. (2008). Una de ellas es la imposibilidad de tener en cuenta la cohesión presente en el suelo. Estas limitaciones han sido abordadas recalculando la presión activa mediante un análisis de cuña deslizante de Coulomb, o similar. Generalmente, los suelos con más del **15 %** de contenido de finos, pueden ser considerados como “no drenados” durante la carga sísmica. Para esta condición de carga, deberían usarse los parámetros de tensión total del suelo,  $\gamma$  y  $c$ .

La expresión A11.3.2-1 provista por Anderson et al. (2008), y la figura A11.3.2-1 muestra los términos de la expresión. Esta expresión, para el diseño de muros de sostenimiento, ha sido calibrada con programas informáticos de estabilidad de la pendiente.

$$P_{AE} = \frac{W[(1 - k_v) \tan(\alpha - \phi) + k_h] - CL[\text{sen } \alpha \tan(\alpha - \phi) + \text{cos } \alpha] - C_A H[\tan(\alpha - \phi) \text{cos } \omega + \text{sen } \omega]}{[1 + \tan(\delta + \omega) \tan(\alpha + \phi)] \text{cos}(\delta + \omega)} \quad (\text{A11.3.2-1})$$

Las únicas variables en la expresión A11.3.2-1 son el ángulo del plano de falla  $\alpha$ , y la longitud de la superficie de prueba de la cuña  $L$ . Los valores del ángulo de fricción ( $\phi$ ), el coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ), el coeficiente sísmico vertical ( $k_v$ ), la cohesión del suelo ( $c$ ), la adherencia suelo-muro ( $C_A$ ), la fricción suelo-muro ( $\delta$ ), y el ángulo suelo-muro ( $\omega$ ) están definidos por el diseñador en base a las condiciones del sitio y a los mapas de amenaza sísmica.

La aproximación aquí sugerida es asumir que  $k_v=0$ , y  $k_h=PGA$  ajustada por los efectos del sitio (por ejemplo  $A_s$ ,  $k_{ho}$  o  $k_h$ , o alguna combinación de ellos, si el muro tiene más de **6.00 m** de altura y puede ocurrir un desplazamiento horizontal del muro, que sea aceptable). Una reducción del **50 %** en el coeficiente sísmico resultante se usa cuando se define  $k_h$ , si se permite una deformación permanente del terreno de **2.5 cm a 5 cm**, durante el evento sísmico de diseño. De otro modo, debería usarse el coeficiente de aceleración pico del terreno (**PGA**). La expresión A11.3.2-1 puede definirse en una hoja de cálculo, donde puede encontrarse el ángulo  $\alpha$  y calcular el máximo valor de  $P_{AE}$ .

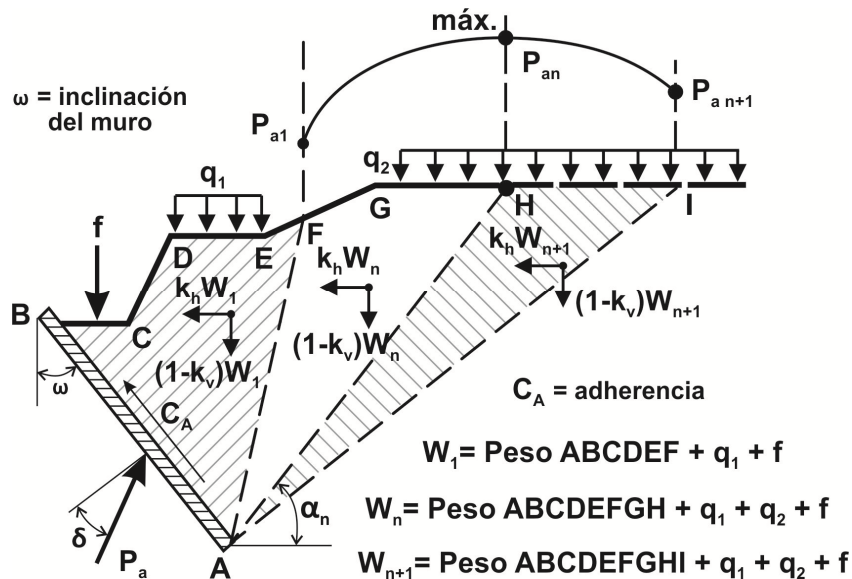
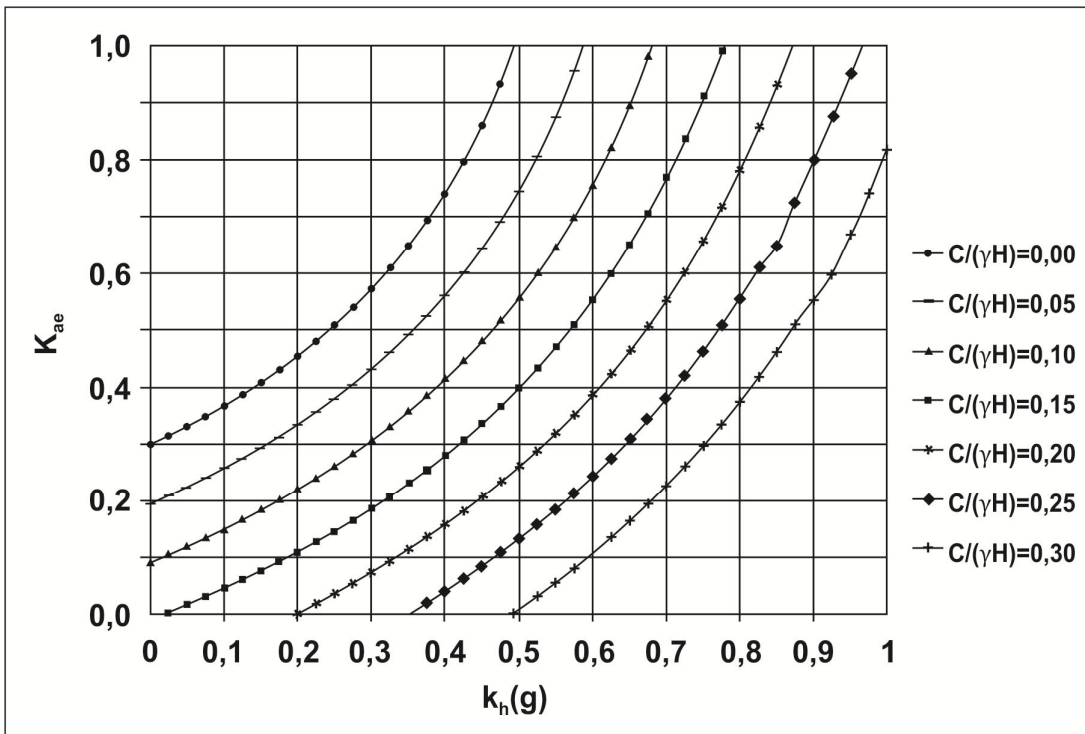


Figura A11.3.2-1: Cuña sísmica activa

Los siguientes ábacos fueron desarrollados usando la Expresión A11.3.2-1. Los mismos están basados en un nivel del terreno detrás del muro y un ángulo de fricción ( $\delta=0,67\phi$ ). Generalmente, para la determinación de la presión activa, la fricción en la interface del muro tiene un efecto mínimo en el coeficiente de presión sísmica. Sin embargo, la expresión A11.3.2-1, el método del equilibrio límite generalizado, o los ábacos, pueden ser recalculados para un valor específico de fricción en la interface del muro, si este efecto es de interés.



**Figura A11.3.2-2: Coeficiente sísmico de presión activa del terreno para  $\phi = 30^\circ$  ( $c$ =cohesión del suelo,  $\gamma$ =peso unitario del suelo, y  $H$ = altura del muro de contención)**

Nota:  $k_h = A_s = k_{ho}$  para altura de muros superiores a **6.00 m**. Esto podría ser  $H$  o  $h$  como se define en la Figura A11.3.1-1

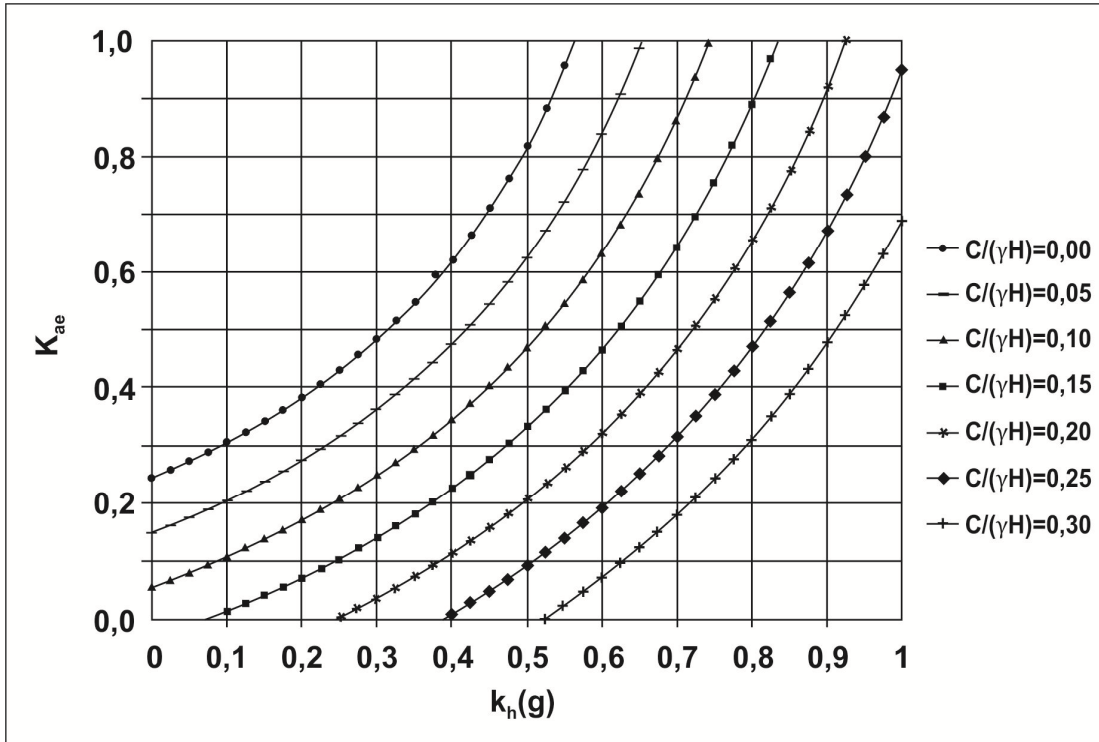


Figura A11.3.2-3: Coeficiente sísmico de presión activa del terreno para  $\phi = 35^\circ$   
*(c=cohesión del suelo,  $\gamma$ =peso unitario del suelo, y H= altura del muro de contención)*

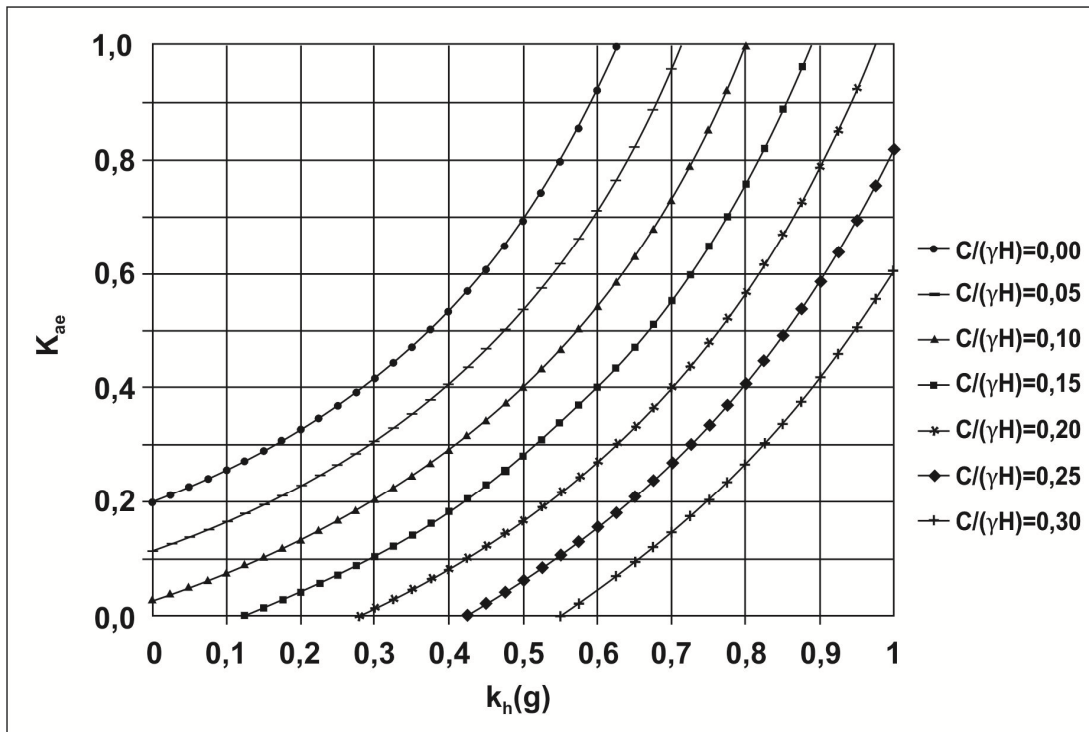


Figura A11.3.2-4: Coeficiente sísmico de presión activa del terreno para  $\phi = 40^\circ$   
*(c=cohesión del suelo,  $\gamma$ =peso unitario del suelo, y H= altura del muro de contención)*

### A11.3.3. - Método del Equilibrio Límite Generalizado (GLE)

En algunas situaciones, la expresión **M-O** no es aplicable debido a la geometría del relleno, el ángulo de la superficie de falla relativa a la pendiente de corte detrás del muro, la magnitud del movimiento sísmico, o alguna combinación de estos factores (ver Artículo C11.6.5.3). En tales casos, un método de equilibrio límite generalizado (**GLE**) puede resultar más adecuado para determinar las presiones requeridas del terreno en el diseño del muro de sostenimiento.

Los pasos en el análisis del método de equilibrio límite generalizado (**GLE**), son los siguientes:

- Definir la geometría del modelo, el perfil de aguas subterráneas, y las propiedades de diseño del suelo. La cara interna vertical del muro completo o el plano donde necesita determinarse la presión del terreno, debería modelarse como un borde libre.
- Elegir un método adecuado de estabilidad de la pendiente. El método de Spencer en general conduce a buenos resultados, ya que satisface el equilibrio de fuerzas y momentos.
- Elegir un esquema adecuado de búsqueda de superficie deslizante. Circular, lineal, multi-lineal, o superficies aleatorias pueden examinarse mediante muchos programas comerciales.
- Aplicar la presión del terreno como una fuerza de contorno en la cara del suelo retenido. Para casos sísmicos, la ubicación de la fuerza puede asumirse inicialmente en  $1/3 H$  del suelo retenido. Sin embargo, pueden examinarse diferentes puntos de aplicación entre  $0.5 H$  y  $0.6 H$  de la base, para determinar la presión sísmica máxima. El ángulo de la fuerza aplicada depende del ángulo de fricción adoptado entre el muro y el suelo de relleno (típicamente  $2/3 \phi_f$  para muros de gravedad rígidos) o el ángulo de fricción del relleno (muros de semigravedad). Si también se requieren las fuerzas estáticas (no sísmicas), su ubicación se asume a  $1/3 H$ , siendo  $H$  la altura del suelo contenido.
- Buscar la ubicación de la carga y la superficie de falla que generen la máxima carga para el equilibrio límite (relación capacidad-demanda igual a  $1.0$ ;  $F_s=1,0$ ).
- Verificar las suposiciones de diseño y las propiedades del material examinando las cargas en tantas particiones de salida como se requieran.

Otros lineamientos y recomendaciones respecto a esta aproximación se proveen en NCHRP reporte 611 (Anderson et al. 2008).

### A11.4 - Presión Sísmica Pasiva

Esta sección provee los ábacos para la determinación de los coeficientes de presión sísmica pasiva para suelos con cohesión y fricción, basados en el método de la espiral logarítmica. Estos ábacos fueron desarrollados usando un método de



equilibrio pseudoestático descrito por Anderson et al. (2008). Este método incluye fuerzas internas dentro de la masa de suelo, así como variaciones en la geometría de la superficie del suelo y en las cargas.

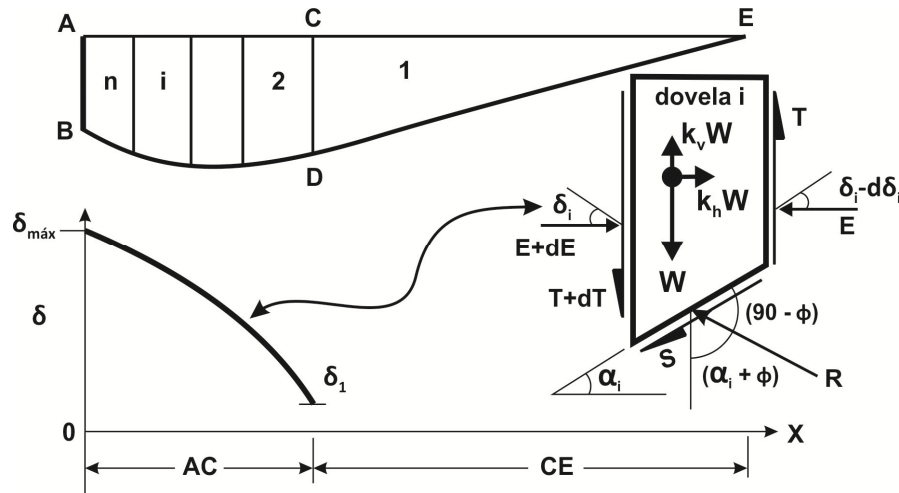
A continuación, se dan las expresiones usadas en esta aproximación. La Figura A11.4-1 define los términos usados en estas expresiones.

$$dE_i = \frac{W_i (1-K_v) [\tan(\alpha_i + \phi) - K_h] + c L_i [\text{sen}(\alpha_i) \tan(\alpha_i + \phi) + \cos(\alpha_i)]}{[1 - \tan(\delta_i) \tan(\alpha_i - \phi)] \cos(\delta_i)} \quad (\text{A11.4-1})$$

$$P_p n = \frac{\sum_1^i dE_i}{[1 - \tan(\delta_w) \tan(\alpha_w - \phi)] \cos(\delta_w)} \quad (\text{A11.4-2})$$

$$K_p n = \frac{2 P_p}{\gamma h^2} \quad (\text{A11.4-3})$$

Donde:  $\phi$  es el ángulo de fricción del suelo,  $c$  es la cohesión, y  $\delta$  es la fricción en la interface del muro.

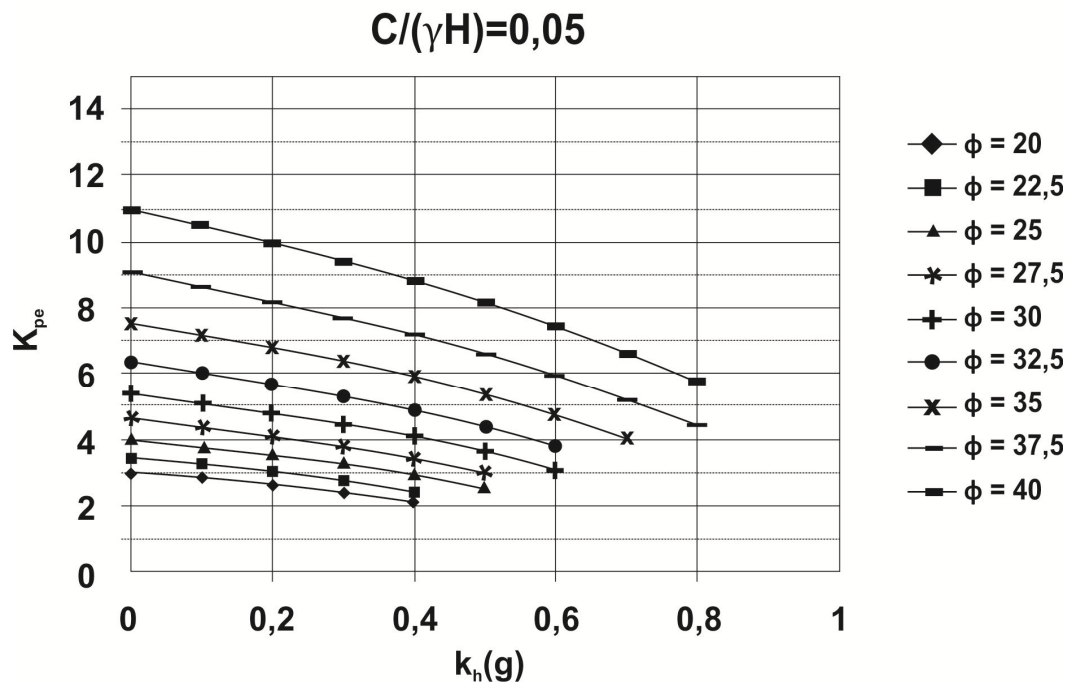
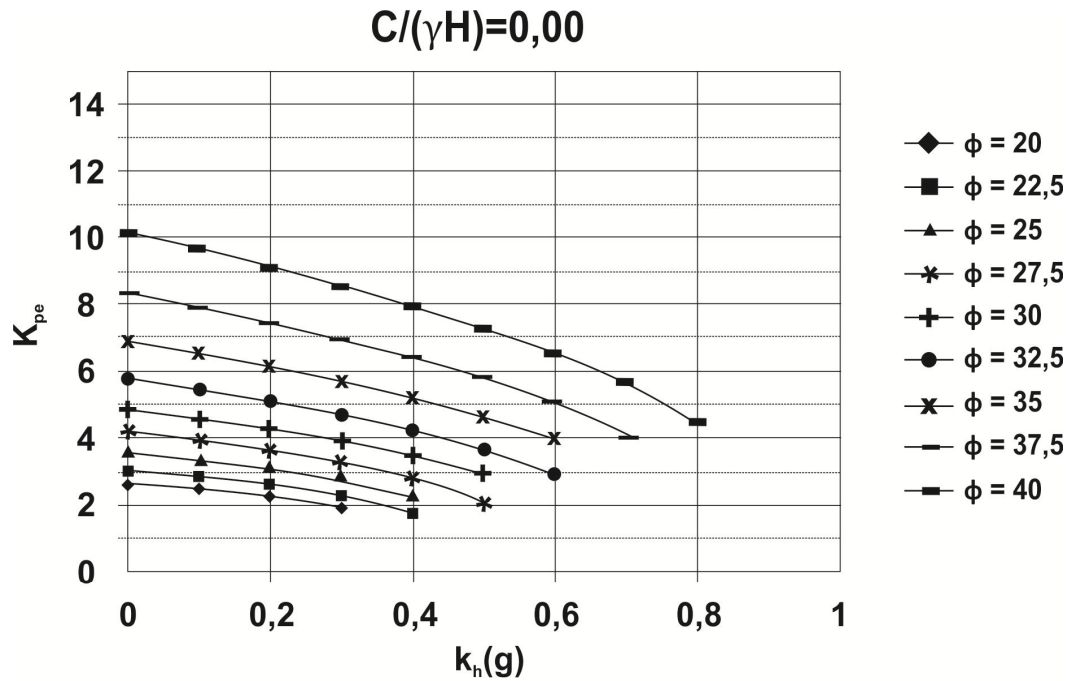


**Figura A11.4-1: Límites y función de forma de la fuerza sísmica entre dovelas (informado por Anderson et al., 2008)**

Como se muestra, el método de análisis divide la masa deslizante del relleno en muchas capas (dovelas). Se asume que la fuerza de corte se disipa desde un máximo en la cara del muro (**AB**) hasta la fuerza de corte sísmico inducida en la cara (**CD**) de la primera dovela, tal como se muestra en la Figura A11.4-1.

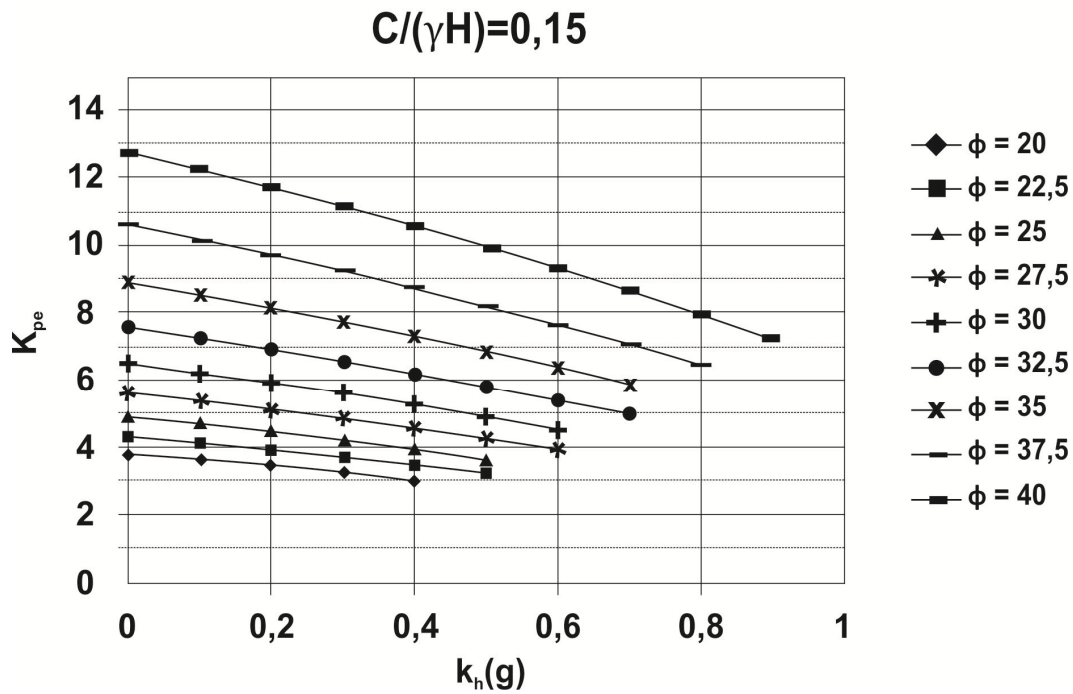
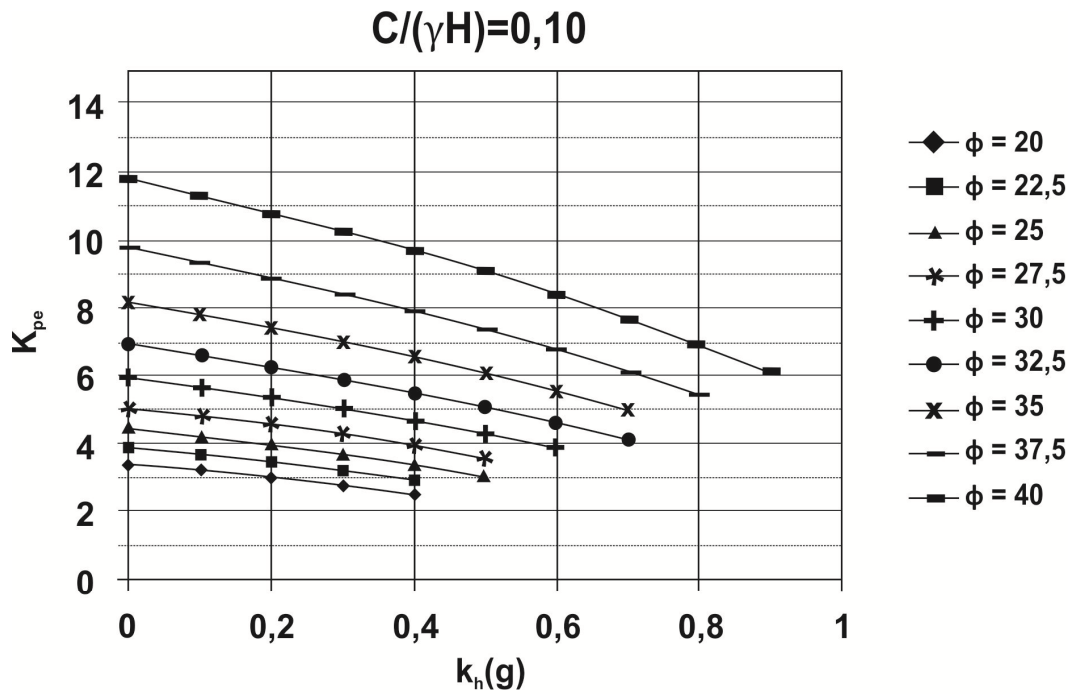
La metodología antes descrita fue usada para desarrollar una serie de ábacos (Figuras A11.4-2 a A11.4-4) para un nivel de relleno determinado. La fricción en la interface para estos ábacos es de **0.67  $\phi$** . Estos ábacos pueden aplicarse para

estimar el coeficiente sísmico de presión pasiva para otras condiciones y geometría del suelo.



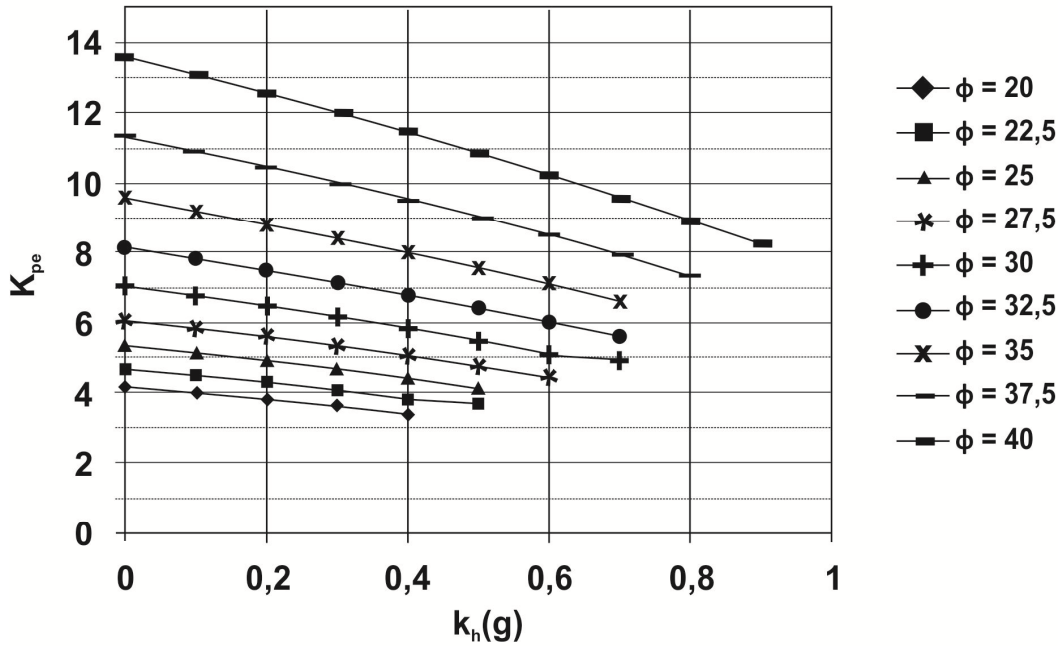
**Figura A11.4-2: Coeficiente sísmico de presión pasiva del terreno, basado en el método de la espiral logarítmica, para  $c/(\gamma H) = 0$  y  $0,05$  ( $c$ =cohesión del suelo,  $\gamma$ =peso unitario del suelo, y  $H$ = altura del muro de contención)**

Nota:  $k_h = A_s = k_{ho}$  para altura de muros superiores a **6.00 m**.



**Figura A11.4-3: Coeficiente sísmico de presión pasiva del terreno, basado en el método de la espiral logarítmica, para  $c/(\gamma H) = 0,10$  y  $0,15$  ( $c$ =cohesión del suelo,  $\gamma$ =peso unitario del suelo, y  $H$ = altura del muro de contención)**

$C/(\gamma H)=0,20$



$C/(\gamma H)=0,25$

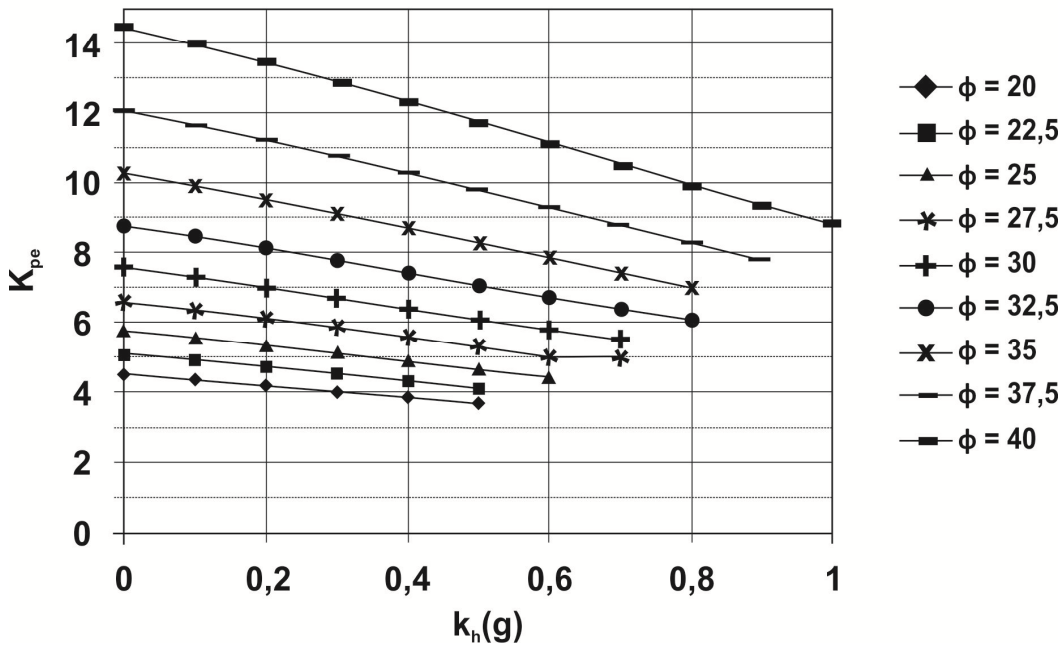


Figura A11.4-4: Coeficiente sísmico de presión pasiva del terreno, basado en el método de la espiral logarítmica, para  $c/(\gamma H) = 0,20$  y  $0,25$  ( $c$ =cohesión del suelo,  $\gamma$ =peso unitario del suelo, y  $H$ = altura del muro de contención)

## A11.5 - Estimación de la Aceleración Sísmica Considerando la Dispersión de la Onda y el Desplazamiento del Muro

La aceleración sísmica actuante en un muro durante un sismo se ve afectada tanto por la dispersión de la onda, como por el desplazamiento del muro (ver Artículo 11.6.5.2 y comentarios).

En referencia a los efectos de la deformación del muro durante el movimiento, el concepto del bloque deslizando de Newmark (1965) fue originalmente desarrollado para evaluar la estabilidad sísmica en términos del deslizamiento de la pendiente, inducido por el sismo; en lugar de un factor de seguridad contra la fluencia bajo la aceleración pico de la pendiente. El concepto se ilustra en la Figura A11.5-1, donde un procedimiento de doble integración en aceleraciones que superen la aceleración de fluencia de la pendiente, conduce a un desplazamiento descendente acumulado.

El concepto de permitir que los muros de gravedad deslicen durante la carga sísmica y el diseño basado en desplazamiento (por ejemplo, usando un análisis del bloque deslizando de Newmark para calcular los desplazamientos cuando las aceleraciones exceden el equilibrio límite horizontal o la aceleración de fluencia para el sistema muro-relleno) fue incorporada por Richards y Elms (1979). Basados en este concepto, Elms y Martin (1979) sugirieron que un coeficiente de aceleración de diseño de **0,5** sería adecuado para el diseño pseudoestático de equilibrio límite, teniendo tolerancia para desplazamiento horizontal del muro de **254 PGA** en mm. El término **PGA** en Elms y Martin es equivalente al  $A_s$  o  $k_{ho}$  en estas Especificaciones.

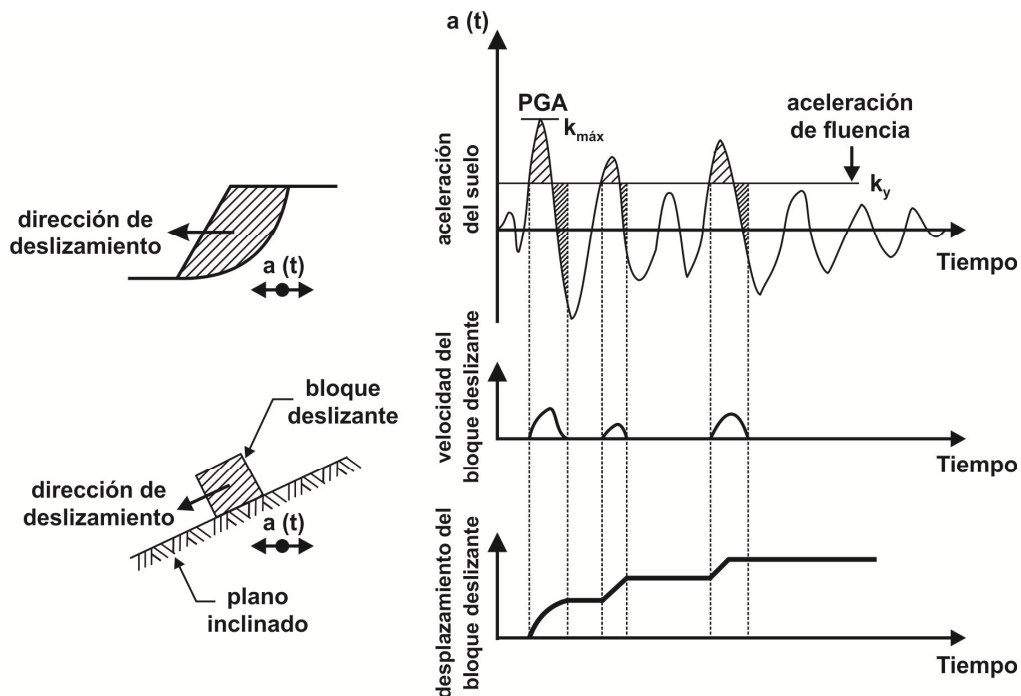


Figura A11.5-1: Concepto del bloque deslizando de Newmark

Para muchas situaciones, el análisis de Newmark o sus simplificaciones (por ejemplo, los ábacos de diseño por desplazamiento o las expresiones basadas en el método de análisis de Newmark para ciertos casos típicos, o el uso de  $k_h=0.5 k_{ho}$ ) son suficientemente precisos. Sin embargo, a medida que las complejidades del sitio o del sistema suelo-muro aumentan, pueden requerirse métodos de modelación numérica más rigurosos.

Para evaluar los efectos de dispersión de la onda y deformación lateral en el coeficiente de aceleración de diseño,  $k_h$ , se detallan a continuación tres procedimientos de diseño simplificados.

El primer método (Kavazanjian et al., 1997) no contempla directamente la dispersión de la onda y, como esta dispersión tiende a reducir la aceleración, este método es probablemente conservador. Los métodos segundo y tercero tienen en cuenta tanto la dispersión de la onda como la deformación del muro, pero son considerablemente más complejos que el primero. Con respecto a la estimación de los efectos de la dispersión de la onda, el segundo método (Anderson et al. 2008) usa un modelo simplificado que considera el efecto de la masa de suelo, pero no específicamente el efecto del muro como una estructura, mientras que el tercer método (Bray et al. 2010) provee un espectro de respuesta simplificado para el muro, considerando al mismo como una estructura con un período fundamental. Con respecto a los efectos de la deformación lateral del muro en la aceleración del mismo, ambos métodos están basados en análisis de Newmark, usándolos para desarrollar relaciones empíricas entre la aceleración de fluencia para el muro y el suelo que contiene, y la cantidad de deformación que ocurre. El método de Anderson et al. (2008) estima la deformación del muro para una aceleración de fluencia de entrada, aceleración pico del terreno, y velocidad pico del terreno, mientras que el tercer método (Bray et al. 2010) estima la aceleración reducida,  $k_h$ , para una deformación y aceleración espectral específicas en un determinado período. Los tres procedimientos de diseño no deben combinarse en ningún caso.

#### A11.5.1. - Kavazanjian et al., (1997)

Kavazanjian et al. (1997) provee la siguiente relación simplificada basada en el análisis de la cuña deslizante de Newmark, asumiendo que la velocidad es igual a **30A**, cuando no se tiene información de historia en el tiempo del terremoto.

$$k_h = 0,74 A_s \left( \frac{25,4 A_s}{d} \right)^{0,25} \quad (\text{A11.5.1-1})$$

Donde:

$A_s$  coeficiente de aceleración sísmica del terreno como se especifica en la Tabla 3.10.4.1-1,

$K_h$  coeficiente de aceleración sísmica horizontal,

$d$  desplazamiento lateral del muro (mm).

Esta expresión no debería usarse para desplazamientos menores que **25,4 mm** o mayores que aproximadamente **203 mm**, ya que la misma es una aproximación de un análisis más riguroso de Newmark. Sin embargo, la deformación admisible dependerá de la naturaleza del muro y lo que éste soporta, así como de lo que está en el frente del muro. Este método puede ser más conservador que los métodos más complejos que siguen. Nótese que este método no dirime la dispersión de la onda dentro del muro, lo cual en la mayoría de los casos sería conservador.

#### **A11.5.2. - NCHRP Reporte 611 - Anderson et al. (2008)**

Para valores de  $h$  (definido en el Artículo 11.6.5.2.2) mayores que **6,00 m** pero menores que **18,00 m**, el coeficiente sísmico usado para calcular la carga lateral actuante en un muro de sostenimiento en voladizo, puede ser modificado para tener en cuenta los efectos de la variación espacial de los movimientos del terreno detrás del muro, usando la siguiente expresión:

$$k_h = \alpha k_{h0} \quad (\text{A11.5.2-1})$$

Donde:

$$K_{h0} = \alpha k_{h0}$$

$\alpha$  factor de reducción de la aceleración con la altura del muro, para considerar la dispersión de la onda.

Para Sitio Clase **C, D** y **E**:

$$\alpha = 1 + h/30 (0.5 \beta - 1) \quad (\text{A11.5.2-2})$$

Donde:

$h$  altura del muro (m),

$$\beta = S_{D1}/k_{h0}$$

$S_{D1}$  Coeficiente de aceleración espectral de diseño a **1 seg.**, según la Tabla 3.10.4.1-1.

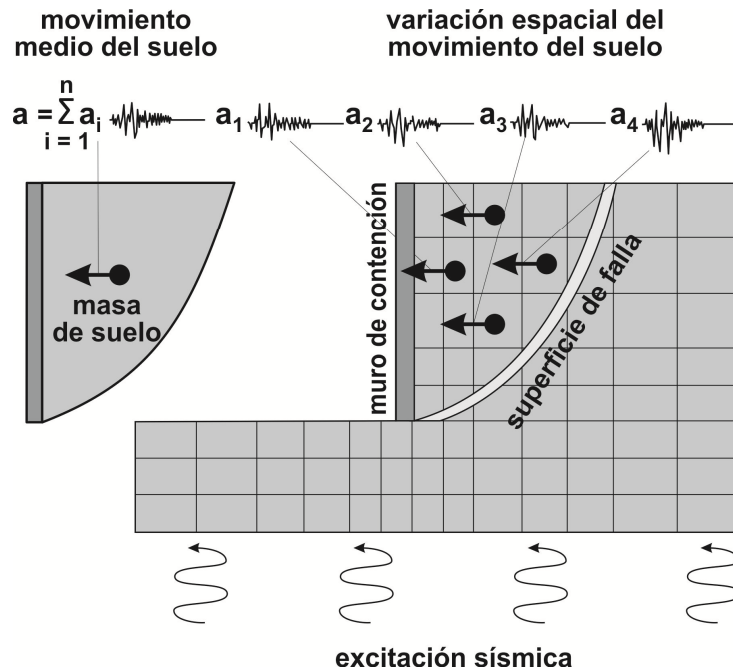
Para Sitios Clase **A** y **B** (roca suave y dura), note que  $k_{h0}$  es incrementado por un factor de **1,2** tal como se especifica en el Artículo 11.6.5.2.1. La Expresión A11.5.2-1, proporciona el valor de  $k_h$  si se considera sólo la dispersión de la onda y no el desplazamiento lateral del muro.

Para alturas de muro mayores que **18,00 m**, deben aplicarse estudios de diseño sísmico especiales, que incluyan modelos numéricos dinámicos. Estos estudios se requieren en vista de las potenciales consecuencias de falla de estos muros muy altos, así como las limitaciones en las metodologías simplificadas de dispersión de ondas.

La base para el factor de reducción en función de la altura antes descrito se relaciona con la respuesta de la masa de suelo detrás del muro de sostenimiento. La práctica habitual para seleccionar el coeficiente sísmico para el diseño del muro de sostenimiento, ha sido asumir una respuesta del suelo de cuerpo rígido para el relleno detrás de dicho muro. En esta aproximación el coeficiente sísmico horizontal ( $k_{ho}$ ) se asume igual al  $A_s$  cuando se evalúan las fuerzas laterales actuantes en una zona de falla de presión activa.

Mientras esta suposición puede ser razonable para alturas de muros de alrededor de **6,00 m.**, para muros más altos, la magnitud de la aceleración del suelo detrás del muro, variará espacialmente, tal como se muestra esquemáticamente en la Figura A11.5.2-1.

La naturaleza y variación de los movimientos del suelo dentro del muro es compleja y puede estar influenciada por la respuesta dinámica del sistema suelo-muro al movimiento sísmico de entrada. La distribución de aceleraciones dependerá de la altura del muro y, además de factores tales como las características de frecuencia del movimiento de entrada, el contraste de rigideces entre el relleno y el suelo de fundación, la rigidez global y las características de amortiguamiento del muro, y la pendiente del muro. Desde el punto de vista del diseño, el efecto neto de los movimientos del suelo variables espacialmente, puede representarse por un proceso de promedio en una zona potencial de presión activa, conduciendo a datos de historia en el tiempo de aceleración promedio y así a una aceleración promedio máxima o coeficiente sísmico, como se muestra en la Figura A11.5.2-1.



**Figura A11.5.2-1: Concepto de coeficiente sísmico medio**



Para evaluar este proceso, los resultados de una serie de estudios analíticos se documentan en NCHRP Report 611 (Anderson et al. 2008). Los estudios de análisis de dispersión de onda, asumiendo al suelo como un medio elástico usando diferentes alturas de la pendiente, con pendientes que van de casi vertical para muros bajos hasta significativamente achatados para muros altos, así como pendientes más típicas de terraplenes (**3H:1V**) y con un rango sísmico de historia en el tiempo. Las propiedades del conjunto usadas para este análisis fueron uniformes, en su totalidad y por ello no se consideró el efecto potencial del contraste de la impedancia entre diferentes materiales (por ejemplo, las propiedades del muro vs. las del suelo circundante). Los registros tiempo-historia de aceleraciones simularon formas espectrales representativas del Oeste de EEUU (**WUS**) y Centro y Este de EEUU (**CEUS**) y reflejaron diferentes magnitudes de terremotos y condiciones del sitio.

Otros análisis dependientes de la altura, con movimiento uni-dimensional (Schnaebel et al., 1972) también se realizaron para evaluar la influencia del comportamiento no lineal del suelo y los contrastes de rigideces entre el relleno y el suelo de fundación. Estos estudios también fueron calibrados con métodos de elementos finitos para **MSE** muros, documentados por Segrestin y Bastick (1988), lo que forma la base para la expresión de aceleración máxima promedio (como función de  $A_s$ ) dada en ediciones previas a la AASHTO 2012. Los resultados de estos estudios demuestran que el cociente entre el máximo coeficiente sísmico promedio ( $k_h$ ) y  $A_s$  (el factor  $\alpha$ ) depende principalmente de la altura del muro o la pendiente y de la forma del espectro de aceleración (el factor  $\beta$ ). El nivel de aceleración tiene un efecto menor.

Los análisis de desplazamiento del bloque deslizante fueron conducidos como parte del NCHRP reporte 611 (Anderson et al., 2008) usando una extensa base de datos de registros sísmicos. El objetivo de estos análisis fue establecer relaciones actualizadas entre el desplazamiento del muro ( $d$ ) y los siguientes tres términos: el cociente  $k_y/k_{h0}$ ,  $k_{h0}$  como se determina en el Artículo 11.6.5.2.1, y **PGV**. Dos amplios grupos de movimientos de suelos fueron usados para desarrollar estas expresiones, **CEUS** y **WUS**, como se muestra en la Figura A11.5.2-2 (Anderson et al., 2008). Los resultados de estos análisis pueden aplicarse en las siguientes expresiones para estimar la relación entre el desplazamiento del muro y las aceleraciones.

Para todos los sitios excepto roca en **CEUS** (Categorías **A** y **B**), el desplazamiento medio (**mm**) para una aceleración de fluencia dada puede ser estimado como:

$$\log \left( \frac{d}{25,4} \right) = -1,51 - 0,74 \log \left( \frac{k_v}{k_{h0}} \right) + 3,27 \log \left( \frac{1-k_y}{k_{h0}} \right) - 0,80 \log k_{h0} + 1,59 \log (PGV)$$

(A11.5.2-3)

Donde:

$k_y$  aceleración de fluencia.

Para sitios con roca en **CEUS** (Categorías **A** y **B**), el desplazamiento medio (**mm**) puede ser estimado como:

$$\log \left( \frac{d}{25,4} \right) = -1,31 - 0,93 \log \left( \frac{k_v}{k_{ho}} \right) + 4,52 \log \left( 1 - \frac{k_v}{k_{ho}} \right) - 0,46 \log k_{ho} + 1,12 \log (PGV)$$

(A11.5.2-4)

En las expresiones A11.5.2-3 y A11.5.2-4 es necesario estimar la velocidad pico del suelo (**PGV**) y la aceleración de fluencia ( **$k_y$** ). Los valores de **PGV** pueden determinarse usando la siguiente correlación entre **PGV** y las ordenadas espectrales de diseño a **1 seg.** ( **$S_{D1}$** ).

$$PGV(mm/seg) = 965 S_{D1} \quad (A11.5.2-5)$$

El desarrollo de la correlación **PGV- $S_{D1}$**  está basado en una simplificación de análisis de regresión conducidos sobre una extensa base de datos sísmicos establecida a partir de registros y acelerogramas sintéticos representativos de ambos, roca y suelo, para **WUS** y **CEUS**. El estudio se describe en NCHRP Reporte 611 (Anderson et al., 2008). Se encontró que la magnitud del terremoto no necesita ser explícitamente incluida en la correlación, ya que su efecto en **PGV** es captado por su influencia en el valor de  **$S_{D1}$** . La expresión está basada en la media de la simplificación del análisis de regresión.

Los valores de la aceleración de fluencia ( **$k_y$** ) pueden ser establecidos calculando el coeficiente sísmico para la estabilidad global, que resulta en una relación capacidad a demanda de **1 (C/D=1)**. Por ejemplo, para la estabilidad global muro/pendiente;  **$F_s=1.0$** . Para determinar la aceleración de fluencia puede usarse un programa convencional de estabilidad de la pendiente. Para estos análisis, deben usarse los parámetros totales de tensión (no drenada) del suelo en el análisis de la estabilidad. Ver la guía para el uso de la cohesión del suelo en análisis sísmicos en el Artículo 11.6.5.3 y comentarios.

Una vez que  **$k_y$**  es determinada, los efectos combinados de dispersión de onda y desplazamiento lateral del muro  **$d$**  sobre  **$k_h$** , se determinan como:

$$K_h = \alpha k_y \quad (A11.5.2-6)$$

### **A11.5.3. - Bray et al. (2010), y Bray y Travararou (2009)**

El método de Bray et al. (2010), y Bray y Travararou (2009), para estimar el valor de  **$k_h$**  aplicado a la masa del muro, considera tanto la dispersión de la onda

como la deformación lateral del muro. El método fue desarrollado usando 688 registros sísmicos y caracteriza el movimiento del suelo usando una aceleración espectral con **5 %** de amortiguamiento, la magnitud momento ***M***, como representación de la duración del movimiento, el período fundamental del muro, ***T<sub>s</sub>***, y la deformación lateral del muro admitida durante el movimiento. En este método, ***k<sub>h</sub>*** se determina como sigue:

$$k_h = \exp\left(\frac{-a+\sqrt{b}}{0,66}\right) \quad (\text{A11.5.3-1})$$

Donde:

$$a = 2,83 - 0,566 \ln(S_a)$$

$$b = a^2 - 1,33[\ln(d) + 1,10 - 3,04 \ln(S_a) + 0,244(\ln(S_a))^2 - 1,5T_s - 0,278(M - 7) - \varepsilon]$$

***S<sub>a</sub>*** el coeficiente de aceleración espectral para el espectro de respuesta del sitio con el **5 %** de amortiguamiento,

***d*** el máximo desplazamiento permitido para el muro, en **cm**,

***M*** la magnitud Momento del terremoto de diseño,

***T<sub>s</sub>*** el período fundamental del muro,

***ε*** la variable aleatoria con distribución normal, de media igual a cero y desviación estándar de **0,66**.

***ε*** debería ser igual a cero para estimar ***k<sub>h</sub>*** considerando que ***D<sub>a</sub>*** sea el desplazamiento medio. Para calcular el período fundamental del muro, ***T<sub>s</sub>***, se usa la siguiente expresión:

$$T_s = 4H'/V_s \quad (\text{A11.5.3-2})$$

Donde:

***H'*** es el **80 %** de la altura del muro, medida desde la parte inferior del talón del muro hasta la superficie del terreno inmediatamente por encima del talón (o la altura total del muro en la parte posterior de la zona de suelo reforzado para muros **MSE**),

***V<sub>s</sub>*** la velocidad de la onda de corte del suelo detrás del muro.

Note que ***V<sub>s</sub>*** y ***H'*** deben tener unidades consistentes. La velocidad de la onda de corte puede obtenerse de mediciones in-situ o mediante el uso de correlaciones para la resistencia de penetración standard (**SPT**) o la resistencia del cono (**q<sub>c</sub>**). Un ejemplo de estas correlaciones para relleno posterior granular se muestra en la expresión A11.5.3-3 (Imai y Tonouchi, 1982).

$$V_s = 107 N^{-0.314} \quad (\text{A11.5.3-3})$$

Donde:

**N** resistencia de penetración standard (**SPT**) del material de relleno, no corregida por la presión de sobrecarga, pero corregida por la eficiencia del martillo.

La aceleración espectral,  $S_a$ , se determina en un período degradado de **1,5  $T_s$**  del espectro de respuesta del sitio con el **5 %** de amortiguamiento (por ejemplo puede usarse el espectro determinado con el procedimiento general o utilizar el espectro de respuesta específico del sitio).

Para estimar el desplazamiento lateral del muro para un valor de aceleración dado, ver Bray et al. (2010) y Bray y Travarasrou (2009), para los detalles.





INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA

**INTI**



INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL

**CIRSOC**

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



República Argentina - Poder Ejecutivo Nacional  
1983/2023 - 40 AÑOS DE DEMOCRACIA

**Hoja Adicional de Firmas**  
**Informe gráfico**

**Número:**

**Referencia:** Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte Vi

---

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 94 pagina/s.