

# EUROCÓDIGOS

NORMA EUROPEA  
EXPERIMENTAL

UNE-ENV 1998-2  
Marzo 1998



## EUROCÓDIGO 8

DISPOSICIONES PARA  
EL PROYECTO DE  
ESTRUCTURAS  
SISMORRESISTENTES

PARTE 2: PUENTES



## **PREÁMBULO**

Esta publicación recoge en sus páginas la Norma Experimental UNE-ENV 1998-2:1998, que constituye la versión española de la correspondiente Norma Europea Experimental y contiene un conjunto de especificaciones técnicas no obligatorias relativas al proyecto de puentes en zonas sísmicas.

Su correcta comprensión precisa de la utilización conjunta de la misma y de otras normas experimentales que se citan a lo largo de su contenido.

Es conocido el hecho de que, en España, existe, por una parte, una reglamentación técnica que establece especificaciones a utilizar para el proyecto de puentes (o estructuras de ingeniería civil, en general) y, por otra, una regulación relativa a los proyectos de edificación en zonas sísmicas que, subsidiariamente, es de aplicación, también, a las obras de ingeniería civil.

Ambas constituyen disposiciones de obligado cumplimiento ("reglamentaciones técnicas"). La necesidad de garantizar, en la medida de lo posible, la seguridad de los usuarios de tales obras así como las exigencias derivadas de la contratación pública son, entre otras, las causas que motivan la existencia de tales reglamentaciones.

Las Instrucciones de hormigón EH-91 y EP-93, aprobadas por diferentes Reales Decretos, las relativas a acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera y de ferrocarril y el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes, aprobados por Órdenes del entonces Ministro de Obras Públicas, y la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94) configuran, entre otras, la reglamentación técnica (por tanto, obligatoria) sobre la materia.

Es más, está previsto que en la próxima Instrucción de Hormigón Estructural, que respondería a las siglas EHE-98 y es probable esté en vigor durante la existencia de esta UNE-ENV, exista un anexo sobre especificaciones especiales para estructuras de hormigón en zonas sísmicas que, naturalmente, sería de observancia obligatoria.

Todo lo anterior no es obstáculo para que las especificaciones técnicas contenidas en esta Norma Experimental UNE-ENV 1998-2:1998 deban ser conocidas, más aún, cuando, en un plazo no lejano, la posibilidad de su utilización quedará refrendada en el momento en que se apruebe, por el Gobierno, y se promulgue en el Boletín Oficial del Estado el correspondiente "Documento Nacional de Aplicación" para España.

La innegable importancia de esta Norma Experimental se deriva, sustancialmente, del hecho de que está llamada a constituir el punto de partida de una futura norma europea que contribuirá a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea.

La traducción de esta Norma Experimental, desde la versión original en inglés a su texto en español, ha sido realizada por el Subcomité 8 del Comité Técnico de Normalización 140 "Eurocódigos Estructurales" de AENOR.

**Manuel L. Martín Antón**

Subdirector General de Normativa y  
Estudios Técnicos y Análisis Económico

*Secretaría General Técnica*

MINISTERIO DE FOMENTO

Diciembre 1997



Marzo 1998

### TÍTULO

**EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes**

**Parte 2: Puentes**

*Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 2: Bridges.*

*Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes. Partie 2: Ponts.*

### CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1998-2 de diciembre 1994.

### OBSERVACIONES

En esta norma UNE-ENV se han incorporado las modificaciones a la Norma ENV 1998-2 recibidas mediante escrito de CEN de fecha 1995-01-11.

### ANTECEDENTES

Esta norma experimental ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos Estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.



ICS 91.120.20; 93.040

**Descriptores:** Ingeniería civil, edificación, estructuras, estructuras sismorresistentes, proyecto sismorresistente, puente, cálculo.

Versión en español

**EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto  
de estructuras sismorresistentes  
Parte 2: Puentes**

**Eurocode 8: Design provisions for  
earthquake resistance of structures.  
Part 2: Bridges.**

**Eurocode 8: Conception et dimensionnement  
des structures pour la résistance aux  
séismes. Partie 2: Ponts.**

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken  
gegen Erdbeben. Teil 2: Brücken.**

Esta Norma Europea Experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1994-06-03 como una norma experimental para su aplicación provisional. El período de validez de esta Norma ENV está limitado inicialmente a tres años. Pasados dos años, los miembros de CEN enviarán sus comentarios, en particular sobre la posible conversión de la Norma ENV en Norma Europea (EN).

Los miembros de CEN deberán anunciar la existencia de esta Norma ENV utilizando el mismo procedimiento que para una Norma EN y hacer que esta Norma ENV esté disponible rápidamente y en la forma apropiada a nivel nacional. Se permite mantener (en paralelo con la Norma ENV) las normas nacionales que estén en contradicción con la Norma ENV hasta que se adopte la decisión final sobre la posible conversión de la Norma ENV en Norma EN.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, Suecia y Suiza.

**CEN**  
**COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN**  
European Committee for Standardization  
Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
**SECRETARÍA CENTRAL: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles**





## ÍNDICE

	Página
<b>ANTECEDENTES</b> . . . . .	<b>13</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN</b> . . . . .	<b>16</b>
1.1 Objeto y campo de aplicación . . . . .	16
1.2 Hipótesis, unidades y símbolos . . . . .	16
1.3 Normas de referencia . . . . .	17
1.4 Diferenciación entre Principios y Reglas de Aplicación . . . . .	17
1.5 Definiciones . . . . .	18
<b>2 REQUISITOS FUNDAMENTALES Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD</b> . . . . .	<b>19</b>
2.1 Evento sísmico de proyecto . . . . .	19
2.2 Requisitos fundamentales . . . . .	19
2.2.1 Requisito de ausencia de colapso (estado límite último) . . . . .	19
2.2.2 Minimización del daño (estado límite de servicio) . . . . .	20
2.3 Criterios de conformidad . . . . .	20
2.3.1 Generalidades . . . . .	20
2.3.2 Comportamiento sísmico previsto . . . . .	20
2.3.2.1 Comportamiento dúctil . . . . .	21
2.3.2.2 Comportamiento esencialmente elástico o de ductilidad limitada . . . . .	21
2.3.3 Comprobaciones de resistencia . . . . .	21
2.3.4 Proyecto según capacidad resistente . . . . .	22
2.3.5 Modos de conseguir ductilidad . . . . .	22
2.3.5.1 Requisitos generales . . . . .	22
2.3.5.2 Ductilidad global (estructural) . . . . .	22
2.3.5.3 Ductilidad local en las rótulas plásticas . . . . .	23
2.3.5.4 Comprobación de la ductilidad . . . . .	23
2.3.6 Uniones. Control de los desplazamientos. Tratamiento de detalles . . . . .	24
2.3.6.1 Desplazamiento sísmico de proyecto. Rigidez efectiva . . . . .	24
2.3.6.2 Uniones . . . . .	25
2.3.6.3 Control de desplazamientos. Proyecto de detalles . . . . .	25
2.3.7 Criterios simplificados . . . . .	26
2.4 Proyecto conceptual . . . . .	26
<b>3 ACCIÓN SÍSMICA</b> . . . . .	<b>28</b>
3.1 Definición de la acción sísmica . . . . .	28
3.1.1 Generalidades . . . . .	28
3.1.2 Aspectos sismológicos . . . . .	28
3.1.3 Aplicación de las componentes del movimiento . . . . .	28
3.2 Caracterización del movimiento en un punto . . . . .	28
3.2.1 Generalidades . . . . .	28
3.2.2 Cuantificación de una componente . . . . .	29
3.2.2.1 Referencia al EC 8 - Parte 1 . . . . .	29
3.2.2.2 Espectro elástico de respuesta según el emplazamiento . . . . .	29
3.2.2.3 Espectro de potencia según el emplazamiento . . . . .	29

	Página
3.2.2.4 Representación mediante serie temporal . . . . .	30
3.2.2.5 Espectro de proyecto según el emplazamiento, para cálculo lineal . . . . .	30
3.2.3 Modelo con seis componentes . . . . .	30
3.2.3.1 Generalidades . . . . .	30
3.2.3.2 Separación de las componentes de la acción sísmica . . . . .	30
3.3 Caracterización de la variabilidad espacial . . . . .	30
<b>4 CÁLCULO . . . . .</b>	<b>31</b>
4.1 Modelización . . . . .	31
4.1.1 Grados de libertad dinámicos . . . . .	31
4.1.2 Masas . . . . .	31
4.1.3 Rigidez elemental . . . . .	31
4.1.4 Modelización del suelo . . . . .	31
4.1.5 Efectos de torsión . . . . .	32
4.1.6 Factores de comportamiento para análisis lineal . . . . .	33
4.1.7 Componente vertical de la acción sísmica . . . . .	34
4.2 Métodos de cálculo . . . . .	35
4.2.1 Cálculo dinámico lineal. Método del espectro de respuesta . . . . .	35
4.2.1.1 Definición, campo de aplicación . . . . .	35
4.2.1.2 Modos significativos . . . . .	35
4.2.1.3 Combinación de respuestas modales . . . . .	35
4.2.1.4 Combinación de las componentes de la acción sísmica . . . . .	36
4.2.2 Método del modo fundamental . . . . .	37
4.2.2.1 Definición . . . . .	37
4.2.2.2 Campo de aplicación . . . . .	37
4.2.2.3 Modelo de tablero rígido . . . . .	37
4.2.2.4 Modelo de tablero flexible . . . . .	38
4.2.2.5 Efectos de torsión en la dirección transversal . . . . .	39
4.2.2.6 Modelo de pila única . . . . .	39
4.2.3 Métodos lineales alternativos . . . . .	39
4.2.3.1 Cálculo con espectros de potencia . . . . .	39
4.2.3.2 Cálculo con series temporales . . . . .	40
4.2.3.3 Criterios de aplicabilidad de los resultados . . . . .	40
4.2.4 Cálculo no lineal en el dominio del tiempo . . . . .	40
<b>5 COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA . . . . .</b>	<b>40</b>
5.1 Generalidades . . . . .	40
5.2 Resistencia de proyecto . . . . .	40
5.3 Efectos de Proyecto según capacidad resistente . . . . .	41
5.4 Efectos de segundo orden . . . . .	42
5.5 Combinación sísmica de proyecto . . . . .	43
5.6 Comprobación de la resistencia en secciones de hormigón . . . . .	43
5.6.1 Efectos de proyecto . . . . .	43
5.6.2 Estructura de ductilidad limitada . . . . .	43
5.6.3 Estructuras dúctiles . . . . .	44

	Página
5.6.3.1 Resistencia a flexión de las rótulas plásticas . . . . .	44
5.6.3.2 Resistencia a flexión de las secciones exteriores a las rótulas plásticas . . . . .	44
5.6.3.3 Resistencia a esfuerzo cortante de elementos exteriores a las rótulas plásticas . . . . .	44
5.6.3.4 Resistencia al esfuerzo cortante de las rótulas plásticas . . . . .	45
5.7 Comprobación de la resistencia en elementos de acero o mixtos . . . . .	46
5.7.1 Pilas . . . . .	46
5.7.2 Tablero . . . . .	46
5.8 Cimentaciones . . . . .	46
5.8.1 Generalidades . . . . .	46
5.8.2 Efectos de las acciones de proyecto . . . . .	46
5.8.3 Comprobación de la resistencia . . . . .	47
6 REGLAS PARA DETALLES ESPECÍFICOS . . . . .	47
6.1 Campo de aplicación . . . . .	47
6.2 Pilas de hormigón . . . . .	47
6.2.1 Confinamiento . . . . .	47
6.2.1.1 Secciones rectangulares . . . . .	48
6.2.1.2 Secciones circulares . . . . .	48
6.2.1.3 Armadura necesaria de confinamiento . . . . .	48
6.2.1.4 Tamaño del confinamiento. Longitud de las rótulas plásticas potenciales . . . . .	51
6.2.2 Pandeo de la armadura longitudinal a compresión . . . . .	51
6.2.3 Reglas adicionales . . . . .	51
6.3 Pilas de acero . . . . .	52
6.4 Cimentaciones . . . . .	52
6.4.1 Estructuras con cimentación directa . . . . .	52
6.4.2 Cimentaciones sobre pilotes . . . . .	52
6.5 Estructuras de comportamiento dúctil limitado . . . . .	52
6.6 Aparatos de apoyo y enlaces sísmicos . . . . .	53
6.6.1 Requisitos generales . . . . .	53
6.6.2 Aparatos de apoyo . . . . .	53
6.6.2.1 Aparatos de apoyo fijos . . . . .	53
6.6.2.2 Aparatos de apoyo móviles . . . . .	54
6.6.2.3 Aparatos de apoyo elastoméricos . . . . .	54
6.6.3 Enlaces sísmicos . . . . .	54
6.6.4 Longitudes mínimas de entrega en apoyos . . . . .	55
6.7 Muros de contención y estribos de hormigón . . . . .	56
6.7.1 Requisitos generales . . . . .	56
6.7.2 Unión flexible entre estribos y tablero . . . . .	57
6.7.3 Estribos rígidamente conectados al tablero . . . . .	57
6.7.4 Muros de contención . . . . .	58
7 PUENTES CON DISPOSITIVOS AISLANTES . . . . .	58
7.1 Campo de aplicación . . . . .	58

	Página
7.2	Acción sísmica de proyecto . . . . . 58
7.2.1	Espectro de proyecto . . . . . 58
7.2.2	Representación mediante registros temporales . . . . . 58
7.3	Métodos de cálculo . . . . . 59
7.3.1	Aislamiento total o parcial . . . . . 59
7.3.2	Método del modo fundamental . . . . . 59
7.3.3	Cálculo con espectros de respuesta . . . . . 59
7.3.4	Procedimiento para cálculo con espectros de respuesta . . . . . 59
7.3.5	Análisis con registros temporales . . . . . 60
7.4	Modelización . . . . . 60
7.4.1	Sistema de aislamiento . . . . . 60
7.4.2	Estructura del puente . . . . . 60
7.5	Comprobación . . . . . 60
7.5.1	Estructura del puente . . . . . 60
7.5.1.1	Aislamiento total . . . . . 60
7.5.1.2	Aislamiento parcial . . . . . 61
7.5.2	Sistema de aislamiento . . . . . 61
7.5.2.1	Requisitos generales . . . . . 61
7.5.2.2	Desplazamiento de proyecto para los aparatos aislantes . . . . . 61
7.5.2.3	Desplazamiento total de proyecto . . . . . 62
7.5.2.4	Estabilidad ante cargas verticales . . . . . 62
7.5.2.5	Vuelco . . . . . 62
7.5.2.6	Huelgos . . . . . 62
7.6	Aparatos de apoyo elastoméricos . . . . . 62
7.6.1	Requisitos generales . . . . . 62
7.6.2	Deformación tangencial total de proyecto . . . . . 63
7.6.2.1	Componentes de la deformación tangencial . . . . . 63
7.6.2.2	Deformación tangencial debida a la compresión . . . . . 63
7.6.2.3	Deformación tangencial debida al desplazamiento . . . . . 64
7.6.2.4	Deformación tangencial debida a los giros . . . . . 64
7.6.3	Criterios de proyecto para aparatos de apoyo elastoméricos normales . . . . . 65
7.6.3.1	Deformaciones tangenciales máximas . . . . . 65
7.6.3.2	Estabilidad . . . . . 65
7.6.3.3	Fijación de los aparatos de apoyo . . . . . 66
7.6.3.4	Huelgos . . . . . 66
7.6.4	Criterios de proyecto para aparatos de apoyo elastoméricos especiales . . . 66
8	PUENTES ESPECIALES . . . . . 66
8.1	Introducción . . . . . 66
8.2	Selección del comportamiento sísmico deseado . . . . . 67
8.2.1	Comportamiento elástico . . . . . 67
8.2.2	Comportamiento dúctil . . . . . 67
8.2.2.1	Generalidades . . . . . 67
8.2.2.2	Esfuerzos axiales elevados . . . . . 67

	<b>Página</b>
<b>8.2.2.3</b> <b>Plastificación progresiva de las pilas</b> . . . . .	<b>67</b>
<b>8.3</b> <b>Evitación de modos de rotura frágil</b> . . . . .	<b>67</b>
 <b>ANEXOS</b>	
<b>ANEXO A (Informativo)    EVENTO SÍSMICO DE PROYECTO Y    RECOMENDACIONES PARA SU SELECCIÓN    DURANTE LA FASE CONSTRUCTIVA</b> . . . . .	   <b>69</b>
<b>A.1</b> <b>Evento sísmico de proyecto</b> . . . . .	<b>69</b>
<b>A.2</b> <b>Evento sísmico de proyecto para la fase constructiva</b> . . . . .	<b>69</b>
 <b>ANEXO B (Informativo)    RELACIÓN ENTRE LAS DUCTILIDADES EN    DESPLAZAMIENTOS Y EN CURVATURAS DE    RÓTULAS PLÁSTICAS EN PILAS DE HORMIGÓN</b> . . . .	   <b>70</b>
 <b>ANEXO C (Informativo)    ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ EFECTIVA DE    PIEZAS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO</b> . . . . .	   <b>71</b>
<b>C.1</b> <b>Generalidades</b> . . . . .	<b>71</b>
<b>C.2</b> <b>Método 1</b> . . . . .	<b>71</b>
<b>C.3</b> <b>Método 2</b> . . . . .	<b>71</b>
 <b>ANEXO D (Informativo)    VARIABILIDAD ESPACIAL Y COMPONENTES    DE GIRO DEL MOVIMIENTO SÍSMICO</b> . . . . .	   <b>73</b>
<b>D.1</b> <b>Generalidades</b> . . . . .	<b>73</b>
<b>D.2</b> <b>Variabilidad del movimiento sísmico</b> . . . . .	<b>73</b>
<b>D.2.1</b> <b>Introducción</b> . . . . .	<b>73</b>
<b>D.2.2</b> <b>Propagación de ondas</b> . . . . .	<b>73</b>
<b>D.2.3</b> <b>Modelo simplificado</b> . . . . .	<b>74</b>
<b>D.2.3.1</b> <b>Fundamentos</b> . . . . .	<b>74</b>
<b>D.2.3.2</b> <b>Espectros de respuesta</b> . . . . .	<b>75</b>
<b>D.2.3.3</b> <b>Espectros de potencia</b> . . . . .	<b>76</b>
<b>D.2.3.4</b> <b>Representación mediante registros temporales</b> . . . . .	<b>76</b>
<b>D.2.4</b> <b>Modelo de desplazamientos estáticos relativos</b> . . . . .	<b>77</b>
<b>D.2.4.1</b> <b>Generalidades</b> . . . . .	<b>77</b>
<b>D.2.4.2</b> <b>Desplazamientos estáticos relativos</b> . . . . .	<b>77</b>
<b>D.2.4.3</b> <b>Efectos de las acciones de proyecto</b> . . . . .	<b>77</b>
<b>D.3</b> <b>Componentes de rotación</b> . . . . .	<b>77</b>
<b>D.3.1</b> <b>Introducción</b> . . . . .	<b>77</b>
<b>D.3.2</b> <b>Propagación de ondas</b> . . . . .	<b>78</b>
<b>D.3.3</b> <b>Espectros de respuesta</b> . . . . .	<b>79</b>
<b>D.3.4</b> <b>Espectros de potencia</b> . . . . .	<b>79</b>
<b>D.3.5</b> <b>Representación mediante registros temporales</b> . . . . .	<b>80</b>
 <b>ANEXO E (Normativo)    CONJUNTO DE ACELEROGRAMAS PARA    ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b> . . . . .	   <b>81</b>
<b>E.1</b> <b>Introducción</b> . . . . .	<b>81</b>
<b>E.2</b> <b>Acelerogramas artificiales</b> . . . . .	<b>81</b>

	<b>Página</b>
<b>E.3</b> <b>Acelerogramas reales . . . . .</b>	<b>81</b>
<b>E.4</b> <b>Validación de conjuntos de acelerogramas . . . . .</b>	<b>82</b>
<b>E.5</b> <b>Número de acelerogramas a usar en el cálculo . . . . .</b>	<b>82</b>
<b>ANEXO F (Normativo) MASA AÑADIDA DEL AGUA ARRASTRADA POR PILAS SUMERGIDAS . . . . .</b>	<b>83</b>
<b>ANEXO G (Normativo) CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE PROYECTO SEGÚN CAPACIDAD . . . . .</b>	<b>84</b>
<b>G.1</b> <b>Procedimiento general . . . . .</b>	<b>84</b>
<b>G.2</b> <b>Simplificaciones . . . . .</b>	<b>84</b>
<b>ANEXO H (Normativo) DUCTILIDAD DE PUENTES ESPECIALES . . . . .</b>	<b>85</b>
<b>H.1</b> <b>Influencia de esfuerzos axiles elevados (en pilas de hormigón armado) . . . . .</b>	<b>85</b>
<b>H.2</b> <b>Plastificación progresiva de las pilas . . . . .</b>	<b>85</b>
<b>H.2.1</b> <b>Plastificación simultánea y progresiva . . . . .</b>	<b>85</b>
<b>H.2.2</b> <b>Plastificación progresiva en dirección longitudinal . . . . .</b>	<b>86</b>
<b>H.2.3</b> <b>Plastificación progresiva en dirección transversal . . . . .</b>	<b>86</b>
<b>ANEXO J (Normativo) ENSAYOS EN PROTOTIPOS DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO . . . . .</b>	<b>87</b>
<b>J.1</b> <b>Campo de aplicación . . . . .</b>	<b>87</b>
<b>J.2</b> <b>Registros . . . . .</b>	<b>87</b>
<b>J.3</b> <b>Secuencia de ciclos . . . . .</b>	<b>87</b>
<b>J.4</b> <b>Elementos que dependen de la velocidad de carga . . . . .</b>	<b>88</b>
<b>J.5</b> <b>Elementos que dependen de carga bilateral . . . . .</b>	<b>88</b>
<b>J.6</b> <b>Ensayo estático a desplazamiento total de proyecto . . . . .</b>	<b>88</b>
<b>J.7</b> <b>Determinación de las características carga-desplazamiento . . . . .</b>	<b>88</b>
<b>J.8</b> <b>Adecuación del sistema . . . . .</b>	<b>89</b>
<b>J.9</b> <b>Propiedades de proyecto del sistema de aislamiento . . . . .</b>	<b>89</b>
<b>J.9.1</b> <b>Rigidez efectiva . . . . .</b>	<b>89</b>
<b>J.9.2</b> <b>Amortiguamiento efectivo . . . . .</b>	<b>90</b>
<b>J.10</b> <b>Influencia de otros factores . . . . .</b>	<b>90</b>
<b>J.10.1</b> <b>Temperatura . . . . .</b>	<b>90</b>
<b>J.10.2</b> <b>Envejecimiento . . . . .</b>	<b>90</b>
<b>J.10.3</b> <b>Historia de carga . . . . .</b>	<b>90</b>

## ANTECEDENTES

### Objetivos de los Eurocódigos

- (1) Los "Eurocódigos Estructurales" son un grupo de normas para el proyecto estructural y geotécnico de los edificios y de las obras de ingeniería civil.
- (2) Estos Eurocódigos cubren la ejecución y el control solamente en cuanto sea necesario para indicar la calidad de los productos de construcción, y los niveles de calidad de mano de obra requeridos para cumplir con las hipótesis de las reglas de proyecto.
- (3) Hasta tanto esté disponible el necesario conjunto armonizado de especificaciones técnicas relativas a los productos y a los métodos de comprobación de su comportamiento, los Eurocódigos Estructurales cubren algunos de estos aspectos en anexos informativos.

### Historial del Programa Eurocódigo

- (4) La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo para establecer un conjunto armónico de normas técnicas para el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil que inicialmente servirían como alternativa a las diferentes normas vigentes en los diversos Estados miembros y finalmente las reemplazarían. Estas normas técnicas se han llegado a conocer como "Eurocódigos Estructurales".
- (5) En 1990, tras consultar a sus respectivos Estados miembros, la CCE transfirió el trabajo del desarrollo posterior, emisión y actualización de los Eurocódigos Estructurales al CEN, y la Secretaría de la EFTA acordó apoyar económicamente el trabajo de CEN.
- (6) El Comité Técnico de CEN, CEN/TC 250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

### El Programa Eurocódigo

- (7) Se trabaja sobre los siguientes Eurocódigos Estructurales, cada uno de los cuales consta generalmente de varias partes:

EN 1991	Eurocódigo 1:	Bases de proyecto de estructuras y acciones sobre las estructuras.
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón.
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero.
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas (hormigón y acero).
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera.
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábricas.
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico.
EN 1998	Eurocódigo 8:	Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aleaciones de aluminio.
- (8) Se han creado diferentes Subcomités por el CEN/TC 250 para los diferentes Eurocódigos relacionados anteriormente.
- (9) Esta Parte del Eurocódigo 8 se publica como una norma europea experimental (ENV) con una validez inicial de tres años.
- (10) La pretensión de esta norma experimental es su aplicación experimental y la remisión de comentarios.
- (11) Después de aproximadamente dos años, los miembros de CEN serán invitados a remitir formalmente sus comentarios, los cuales se tendrán en cuenta para determinar las acciones futuras.

- (12) Mientras tanto, la información y los comentarios sobre esta norma experimental deberán enviarse a la Secretaría del CEN/TC 250/SC8 a la siguiente dirección:

IPQ c/o LNEC  
Avenida do Brasil 101  
P - 1799 LISBOA Codex  
PORTUGAL

o al Organismo Nacional de Normalización correspondiente.

NOTA NACIONAL – El Organismo Nacional de Normalización en España:

AENOR  
Génova, 6  
28004 MADRID  
Teléfono: 91-4326000  
Fax: 91-3104976

### **Documentos Nacionales de Aplicación (DNA)**

- (13) A la vista de las responsabilidades de las autoridades de los países miembros en temas como seguridad, sanidad y otros cubiertos por los requisitos esenciales de la Directiva de Productos de Construcción (DPC), en esta ENV se han asignado a algunos elementos de seguridad valores indicativos, identificados por | □ | ("valores en recuadro"). Se espera que las autoridades de cada país miembro revisen los "valores entre corchetes" de estos elementos de seguridad que pueden sustituirlos por valores alternativos definitivos de aplicación nacional.
- (14) Algunas de las normas armonizadas europeas puede que no estén disponibles en el momento en que sea emitida esta norma experimental. Por esta razón se anticipa que por cada país miembro o por su Organización de Normalización se redactará un Documento Nacional de Aplicación (DNA) en el que por un lado constarán los valores alternativos asignados definitivamente a los elementos de seguridad, y por otro, se hará referencia a las normas compatibles y se proporcionará una guía para la aplicación nacional de esta norma experimental.
- (15) Se pretende que esta norma experimental sea utilizada conjuntamente con el DNA del país en el que se localizan las obras de edificación o de ingeniería civil.

### **Temas específicos a esta Norma Experimental**

- (16) El objeto del Eurocódigo 8 se define en el apartado 1.1.1 de la Parte 1-1 del Eurocódigo 8 y el de esta Parte se define aquí en el apartado 1.1. Se indican otras partes previstas del Eurocódigo 8 en el apartado 1.1.3 de la Parte 1-1.
- (17) Esta Norma Experimental ha sido desarrollada siguiendo los Procedimientos CEN a partir de un primer (1990) borrador titulado "EC8 Parte 2 Puentes" que se había redactado bajo los auspicios de la CEE.
- (18) Al usar la Norma Experimental debe dedicarse particular atención a las hipótesis contenidas en el apartado 1.3 de la Parte 1-1.
- (19) Debe observarse que esta Parte debe utilizarse conjuntamente con la Parte 1-1 y como complemento al resto de los otros Eurocódigos relevantes.
- (20) Aunque se han seguido básicamente las especificaciones para la acción sísmica presentadas en la Parte 1-1, se consideró preciso realizar algunos ajustes y modificaciones que tuvieran en cuenta las particularidades de los puentes y, especialmente, la considerable distancia entre los apoyos de la estructura del puente y su longitud total.



(21) En algunos casos esta Norma Experimental permite posibilidades alternativas.

- La posibilidad de seleccionar un comportamiento del puente dúctil o de ductilidad limitada es una alternativa ofrecida por la mayoría de las Normas y, de hecho, inherente en todas las Partes del Eurocódigo 8.
- Los distintos modelos que pueden usarse para representar la acción sísmica son necesarios para cubrir todos los casos que es posible encontrar en el amplio campo del Proyecto sísmico de puentes.
- Los diferentes métodos de cálculo reflejan el grado de exactitud necesario en el proyecto según el tipo específico de puente.

En el texto de esta Norma Experimental y con una extensión limitada se presentan Criterios y/o recomendaciones para seleccionar la posibilidad más apropiada entre las anteriores.

Por otro lado los Documentos Nacionales de Aplicación (DNA) pueden ser más precisos en la aplicabilidad de cada posibilidad y las Autoridades encargadas de las Contrataciones (los puentes son obras públicas, sujetos por tanto a aspectos contractuales particulares) pueden evidentemente especificar la posibilidad que consideren más apropiada para el caso en cuestión.

(22) Esta Norma Experimental incluye cinco anexos normativos y cuatro informativos.

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

- (1)P En el marco de los requisitos generales establecidos en la Parte 1-1, este elemento de la Norma contiene Principios de Proyecto, Criterios y Reglas de Aplicación al proyecto sismorresistente de puentes.
- (2)P La Norma cubre el proyecto sísmico de puentes en los que las acciones horizontales son resistidas principalmente en los estribos o mediante flexión de las pilas, es decir, puentes compuestos por sistemas de pilas verticales o casi verticales soportando el tablero destinado al tráfico. También puede aplicarse a otros tipos como puentes en arco, pórticos, atirantados, etc. (véase el capítulo 8, Puentes especiales).
- (3)P No se puede considerar que las indicaciones contenidas en esta Norma cubran por completo los casos de puentes colgantes, móviles o con configuraciones extremas (por ejemplo, puentes muy esviados o puentes con gran curvatura en horizontal).

Tampoco están incluidos en el ámbito de aplicación de esta Norma los puentes de madera o los puentes flotantes.

- (4)P Para los casos extremos precitados deben adoptarse métodos suficientemente conservadores basados principalmente en principios de proyecto según capacidad, con objeto de cubrir las peculiaridades de cada caso y evitar la aparición de modos de rotura frágil.
- (5)P Finalmente, esta parte del EC8, incluye un capítulo sobre aislamiento sísmico con recomendaciones relativas a la aplicación de este método en la protección sísmica.

### 1.2 Hipótesis, unidades y símbolos

- (1)P Son de aplicación las recomendaciones incluidas en la Parte 1-1. Sin embargo en el apartado 1.2.1 que sigue, se incluyen algunos símbolos de uso frecuente en la Parte 2.

#### 1.2.1 Símbolos específicos de la Parte 2

$\gamma_x$	factor de amplificación de efectos para el proyecto de dispositivos de aislamiento
$\gamma_o$	factor de sobrerresistencia (relativo al proyecto según capacidad)
$\eta$	factor de reducción por amortiguamiento
$\eta_K$	esfuerzo axil reducido = $N_{Ed}/(A_c f_{ck})$
$\mu_c$	ductilidad en curvaturas
$\mu_d$	ductilidad en desplazamientos
$\mu_\varphi$	ductilidad en rotaciones
$\xi$	índice de amortiguamiento viscoso en %
$\xi'$	índice de amortiguamiento viscoso (en tanto por uno) = $\xi/100$
$\xi_I$	amortiguamiento efectivo en sistemas aislantes
$\varphi$	ángulo de esviaje (puentes esviados)
$\omega_{wd}$	cuantía mecánica de armadura (define la armadura de confinamiento)
$A_c$	área bruta de hormigón en una sección
$A_{cc}$	área del núcleo de hormigón confinado
$A_E$	acción sísmica
$c_p$	celeridad de propagación de las ondas de compresión (P)
$C_u$	curvatura última
$C_y$	curvatura de límite elástico

$d_E$	desplazamiento sísmico de proyecto (debido únicamente a la acción sísmica)
$d_{Ed}$	desplazamiento total de proyecto en condiciones sísmicas
$d_{Ee}$	desplazamiento sísmico calculado mediante análisis lineal
$d_{eg}$	desplazamiento sísmico efectivo debido a desplazamientos diferenciales del suelo
$d_{es}$	desplazamiento sísmico efectivo de los soportes debido a la deformación de la estructura
$d_{Ex}$	desplazamiento sísmico de proyecto en la interfaz del aislamiento
$d_{Exd}$	desplazamiento total de proyecto en la interfaz de aislamiento en condiciones sísmicas
$d_g$	desplazamiento pico del terreno
$d_G$	desplazamiento provocado por los efectos a largo plazo de las acciones permanentes y cuasi-permanentes
$E$	efecto de la acción sísmica
$E_d$	valor de proyecto de una acción en condiciones sísmicas
$F_C$	efecto de proyecto según capacidad
$F_{Rd}$	fuerza de proyecto resistente a la acción sísmica
$J_{eff}$	momento de inercia efectivo de una pila
$k_{eff}$	rigidez efectiva de un aislador
$l_{ov}$	longitud mínima de solape en el apoyo (entrega)
$m_a$	masa añadida equivalente al agua exterior arrastrada por el movimiento de una pila sumergida
$M_o$	sobrerresistencia a flexión de una rótula plástica
$M_t$	acción sísmica de torsión
$N_{Ed}$	esfuerzo axial correspondiente a la combinación sísmica de proyecto
$S$	espectro de respuesta elástico o de proyecto dependiente del emplazamiento (aceleración)
$S_a$	espectro de respuesta medio según el emplazamiento
$S_d$	aceleración espectral de proyecto para el cálculo lineal de estructuras dúctiles
$S_e$	espectro elástico de respuesta dependiente del emplazamiento (aceleración)
$t_d$	vida de proyecto de la estructura
$t_r$	período de retorno del evento sísmico
$T_I$	período fundamental de una estructura aislada

### 1.3 Normas de Referencia

- (1)P La Parte 2 del Eurocódigo 8 forma parte íntegramente de dicho Eurocódigo y en consecuencia su contenido (aunque presentado en forma más directa y pragmática para ir de lo general a lo específico) es compatible con, y reflejan los principios contenidos en la Parte 1-1.: "Reglas generales. Acciones sísmicas y requisitos generales para las estructuras", del EC8.
- (2)P Además está estrechamente relacionado y es compatible con otras Partes relevantes del EC8, como son las recomendaciones respecto a materiales de la Parte 1-3, y las relativas a cimientos y aspectos geotécnicos de la Parte 5. A menos que se indique específicamente lo contrario, las recomendaciones relevantes de aquellas Partes son aplicables a esta Norma.
- (3)P De acuerdo con las reglas que rigen el EC8 completo, al aplicar esta Parte debe hacerse referencia a los otros Eurocódigos y sus suplementos sobre puentes.

### 1.4 Diferenciación entre Principios y Reglas de Aplicación

- (1)P Según el carácter de cada cláusula en este Eurocódigo se distingue entre Principios y Reglas de Aplicación.

(2)P Los Principios son:

- Afirmaciones generales y definiciones para las que no hay alternativa.
- Requisitos y modelos analíticos para los que no se permiten alternativas a menos que se indique explícitamente.

(3)P Las Reglas de Aplicación son normas de buena práctica que siguen los Principios y cumplen sus requisitos.

(4)P Es admisible el uso de Reglas de proyecto alternativas que difieran de las Reglas de Aplicación contenidas en el Eurocódigo 8 siempre que se demuestre que sean acordes con los Principios relevantes y equivalgan al menos a las allí presentadas en lo relativo a la seguridad y capacidad de servicio alcanzadas.

(5)P Los principios se identifican mediante la colocación de la letra P a continuación del número del párrafo.

## 1.5 Definiciones

(1)P Se indica a continuación el significado preciso de algunos conceptos utilizados en la Parte 2.

Proyecto según Capacidad Resistente o brevemente Proyecto según Capacidad: Método de proyecto para estructuras de comportamiento dúctil que asegura la jerarquización de la resistencia de los diferentes componentes estructurales necesaria para llegar a una distribución de rótulas plásticas escogida y evitar los modos de rotura frágil.

Aislamiento sísmico: Incorporación de dispositivos aislantes especiales a estructuras de puentes con objeto de reducir la respuesta sísmica.

Variabilidad espacial: La variabilidad espacial de la acción sísmica significa que el movimiento en los diferentes soportes del puentes es distinto y, en consecuencia, la definición de la citada acción no puede basarse en la caracterización usual del movimiento en un solo punto.

Comportamiento sísmico: Es el comportamiento de un punto bajo el sismo de proyecto que, según las características de las relaciones globales carga-desplazamiento de la estructura, puede ser bien dúctil o bien de ductilidad limitada / esencialmente elástico.

Enlaces sísmicos: Coacciones a través de las cuales se transmite toda o parte de la acción sísmica. Cuando se usan en combinación con los apoyos suelen disponerse con huelgos adecuados para que se activen tan sólo cuando se superen los desplazamientos sísmicos de proyecto.

Entrega mínima: Es una medida de seguridad en forma de una mínima distancia entre la parte interna del elemento que apoya y el borde extremo de la pieza soporte. La entrega mínima se dispone para asegurar que la función del apoyo se mantiene en condiciones extremas de desplazamiento sísmico.

Desplazamiento sísmico de proyecto: Es el desplazamiento inducido por las acciones sísmicas de proyecto.

Desplazamiento total de proyecto en condiciones sísmicas: Es el desplazamiento usado para determinar los huelgos adecuados para la protección de elementos principales o críticos de la estructura. Incluye el desplazamiento sísmico de proyecto, el debido a los efectos a largo plazo de las acciones permanentes o cuasi-permanentes y una adecuada proporción de los desplazamientos debidos a movimientos térmicos.

Apoyos elastoméricos especiales: Son apoyos elastoméricos laminados diseñados para el aislamiento sísmico de puentes y acordes con los ensayos descritos en el anexo J.

## 2 REQUISITOS FUNDAMENTALES Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD

### 2.1 Evento sísmico de proyecto

- (1)P La filosofía de proyecto de esta Norma, relativa a la resistencia sísmica de los puentes, se basa en el requisito general de que tras el evento sísmico de proyecto, se puedan mantener las comunicaciones de emergencia con una fiabilidad apropiada.
- (2) Las fiabilidades a alcanzar se eligen según el apartado 2.1 (2) de la Parte 1-1 (véase también el anexo A de este Parte).
- (3) La selección de la fiabilidad objetivo, en ausencia de un análisis estadístico fiable de datos sísmicos, puede obtenerse multiplicando la acción sísmica de proyecto por un factor de importancia  $\gamma_I$  que adopte los siguientes valores:

Importancia del puente	Factor de importancia $\gamma_I$
Superior a la media	1,30
Media	1,00
Inferior a la media	0,70

- (4) A la categoría "puentes de importancia superior a la media" pertenecen los puentes de importancia crítica para el mantenimiento de las comunicaciones, tras un desastre, puentes cuyo fallo esté asociado a un gran número de muertes probables y grandes puentes para los que se desee establecer una vida de proyecto superior a la normal.
- (5) A la categoría "puentes de importancia inferior a la media" pertenecen aquéllos que no son críticos para las comunicaciones y para los que la adopción de la vida normal de proyecto o la probabilidad tipo de superación del evento sísmico no tienen justificación desde el punto de vista económico.
- (6) En el anexo A se incluyen recomendaciones para la selección del evento sísmico de proyecto adecuado a la fase constructiva de los puentes.

### 2.2 Requisitos fundamentales

- (1)P Se definen a continuación dos requisitos básicos respecto a la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante la vida de proyecto del puente.

#### 2.2.1 Requisito de ausencia de colapso (estado límite último)

- (1)P Tras la ocurrencia del evento sísmico de proyecto el puente debe mantener su integridad estructural y una adecuada resistencia residual, aunque ciertas partes del puente queden fuertemente dañadas.
- (2)P El puente debe ser capaz de admitir daños, es decir, aquellos elementos susceptibles de ser dañados por su contribución a la disipación de energía durante el evento sísmico, deben proyectarse de tal modo que se pueda asegurar que la estructura soporta las acciones derivadas de un tráfico de emergencia y que su inspección y reparación pueda llevarse a cabo fácilmente.
- (3)P Para conseguirlo se permite la cedencia a flexión es decir, la formación de rótulas plásticas de ciertas secciones en las pilas lo que generalmente es necesario en regiones de alta sismicidad para reducir las acciones sísmicas de proyecto a un nivel razonable de costes de construcción.
- (4)P El tablero del puente sin embargo debe ser protegido de la formación de rótulas plásticas y del descalce en apoyos bajo desplazamientos sísmicos extremos.

### 2.2.2 Minimización del daño (estado límite de servicio)

- (1)P Tras la acción de solicitaciones sísmicas con elevada probabilidad de ocurrencia durante la vida de proyecto del puente, las partes dedicadas a contribuir a la disipación de energía, deben sufrir sólo daños ligeros sin que se produzca reducción de tráfico o surja la necesidad de una reparación inmediata.

## 2.3 Criterios de conformidad

### 2.3.1 Generalidades

- (1)P Para cumplir los requisitos básicos del apartado 2.2, el proyectista debe cumplir los criterios bosquejados en los apartados que siguen. En general aunque los criterios están destinados a cumplir explícitamente el requisito de ausencia de colapso, cubren también implícitamente los de minimización del daño (2.2.2).
- (2)P Los criterios de adecuación dependen del comportamiento deseado para el puente durante la acción sísmica, comportamiento que puede seleccionarse de acuerdo con el apartado siguiente.

### 2.3.2 Comportamiento sísmico previsto

- (1)P Según las características de la relación global carga-desplazamiento de la estructura (véase figura 2.1), el puente debe proyectarse de modo que su comportamiento ante la acción sísmica de proyecto sea dúctil o de ductilidad limitada / esencialmente elástico.

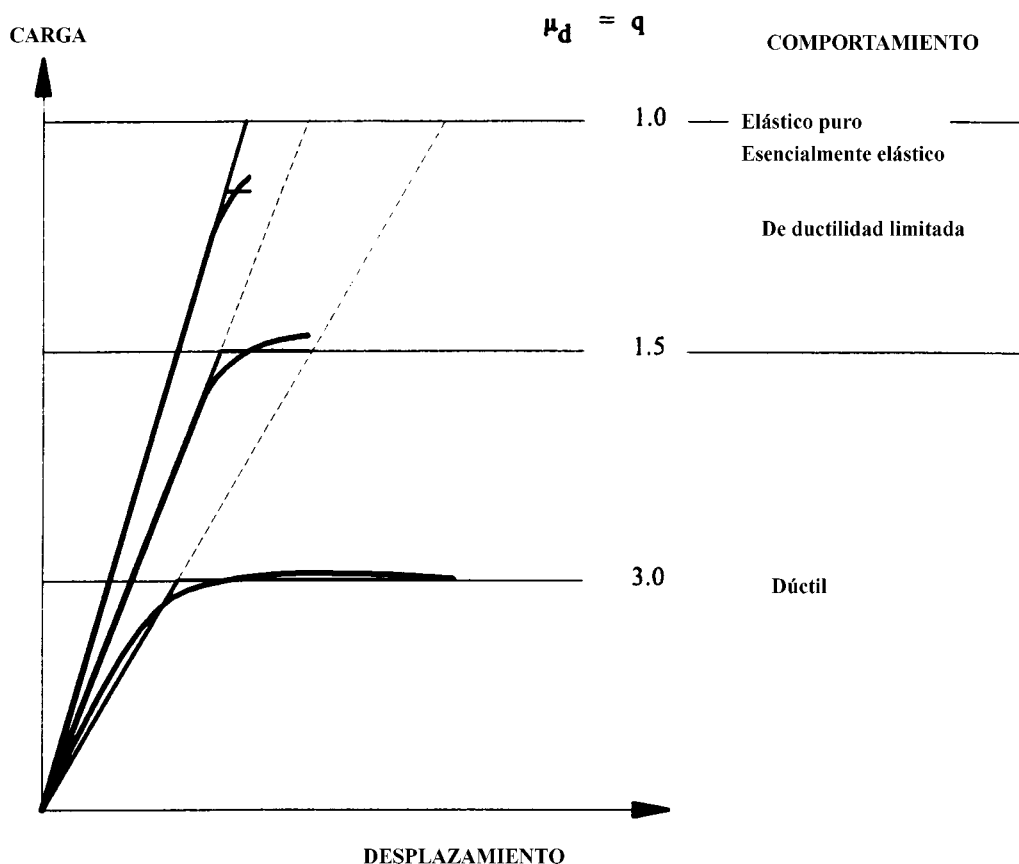


Fig. 2.1 – Comportamiento sísmico

### 2.3.2.1 Comportamiento dúctil

- (1)P En regiones con sismicidad media a alta, por razones de tipo económico y de seguridad, es preferible proyectar puentes de comportamiento dúctil, es decir, disponer medios fiables para disipar una proporción significativa de la energía absorbida en terremotos fuertes. Ello se consigue facilitando la formación de una configuración previamente elegida de rótulas plásticas a flexión o mediante el uso de dispositivos aislantes según lo indicado en el capítulo 7. Los subapartados que siguen se refieren al comportamiento dúctil conseguido mediante rótulas plásticas a flexión.
- (2)P El puente deberá proyectarse de modo que en la estructura se pueda formar un mecanismo plástico fiable mediante el desarrollo de rótulas plásticas, en las pilas normalmente, los cuales actúan como componentes primarios en la disipación de energía.
- (3)P Si ello es posible, la localización de las rótulas plásticas deberá elegirse en puntos accesibles a la inspección y reparación. En general el tablero del puente deberá permanecer en el rango elástico.
- (4)P No se permite la formación de rótulas plásticas en la secciones de hormigón armado en que el axil normalizado  $\eta_k$  definido en el apartado 5.3 (3) supere 0,6.
- (5)P La relación global carga-desplazamiento debe tener una meseta significativa en cedencia y debe ser reversible para asegurar la disipación de energía por histéresis en al menos 5 ciclos de deformación (véanse las figuras 2.1, 2.2 y 2.3).

NOTA – Los apoyos elastoméricos usados sobre algunos soportes pueden causar un incremento de la resistencia con el aumento de los desplazamientos, tras la formación de rótulas plásticas en los otros soportes. Sin embargo, la velocidad de crecimiento de la fuerza resistente debe reducirse apreciablemente tras la formación de las rótulas plásticas.

- (6) No es preciso que las rótulas plásticas se formen en todos los pilares. Sin embargo se consigue el comportamiento sísmico óptimo de un puente cuando se desarrollan simultáneamente tantas rótulas plásticas como sea posible.
- (7) Los soportes (pilas o estribos) conectados al tablero mediante aparatos deslizantes o flexibles (apoyos deslizantes o apoyos elastoméricos flexibles) deben, en general, permanecer en el rango elástico.
- (8) Se remarca que la formación de rótulas a flexión y, en consecuencia, el comportamiento dúctil es necesario para asegurar la disipación de energía [véase el apartado 4.1.6 (2)]. La deformación de los apoyos elastoméricos usuales es principalmente elástica y no contribuye al comportamiento dúctil [véase 4.1.6 (10)]. Si no se desarrollan rótulas plásticas no es posible admitir el comportamiento dúctil.

### 2.3.2.2 Comportamiento esencialmente elástico o de ductilidad limitada

- (1)P No aparece plastificación apreciable bajo el terremoto de proyecto. En términos de características carga-desplazamiento no se requiere la formación de una meseta de carga aunque la desviación del comportamiento elástico ideal suministra alguna energía de disipación por histéresis. Este comportamiento corresponde a un factor  $q \leq 1,5$  y, en esta Norma, será denominado de "ductilidad limitada".

### 2.3.3 Comprobaciones de resistencia

- (1)P En puentes de comportamiento dúctil debe comprobarse que las regiones, en que se prevé la formación de rótulas plásticas tengan una resistencia a flexión adecuada para resistir los efectos sísmicos de proyecto tal como se indica en el apartado 5.5. Tanto la resistencia al esfuerzo cortante de las rótulas plásticas como las resistencias al esfuerzo cortante y a flexión del resto de las zonas deben proyectarse de modo que sean capaces de resistir los "efectos de proyecto según capacidad" definidos en el apartado 2.3.4 a continuación (véase también el apartado 5.3).
- (2)P En puentes con comportamiento de ductilidad limitada debe comprobarse que todas las secciones tienen la resistencia apropiada para resistir los efectos sísmicos de proyecto.

### 2.3.4 Proyecto según capacidad resistente

- (1)P En puentes de comportamiento dúctil debe usarse el Proyecto según Capacidad para asegurar el establecimiento de una jerarquía de resistencias en los diferentes elementos estructurales; ello es necesario para que se produzca la configuración de rótulas plásticas que se haya previsto así como para evitar los modos de rotura frágil.
- (2)P Ello se consigue proyectando para los "efectos de Proyecto según Capacidad" todos los elementos que se pretenda mantener en régimen elástico. Tales efectos se obtienen al establecer las condiciones de equilibrio en el mecanismo plástico previsto cuando todas las rótulas plásticas han desarrollado una cota superior de su resistencia a flexión (sobrerresistencia) tal como se define en el apartado 5.3.
- (3)P Para puentes con comportamiento de ductilidad limitada no es obligatoria la aplicación de las técnicas de Proyecto según Capacidad.

### 2.3.5 Modos de conseguir ductilidad

#### 2.3.5.1 Requisitos generales

- (1)P Las rótulas plásticas previstas deben disponer de la ductilidad local adecuada a la ductilidad global prescrita para la estructura en conjunto.

NOTA – Las definiciones de ductilidades local y global dadas en los apartados 2.3.5.2 y 2.3.5.3 que siguen, establecen las bases teóricas del comportamiento dúctil. En general no se precisan para la comprobación práctica de la ductilidad, lo cual se lleva a cabo según el apartado 2.3.5.4.

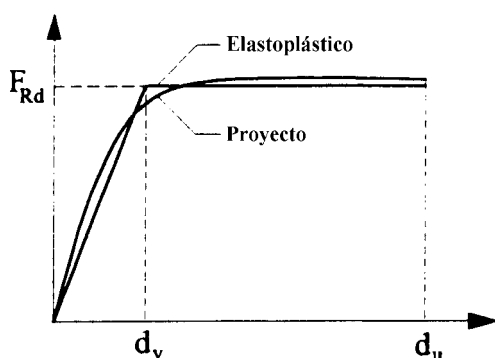
#### 2.3.5.2 Ductilidad global (estructural)

- (1)P La ductilidad global de proyecto de la estructura (ductilidad disponible en desplazamientos) puede definirse usando un sistema equivalente de un grado de libertad con una ley de comportamiento idealizado de tipo elastoplástico perfecto tal como se indica en la figura 2.2. Según ello la ductilidad global es el cociente entre el desplazamiento correspondiente al estado límite último ( $d_u$ ) y el desplazamiento de límite elástico ( $d_y$ ) medidos ambos en el centro de masas, es decir,

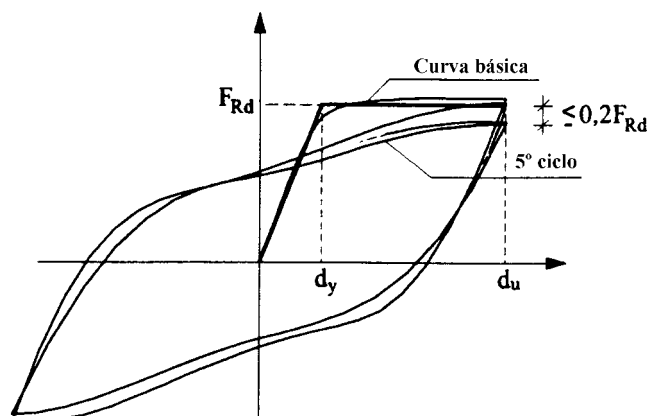
$$\mu_d = d_u / d_y \quad (2.1)$$

- (2)P Se supone que la fuerza resistente de proyecto  $F_{Rd}$  es igual a la fuerza máxima constante correspondiente a la meseta del diagrama elastoplástico global carga-desplazamiento. El desplazamiento de límite elástico que define la rama de comportamiento elástico se escoge de forma que aproxime la curva de proyecto (para carga repetida) lo mejor posible hasta  $F_{Rd}$ .
- (3)P El desplazamiento último  $d_u$  se define como el máximo desplazamiento que cumple la condición siguiente. La estructura puede resistir al menos 5 ciclos completos de deformación hasta desplazamiento último.
- sin iniciación del fallo de la armadura de confinamiento en secciones de hormigón armado o efectos de pandeo local en secciones de acero, y
  - sin caída de la carga resistente para elementos dúctiles de acero o una bajada de más de  $0,20 F_{Rd}$  para elementos dúctiles de hormigón armado (véase la figura 2.3).





**Fig. 2.2**  
**Diagrama global carga-desplazamiento**  
**(curva global)**



**Fig. 2.3**  
**Ciclos de carga-desplazamiento**

### 2.3.5.3 Ductilidad local en las rótulas plásticas

- (1)P La ductilidad global de la estructura depende de la ductilidad local disponible en las rótulas plásticas (véase la figura 2.4) expresada como ductilidad en curvaturas de la sección:

$$\mu_c = C_u / C_y \quad (2.2)$$

o como ductilidad a rotación de la rótula plástica:

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 1 + \frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y} = 1 + R \quad (2.3)$$

R es la capacidad de rotación de la rótula plástica.

- (2)P En las expresiones anteriores las definiciones de deformaciones últimas quedan condicionadas al cumplimiento de los requisitos contenidos en el apartado 2.3.5.2 (3).

### 2.3.5.4 Comprobación de la ductilidad

- (1)P El cumplimiento de las Reglas Específicas indicadas en el capítulo 6 debe ser suficiente, en general, para asegurar la disponibilidad de las ductilidades locales y global adecuadas.
- (2)P En casos especiales la ductilidad supuesta puede comprobarse directamente combinando las ductilidades en curvatura disponibles con las longitudes de las rótulas plásticas o a partir de las ductilidades en rotación (véase el Anexo B).
- (3)P Cuando se lleve a cabo un análisis dinámico no lineal, deben contrastarse las demandas de ductilidad con las capacidades de ductilidad local disponibles en las rótulas plásticas.
- (4)P Para puentes con comportamiento de ductilidad limitada deben aplicarse las prescripciones del apartado 6.5.

### 2.3.6 Uniones. Control de desplazamientos. Tratamiento de detalles

#### 2.3.6.1 Desplazamiento sísmico de proyecto. Rigidez efectiva

- (1)P En el marco de los métodos de análisis lineal equivalente permitidos por esta norma, la rigidez de cada elemento debe simular adecuadamente las deformaciones producidas por las tensiones máximas inducidas por la acción sísmica de proyecto.

En elementos con rótulas plásticas ello corresponde a la rigidez secante en el límite elástico teórico (véase la figura 2.4).

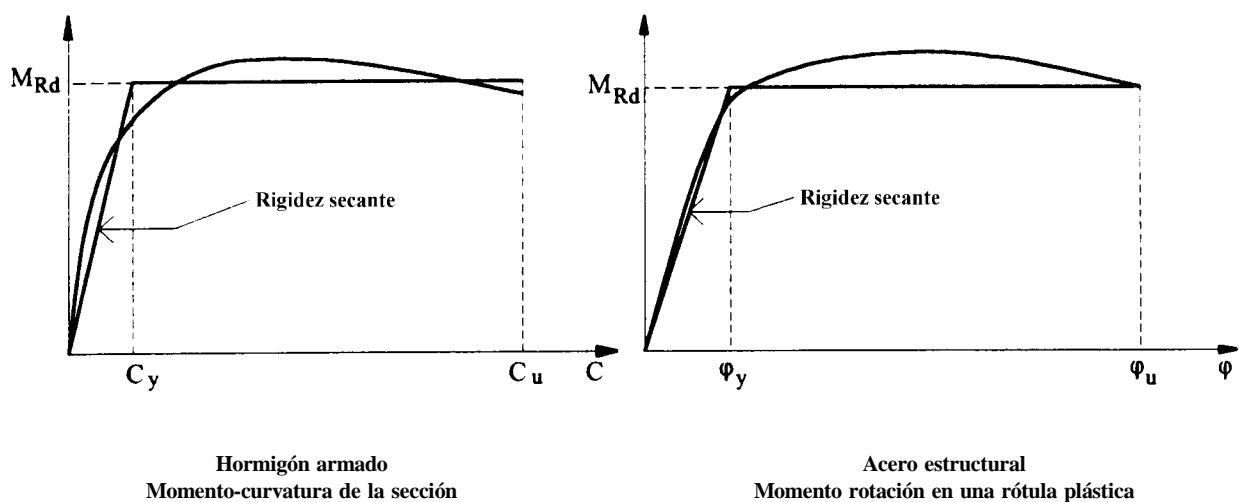


Fig. 2.4 – Diagramas momento-deformación en las rótulas plásticas

- (2) A falta de un método más riguroso y para elementos de hormigón armado en puentes de comportamiento dúctil, la rigidez efectiva puede estimarse como:

- Para componentes dúctiles (pilas), el valor calculado basándose en la rigidez secante en el punto teórico de límite elástico de la rótula plástica (véase el Anexo C).
- La rigidez de las secciones no fisuradas, en el caso de componentes de hormigón armado o pretensado que se mantengan en el rango elástico.

- (3)P En puentes de ductilidad limitada debe usarse globalmente la rigidez de las secciones no fisuradas.

NOTA – Es de notar que la sobreestimación de la rigidez efectiva conduce a resultados del lado de la seguridad en cuanto a las acciones sísmicas. En tal caso, sólo se necesita tras el análisis corregir las tensiones reales (véase Anexo C). Por otro lado si la hipótesis inicial de rigidez efectiva es muy inferior a la correspondiente a las tensiones reales debe repetirse el análisis usando un valor de la rigidez efectiva más aproximado.

- (4)P Los desplazamientos  $d_{Ee}$  determinados mediante cálculo sísmico lineal, estático o dinámico, deben multiplicarse por el factor  $q$  (factor de comportamiento) usado en el análisis (véase 4.1.6) para obtener los desplazamientos sísmicos de proyecto  $d_E$

$$d_E = \pm q d_{Ee} \quad (2.4)$$

- (5)P Cuando el período fundamental  $T$  del puente es inferior a  $T_0 = 1,5 T_c$ , donde  $T_c$  tiene los valores dados por la tabla 4.1 del EC8: Parte 1-1 [véase también 3.2.2.2.1 (5)], el desplazamiento sísmico de proyecto debe estimarse según:

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ee} \quad (2.5)$$

donde la ductilidad  $\mu_d$  en desplazamiento deberá estimarse mediante

$$\mu_d = (q-1) \frac{T_0}{T} + 1 \quad (2.6)$$

y  $T$  es el período fundamental del puente en la dirección considerada.

- (6)P Cuando se usan análisis no-lineales en el dominio del tiempo, las características de deformación de los elementos plastificados, deberá aproximarse suficientemente bien a su comportamiento post-elástico real, tanto en las ramas de carga y descarga de los lazos de histéresis, como a los posibles efectos de la degradación.

### 2.3.6.2 Uniones

- (1)P Las uniones entre elementos portantes y soportados deben proyectarse adecuadamente para asegurar la integridad estructural y evitar descalces en caso de grandes desplazamientos sísmicos.
- (2)P Los apoyos, uniones y aparatos de enlace usados para asegurar la integridad estructural deben proyectarse usando los efectos de Proyecto según Capacidad (véanse los apartados 5.3 y 6.6.2.1). En las uniones móviles deben disponerse longitudes de apoyo (entregas) apropiadas entre los elementos portantes y los soportados para evitar descalces.
- (3) De forma alternativa, puede utilizarse sujeciones entre elementos conectados (véase el apartado 6.6.3) como segunda línea de defensa frente a las acciones y desplazamientos sísmicos de proyecto.

### 2.3.6.3 Control de desplazamientos. Proyecto de detalles

- (1)P Además de procurar una ductilidad global satisfactoria, la resolución de los detalles, estructurales o no, deben garantizar un funcionamiento adecuado del puente y sus componentes ante los desplazamientos sísmicos de proyecto.
- (2)P Deberán disponerse anchos de junta adecuados para la protección de los elementos estructurales más importantes o críticos. Tales juntas deberán admitir el valor total del desplazamiento  $d_{Ed}$  de proyecto en condiciones sísmicas como:

$$d_{Ed} = d_E + d_G \pm d_{TS} \quad (2.7)$$

donde

$d_E$  es el desplazamiento sísmico de proyecto obtenido mediante la ecuación (2.4);

$d_G$  es el desplazamiento a largo plazo debido a las acciones permanentes y cuasi-permanentes (por ejemplo postensado, retracción y fluencia en tableros de hormigón);

$d_{TS}$  es el desplazamiento debido a efectos térmicos, correspondiente a un valor  $T_s$  de la variación de temperatura que se considere adecuado para su combinación con los efectos sísmicos a definir en la adecuada Parte del EC 1. Hasta que tal definición se halle disponible se puede utilizar la siguiente estimación:

$$d_{T_s} = |0,4| d_T$$

donde  $d_T$  es el desplazamiento de proyecto debido a efectos térmicos.

El desplazamiento sísmico total de proyecto debe incrementarse con el debido a los efectos de segundo orden cuando estos tengan una contribución importante.

- (3) El desplazamiento sísmico relativo  $d_E$  entre dos secciones independientes de un puente puede estimarse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores calculados para cada sección.
- (4)P Deben evitarse las grandes cargas impulsivas producidas por impactos no previstos entre elementos estructurales importantes utilizando elementos dúctiles o dispositivos especiales de absorción de energía (buffers). Tales elementos deberán tener un ancho de junta igual al menos al desplazamiento total de proyecto  $d_{Ed}$ .
- (5)P En las juntas de puentes de ferrocarril deben evitarse los desplazamientos diferenciales transversales o, al menos, limitarlos a valores tales que se eviten los descarrilamientos.
- (6) El estudio de los detalles de elementos estructurales secundarios (por ejemplo, juntas de movimiento del tablero) susceptibles de ser dañados durante el evento sísmico, deben prever, en lo posible, el tipo de daño así como permitir permanentemente la posibilidad de reparación. Las juntas más importantes deben ser capaces de aceptar proporciones adecuadas de los desplazamientos sísmicos de proyecto y de los térmicos tras permitir todos los efectos de fluencia a largo plazo y retracción, de tal forma que se puede evitar el daño ante la actuación de terremotos frecuentes.
- (7) Los valores adecuados de las precitadas proporciones están condicionadas por consideraciones técnico-económicas. Salvo que se haya estudiado explícitamente una optimización, se recomiendan los siguientes valores:

| 40% | del desplazamiento sísmico de proyecto

| 50% | del movimiento térmico

### 2.3.7 Criterios simplificados

- (1) En las regiones de sismicidad media o baja ( $a_g \leq | 0,10 g |$ ) los Documentos Nacionales de Aplicación pueden establecer una clasificación apropiada de los puentes y especificar criterios simplificados de aceptación de acuerdo con clases específicas. Estos criterios simplificados pueden basarse en un comportamiento del tipo de ductilidad limitada/esencialmente elástico, para los que no se precisan condiciones especiales de ductilidad.

## 2.4 Proyecto conceptual

- (1) Incluso en regiones con sismicidad baja o media es importante tener en cuenta los efectos sísmicos en la etapa conceptual de proyecto de los puentes.
- (2) En zonas de sismicidad baja o media ( $a_g \leq | 0,10 g |$ ) debe decidirse el tipo deseado de comportamiento sísmico del puente (véase el apartado 2.3.2). Si se escoge un comportamiento de ductilidad limitada (o esencialmente elástico) deben aplicarse los requisitos indicados en los siguientes apartados:
  - Apartado 6.5 relativo a la accesibilidad de rótulas plásticas potenciales.
  - Apartado 6.6 referente al proyecto de aparatos de apoyo y uniones así como a las longitudes de apoyo.
- (3) En áreas de sismicidad media o alta se suele seleccionar un comportamiento dúctil. Debe decidirse cómo llevarlo a cabo bien procurando la formación de un mecanismo plástico fiable, bien mediante el uso de dispositivos disipadores de energía o de aislamiento en la base. Si se selecciona el comportamiento dúctil deben tenerse en cuenta los siguientes puntos principales:

- (4) La elección del número de soportes (pilares y estribos) que serán usados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección longitudinal y transversal. En general las estructuras continuas resisten mejor las condiciones sísmicas que los puentes con muchas juntas. El comportamiento sísmico óptimo en rango post-elástico se consigue si se desarrollan simultáneamente rótulas plásticas en tantos pilares como sea posible. No obstante en ocasiones debe reducirse el número de soportes con resistencia sísmica para evitar bien reacciones muy elevadas debidas a la coacción de las deformaciones o bien una distribución inadecuada de las acciones sísmicas y/o de los efectos de Proyecto según Capacidad [véase también (6) a continuación]; para ello se pueden utilizar uniones flexibles entre tablero y pilas en una o ambas direcciones.
- (5) Debe mantenerse un equilibrio entre los requisitos de resistencia y flexibilidad de los soportes horizontales. La flexibilidad alta reduce el nivel de la acción sísmica de proyecto pero aumenta el desplazamiento de las juntas y apoyos móviles y puede provocar grandes efectos de segundo orden.
- (6) En los puentes de tablero continuo en que sea muy alta la rigidez transversal de los estribos y pilas adyacentes en relación con la del resto de apoyos (como suele suceder en valles con laderas empinadas) puede producirse una distribución muy desfavorable de la acción sísmica transversal en estos elementos tal como se muestra en la figura 2.5. En tal caso puede ser preferible usar apoyos transversalmente móviles o flexibles tanto sobre los estribos como sobre las pilas cortas.
- (7) Los puntos elegidos para disipar energía deben colocarse en lugares accesibles para su inspección y reparación.
- (8) Debe identificarse la situación de otras zonas susceptibles de sufrir daño potencial o esperable ante movimientos fuertes, así como minimizar la dificultad de reparación.
- (9) En puentes excepcionalmente largos o en aquéllos que atraviesan formaciones no homogéneas de suelo debe decidirse el número y localización de juntas de dilatación intermedias.
- (10) En caso de puentes situados sobre fallas tectónicas potencialmente activas deberán estimarse las probables discontinuidades en los desplazamientos del suelo y absorberlas en la estructura, bien adecuando su flexibilidad o bien disponiendo las pertinentes juntas.
- (11) Debe estudiarse el potencial de licuación de los suelos del cimiento de acuerdo con las recomendaciones del EC8: Parte 5.

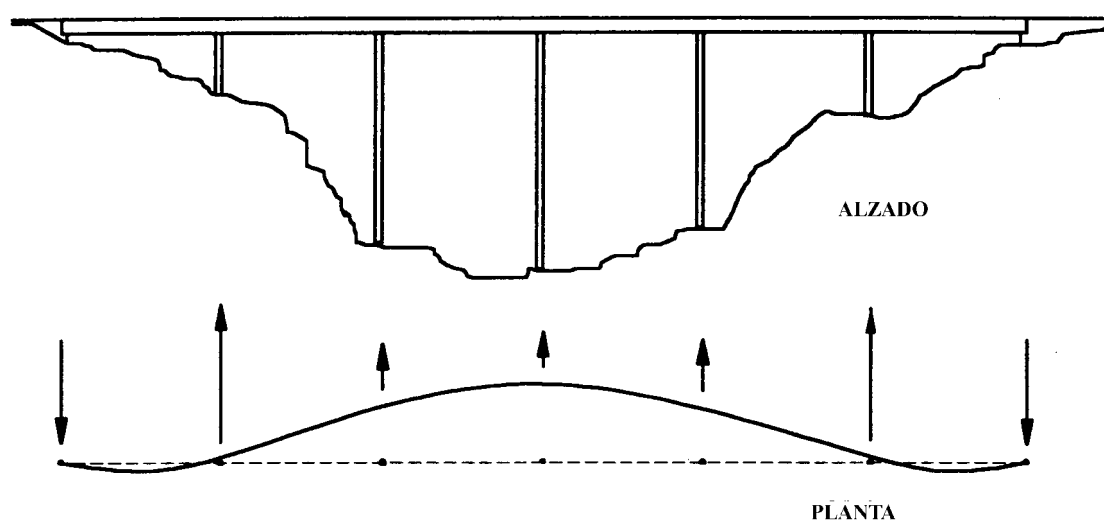


Fig. 2.5 – Distribución desfavorable de la acción sísmica transversal

### **3 ACCIÓN SÍSMICA**

#### **3.1 Definición de la acción sísmica**

##### **3.1.1 Generalidades**

- (1)P Se puede definir la acción sísmica mediante distintos modelos cuya complejidad debe ser adecuada a la importancia del movimiento sísmico que debe describir y congruente con el modelo usado en la idealización del puente.
- (2)P Aunque en este apartado sólo se considera la vibración transmitida por el suelo a la estructura, debe recordarse que los terremotos pueden inducir desplazamientos permanentes en el suelo (rotura, licuación de capas arenosas y saltos de falla) que provocarían deformaciones impuestas al puente con graves consecuencias para su integridad estructural. Este tipo de riesgo suele tratarse con estudios específicos pero conviene minimizar sus consecuencias mediante una elección adecuada del sistema estructural. En esta Norma no se tratan los efectos de maremotos.

##### **3.1.2 Aspectos sismológicos**

- (1)P En la definición de la acción sísmica deben considerarse los aspectos siguientes:
- Caracterización del movimiento en un punto.
  - Caracterización de la variabilidad espacial del movimiento.

##### **3.1.3 Aplicación de las componentes del movimiento**

- (1)P Generalmente sólo se tienen en cuenta las tres componentes de los desplazamientos sísmicos en un punto. Cuando se aplica el método del Espectro de Respuesta se puede analizar el puente por separado en las direcciones longitudinal, transversal y vertical. En este caso la acción sísmica se representa mediante tres acciones monocomponentes, una en cada dirección, cuantificadas según lo indicado en los apartados 3.2.2 y 3.2.3.2. Los efectos producidos por las acciones deben combinarse según lo indicado en el apartado 4.2.1.4.
- (2)P Cuando se lleve a cabo un análisis lineal en el dominio del tiempo o cuando se tengan en cuenta las seis componentes del movimiento o cuando se trate la variabilidad espacial del movimiento, el cálculo del puente debe llevarse a cabo bajo la acción simultánea de las distintas componentes.

#### **3.2 Caracterización del movimiento en un punto**

##### **3.2.1 Generalidades**

- (1)P La caracterización del movimiento en un punto debe llevarse a cabo en dos fases:
- Cuantificación de cada una de las componentes del movimiento.
  - Elaboración de un modelo de tres componentes para la actuación de tres traslaciones o de seis componentes con tres traslaciones y tres rotaciones.
- (2) La acción sísmica se aplica generalmente a la interfase entre zapatas y suelo. En caso de zapatas sobre pilotes o pilas-soporte es necesario considerar la rigidez de los pilotes (según la Parte 5). Generalmente no se precisa usar las seis componentes del movimiento del suelo.

### 3.2.2 Cuantificación de una componente

#### 3.2.2.1 Referencia al EC8-Parte 1

- (1)P La cuantificación de una componente del movimiento sísmico debe llevarse a cabo mediante el uso de un espectro de respuesta, un espectro de potencia o un acelerograma (mutuamente coherentes) tal como se indica en el capítulo 4 de la Parte 1-1, Reglas Generales y Requisitos, a la que hay que acudir en lo referente a definiciones básicas.

#### 3.2.2.2 Espectro elástico de respuesta según el emplazamiento

##### 3.2.2.2.1 Componente horizontal

- (1)P La componente horizontal debe estimarse de acuerdo con el apartado 4.2.2 de la Parte 1-1.
- (2) Cuando se usa el espectro elástico como espectro de proyecto (véase apartado 3.2.2.5) los valores de los exponentes  $k_1$  y  $k_2$  deben tomarse igual a los de  $k_{d1}$  y  $k_{d2}$  del apartado 4.2.4 de la Parte 1-1.

##### 3.2.2.2.2 Componente vertical

- (1)P En los casos en que se precise su uso el espectro elástico según el emplazamiento del movimiento vertical debe tomarse según se indica en el apartado 4.2.1 (3) de la Parte 1-1.

##### 3.2.2.2.3 Espectro de respuesta promediado según el emplazamiento

- (1)P En el caso de puentes cuyos estribos y pilas se encuentran sobre suelos con diferentes propiedades pero que no exijan el uso de un modelo de variabilidad espacial, el espectro puede promediarse según se indica a continuación.
- (2)P El espectro de respuesta promediado según el emplazamiento  $S_a$  se define mediante una media ponderada de los correspondientes a cada tipo de suelo

$$S_a(T) = \sum_i \frac{r_i}{(\sum_j r_j)} S_i(T) \quad (3.1)$$

donde  $r_i$  es la reacción en la base del pilar  $i$  cuando se da movimiento unidad al tablero manteniendo fija la base.  $S_i$  es el espectro de respuesta según emplazamiento correspondiente a las condiciones del suelo existente en la cimentación de la pila  $i$ .

NOTA – El promedio debe calcularse independientemente para cada una de las dos componentes horizontales y para la componente vertical.

- (3) El espectro de respuesta medio puede sustituirse por un espectro envolvente que, para cada período, considere el valor más alto del espectro de respuesta según emplazamiento correspondiente a las diferentes condiciones del suelo en los cimientos del puente.

#### 3.2.2.3 Espectro de potencia según el emplazamiento

- (1)P La acción sísmica puede describirse mediante un proceso aleatorio estacionario y gaussiano definido mediante un espectro de potencia y considerado con una duración limitada a un intervalo de tiempo dado. Esta descripción del movimiento debe ser coherente con el espectro de respuesta según emplazamiento. Se define la coherencia como la igualdad entre el valor del espectro de respuesta y el valor medio de la distribución de probabilidad del mayor valor extremo (para la duración considerada) de la respuesta de un oscilador con un grado de libertad y los correspondientes valores de frecuencia propia y amortiguamiento viscoso.

NOTA – El término valor extremo se refiere al valor absoluto de un máximo o mínimo. Debe hacerse notar que en algunos casos valores (locales) máximos pueden tener valores negativos y valores (locales) mínimos pueden tener valores positivos.

#### 3.2.2.4 Representación mediante serie temporal

- (1)P La acción sísmica puede describirse mediante un conjunto de acelerogramas reales o sintéticos, lo suficientemente amplio para que sea posible obtener estimaciones estadísticas de los efectos del sismo fiables y coherentes con el correspondiente espectro de respuesta según emplazamiento. En el Anexo E se incluyen detalles más concretos.
- (2)P Se define la coherencia entre el conjunto de acelerogramas y el espectro de proyecto como la igualdad, dentro de un intervalo de confianza adecuado, entre la ordenada del espectro de respuesta y la media muestral del máximo extremo de la respuesta de un oscilador con un grado de libertad a la correspondiente frecuencia y amortiguamiento viscoso.

#### 3.2.2.5 Espectro de proyecto según el emplazamiento para cálculo lineal

- (1)P Tanto las estructuras dúctiles como las de ductilidad limitada deberán proyectarse mediante análisis lineal usando un espectro de respuesta reducido llamado espectro de proyecto tal como se indica en el apartado 4.2.4 de la Parte 1-1.

### 3.2.3 Modelo con seis componentes

#### 3.2.3.1 Generalidades

- (1)P El modelo del movimiento sísmico con seis componentes en cada punto deberá desarrollarse teniendo en cuenta la probable contribución de las ondas P, S Rayleigh y Love al movimiento total. Pueden usarse sin embargo los modelos descritos en el Anexo D siempre que no se encuentren presentes discontinuidades geológicas.

#### 3.2.3.2 Separación de las componentes de la acción sísmica

- (1)P Para separar las componentes de la acción sísmica se pueden aplicar las recomendaciones del apartado 3.1.3. No obstante generalmente se puede despreciar la componente vertical a menos que el puente sea especialmente sensible a este movimiento. Generalmente tampoco son importantes las componentes de giro y por ello puede prescindirse de su consideración.

### 3.3 Caracterización de la variabilidad espacial

- (1)P Debe tenerse en cuenta la variabilidad espacial cuando:
- Existan discontinuidades geológicas (por ejemplo: suelo blando al lado de roca) o topográficas.
  - La longitud del puente supere los | 600 m | incluso en ausencia de las discontinuidades precitadas.
- (2) En el Anexo D se presentan modelos para tener en cuenta la variabilidad espacial del movimiento sísmico.
- (3)P En este apartado la variabilidad espacial tratada se refiere a la deformación continua del suelo en el rango elástico o post-elástico. Sin embargo, en el caso de terremotos fuertes pueden inducirse deformaciones continuas debidas a fallas someras o roturas del suelo. Deben tomarse medidas para prevenir las consecuencias de este tipo de riesgos, como por ejemplo la adopción de sistemas estructurales que minimicen sus efectos. [Véase también el apartado 2.4 (9)].



## 4 CÁLCULO

### 4.1 Modelización

#### 4.1.1 Grados de libertad dinámicos

- (1)P El modelo del puente y los grados de libertad dinámicos escogidos deben representar adecuadamente la distribución de masa y rigidez de tal forma que todos los modos y fuerzas de inercia importantes quedan activados por la excitación sísmica.
- (2) En la mayoría de los casos basta usar dos modelos distintos en el cálculo, uno para la dirección longitudinal y otro para la transversal. En el apartado 4.1.7 se indica cuándo se precisa considerar la componente vertical.

#### 4.1.2 Masas

- (1)P El cálculo de las masas se realiza considerando los valores medios de las masas permanentes y cuasi permanentes correspondientes a las acciones variables.
- (2) Las masas repartidas pueden concentrarse en los nudos en los grados de libertad que se hayan seleccionado.
- (3)P A efectos de proyecto los valores medios de las acciones permanentes se identifican mediante sus valores característicos; los valores cuasi-permanentes de las acciones variables están dados por  $\psi_{21} Q_{1k}$  donde  $Q_{1k}$  es el valor característico de las cargas de tráfico (véase el apartado 4.4 de la Parte 1-1). En general y de acuerdo con EC1 Parte 3 para pasarelas peatonales y puentes con tráfico normal se tomará  $\psi_{21} = 0$ .
- (4)P Para puentes con tráfico intenso se recomiendan los siguientes valores de  $\psi_{21}$ .

- Puentes de carretera  $\psi_{21} = |0,2|$
- Puentes de ferrocarril  $\psi_{21} = |0,3|$

Estos valores deben aplicarse al Modelo 1 de carga uniforme (LM1) de acuerdo al EC1. Parte 3.

- (5) Cuando las pilas están sumergidas en agua y a menos que se estudie rigurosamente el efecto de la interacción hidrodinámica, éste puede estimarse incluyendo una masa añadida de agua arrastrada por unidad de longitud de pila sumergida tal como se indica en el Anexo F.

#### 4.1.3 Rigidez elemental

- (1) El apartado 2.3.6.1 indica la forma de estimar las rigideces de los elementos. En general cuando se usan las propiedades correspondientes a sección no fisurada se obtienen valores más elevados de los esfuerzos de origen sísmico.
- (2) Los apartados 2.4 (5) y 5.4 (1) dan indicaciones sobre los efectos de segundo orden, que pueden ser muy importantes en puentes con pilas esbeltas y en puentes especiales de tipo atirantado o en arco (véase también el Anexo H).

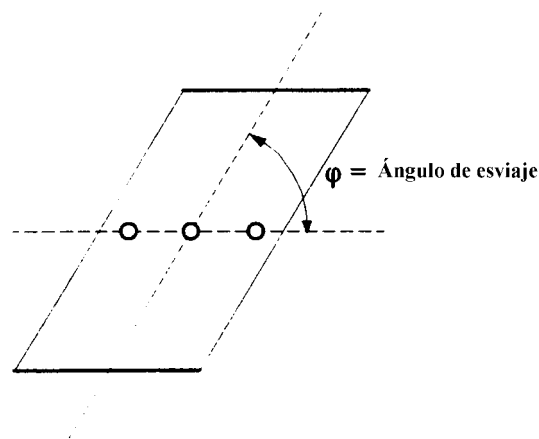
#### 4.1.4 Modelización del suelo

- (1)P En general los elementos de soporte que transmiten la acción sísmica del suelo al puente se supondrán fijos al suelo de cimentación [véase 3.2.1 (2) a]. Sin embargo los efectos de interacción terreno-estructura pueden estimarse de acuerdo con la Parte 5, usando valores adecuados de las impedancias o muelles de rotación equivalentes convenientemente elegidos.

- (2) Los efectos de la interacción terreno-estructura deben considerarse cuando los desplazamientos debidos a la flexibilidad del suelo sean superiores al 30% de los totales medidos en el centro de masa del tablero.
- (3) En aquéllos casos en que sea difícil estimar valores fiables de las propiedades mecánicas del suelo, el análisis deberá repetirse usando los valores probables estimados máximo y mínimo. Los valores máximos de la rigidez del suelo deberán usarse para calcular los esfuerzos y los valores mínimos en el cálculo de los desplazamientos.

#### 4.1.5 Efectos de torsión

- (1)P Los puentes esviados (con un ángulo  $\varphi < 70^\circ$ ) y los puentes con una proporción  $L/B < 2,0$  tienden a girar alrededor de un eje vertical, a pesar de la coincidencia teórica de los centros de masa y rigidez (L es la longitud total del tablero continuo y B el ancho del tablero).



**Fig. 4.1 – Puente esviado**

- (2) Como regla general los puentes muy esviados ( $\varphi < 45^\circ$ ) deberán evitarse en regiones de sismicidad alta. Si ello es imposible debe modelizarse cuidadosamente la rigidez horizontal real de los apoyos teniendo en cuenta la concentración de las reacciones verticales en las proximidades de los ángulos agudos. También se puede utilizar como alternativa una excentricidad accidental adicional. Deberá adoptarse un procedimiento semejante en los casos de puentes con grandes curvaturas horizontales.
- (3)P Cuando se use el Método del Modo Fundamental (véase el apartado 4.2.2) para el proyecto de los puentes, debe considerarse la actuación de un momento torsor estático actuante según el eje vertical que pasa por el centro de gravedad del tablero, de valor:

$$M_t = \pm F \cdot e \quad (4.1)$$

donde

$F$  es la fuerza horizontal calculada con la ecuación (4.8);

$$e = e_a + e_d;$$

$e_a = 0,03 L$  o  $0,03 B$  es la excentricidad adicional de la masa;

$e_d = 0,05 L$  o  $0,05 B$  es una excentricidad adicional que refleja el efecto dinámico de vibraciones acopladas de traslación y torsión; para el cálculo de  $e_a$  y  $e_d$  deberán usarse las dimensiones  $L$  o  $B$  transversales a la dirección de excitación.

- (4) Cuando se use un Modelo Dinámico Completo (modelo espacial) se tendrá en cuenta la parte dinámica de la excitación de torsión mediante el desplazamiento del centro de masa en una excentricidad adicional  $e_a$  en la dirección y sentido más desfavorable. Sin embargo, los efectos de torsión también se pueden estimar usando el momento torsor estático definido por la ecuación (4.1).
- (5)P La resistencia a torsión de la estructura de un puente no deberá depender de la rigidez a torsión de una única pila. En puentes de un vano deberán proyectarse los aparatos de apoyo para resistir las torsiones.

#### 4.1.6 Factores de comportamiento para análisis lineal

- (1)P El método típico de esta norma es el cálculo dinámico lineal equivalente. Los factores de comportamiento reflejan la ductilidad de la estructura, es decir, la capacidad de las pilas de apoyo para resistir, sin fallo, las acciones sísmicas en el rango post-elástico. Los niveles de ductilidad disponibles se definen en el apartado 2.3.2.

NOTA – Se considera que el método de cálculo lineal combinado con un factor de comportamiento apropiado, es un compromiso razonable entre las incertidumbres intrínsecas al problema sísmico y los errores admisibles por un lado y el trabajo de cálculo y proyecto por otro.

- (2)P La aparición de rótulas plásticas a flexión en los elementos dúctiles es un requisito esencial para la aplicación de los valores del factor  $q$  definidos en la tabla 4.1 para comportamiento dúctil.

Esta posibilidad sólo existe si se alcanza o supera la deformación de límite elástico a tracción en las secciones críticas del elemento dúctil al calcular la resistencia necesaria ante los momentos flectores y esfuerzos normales de la combinación de carga sísmica de proyecto (véase el apartado 2.3.2.1). En el caso de estructuras de hormigón armado debe superarse la tensión de tracción cuando se calcula la armadura necesaria según el apartado 5.6.3.1.

- (3)P No deben utilizarse sin previa justificación valores del factor de comportamiento superiores a 1,2 cuando no sea probable la aparición de rótulas plásticas en los pilares porque éstos no se plastifiquen ante la acción sísmica. Esta situación suele ocurrir a menudo cuando toda la acción sísmica es soportada por uno o dos elementos muy rígidos y fuertes (estribos o pilas) que permanecen en el rango elástico.
- (4) En zonas de alta sismicidad, cuando la disipación se concentra en los estribos, se recomienda el uso de dispositivos absorbentes de energía.
- (5) En general no se desarrollan rótulas plásticas en pilas que estén conectadas al tablero mediante elementos flexibles en la dirección en estudio. Ocurre una situación semejante en una pila que tenga una rigidez muy baja respecto a las restantes [véanse los apartados 2.3.2.1 (6) y (7)].
- (6)P En la tabla 4.1 se indican los valores máximos del factor de comportamiento  $q$  que pueden usarse para las dos componentes sísmicas horizontales, según el comportamiento post-elástico de los elementos dúctiles en el que tiene lugar la principal disipación de energía. Si un puente tiene varios tipos de elementos dúctiles (lo que no es aconsejable) deben usarse los valores más bajos de  $q$ . Pueden utilizarse sin embargo diferentes  $q$  según cada dirección horizontal.

NOTA – El uso de factores de comportamiento inferiores a los máximos admisibles de la tabla 4.1, conduce generalmente a demandas reducidas de ductilidad lo que en general implica la reducción del daño potencial. Ese uso queda por tanto a la discrecionalidad del proyectista.

**Tabla 4.1**  
**Valores máximos del factor de comportamiento  $q$**

Elementos dúctiles	Comportamiento sísmico	
	Ductilidad limitada	Dúctiles
Pilas de hormigón armado		
• Pilas verticales a flexión ( $a_s^* \geq 3,5$ )	1,5	3,5
• Pilar cortas ( $a_s = 1,0$ )	1,0	1,0
• Tornapuntas inclinados a flexión	1,2	2,0
Pilas de acero		
• Pilas verticales a flexión	1,5	3,5
• Tornapuntas inclinados en flexión	1,2	2,0
• Pilas con arriostrado normal	1,5	2,5
• Pilas con arriostrado excéntrico	—	3,5
Estribos	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0
<p>* <math>a_s = H/L</math> es la esbeltez geométrica de la pila.          Para <math>1,0 &lt; a_s &lt; 3,5</math> los factores <math>q</math> se pueden obtener mediante interpolación lineal.</p>		

- (7)P Para elementos de hormigón armado los valores del factor  $q$  contenidos en la tabla 4.1 son válidos cuando el esfuerzo normalizado  $\eta_k$  definido en el apartado 5.3 (3) no supera 0,30. Los puentes en los que  $0,30 < \eta_k < 0,6$  se consideran especiales y los factores  $q$  correspondientes se reducirán de acuerdo con lo indicado en el Anexo H (capítulo H.1).
- (8)P Los valores para el factor  $q$  correspondientes al comportamiento dúctil dado en la tabla 4.1 pueden usarse solamente si el emplazamiento de las rótulas plásticas es accesible para inspección y reparación. De otra forma, los valores de la tabla 4.1 deberán dividirse por 1,4; sin embargo los valores que finalmente sean inferiores a 1,0 pueden no ser usados. Cuando se pretende que haya disipación de energía en rótulas plásticas localizadas en las pilas, que se proyectan para comportamiento dúctil, y en puntos no accesibles, se puede utilizar un valor final de 2,5 para las pilas verticales y 1,5 para las inclinadas.
- (9)P El factor de comportamiento para análisis en dirección vertical se tomará siempre igual a 1,0.
- (10)P Cuando toda la acción sísmica de proyecto sea resistida por apoyos elastoméricos, su flexibilidad impone un comportamiento del sistema prácticamente elástico, es decir,  $q \cong 1,0$  (véase Anexo B. Nota). Tales puentes se proyectarán de acuerdo con lo indicado en el capítulo 7.
- (11)P El capítulo 8 contiene también indicaciones respecto a la estimación del factor de comportamiento en puentes especiales.

#### 4.1.7 Componente vertical de la acción sísmica

- (1) Los efectos de la componente sísmica vertical en las pilas pueden, por lo general, omitirse en zonas de sismicidad baja a media. En zonas de gran sismicidad sólo es preciso estudiar estos efectos en los casos excepcionales en los que las pilas están sometidas a elevadas tensiones de flexión debidas a las acciones permanentes del tablero.

- (2)P Se deberán estudiar los efectos de la componente sísmica vertical en sentido ascendente actuando sobre los puentes con tableros de hormigón pretensado.
- (3)P Siempre deberán comprobarse los efectos de la componente sísmica vertical sobre los apoyos y uniones.
- (4) Pueden estimarse los efectos de la componente vertical usando tanto el Método del Modo Fundamental como el Modelo de Tablero Flexible (apartado 4.2.2.4).

## 4.2 Métodos de cálculo

### 4.2.1 Cálculo dinámico lineal. Método del espectro de respuesta

#### 4.2.1.1 Definición, campo de aplicación

- (1)P El cálculo con Espectro de respuesta es un análisis dinámico de las puntas de las respuestas dinámicas de todos los modos significativos de la estructura usando las ordenadas del espectro de proyecto según emplazamiento (apartado 3.2.2.5). La respuesta conjunta se obtiene mediante combinación estadística de las contribuciones modales máximas. Este tipo de análisis puede aplicarse en todos los casos en que sea admisible un cálculo lineal.
- (2)P Se determinarán los efectos de la acción sísmica mediante un modelo lineal apropiadamente discretizado (Modelo Dinámico Completo) idealizado de acuerdo con las leyes de la mecánica y los principios de cálculo de estructuras y compatible con una idealización adecuada de la acción sísmica.
- (3)P Las recomendaciones contenidas en el capítulo 8 también deberán considerarse en los siguientes tipos de puentes definidos como especiales: puentes atirantados, puentes arco, puentes con soportes inclinados, puentes con geometrías excepcionales, puentes con niveles de plastificación de pilas marcadamente diferentes, etc (véase también el apartado 1.1).

#### 4.2.1.2 Modos significativos

- (1)P Deberán considerarse todos los modos que aporten una contribución significativa a la respuesta de la estructura.
- (2) Para puentes en que la masa total pueda considerarse como suma de las "masas modales efectivas" se considera que se cumple el criterio anterior cuando la suma de masas modales efectivas de los modos considerados alcanza al menos el 90% de la masa total del puente.

#### 4.2.1.3 Combinación de respuestas modales

- (1)P El valor máximo probable E del efecto de una acción (esfuerzos, desplazamientos, etc) se tomará en general igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales  $E_i$  (regla SRSS)

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.2)$$

Este efecto se supondrá actuando en ambos sentidos.

- (2)P Cuando dos modos tienen dos períodos muy próximos  $T_j \leq T_i$ , con el índice  $\rho = T_j / T_i$  superando al valor  $0,1 / (0,1 + \xi')$  donde  $\xi'$  es el índice de amortiguamiento viscoso [véase (3) a continuación] la regla SRSS no es conservadora y deben aplicarse reglas más exactas.

- (3) En el caso precitado puede usarse el Método de la Combinación Cuadrática Completa (método CQC)

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

$$\text{con } i = 1, \dots, n \quad ; \quad j = 1, \dots, n \quad (4.3)$$

con el coeficiente de correlación

$$r_{ij} = \frac{8 \xi'^2 (1+\rho) \rho^{2/3}}{(1-\rho^2)^2 + 4 \xi'^2 \rho (1+\rho)^2} \quad (4.4)$$

donde

$$\rho = T_j / T_i$$

$\xi'$  es el índice de amortiguamiento viscoso (en tanto por uno) =  $\xi/100$ .

- (4) Cuando el desplazamiento diferencial a lo largo de la base del puente puede inducir en la estructura tensiones de importancia, el valor de los efectos de la acción sísmica puede determinarse en el caso de la regla SRSS como

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2 + \sum_m (k_m d_m)^2} \quad (4.5)$$

y si se aplica el método CQC como

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j + \sum_m (k_m d_m)^2} \quad (4.6)$$

donde  $k_m$  es el efecto del m-simo movimiento independiente y  $d_m$  el valor asintótico del espectro para el movimiento m-simo correspondiente a períodos largos, expresado en desplazamientos.

#### 4.2.1.4 Combinación de las componentes de la acción sísmica

- (1)P El efecto probable  $E$  de la acción máxima debida a la actuación simultánea de acciones sísmicas a lo largo de los ejes horizontales X e Y y del eje vertical Z puede estimarse a partir de los efectos de las acciones máximas  $E_x$ ,  $E_y$  y  $E_z$  debido a las acciones sísmicas independientes según cada eje.

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.7)$$

- (2) También es suficiente usar como acción sísmica de proyecto  $A_{Ed}$  la combinación pésima entre las siguientes:

$$\begin{aligned} & A_{Ex} \text{ " + " } 0,30 A_{Ey} \text{ " + " } 0,30 A_{Ez} \\ & 0,30 A_{Ex} \text{ " + " } A_{Ey} \text{ " + " } 0,30 A_{Ez} \\ & 0,30 A_{Ex} \text{ " + " } 0,30 A_{Ey} \text{ " + " } A_{Ez} \end{aligned} \quad (4.8)$$

donde  $A_{Ex}$ ,  $A_{Ey}$  y  $A_{Ez}$  son las acciones sísmicas en cada dirección X, Y y Z respectivamente.  $A_{Ez}$  deberá considerarse de acuerdo con los requisitos del apartado 4.1.7.

## 4.2.2 Método del Modo fundamental

### 4.2.2.1 Definición

- (1)P Se pueden obtener fuerzas estáticas equivalentes a las sísmicas a partir de las fuerzas de inercia correspondientes al período fundamental de vibración de la estructura en la dirección en estudio, mediante la correspondiente ordenada del espectro de respuesta de proyecto. El método incluye también simplificaciones relativas a la forma del primer modo y a la estimación del período fundamental.
- (2)P Según las características específicas de cada puente este método puede aplicarse con tres tipos de modelos:
- El modelo de tablero rígido.
  - El modelo de tablero flexible.
  - El modelo de pila única.
- (3)P Para combinar las componentes de la acción sísmica deberán aplicarse las reglas del apartado 4.2.1.4.

### 4.2.2.2 Campo de aplicación

- (1)P Puede aplicarse el método en todos los casos en que el comportamiento dinámico de la estructura pueda aproximarse adecuadamente mediante un sistema con un grado de libertad. Esta condición se considera satisfecha en los siguientes casos:
- a) En la dirección longitudinal de puentes aproximadamente rectos con tablero continuo siempre que las fuerzas sísmicas sean resistidas con pilas cuya masa efectiva total sea inferior a 1/5 de la masa del tablero.
  - b) En la dirección transversal del caso (a) cuando el sistema estructural sea aproximadamente simétrico respecto al centro del tablero, es decir, cuando la excentricidad teórica  $e_0$  entre el centro de rigidez de los elementos de soporte y el centro de masas del tablero no supere el 5% de la longitud (L) del tablero.
  - c) En el caso de pilas de apoyo de tramos simplemente apoyados, cuando no se espere una interacción significativa entre las pilas y la masa total efectiva de cada pila sea inferior a 1/5 de la masa de la parte del tablero soportado por la pila.

### 4.2.2.3 Modelo de tablero rígido

- (1)P Este modelo sólo puede aplicarse cuando la deformación del tablero en dirección horizontal, bajo la acción sísmica, es despreciable en comparación con los desplazamientos de las cabezas de las pilas. Ello siempre es válido en dirección longitudinal de puentes aproximadamente rectos con tablero continuo. Se puede suponer que el tablero es rígido en dirección transversal si  $L/B \leq 4,0$  o, en general, si se cumplen las condiciones siguientes:

$$\frac{\Delta d}{d_a} \leq 0,20 \quad (4.9)$$

donde

L es la longitud total del tablero continuo;

B es el ancho del tablero;

$\Delta d$  y  $d_a$  son respectivamente la diferencia máxima y la media de los desplazamientos en dirección transversal de todas las cabezas de pilares bajo la acción sísmica transversal o bajo la acción de una carga transversal con una distribución semejante.

- (2)P Se pueden calcular los efectos sísmicos aplicando en el tablero una fuerza estática equivalente  $F$  dada por la expresión:

$$F = M S_d(T) \quad (4.10)$$

donde

$M$  es la masa total efectiva de la estructura, igual a la masa del tablero mas la de la mitad superior de los pilares;

$S_d(T)$  es la aceleración espectral del espectro de proyecto (apartado 3.2.2.5) correspondiente al período fundamental  $T$  del puente, estimado como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.11)$$

donde  $K = \sum K_i$  es la rigidez del sistema igual a la suma de las rigideces de los elementos resistentes.

- (3)P En dirección transversal la fuerza  $F$  deberá distribuirse en el tablero proporcionalmente al reparto de masas efectivas.

#### 4.2.2.4 Modelo de tablero flexible

- (1)P Deberá usarse el modelo de tablero flexible cuando no se cumpla la condición (4.7).
- (2) A falta de un cálculo más riguroso, el período fundamental de la estructura, en la dirección en estudio puede estimarse mediante el método de Rayleigh usando un sistema generalizado de un grado de libertad, como sigue:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i d_i^2}{\sum f_i d_i}} \quad (4.12)$$

donde

$m_i$  es la masa concentrada en el nudo  $i$  ;

$d_i$  es el desplazamiento en la dirección en estudio cuando la estructura está sometida a la acción de las fuerzas  $f_i = m_i g$  actuando en la misma dirección en todos los puntos nodales.

- (3)P Los efectos sísmicos pueden determinarse aplicando en todos los puntos nodales fuerzas horizontales  $F_i$  dadas por:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{S_d(T)}{g} d_i m_i \quad (4.13)$$

donde

$T$  es el período del modo fundamental de vibración en la dirección considerada;

$m_i$  es la masa concentrada en el nudo  $i$  ;

$d_i$  es el desplazamiento del nudo  $i$  correspondiente a la deformada que intenta aproximar el primer modo [puede tomarse igual a los valores determinados en el punto (2) anterior];

$S_d(T)$  es la aceleración espectral del espectro de proyecto (apartado 3.2.2.5);

$g$  es la aceleración de la gravedad.



#### 4.2.2.5 Efectos de torsión en la dirección transversal

- (1)P Cuando se use el modelo de tablero rígido o flexible en la dirección transversal a un puente, los efectos de torsión se estimarán aplicando un momento torsor estático  $M_t$  acorde con la ecuación (4.1) del apartado 4.1.5 (3). La excentricidad apropiada se estimará como sigue:

$$e = e_o + e_a + e_d \quad (4.14)$$

donde

$e_o$  es la excentricidad teórica [véase el caso (b) del apartado 4.2.2.2];

$e_a = 0,03 L$  es la excentricidad accidental;

$e_d = 0,03 L \sqrt{1 + e_o/e_a}$  es una estimación de la amplificación dinámica.

- (2)P La fuerza  $F$  se determinará bien de acuerdo con la ecuación (4.8) o como  $\sum F_i$  según la ecuación (4.3). El momento  $M_t$  puede repartirse entre los elementos de apoyo usando el modelo de tablero rígido.

#### 4.2.2.6 Modelo de pila única

- (1) En muchos casos la acción sísmica en la dirección transversal de los puentes es resistida principalmente por las pilas y no se produce una interacción importante entre pilas. En tales casos se pueden estimar los efectos sísmicos que actúan sobre la pila  $i$  considerando la acción de una fuerza estática equivalente

$$F_i = M_i \cdot S_d(T_i) \quad (4.15)$$

donde

$M_i$  es la masa efectiva atribuida a la pila  $i$ ;

$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$  es el período fundamental de dicha pila.

- (2) Se puede aplicar esta simplificación como primera aproximación en cálculos preliminares siempre que se cumpla la siguiente condición para dos pilares consecutivos  $i$  e  $i + 1$

$$0,95 < T_i/T_{i+1} \leq 1,05 \quad (4.16)$$

En caso contrario se precisa una redistribución de las masas efectivas atribuidas a cada pila para que se cumpla la condición anterior.

#### 4.2.3 Métodos lineales alternativos

##### 4.2.3.1 Cálculo con espectros de potencia

- (1)P A partir del espectro de densidad de potencia de las aceleraciones se efectuará un cálculo lineal aleatorio de la estructura bien aplicando un cálculo modal o matrices de respuesta dependientes de la frecuencia, (véase el apartado 3.2.2.3).
- (2)P Los efectos elásticos de la acción sísmica se definirán como el valor medio de la distribución de probabilidad del máximo valor extremo de la respuesta durante la duración considerada en el modelo sísmico.

- (3)P Los valores de proyecto se determinarán dividiendo los efectos elásticos por el adecuado factor de comportamiento  $q$ .
- (4)P El método tiene el mismo campo de aplicación que el Análisis con espectro de respuesta.

#### 4.2.3.2 Cálculo con series temporales

- (1)P En un cálculo con acelerogramas los efectos de la acción sísmica se identificarán con los valores medios del conjunto de las respuestas extremas calculadas para cada acelerograma del conjunto. Pueden consultarse el apartado 3.2.2.4 y los detalles del Anexo E para la definición de las series temporales.

#### 4.2.3.3 Criterios sobre aplicabilidad de los resultados

- (1)P Son de aplicación los criterios especificados en la Parte 1-2, apartado 3.3.4.1.

#### 4.2.4 Cálculo no lineal en el dominio del tiempo

- (1)P Se puede obtener la evolución temporal de la respuesta mediante integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales no-lineales del movimiento. Los datos serán series temporales representativas del movimiento del suelo (acelerogramas, véase también el apartado 3.2.2.4) desarrolladas para el emplazamiento específico y representativas preferentemente de terremotos reales.
- (2)P A menos que se indique lo contrario este método sólo puede utilizarse en combinación con un análisis con espectro de respuesta tipo para obtener una idea de la respuesta post-elástica y una comparación entre las demandas y las disponibilidades de ductilidad. A excepción de los puentes sobre dispositivos aislantes (capítulo 7) y de los puentes especiales (capítulo 8) no se deben utilizar los resultados de un análisis no lineal para rebajar los requisitos resultantes de un análisis con espectros de respuesta. Deben respetarse las reglas para comprobación de la resistencia de las secciones (apartados 5.6.3 y 5.7) y para el proyecto de cimentaciones (apartado 5.8) así como las recomendaciones relativas a los detalles para conseguir un mínimo de ductilidad local.

## 5 COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA

### 5.1 Generalidades

- (1)P Los criterios contenidos en este apartado son de aplicación a las estructuras resistentes de puentes. En el caso de puentes dotados de dispositivos aislantes en la base debe aplicarse el capítulo 7.

### 5.2 Resistencia de proyecto

- (1)P A efectos de comprobaciones de resistencia y efectos de proyecto según capacidad deberán usarse los coeficientes de ponderación de los materiales  $\gamma_M$  tal como se definen en EC2, EC3 y EC4 para las combinaciones de carga fundamentales.

NOTA – Para facilitar la aplicación se repiten a continuación los coeficientes de ponderación de los materiales.

#### HORMIGÓN ARMADO

Hormigón	$\gamma_C =   1.5  $
Acero de armar	$\gamma_S =   1.15  $

#### ACERO ESTRUCTURAL

	$\gamma_{M_0} =   1.1  $
Resistencia plástica de secciones brutas	$\gamma_{M_1} =   1.1  $
Resistencia de secciones netas en la línea de los agujeros para pernos	$\gamma_{M_2} =   1.25  $
Pernos, roblones, soldaduras	$\gamma_M =   1.25  $

### 5.3 Efectos de proyecto según capacidad resistente

- (1)P Para estructuras con comportamiento dúctil se calcularán los efectos de proyecto según capacidad  $F_C$  estudiando los mecanismos plásticos supuestos sometidos a la actuación de las acciones permanentes y a un nivel de acciones sísmicas tal que todas las rótulas plásticas previstas hayan desarrollado momentos flectores iguales a un adecuado fractil superior de su resistencia a flexión, al que se denomina sobrerresistencia a flexión  $M_0$ .

- (2)P La sobrerresistencia a flexión de una sección se calculará como:

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd} \quad (5.1)$$

donde

$\gamma_0$  es el factor de sobrerresistencia;

$M_{Rd}$  es la resistencia a flexión de proyecto en la dirección y sentido escogidos calculada con la geometría real de la sección así como con su armadura real en disposición y cuantía (con valores  $\gamma_M$  correspondientes a las combinaciones de carga fundamentales). Al calcular  $M_{Rd}$  debe tenerse en cuenta la interacción con el axil y en su caso, con el flector en la otra dirección, que resultan de la combinación de las acciones permanentes (cargas gravitatorias y pretensado) con la acción sísmica en la misma dirección y sentido precitados.

- (3)P El valor del coeficiente de sobrerresistencia debe, en general, tomarse igual a

$$\gamma_0 = 0,7 + 0,2 q \quad (5.2)$$

donde q es el factor de comportamiento apropiado.

En secciones de hormigón armado con armadura especial de confinamiento según el apartado 6.2.1, en que el valor del axil reducido.

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) \quad (5.3)$$

supere 0,1, el valor del factor de sobrerresistencia debe incrementarse al siguiente:

$$\gamma_0 = [1 + 2 (\eta_k - 0,1)^2] (0,7 + 0,2 q) \quad (5.4)$$

donde

$N_{Ed}$  es el valor del axil en la rótula plástica que corresponde a la combinación de proyecto sísmico, positivo si es compresión;

$A_c$  es el área de la sección;

$f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón.

- (4)P En las barras con rótulas plásticas el momento de proyecto basado en capacidad  $M_C$  en las proximidades de una rótula (véase figura 5.1) no debe suponerse superior al momento relevante para la resistencia de proyecto a flexión  $M_{Rd}$  de la rótula según el apartado 5.6.3.1.

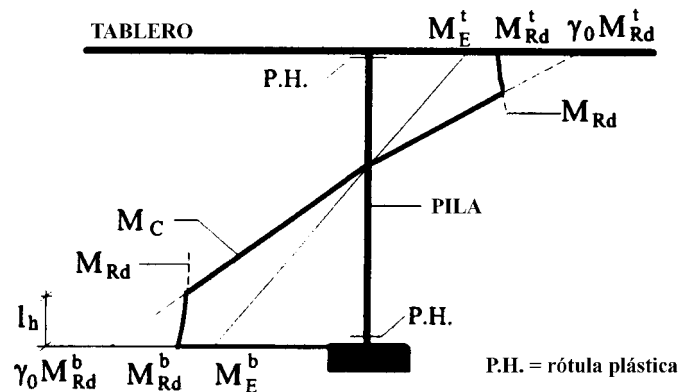


Fig. 5.1 – Momentos de proyecto según capacidad en una barra con rótulas plásticas

NOTA – Las curvas  $M_{Rd}$  de la figura 5.1 corresponden a un pilar de sección variable (creciente hacia la base). En caso de sección constante  $M_{Rd}$  también es constante.

(5)P Los efectos de proyecto según capacidad deben calcularse en general para cada sentido de la acción sísmica tanto en dirección longitudinal como transversal. En el Anexo G se incluyen simplificaciones y un procedimiento adecuado.

(6)P Cuando en el mecanismo plástico participan apoyos deslizantes su capacidad debe suponerse igual a  $\gamma_{of} R_{df}$ , donde

$\gamma_{of} = 1,3$  es un factor de amplificación por fricción debido a envejecimiento;

$R_{df}$  es la máxima fuerza de rozamiento en el apoyo.

(7)P En aquellas piezas en que no se pretenda el desarrollo de rótulas plásticas y que resistan los cortantes mediante apoyos elastoméricos, los efectos de proyecto según capacidad deben calcularse a partir de la máxima deformación de los apoyos elastoméricos que se produzca con los desplazamientos de proyecto del tablero. En estos casos debe utilizarse un incremento del 30% en la rigidez de los apoyos. Sin embargo, si se pretende la formación de rótulas plásticas, los efectos de proyecto según capacidad estarán regidos por la capacidad de sobrerresistencia a flexión de la rótula.

#### 5.4 Efectos de segundo orden

(1) En casos de análisis lineal se pueden estimar los efectos de segundo orden mediante los desplazamientos

$$d_E = 0,5 (1+q) d_{Ee} \quad (5.5)$$

donde  $q$  es el factor de comportamiento y  $d_{Ee}$  son los desplazamientos sísmicos obtenidos a partir del análisis elástico de primer orden.

## 5.5 Combinación sísmica de proyecto

- (1)P El valor de proyecto de los efectos de las acciones  $E_d$ , en la situación de proyecto sísmico debe deducirse de la siguiente combinación de acciones:

$$G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1K} \quad (5.6)$$

donde

- $G_k$  son las cargas permanentes con sus valores característicos;
- $P_k$  es el valor característico del pretensado deducidas todas sus pérdidas;
- $A_{Ed}$  es la combinación más desfavorable de las componentes de la acción sísmica según el apartado 4.2.1.4;
- $Q_{1K}$  es el valor característico de la carga de tráfico;
- $\psi_{21}$  es el factor de combinación según el apartado 4.2.1 (3).

- (2)P No se precisa combinar los efectos de la acción sísmica con los efectos de las acciones debidas a deformaciones impuestas (variación de temperatura, retracción, asiento de los apoyos, movimientos residuales del suelo debidos a fallas sísmicas).

- (3)P Una excepción a la regla anterior es el caso de puentes en los que la acción sísmica se resista mediante apoyos elastoméricos armados [véase también el apartado 6.6.2.3 (3)].

En este caso debe suponerse que el comportamiento del sistema es elástico y que deben tenerse en cuenta los efectos de las acciones debidas a deformaciones impuestas. Para ello los soportes (pilas y/o estribos) con apoyos elastoméricos deben proyectarse con los efectos basados en proyecto según capacidad según se indica en el apartado 5.3 (7). Los desplazamientos de proyecto del tablero se determinarán según el apartado 2.3.6.3 (2).

NOTA – Se hace notar que en el caso anterior los desplazamientos debidos a la fluencia no inducen normalmente tensiones adicionales en el sistema y pueden, por ello, omitirse. La fluencia también reduce el valor efectivo de deformaciones impuestas a largo plazo (por ejemplo: retracción).

- (4)P Para las acciones de viento y nieve debe tomarse  $\psi_{21} = 0$ .

## 5.6 Comprobación de la resistencia en secciones de hormigón

### 5.6.1 Efectos de proyecto

- (1) Cuando la resistencia de una sección depende significativamente de la interacción de más de un efecto (por ejemplo: flectores y axiles) basta que se cumplan las condiciones de Estado Límite Último, tal como se indica en los apartados que siguen, para cada valor extremo (máximo o mínimo) por separado teniendo en cuenta la interacción con los valores de acompañamiento simultáneos del resto de las acciones.

### 5.6.2 Estructuras de ductilidad limitada

- (1)P  $E_d \leq R_d$  (5.7)

donde

$E_d$  es el efecto de la acción de proyecto correspondiente a la combinación de carga sísmica incluyendo efectos de segundo orden;

$R_d$  es la resistencia de proyecto de la sección.

- (2)P En las regiones con sismicidad media a alta ( $a_g \geq |0,10g|$ ) la resistencia a esfuerzo cortante de las rótulas plásticas potenciales deben comprobarse según el apartado 5.6.3.4.

### 5.6.3 Estructuras dúctiles

#### 5.6.3.1 Resistencia a flexión de las rótulas plásticas

$$(1)P \quad M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.8)$$

donde

$M_{Ed}$  es el momento flector de proyecto en la combinación de carga sísmica incluyendo efectos de segundo orden; y

$M_{Rd}$  es la resistencia a flexión de la sección teniendo en cuenta la interacción con los efectos de proyecto simultáneos (axiles y, en su caso, momentos flectores en la otra dirección).

- (2)P La armadura longitudinal de la pieza a la que pertenezca la rótula debe permanecer constante y totalmente activa en, al menos, la longitud  $l_h$  indicada en la figura 5.1.

#### 5.6.3.2 Resistencia a flexión de las secciones exteriores a las rótulas plásticas

$$(1)P \quad M_C \leq M_{Rd} \quad (5.9)$$

donde

$M_C$  es el momento flector de proyecto según capacidad definido en el apartado 5.3;

$M_{Rd}$  es la resistencia de proyecto de la sección teniendo en cuenta la interacción con los efectos simultáneos de proyecto (axiles y, en su caso, momentos flectores en la otra dirección).

#### 5.6.3.3 Resistencia a esfuerzo cortante de elementos exteriores a las rótulas plásticas

- (1)P Comprobación de la biela inclinada de compresión

$$V_C \leq V_{Rd2} \quad (5.10)$$

- (2)P Comprobación de la armadura transversal

$$V_C \leq V_{cd} + V_{wd} \quad (5.11)$$

donde

$V_C$  es el esfuerzo cortante de proyecto según capacidad, apartado 5.3.

Las resistencias al esfuerzo cortante de proyecto deben calcularse según EC2 Parte 1;

$V_{Rd2}$  según la fórmula 4.19;

$V_{cd} = V_{Rd1}$  según la fórmula 4.18;

$V_{wd}$  según la fórmula 4.23.

NOTA — Para facilitar la consulta mutua se repiten a continuación en forma abreviada las fórmulas (4.19), (4.18) y (4.23)

$$V_{Rd2} = 0,5v f_{cd} b_w 0,9d \text{ con } v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$$

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

donde

$$\tau_{Rd} = 0,035 f_{ck}^{2/3}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) > 0,02 \quad \text{es la cuantía geométrica de armadura longitudinal a tracción;}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad \text{es la tensión normal media bajo los efectos de proyecto;}$$

$$d \quad \text{es el canto de la sección en m;}$$

$$V_{wd} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd}$$

donde

$$A_{sw} \text{ y } s \quad \text{son respectivamente el área y la separación de estribos;}$$

$$f_{ywd} \quad \text{es la resistencia de límite elástico de proyecto de la armadura transversal;}$$

$$b_w \quad \text{es el espesor del alma de la sección.}$$

#### 5.6.3.4 Resistencia al esfuerzo cortante de las rótulas plásticas

(1)P Comprobación de la compresión diagonal

$$V_C < V_{Rde} \quad (5.12)$$

donde

$V_{Rde}$  es la resistencia al esfuerzo cortante correspondiente a la resistencia a compresión del hormigón tras su degradación

$$= 0,275v f_{ck} b_{wc} d_c$$

donde

$$v = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5$$

$$b_{wc}, d_c \quad \text{son respectivamente el espesor del alma confinada y el canto de la sección.}$$

(2)P Comprobación de la armadura transversal

$$V_C \leq V_{cde} + V_{wd} \quad (5.13)$$

donde

$V_{cde}$  es la contribución del hormigón después de la degradación y es igual a:

$$V_{cde} = 0 \quad \text{si } \eta_k \leq 0,1$$

$$V_{cde} = 2,5 \tau_{Rd} b_{wc} d_c \quad \text{si } \eta_k > 0,1$$

$$\eta_k = N_{Ed} / A_{cc} f_{ck}$$

$V_{wd}$  es la contribución de la armadura calculada según el apartado 5.6.3.3 (2);

$N_C$  es el axil (positivo a compresión);

$A_{cc}$  es el área del núcleo confinado del hormigón de la sección.

- (3) En secciones circulares el área efectiva al esfuerzo cortante puede admitirse igual al área de hormigón confinado  $\pi D_{sp}^2 / 4$  y  $d_c$  se puede suponer igual a  $D_{sp}$ , donde  $D_{sp}$  es el diámetro de la espiral.

- (4)P Comprobación del cortante de deslizamiento

$$V_c \leq A_v f_{yd} + \min N_{Ed} \quad (5.14)$$

donde

$A_v$  es el área total de la armadura longitudinal con una resistencia de proyecto  $f_{yd}$ .

- (5) La comprobación (5.14) anterior no es aplicable en elementos de tipo pantalla poco esbelta con un esfuerzo adimensional  $\alpha_s = M/Vd < 2$ . En tales casos, poco frecuentes en puentes, deben aplicarse las recomendaciones adecuadas del EC8 / Parte 1-3.

## 5.7 Comprobación de la resistencia en elementos de acero o mixtos

### 5.7.1 Pilas

- (1)P Las comprobaciones de resistencia y ductilidad de pilas de acero o mixtas deben llevarse a cabo tal como se indica en EC8, Parte 1-3, apartados 3.2, 3.5, 3.6 y 3.7. En estructuras dúctiles deben usarse secciones de Clase 1 ó 2. En estructuras de ductilidad limitada pueden usarse secciones de Clase 1, 2 ó 3.

### 5.7.2 Tablero

- (1)P En cuanto a la comprobación de la resistencia del tablero debe consultarse el apartado 6.1.

## 5.8 Cimentaciones

### 5.8.1 Generalidades

- (1)P Las cimentaciones del puente deben proyectarse para cumplir los requisitos básicos expuestos en el apartado 5.1 de la Parte 5. En particular, los cimientos no pueden utilizarse como focos de disipación de energía histerética y, en consecuencia, deben proyectarse en lo posible para que no sufran deterioro durante la acción sísmica de proyecto.
- (2)P Deben establecerse los posibles efectos de la interacción terreno-estructura según las indicaciones apropiadas contenidas en el capítulo 6 de la Parte 5. En puentes especiales pueden usarse cálculos no lineales para cuantificar los efectos no lineales.

### 5.8.2 Efectos de las acciones de proyecto

- (1)P En relación con la comprobación de resistencia, los efectos en los cimientos de las acciones de proyecto deben calcularse como sigue:

- (2)P Puentes de ductilidad limitada

Los efectos de las acciones de proyecto serán los obtenidos mediante el cálculo lineal de la estructura, bajo la acción sísmica de proyecto definida en el apartado 3.2.2.5 multiplicadas por el factor  $q$  que se haya utilizado.

- (3)P Puentes dúctiles

Los efectos de las acciones de proyecto se obtendrán mediante la aplicación del proceso de proyecto según capacidad a los pilares de acuerdo al apartado 5.3.



### 5.8.3 Comprobación de la resistencia

- (1)P La comprobación de la resistencia de los elementos de la cimentación debe llevarse a cabo según los apartados 5.4.1 (Cimentaciones directas) y 5.4.2 (Pilotes y pilas) de la Parte 5.

## 6 REGLAS PARA DETALLES ESPECÍFICOS

### 6.1 Campo de aplicación

- (1)P Las reglas de este apartado son de aplicación a estructuras dúctiles y pretenden asegurar una ductilidad mínima en curvatura/rotación de las rótulas plásticas. Respecto a los materiales, son de aplicación las indicaciones de la Parte 1-3 apartado 2.2 para la clase H para elementos de hormigón y del apartado 3.2 para elementos estructurales de acero.
- (2)P Respecto a las estructuras de ductilidad limitada existen recomendaciones para detalles de secciones críticas en el apartado 6.5. Los materiales a usar en elementos de hormigón con clase L de ductilidad deben cumplir los requisitos del apartado 2.2 de la Parte 1-3.
- (3)P En general no se permite la formación de rótulas plásticas en el tablero. Por ello no se precisan reglas especiales distintas a las validas para puentes bajo acciones no sísmicas, permanentes o variables (véanse las Partes 2 de los pertinentes Eurocódigos).

### 6.2 Pilas de hormigón

#### 6.2.1 Confinamiento

- (1)P En las regiones con formación potencial de rótulas plásticas debe garantizarse el comportamiento dúctil de la zona del hormigón.
- (2)P En regiones con formación potencial de rótulas en que el axil reducido [véase 5.3 (3)] supere el límite:

$$\eta_k = N_{Ed} / A_c f_{ck} > 0,08 \quad (6.1)$$

generalmente se precisa confinar la zona de compresión según se indica en el apartado 6.2.1.3.

- (3)P En pilas cuya sección transversal contenga alas (Sección cajón o doble T) no es preciso el confinamiento si, en condiciones de carga sísmica última se puede alcanzar una ductilidad en curvatura

$$\mu_c = |13| \quad (6.2)$$

sin que la máxima deformación de compresión del hormigón supere el valor

$$\epsilon_{cu} = 0,35\% \quad (6.3)$$

- (4)P Cuando existan zonas de compresión muy profundas el confinamiento puede limitarse a la zona en que la deformación de compresión supere  $0,5 \epsilon_{cu}$ .
- (5)P La cantidad de armadura de confinamiento se define mediante la cuantía mecánica de armadura:

$$\omega_{wd} = \rho_w f_{yd} / f_{cd} \quad (6.4)$$

donde

$\rho_w$  es la cuantía geométrica de armadura transversal definido en los apartados 6.2.1.1. ó 6.2.1.2.

### 6.2.1.1 Secciones rectangulares

(1)P La cuantía geométrica de armadura transversal se define mediante:

$$\rho_w = A_{sw} / s.b \quad (6.5)$$

donde

$A_{sw}$  es el área total de cercos o estribos en la dirección de confinamiento;

$s$  es la separación de cercos o estribos en la dirección longitudinal con las siguientes limitaciones;

$s \leq 6$  diámetros de las barras longitudinales;

$s \leq 1/5$  de la menor dimensión del núcleo de hormigón;

$b$  es la dimensión del núcleo de hormigón perpendicular a la dirección del confinamiento en estudio, medida al exterior del cerco perimetral.

(2)P La distancia  $C$  entre ramas de cercos o estribos suplementarios no superará ni  $1/3$  de la dimensión mínima  $b_{min}$  del núcleo de hormigón ni 350 mm. Además no tiene por qué ser menor que 200 mm (véase la figura 6.1).

(3)P Se supondrá que las barras inclinadas un ángulo  $\alpha > 0$  respecto a la dirección de confinamiento contribuyen en el área total  $A_{sw}$  de la ecuación (6.5) mediante el producto de su área por el  $\cos \alpha$ .

### 6.2.1.2 Secciones circulares

(1)P La proporción volumétrica  $\rho_w$  de la armadura en espiral respecto al núcleo de hormigón es

$$\rho_w = 4 A_{sp} / D_{sp} \cdot s \quad (6.6)$$

donde

$A_{sp}$  es el área del cerco circunferencial o espiral;

$D_{sp}$  es el diámetro del cerco circunferencial o espiral;

$s$  es la separación entre cercos que debe cumplir las limitaciones siguientes:

$s \leq 6$  diámetros de barra longitudinal;

$s \leq 1/5$  del diámetro del núcleo de hormigón.

### 6.2.1.3 Armadura necesaria de confinamiento

(1)P La cantidad mínima de armadura de confinamiento debe calcularse como sigue:

– para cercos rectangulares y estribos de atado

$$\omega_{wd,r} \geq 1,74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0,009 \mu_c + 0,17) \eta_k - 0,07 \geq \omega_{w,min} \quad (6.7)$$

donde

$A_c$  es el área de la sección bruta de hormigón;

$A_{cc}$  es el área del núcleo de hormigón confinado;

$\mu_c$  es la curvatura en ductilidad requerida.

Dependiendo del tipo de comportamiento sísmico que se pretenda para el puente serán de aplicación los valores indicados en la tabla 6.1.

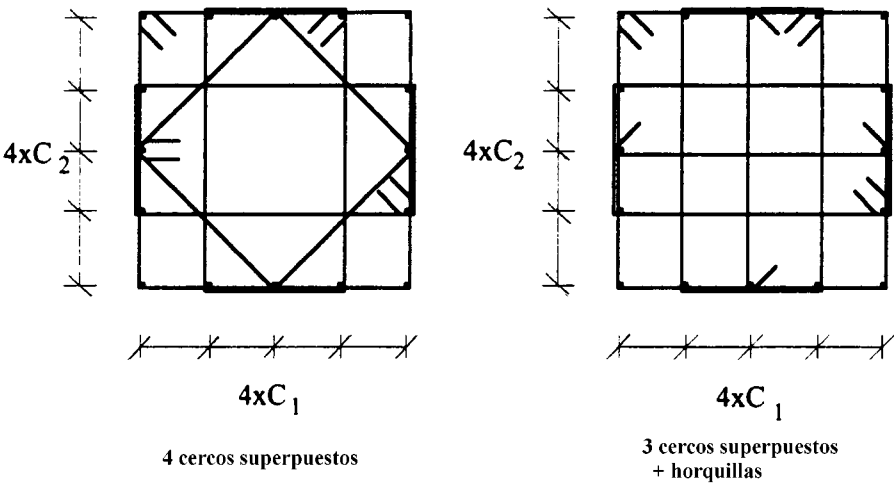
**Tabla 6.1**  
**Valores mínimos de  $\mu_c$  y  $\omega_{w,min}$**

Comportamiento sísmico	$\mu_c$	$\omega_{w,min}$
Dúctil	13	0,12
De ductilidad limitada	7	0,08

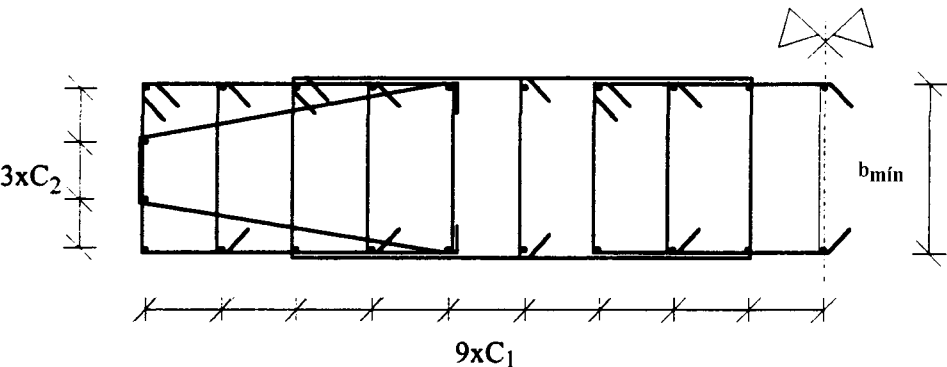
– para estribos circulares (espirales)

$$\omega_{wd,c} = 1,4 \omega_{wd,r} \quad (6.8)$$

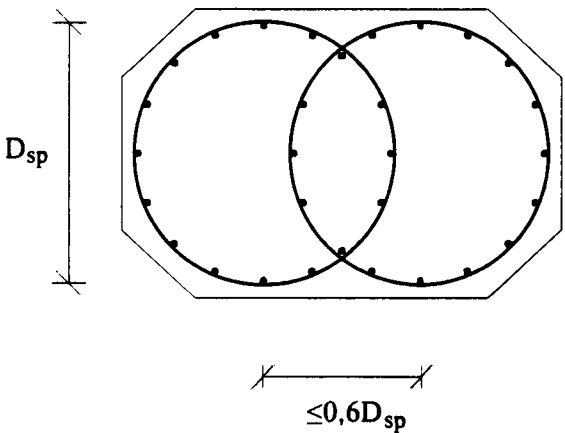
- (2)P Cuando se usen estribos rectangulares o estribos de atado, la condición de armadura mínima debe cumplirse en las dos direcciones transversales.
- (3)P Las espirales entrelazadas son muy eficaces para confinar secciones aproximadamente rectangulares. La distancia entre los centros de las espirales no debe superar  $0,6 D_{sp}$ , donde  $D_{sp}$  es el diámetro de la espiral (véase la figura 6.1).



$C_1 \leq \min(b/3, 350 \text{ mm})$   
 $C_2$  no tiene por qué superar 200 mm



Cercos superpuestos + horquillas (elemento tipo muro)  
DETALLES TÍPICOS CUANDO SE USAN CERCOS SUPERPUESTOS Y HORQUILLAS



DETALLES TÍPICOS CUANDO SE USAN ESPIRALES ENTRALAZADAS

Fig. 6.1 – Detalles típicos de armadura de confinamiento

#### 6.2.1.4 Tamaño del confinamiento. Longitud de las rótulas plásticas potenciales

- (1)P Cuando  $\eta_k = N_{Ed} / A_c f_{ck} \leq 0,3$  la longitud de proyecto  $L_h$  de las rótulas plásticas potenciales debe estimarse como el mayor valor entre los siguientes:
- canto del pilar perpendicular al eje de la rótula;
  - distancia desde el punto de momento máximo a aquél en que el momento se haya reducido en un 20%.
- (2)P Cuando  $0,6 \geq \eta_k > 0,3$  la longitud que se haya calculado con la regla anterior debe incrementarse en un 50%.
- (3) La longitud  $L_h$  definida anteriormente sólo debe emplearse para determinar la armadura de la rótula. No debe usarse para estimar la rotación de la rótula.
- (4)P Cuando se precise la armadura de confinamiento, la cuantía indicada en el apartado 6.2.1.3 debe colocarse en toda la longitud de la rótula plástica. Fuera de ella debe reducirse gradualmente a la cuantía requerida por otros criterios. La cuantía de armadura transversal a lo largo de otra longitud  $L_h$  adyacente al extremo teórico de la rótula plástica no debe ser menor del 50% de la armadura de confinamiento.

#### 6.2.2 Pandeo de la armadura longitudinal a compresión

- (1)P A lo largo de las rótulas plásticas debe evitarse el pandeo de la armadura longitudinal tras varios ciclos dentro de la región plástica. Por ello todas las barras principales longitudinales deben coaccionarse contra el pandeo hacia afuera mediante armaduras transversales (cercos o estribos) perpendiculares a las barras longitudinales con un espaciado máximo de  $6 d_{sl}$ , donde  $d_{sl}$  es el diámetro de la barra longitudinal.
- (2)P A lo largo de los contornos rectos de la sección transversal las barras de la armadura transversal deben anclarse a distancias que no superen los 20 cm mediante patillas que lleguen al interior del elemento.
- (3)P La cantidad mínima de horquillas transversales debe determinarse mediante

$$\frac{A_t}{s} = \Sigma A_s f_{ys} / 1,6 f_{yt} \text{ (mm}^2/\text{m)} \quad (6.9)$$

donde

$A_t$  es el área de una patilla de la horquilla en  $\text{mm}^2$ ;

$s$  es la distancia entre patillas en m;

$\Sigma A_s$  es la suma de las áreas de las barras longitudinales sujetas mediante la horquilla en  $\text{mm}^2$ ;

$f_{yt}$  es la tensión de límite elástico de la horquilla;

$f_{ys}$  es la tensión de límite elástico de la armadura longitudinal.

#### 6.2.3 Reglas adicionales

- (1)P Debido a las posible pérdida de hormigón de recubrimiento en la región de la rótula plástica, el anclaje de la armadura de confinamiento debe llevarse a cabo mediante ganchos a  $135^\circ$  que rodeen a la barra longitudinal y se prolonguen la longitud adecuada (mínimo 10 diámetros) dentro del núcleo de hormigón.
- (2)P Se precisa un anclaje similar o una soldadura de solapo de resistencia completa para el solapo de espirales en regiones de posible formación de rótulas plásticas.
- (3)P No se permiten uniones por solapo o soldadura en armaduras longitudinales situadas en regiones de posible formación de rótulas plásticas.

### 6.3 Pilas de acero

- (1)P En el caso de estructuras dúctiles deberán aplicarse las reglas de detalle indicada en el apartado 3.5.3 de la Parte 1-3.

### 6.4 Cimentaciones

#### 6.4.1 Estructuras con cimentación directa

- (1)P No se permite que las estructuras con cimentación directa del tipo de zapatas, losas, cajones, pilas, etc, entren en régimen plástico bajo la acción de la carga sísmica de proyecto y, por tanto, no precisan detalles especiales de armado.

#### 6.4.2 Cimentaciones sobre pilotes

- (1)P En el caso de cimentaciones sobre pilotes es difícil, o imposible, evitar la localización de rótulas plásticas en ellos. En tales casos debe garantizarse la integridad del pilote y su comportamiento dúctil.
- (2)P La localización de las posibles rótulas es:
- a) Cerca de la cabeza de las pilas, en la unión con la losa de cimentación, cuando las capas superiores de suelo tienen características mecánicas bajas.
  - b) En las interfaces de estratos de suelo con deformabilidades de corte marcadamente distintas.
- (3)P En el caso (a) debe colocarse una armadura de confinamiento de la cuantía indicada en el apartado 6.2.3.1, en una longitud vertical igual a 5 diámetros de pilote.
- (4)P En el caso (b), a falta de un estudio más riguroso, se puede colocar una armadura longitudinal y otra de confinamiento en la misma cuantía que el requerido en cabeza del pilote, en una longitud de dos diámetros de pilote a cada lado de la interfase.

### 6.5 Estructuras de comportamiento dúctil limitado

- (1)P En estructuras de comportamiento dúctil limitado proyectadas con  $q \leq 1,5$  situadas en áreas de sismicidad media o alta ( $a_g > |0,10g|$ ), son de aplicación a las secciones críticas las siguientes reglas cuya finalidad es asegurar un mínimo de ductilidad limitada.
- (2) Se recomienda la aplicación de las mismas reglas en estructuras localizadas en áreas de baja sismicidad.
- (3)P Se considera que una sección es crítica, es decir, de posible localización de una rótula plástica si se cumple

$$M_{Rd} / M_{Ed} < 1,30 \quad (6.10)$$

donde

$M_{Ed}$  es el momento flector de proyecto máximo en la combinación de acción sísmica;

$M_{Rd}$  es la mínima resistencia a flexión de la sección durante la misma combinación.

- (4) Siempre que sea posible se intentará que las zonas de las posibles rótulas plásticas tengan un acceso fácil para su inspección.
- (5)P Allí donde, según el apartado 6.2.1 (3), sea preciso el confinamiento para alcanzar una ductilidad en curvatura mínima  $\mu_c = |7|$ , debe colocarse la armadura de confinamiento exigida por el apartado 6.2.1.3 para  $\mu_c = |7|$ . En tal caso se precisa también evitar el pandeo de la armadura longitudinal, mediante aplicación de las reglas contenidas en el apartado 6.2.2.

## 6.6 Aparatos de apoyos y enlaces sísmicos

### 6.6.1 Requisitos generales

- (1)P Las acciones horizontales sobre el tablero que no tengan origen sísmico deben transmitirse a los elementos de soporte (estribos o pilas) a través de las uniones estructurales que pueden ser monolíticas o mediante aparatos de apoyo. En las acciones que no sean de origen sísmico los aparatos de apoyo deben comprobarse de acuerdo con las Normas y Recomendaciones adecuadas (Partes 2 de los Eurocódigos y EN 1337).
- (2)P La acción sísmica de proyecto debe generalmente transmitirse a través de los aparatos de apoyo. Se pueden usar enlaces sísmicos (con huelgo adecuado para permitir los desplazamientos no sísmicos del puente) para transmitir la acción sísmica total de proyecto siempre que se eviten los efectos de posibles choques. En este caso el cálculo correspondiente a la acción sísmica debe basarse en un modelo adecuado que tenga en cuenta una aproximación lineal de la relación fuerza-desplazamiento de la estructura conectada (véase figura 6.2).

NOTA – Esta función de los enlaces sísmicos puede no ser aplicable a puentes sometidos a grandes acciones horizontales de origen distinto al sísmico o a limitaciones especiales de los desplazamientos como sucede por ejemplo en puentes de ferrocarril.

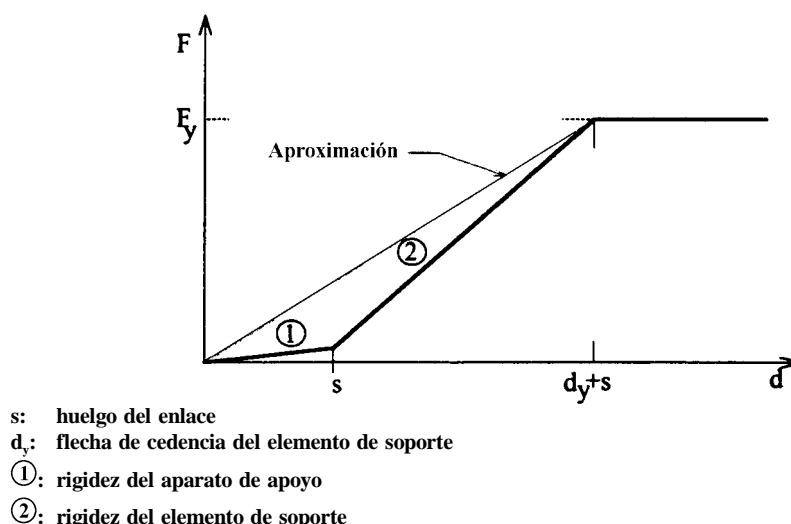


Fig. 6.2 – Relación fuerza desplazamiento para una estructura con enlaces

- (3)P Debe asegurarse la integridad estructural del puente bajo desplazamientos sísmicos extremos. En los apoyos fijos este requisito debe cumplirse mediante criterios de proyecto según capacidad de los aparatos de apoyo o mediante la introducción de conexiones adicionales como segunda línea de defensa. En las conexiones móviles debe utilizarse bien una longitud de apoyo (entrega) adecuada a lo establecido en el apartado 6.6.4 o enlaces sísmicos.
- (4)P Todos los tipos de aparatos de apoyo deben ser sustituibles sin dificultad.

### 6.6.2 Aparatos de apoyo

#### 6.6.2.1 Aparatos de apoyo fijos

- (1)P Las acciones sísmicas de cálculo sobre apoyos fijos deben determinarse como efectos de proyecto según capacidad; sin embargo no tienen por qué ser superiores a las debidas a  $q = 1$ .
- (2) Los aparatos de apoyo fijos pueden proyectarse solamente para los efectos de las combinaciones sísmicas de proyecto siempre que puedan ser repuestos sin dificultad y que se añadan enlaces sísmicos como segunda línea de defensa.

### 6.6.2.2 Aparatos de apoyo móviles

- (1)P. Los aparatos de apoyo móviles deben admitir sin daño el desplazamiento sísmico de proyecto total calculado de acuerdo con el apartado 2.3.6.3 (2).

### 6.6.2.3 Aparatos de apoyo elastoméricos

- (1)P Los aparatos de apoyo elastoméricos pueden usarse en las siguientes disposiciones:
- a) Sobre soportes individuales, para absorber las deformaciones impuestas y resistir tan sólo las acciones sísmicas no horizontales mientras que la resistencia a la acción sísmica de proyecto es proporcionada por conexiones estructurales (monolíticas o mediante aparatos de apoyo fijos) del tablero a otros elementos soporte (pilas o estribos).
  - b) En todos o en algún soporte con la misma función que la indicada en (a), combinada con enlaces sísmicos proyectados para resistir la acción sísmica.
  - c) En todos los soportes para resistir tanto las acciones sísmicas como las restantes.
- (2)P Los aparatos de apoyo utilizados en las disposiciones (a) y (b) deben proyectarse para resistir la deformación de esfuerzo cortante correspondiente a la acción sísmica.
- (3)P El comportamiento sísmico de puentes en que la acción sísmica sea enteramente resistida por aparatos de apoyo elastoméricos en todos los soportes (disposición c) queda controlado por la gran flexibilidad de los apoyos. Tales puentes y sus apoyos deben proyectarse de acuerdo con el capítulo 7.

### 6.6.3 Enlaces sísmicos

- (1)P Los enlaces sísmicos pueden ser llaves de corte, topes, amortiguadores y/o cables o bulones de unión. Las conexiones de rozamiento no se consideran como enlaces positivos.
- (2)P Se requieren enlaces sísmicos en los casos siguientes:
- a) Combinados con los aparatos de apoyo elastoméricos si se precisan para transmitir la acción sísmica.
  - b) Combinados con apoyos fijos que no estén calculados con efectos de proyecto según capacidad.
  - c) Combinados con apoyos elastoméricos armados normales proyectados para transmitir la acción sísmica de proyecto (véase apartado 7.6.3).
  - d) En los apoyos móviles extremos, entre tablero y estribo o pila, en dirección longitudinal cuando no se cumplan los requisitos de entrega mínima según lo establecido en el apartado 6.6.4.
  - e) Entre partes adyacentes del tablero en juntas intermedias (situadas dentro del vano).
- (3)P Las acciones de proyecto para los enlaces sísmicos de párrafo anterior deben determinarse como sigue:
- En los casos (a) y (b) como efectos de proyecto según capacidad (debe suponerse que la resistencia horizontal de los aparatos de apoyo es nula).
  - En los casos (c), (d) y (e), a falta de un estudio racional que tenga en cuenta la interacción del (de los) tablero (s) y los elementos de soporte, los elementos de enlace pueden proyectarse para una acción igual a  $\alpha Q$  donde  $\alpha = a_g / g$ , con  $a_g$  la aceleración de proyecto del suelo y  $Q$  el peso de la sección de tablero enlazado a una pila o estribo, o, en cuando sean dos las secciones del tablero que se unan, el menor de sus dos pesos.



- (4)P Los enlaces deben disponer de los márgenes o huelgos adecuados para mantenerse inactivos
- bajo la acción sísmica de proyecto en los casos (b), (c), (d) y (e);
  - bajo acciones no sísmicas en el caso (a).
- (5) Cuando se usen enlaces sísmicos deben preverse procedimientos para reducir los efectos de los choques.
- (6)P Deben preverse dispositivos de anclaje vertical en aquellos soportes en que la reacción vertical sísmica de proyecto se opone y supera a los siguientes porcentajes de las reacciones de compresión debidas a carga permanente.
- 80% en estructuras de comportamiento dúctil en las que la reacción vertical sísmica de proyecto se calcule como un efecto de proyecto según capacidad cuando todas las rótulas plásticas hayan desarrollado su capacidad de sobrerresistencia.
  - 50% en estructuras de comportamiento no dúctil en las que la reacción vertical sísmica de proyecto se calcula únicamente bajo la acción sísmica de proyecto (incluyendo la contribución de la componente sísmica vertical).
- (7)P Los requisitos (6) anteriores se refieren a la reacción vertical total del tablero sobre un soporte y no son aplicables a apoyos individuales. Sin embargo no deberá permitirse el levantamiento de apoyos individuales bajo la acción sísmica de proyecto.

#### 6.6.4 Longitudes mínimas de entrega en apoyos

- (1)P En los soportes donde en condiciones sísmicas se produzcan desplazamientos relativos entre elemento portante y soportado, debe preverse una longitud mínima de entrega en apoyos.
- (2)P Esta entrega mínima debe ser capaz de asegurar la funcionalidad del soporte bajo desplazamientos sísmicos extremos.
- (3) A falta de una estimación más precisa, la entrega mínima  $l_{ov}$  puede estimarse como sigue:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.11)$$

$$d_{eg} = L v_g / c_p \leq 2 d_g \quad (6.12)$$

donde

$l_m$  es la entrega mínima capaz de garantizar la transmisión de la reacción vertical, pero nunca menor de 40 cm ;

$d_{eg}$  es el desplazamiento efectivo de las dos partes debido a movimientos sísmicos diferenciales del suelo;

$d_g$  es el valor de proyecto del desplazamiento máximo del suelo tal como se define en el apartado 4.2.3 del EC 8: Parte 1-1 y se recoge en la tabla 6.2;

$v_g$  es la velocidad punta del suelo estimada a partir de la aceleración de proyecto del suelo  $a_g = \alpha g$  usando los valores del índice  $v_g/a_g$  dados en la tabla 6.2;

$c_p$  es una cota inferior de la celeridad de las ondas de compresión en el suelo. A falta de datos más precisos se pueden utilizar los valores típicos indicados en la tabla 6.3.

**Tabla 6.2**  
**Parámetros del movimiento del suelo**

Clase de suelo	A	B	C
Índice $v_g/a_g$ (seg)	0,090	0,135	0,160
Índice $d_g/a_g$ (seg <sup>2</sup> )	0,06	0,09	0,108

**Tabla 6.3**  
**Cotas inferiores de la celeridad de las ondas de compresión**

Tipo de suelo	$c_p$ (m/seg)
Roca	1 000
Suelo granular denso o arcillas preconsolidadas rígidas	500
Arenas de densidad media (limosas)	300
Arcillas medias a blandas	150

L es la longitud efectiva del tablero (o elemento de tablero) estimada como sigue:

- En tableros conectados a pilas, bien completamente, bien mediante enlaces sísmicos, L es la distancia entre el soporte y la siguiente pila enlazada al tablero. Si el tablero se enlaza con un grupo de pilas, L es la distancia entre el soporte y el centro del grupo.
- Para tableros (o elementos de tablero) conectados a los estribos en el otro extremo, L es la longitud de tablero (o elemento de tablero).

$d_{es}$  es el desplazamiento sísmico efectivo del soporte debido a la deformación de la estructura, estimado como sigue:

- Para tableros conectados a pilas, bien monolíticamente, bien mediante aparatos de apoyo fijos que actúen como enlaces sísmicos completos,  $d_{es} = d_{Ed}$  donde  $d_{Ed}$  es el desplazamiento sísmico longitudinal de proyecto calculado de acuerdo con la ecuación (2.7), apartado 2.3.6.3.
- Para tableros conectados a pilas o a un estribo mediante enlaces sísmicos con un huelgo  $s$ :

$$d_{es} = d_{Ed} + s \quad (6.13)$$

- (4) En caso de una junta intermedia entre dos elementos del tablero o de la sección extrema de un elemento sobre un pilar intermedio,  $l_{ov}$  debe estimarse mediante la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de los valores calculados para cada una de los dos elementos en el primer caso o del elemento y la pila en el segundo.

## 6.7 Muros de contención y estribos de hormigón

### 6.7.1 Requisitos generales

- (1)P Todas las componentes estructurales de los estribos deberán proyectarse para que funcionen en régimen elástico bajo la acción sísmica. El proyecto de la cimentación será acorde con el apartado 5.8. Se aplicarán las reglas siguientes según la función estructural de la conexión horizontal entre estribo y tablero.

### 6.7.2 Unión flexible entre estribos y tablero

- (1)P En este tipo de estribo el tablero está soportado por aparatos de apoyo móviles o de tipo elastomérico. Ni estos últimos ni los eventuales enlaces sísmicos se proyectan para transmitir la acción sísmica de proyecto. Tales estribos tienen una contribución despreciable a la sujeción horizontal del tablero.
- (2)P Para el proyecto de este tipo de estribos deben considerarse las siguientes acciones actuando en fase:
- a) Empujes de terreno incluyendo los efectos sísmicos calculados según el capítulo 7 del EC8 Parte 5.
  - b) Las fuerzas de inercia que actúan sobre las masas del estribo y del relleno y acaban actuando sobre el estribo. Generalmente se pueden determinar estos efectos usando la aceleración de proyecto del suelo  $a_g$ .
  - c) Acciones de los aparatos de apoyo calculados como efectos de proyecto según capacidad de acuerdo a los apartados 5.3 (5) y 5.3 (6).
- 3(P) Cuando los empujes de tierra supuestos en el punto (a) anterior se calculan según EC8 Parte 5, basándose en un desplazamiento admisible del estribo, deben tomarse medidas adecuadas para obtener la separación entre el tablero y el trasdós del estribo. También debe asegurarse en este caso que el desplazamiento supuesto al calcular las acciones (a) puede producirse realmente antes que se ocurra una rotura del propio estribo. Por ello el proyecto del cuerpo del estribo debe efectuarse considerando que la parte sísmica de las acciones (a) se ve incrementada en un 30%.

### 6.7.3 Estribos rígidamente conectados al tablero

- (1)P La conexión de tablero y estribo se hace, bien monolítica, bien mediante apoyos fijos o enlaces destinados a absorber la acción sísmica. Tales estribos contribuyen a la resistencia sísmica del tablero tanto en dirección longitudinal como transversal.
- (2)P El modelo usado para estudiar el puente debe incorporar en forma adecuada la interacción con el terreno en los estribos usando valores realistas para los parámetros de rigidez relevantes.
- (3) Cuando otros elementos (por ejemplo: pilas) que contribuyan también a la resistencia sísmica del puente se recomienda el uso de cotas superiores e inferiores en los parámetros del suelo para llegar a resultados que estén del lado de la seguridad tanto para el estribo como para las pilas.
- (4)P En el cálculo del puente debe usarse un factor de comportamiento  $q = 1$ .
- (5)P En dirección longitudinal deben tenerse en cuenta las siguientes acciones:
- a) Fuerzas de inercia que actúan sobre la masa de la estructura y que pueden estimarse mediante el Método del Modo Fundamental (apartado 4.2.2).
  - b) Empujes de terreno estáticos actuando en ambos estribos ( $E_o$ ).
  - c) Incremento debido a los empujes sísmicos del terreno

$$\Delta E_d = E_d - E_o \quad (6.14)$$

donde

$E_d$  es el empuje total actuando en condiciones sísmicas. Se supone que las presiones  $\Delta E_d$  actúan en el mismo sentido en ambos estribos.

- (6)P La unión tablero-estribo (incluyendo eventualmente los aparatos de apoyo fijos o los enlaces) debe proyectarse para los efectos de las acciones definidas en los apartados anteriores.

NOTA – En este caso no se precisa el proyecto según capacidad porque, generalmente, la resistencia del estribo es muy alta para ello. Por otro lado la hipótesis  $q = 1$  es suficientemente conservadora.

- (7) Para que el deterioro del suelo o terraplén detrás del estribo se mantenga dentro de límites admisibles el desplazamiento sísmico de proyecto no debería exceder  $| \underline{6} |$  cm.
- (8) Se admite que la reacción del suelo activada por el movimiento del estribo y de las aletas conectadas monolíticamente al mismo, actúa en las superficies siguientes:
- En dirección longitudinal  
En el trasdós del estribo que se mueve contra el suelo o relleno.
  - En dirección transversal  
En el trasdós de las aletas que se mueven contra el relleno.

Además de los empujes estáticos del terreno estos estribos deben proyectarse para resistir estas reacciones del suelo.

#### 6.7.4 Muros de contención

- (1)P Los muros de contención en voladizo deben proyectarse de acuerdo con las reglas contenidas en los apartados 6.7.2 (2) y (3).

## 7 PUENTES CON DISPOSITIVOS AISLANTES

### 7.1 Campo de aplicación

Los puentes con dispositivos aislantes destinados a reducir la respuesta sísmica deben proyectarse de forma que cumplan lo establecido en este capítulo.

### 7.2 Acción sísmica de proyecto

#### 7.2.1 Espectro de proyecto

- (1)P Se precisan espectros dependientes del emplazamiento con el 5% de amortiguamiento convenientemente justificados para proyectar puentes con un período fundamental de la estructura aislada (período efectivo)  $T_I$  mayor de 3 segundos, o situados sobre suelo tipo C o distantes menos de 15 km de una falla activa. Tales espectros no deben ser menores que los espectros normalizados definidos en el apartado 3.2.2 que pueden usarse para el proyecto del resto de los puentes.

#### 7.2.2 Representación mediante registros temporales

- (1)P Deben seleccionarse pares de componentes horizontales del movimiento del suelo para al menos tres eventos registrados. Para cada par de componentes horizontales a la escala conveniente, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del espectro con el 5% de amortiguamiento de las componentes no debe ser menor de 1,3 veces el espectro del terremoto de proyecto con el 5% de amortiguamiento más de un 10% en la banda de períodos ( $T_I - 1$ ,  $T_I + 2$ ) segundos.
- (2)P La duración de los acelerogramas debe ser congruente con la magnitud y características del foco del terremoto de proyecto. Los acelerogramas utilizados para emplazamientos a distancia inferior a los 15 km de una falla activa importante deben incorporar fenómenos de campo próximo.

### 7.3 Métodos de cálculo

#### 7.3.1 Aislamiento total o parcial

- (1)P Se consigue el aislamiento total de un puente si ante la acción sísmica de proyecto la estructura del puente permanece en el campo elástico, (con la posible excepción del propio sistema aislante). En caso contrario el tablero debe permanecer en régimen elástico y la respuesta post-elástica debe limitarse a los pilares.
- (2)P En el caso de aislamiento total se puede aplicar el análisis mediante espectro de respuesta lineal equivalente (Análisis multimodal o con modo fundamental) usando la rigidez secante efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento de proyecto, siempre que se cumplan las condiciones adicionales mencionadas en los apartados 7.3.2 y 7.3.3 siguientes. En caso el aislamiento parcial debe usarse un estudio no lineal de la respuesta a los acelerogramas.

#### 7.3.2 Método del modo fundamental

- (1)P Se puede usar este método para proyectar un aislamiento total si se cumplen todos los criterios siguientes:
  - a) Criterios generales
    - a.1 La distancia del emplazamiento del puente a la falla activa más próxima supera los 15 km.
    - a.2 El tipo de suelo es A o B.
    - a.3 El período efectivo  $T_1$  no supera los 3 segundos y es, como mínimo, el triple del período en base fija elástica de la estructura.
    - a.4 Se cumplen los criterios del apartado 4.2.2.2.
  - b) Criterios relativos al sistema de aislamiento
    - b.1 La rigidez efectiva del sistema de aislamiento (véase el capítulo J.7) en el desplazamiento de proyecto ( $d_{Ed}$ ) es, al menos, el 50% de la rigidez efectiva en  $0,2 d_{Ed}$ .
    - b.2 El amortiguamiento efectivo del sistema aislante (véase el apartado J.9.2) no supera el 10%.
    - b.3 La relación carga-desplazamiento del sistema de aislamiento no depende ni de la velocidad de carga ni de las cargas verticales o bidireccionales.
    - b.4 El sistema de aislamiento produce una fuerza de recuperación tal que su incremento entre  $0,5d_{Ed}$  y  $d_{Ed}$  es como mínimo 0,025 del total de la carga gravitatoria sobre los aisladores.

#### 7.3.3 Cálculo con espectros de respuesta

Puede usarse este método cuando se proyecte un aislamiento total y se cumplan el criterio a.2 y todos los criterios (b) del apartado anterior.

#### 7.3.4 Procedimiento para cálculo con espectros de respuesta

- (1)P Los estudios con el espectro de respuesta para uno o varios modos deben llevarse a cabo usando el amortiguamiento efectivo  $\xi_I =$  (en %) del sistema aislante en una amplitud igual al desplazamiento de proyecto en la banda de períodos  $T \geq 0,8 T_1$ . Para los períodos  $T < 0,8 T_1$  debe usarse el 5% de amortiguamiento.
- (2)P El factor  $\eta_I$  multiplicativo de los valores espectrales para  $\xi_I \neq 5\%$  deberá tomarse como:

$$\eta_I = \left[ \frac{7}{2 + \xi_I} \right]^{0,35} \quad (7.1)$$

- (3)P La combinación de las dos componentes horizontales de la acción sísmica deberá seguir las reglas del apartado 4.2.1.4.
- (4)P Deberán considerarse los efectos de torsión según los apartados 4.1.5 y 4.2.2.5.

### 7.3.5 Análisis con registros temporales

- (1)P El cálculo con registros temporales puede utilizarse en todos los casos.
- (2)P Cada par de registros temporales debe aplicarse simultáneamente. Para proyecto debe utilizarse la respuesta máxima del parámetro de interés que resulte de todos los cálculos.

## 7.4 Modelización

### 7.4.1 Sistema de aislamiento

- (1)P Cuando se utilice el método del modo fundamental o el cálculo con espectro de respuesta el sistema de aislamiento deberá modelizarse usando la rigidez secante efectiva mínima ( $K_{\min}$ ) correspondiente al máximo desplazamiento de proyecto. Esta rigidez se deducirá usando las características de deformación desarrolladas y verificadas en ensayos, de acuerdo con el Anexo J.
- (2)P Cuando se use el análisis con espectro de respuesta o mediante registros temporales el modelo del sistema de aislamiento debe ser capaz de:
- Tener en cuenta la distribución espacial de las unidades aislantes.
  - Activar desplazamientos en ambas direcciones horizontales y rotaciones alrededor del eje vertical.
  - Establecer cargas de vuelco sobre las unidades aislantes.
  - Tener en cuenta los efectos de carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga si las propiedades carga-desplazamiento del sistema aislante dependen mucho de uno o más de los atributos citados.

### 7.4.2 Estructura del puente

- (1)P Cuando se use el método del modo fundamental o el cálculo con espectro de respuesta, el modelo lineal de la estructura por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento deberá reflejar la distribución real de rigidez. Para pilas de hormigón armado y estribos podrá utilizarse la rigidez de las secciones sin fisurar.
- (2)P Cuando se lleve a cabo un estudio no lineal de una estructura parcialmente aislada mediante registros temporales, las características de deformación de los elementos plastificables (pilas) deberán aproximar adecuadamente su comportamiento post-elástico real.

## 7.5 Comprobación

### 7.5.1 Estructura del puente

#### 7.5.1.1 Aislamiento total

- (1)P Los efectos de las acciones sísmicas de proyecto ( $E_{Id}$ ) sobre la estructura aislada, por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento, deberán determinarse como:

$$E_{Id} = \gamma_{oI} E_I \quad (7.2)$$

donde

$E_I$  son los efectos de las acciones resultantes del análisis de la estructura aislada;

$\gamma_{oI} = 1,10 K_{\max}/K_{\min}$  es un factor de sobrerresistencia que depende del cociente entre la rigidez efectiva máxima y la mínima del sistema de aislamiento en el desplazamiento de proyecto.

### 7.5.1.2 Aislamiento parcial

- (1)P Debe comprobarse la resistencia a flexión de la rotulas plásticas previstas usando los efectos de las acciones de proyecto determinadas a partir de la ecuación (7.2) con  $\gamma_{ol} = K_{\max} / K_{\min}$ .
- (2)P Cualquier otro proyecto de secciones debe efectuarse siguiendo los apartados 5.6.3.2, 5.6.3.3 y 5.6.3.4 usando resultados de proyecto según capacidad basados en la sobrerresistencia de las rótulas plásticas previstas de acuerdo con el apartado 5.3.
- (3)P Deben aplicarse las reglas con detalles para la ductilidad en las regiones de rótulas plásticas según el apartado 6.2.
- (4)P Las demandas de ductilidad en términos de curvatura o rotación que superen el valor 13 deben comprobarse explícitamente frente a los valores de ductilidad disponibles.

### 7.5.2 Sistema de aislamiento

#### 7.5.2.1 Requisitos generales

- (1)P Todos los sistemas mecánicos que se utilicen para reducir la respuesta sísmica deberán cumplir los requisitos siguientes y ser ensayados y validados de acuerdo con lo indicado en el Anexo J. Se exceptúan los apartados de apoyo elastoméricos combinados con enlaces sísmicos de acuerdo al apartado 7.6.3.
- (2)P Para los aparatos de aislamiento se requiere una fiabilidad mayor. Ello puede conseguirse aplicando al desplazamiento sísmico un factor de amplificación  $\gamma_x$  tal como se define en el apartado 7.5.2.2.
- (3)P Debe preverse el acceso para inspección y sustitución de todos los componentes del sistema de aislamiento. Debe establecerse y aplicarse un programa sistemático de inspección y mantenimiento que deberá ser aprobado por las Autoridades Nacionales competentes.
- (4)P Todos los sistemas de aislamiento deberán cumplir el criterio (b.4) del apartado 7.3.2.

#### 7.5.2.2 Desplazamiento de proyecto para los aparatos aislantes

- (1)P El desplazamiento de proyecto en la interfaz del aislamiento ( $d_{Ex}$ ) deberá estimarse a partir del desplazamiento máximo resultante del estudio sísmico ( $d_E$ ) mediante:

$$d_{Ex} = \gamma_x d_E \quad (7.3)$$

donde el factor  $\gamma_x$  se calcula como sigue

$$\gamma_x = \frac{0,8}{\sqrt{\alpha}} \quad (7.4)$$

con la condición

$$1,25 \leq \gamma_x \leq 3,00 \quad (7.5)$$

donde

$$\alpha = \frac{a_g}{g}$$

y  $a_g$  es la aceleración de proyecto del suelo.

### 7.5.2.3 Desplazamiento total de proyecto

(1)P El desplazamiento total de proyecto ( $d_{Ed}$ ) en condiciones sísmicas puede estimarse como sigue:

$$d_{Ed} = d_{Ex} + d_G + d_{Ts} \quad (7.6)$$

donde

$d_G$  es el desplazamiento debido a las acciones permanentes o cuasi permanentes (por ejemplo: postensado, retracción y fluencia para tableros de hormigón); y

$d_{Ts}$  es el valor de combinación de los desplazamientos térmicos según el apartado 2.3.6.3.

### 7.5.2.4 Estabilidad ante cargas verticales

(1)P Deberá comprobarse que cada unidad aislante es estable, con un factor de seguridad mayor o igual que 1, durante el desplazamiento de proyecto total  $d_{Ed}$ , bajo la siguiente combinación de carga:

$$G_k \text{ " " } \gamma_x A_{Ed} \quad (7.7)$$

donde

$G_k$  es la carga fija del puente;

$A_{Ed}$  es la combinación más desfavorable de las componentes de la acción sísmica de proyecto de acuerdo al apartado 4.2.1.4 (2).

### 7.5.2.5 Vuelco

(1)P El coeficiente de seguridad al vuelco en la interfaz del aislamiento con cada soporte bajo la combinación de carga del apartado 7.5.2.4 no deberá ser inferior a 1. Se permite el levantamiento local de elementos individuales siempre que no cause la inestabilidad de las unidades de aislamiento o la sobretensión de otros elementos.

### 7.5.2.6 Huelgos

(1)P Deben proveerse huelgos adecuados capaces de aceptar el desplazamiento total de proyecto según el apartado 7.5.2.3.

## 7.6 Aparatos de apoyo elastoméricos

### 7.6.1 Requisitos generales

(1)P Los aparatos de apoyo elastoméricos que se usen para llevar a cabo el aislamiento sísmico de puentes deberán proyectarse para la acción sísmica de acuerdo con los apartados indicados a continuación. Para acciones no sísmicas la comprobación de los aparatos de apoyo deberá realizarse según las Normas apropiadas (Partes 2 de los Eurocódigos).

(2)P Los apoyos deben ser armados, es decir, reforzados con chapas de acero íntegramente adheridas.

(3)P Aparatos de apoyo elastoméricos especiales

En esta Norma se llaman Aparatos de Apoyo Elastoméricos especiales a aquellos que se ajustan a los ensayos indicados en el Anexo J sobre sistemas de aislamiento sísmico. Para tales apoyos el amortiguamiento efectivo  $\xi_1$  y el módulo secante de corte  $G$  en el valor del desplazamiento de proyecto deberá determinarse mediante aquellos ensayos.



(4) Aparatos de apoyo elastoméricos normales

Los aparatos armados normales con dureza Shore A  $60 \pm 5$  pueden usarse en el aislamiento sísmico de puentes si, a falta de ensayos especiales, se utilizan en el proyecto los siguientes valores:

$$\xi_I = 5\%$$

$$G = 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{para } \epsilon_s \leq 1,2 \text{ (véase apartado 7.6.2.3)}$$

$$G = 1,6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{para } \epsilon_s = 2,0$$

$$\epsilon_{bu} = 4,0 \text{ (véase apartado 7.6.3.1)}$$

NOTA – Se hace notar que los puentes aislados mediante apoyos elastoméricos normales tienen una respuesta sísmica prácticamente elástica. Por tanto solo se puede obtener una reducción de las fuerzas de proyecto mediante el desplazamiento del período fundamental causado por la alta flexibilidad de los apoyos. Se deben tener en cuenta las siguientes importantes consecuencias:

- La reducción de las cargas sísmicas está acompañada por un incremento muy importante de los desplazamientos sísmicos.
- El aislamiento es menos efectivo cuando el período predominante del movimiento sísmico de proyecto es elevado [período  $T_c$  del espectro de respuesta de proyecto, véase 3.2.2.2.1 (5)] es decir para suelos de tipos B y C.

(5)P Deben preverse huelgos adecuados según el apartado 2.3.6.3.

## 7.6.2 Deformación tangencial total de proyecto

### 7.6.2.1 Componentes de la deformación tangencial

(1)P La deformación tangencial total de proyecto ( $\epsilon_{td}$ ) deberá determinarse como suma de las siguientes componentes:

$$\epsilon_{td} = \epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_\alpha \quad (7.8)$$

donde

$\epsilon_c$  es la deformación tangencial debida a la compresión;

$\epsilon_s$  es la deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto según el apartado 2.3.6.3;

$\epsilon_\alpha$  es la deformación tangencial debida al giro.

### 7.6.2.2 Deformación tangencial debida a la compresión

(1)P La deformación tangencial debida a la compresión deberá calcularse como sigue:

$$\epsilon_c = \frac{1,5}{S} \frac{\sigma_e}{G} \quad (7.9)$$

donde

$G$  es el módulo de rigidez al corte del elastómero;

$\sigma_e$  es la tensión normal máxima efectiva del apoyo calculada como:

$$\sigma_e = \frac{N_{sd}}{A_r} \quad (7.10)$$

donde

$N_{sd}$  es el máximo esfuerzo axil en los aparatos de apoyo, que resulta de la combinación de carga sísmica de proyecto;

$A_r$  es el área efectiva reducida mínima del apoyo, calculada como sigue:

- Para aparatos de apoyo rectangulares con placas de acero de dimensiones  $b_x$  y  $b_y$  (sin agujeros)

$$A_r = (b_x - d_{Edx}) (b_y - d_{Edy}) \quad (7.11)$$

- Para aparatos de apoyo circulares con placas de acero de diámetro D

$$A_r = (\delta - \text{sen}\delta) \frac{D^2}{4} \quad (7.12)$$

con

$$\delta = 2 \arccos (d_{Ed} / D) \quad \text{y} \quad d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$$

En las expresiones anteriores  $d_{Edx}$  y  $d_{Edy}$  son los desplazamientos relativos totales en condiciones sísmicas, según las direcciones x e y respectivamente, entre las dos caras del apoyo, incluyendo los desplazamientos sísmicos de proyecto (con efectos de torsión) así como los desplazamientos debidos a las deformaciones impuestas del tablero (es decir, retracción y fluencia en su caso y el 50% de los efectos térmicos de proyecto).

S es el factor de forma de la carga elastomérica relevante, definido como el cociente entre el área comprimida efectiva y el área lateral con libertad de deformación, es decir

- para apoyos rectangulares:  $S = \frac{b_x b_y}{2(b_x + b_y)t_i} \quad (7.13)$

- para apoyos circulares:  $S = \frac{D}{4t_i} \quad (7.14)$

donde  $t_i$  es el espesor de las capas elastoméricas.

#### 7.6.2.3 Deformación tangencial debida al desplazamiento

- (1)P La deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto  $d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$ , incluyendo los efectos de torsión, debe determinarse como sigue:

$$\epsilon_s = \frac{d_{Ed}}{t_i} \quad (7.15)$$

donde

$t_i = \sum t_i$  es el espesor total del elastómero.

#### 7.6.2.4 Deformación tangencial debida a los giros

- (1)P La deformación tangencial debida a los giros deberán calcularse como sigue:

- Para apoyos rectangulares:

$$\epsilon_\alpha = \frac{(b_x^2 \alpha_x + b_y^2 \alpha_y)}{2t_i t_i} \quad (7.16)$$

donde

$\alpha_x$  y  $\alpha_y$  son los giros según las dimensiones  $b_x$  y  $b_y$  de los apoyos respectivamente.

- Para apoyos circulares de diámetro D

$$\epsilon_\alpha = \frac{D^2 \alpha}{2t_i t_i} \quad (7.17)$$

donde

$$\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}$$

- (2) La influencia de  $\epsilon_\alpha$  en la comprobación sísmica de puentes es normalmente despreciable.

#### 6.2.1.4 Tamaño del confinamiento. Longitud de las rótulas plásticas potenciales

- (1)P Cuando  $\eta_k = N_{Ed} / A_c f_{ck} \leq 0,3$  la longitud de proyecto  $L_h$  de las rótulas plásticas potenciales debe estimarse como el mayor valor entre los siguientes:
- canto del pilar perpendicular al eje de la rótula;
  - distancia desde el punto de momento máximo a aquél en que el momento se haya reducido en un 20%.
- (2)P Cuando  $0,6 \geq \eta_k > 0,3$  la longitud que se haya calculado con la regla anterior debe incrementarse en un 50%.
- (3) La longitud  $L_h$  definida anteriormente sólo debe emplearse para determinar la armadura de la rótula. No debe usarse para estimar la rotación de la rótula.
- (4)P Cuando se precise la armadura de confinamiento, la cuantía indicada en el apartado 6.2.1.3 debe colocarse en toda la longitud de la rótula plástica. Fuera de ella debe reducirse gradualmente a la cuantía requerida por otros criterios. La cuantía de armadura transversal a lo largo de otra longitud  $L_h$  adyacente al extremo teórico de la rótula plástica no debe ser menor del 50% de la armadura de confinamiento.

#### 6.2.2 Pandeo de la armadura longitudinal a compresión

- (1)P A lo largo de las rótulas plásticas debe evitarse el pandeo de la armadura longitudinal tras varios ciclos dentro de la región plástica. Por ello todas las barras principales longitudinales deben coaccionarse contra el pandeo hacia afuera mediante armaduras transversales (cercos o estribos) perpendiculares a las barras longitudinales con un espaciado máximo de  $6 d_{sl}$ , donde  $d_{sl}$  es el diámetro de la barra longitudinal.
- (2)P A lo largo de los contornos rectos de la sección transversal las barras de la armadura transversal deben anclarse a distancias que no superen los 20 cm mediante patillas que lleguen al interior del elemento.
- (3)P La cantidad mínima de horquillas transversales debe determinarse mediante

$$\frac{A_t}{s} = \Sigma A_s f_{ys} / 1,6 f_{yt} \text{ (mm}^2\text{/m)} \quad (6.9)$$

donde

$A_t$  es el área de una patilla de la horquilla en mm<sup>2</sup>;

$s$  es la distancia entre patillas en m;

$\Sigma A_s$  es la suma de las áreas de las barras longitudinales sujetas mediante la horquilla en mm<sup>2</sup>;

$f_{yt}$  es la tensión de límite elástico de la horquilla;

$f_{ys}$  es la tensión de límite elástico de la armadura longitudinal.

#### 6.2.3 Reglas adicionales

- (1)P Debido a las posible pérdida de hormigón de recubrimiento en la región de la rótula plástica, el anclaje de la armadura de confinamiento debe llevarse a cabo mediante ganchos a 135° que rodeen a la barra longitudinal y se prolonguen la longitud adecuada (mínimo 10 diámetros) dentro del núcleo de hormigón.
- (2)P Se precisa un anclaje similar o una soldadura de solapo de resistencia completa para el solapo de espirales en regiones de posible formación de rótulas plásticas.
- (3)P No se permiten uniones por solapo o soldadura en armaduras longitudinales situadas en regiones de posible formación de rótulas plásticas.

### 6.3 Pilas de acero

- (1)P En el caso de estructuras dúctiles deberán aplicarse las reglas de detalle indicada en el apartado 3.5.3 de la Parte 1-3.

### 6.4 Cimentaciones

#### 6.4.1 Estructuras con cimentación directa

- (1)P No se permite que las estructuras con cimentación directa del tipo de zapatas, losas, cajones, pilas, etc, entren en régimen plástico bajo la acción de la carga sísmica de proyecto y, por tanto, no precisan detalles especiales de armado.

#### 6.4.2 Cimentaciones sobre pilotes

- (1)P En el caso de cimentaciones sobre pilotes es difícil, o imposible, evitar la localización de rótulas plásticas en ellos. En tales casos debe garantizarse la integridad del pilote y su comportamiento dúctil.
- (2)P La localización de las posibles rótulas es:
- a) Cerca de la cabeza de las pilas, en la unión con la losa de cimentación, cuando las capas superiores de suelo tienen características mecánicas bajas.
  - b) En las interfaces de estratos de suelo con deformabilidades de corte marcadamente distintas.
- (3)P En el caso (a) debe colocarse una armadura de confinamiento de la cuantía indicada en el apartado 6.2.3.1, en una longitud vertical igual a 5 diámetros de pilote.
- (4)P En el caso (b), a falta de un estudio más riguroso, se puede colocar una armadura longitudinal y otra de confinamiento en la misma cuantía que el requerido en cabeza del pilote, en una longitud de dos diámetros de pilote a cada lado de la interfase.

### 6.5 Estructuras de comportamiento dúctil limitado

- (1)P En estructuras de comportamiento dúctil limitado proyectadas con  $q \leq 1,5$  situadas en áreas de sismicidad media o alta ( $a_g > |0,10g|$ ), son de aplicación a las secciones críticas las siguientes reglas cuya finalidad es asegurar un mínimo de ductilidad limitada.
- (2) Se recomienda la aplicación de las mismas reglas en estructuras localizadas en áreas de baja sismicidad.
- (3)P Se considera que una sección es crítica, es decir, de posible localización de una rótula plástica si se cumple

$$M_{Rd} / M_{Ed} < 1,30 \quad (6.10)$$

donde

$M_{Ed}$  es el momento flector de proyecto máximo en la combinación de acción sísmica;

$M_{Rd}$  es la mínima resistencia a flexión de la sección durante la misma combinación.

- (4) Siempre que sea posible se intentará que las zonas de las posibles rótulas plásticas tengan un acceso fácil para su inspección.
- (5)P Allí donde, según el apartado 6.2.1 (3), sea preciso el confinamiento para alcanzar una ductilidad en curvatura mínima  $\mu_c = |7|$ , debe colocarse la armadura de confinamiento exigida por el apartado 6.2.1.3 para  $\mu_c = |7|$ . En tal caso se precisa también evitar el pandeo de la armadura longitudinal, mediante aplicación de las reglas contenidas en el apartado 6.2.2.

## 6.6 Aparatos de apoyos y enlaces sísmicos

### 6.6.1 Requisitos generales

- (1)P Las acciones horizontales sobre el tablero que no tengan origen sísmico deben transmitirse a los elementos de soporte (estribos o pilas) a través de las uniones estructurales que pueden ser monolíticas o mediante aparatos de apoyo. En las acciones que no sean de origen sísmico los aparatos de apoyo deben comprobarse de acuerdo con las Normas y Recomendaciones adecuadas (Partes 2 de los Eurocódigos y EN 1337).
- (2)P La acción sísmica de proyecto debe generalmente transmitirse a través de los aparatos de apoyo. Se pueden usar enlaces sísmicos (con huelgo adecuado para permitir los desplazamientos no sísmicos del puente) para transmitir la acción sísmica total de proyecto siempre que se eviten los efectos de posibles choques. En este caso el cálculo correspondiente a la acción sísmica debe basarse en un modelo adecuado que tenga en cuenta una aproximación lineal de la relación fuerza-desplazamiento de la estructura conectada (véase figura 6.2).

NOTA – Esta función de los enlaces sísmicos puede no ser aplicable a puentes sometidos a grandes acciones horizontales de origen distinto al sísmico o a limitaciones especiales de los desplazamientos como sucede por ejemplo en puentes de ferrocarril.

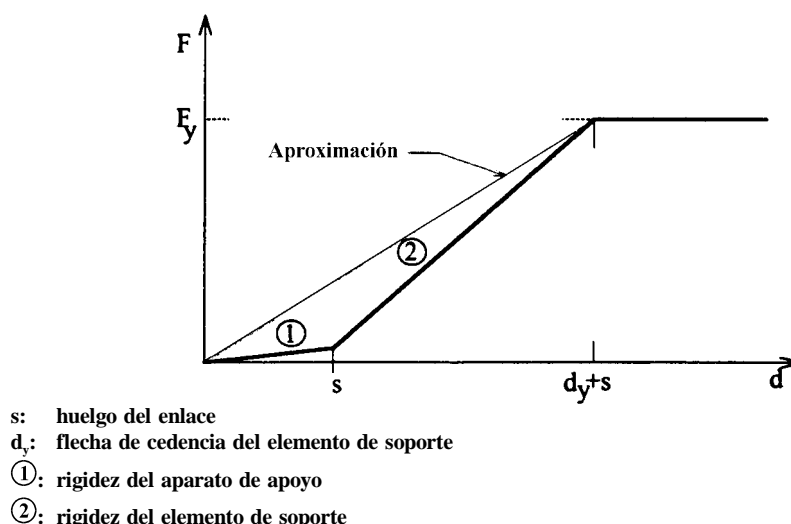


Fig. 6.2 – Relación fuerza desplazamiento para una estructura con enlaces

- (3)P Debe asegurarse la integridad estructural del puente bajo desplazamientos sísmicos extremos. En los apoyos fijos este requisito debe cumplirse mediante criterios de proyecto según capacidad de los aparatos de apoyo o mediante la introducción de conexiones adicionales como segunda línea de defensa. En las conexiones móviles debe utilizarse bien una longitud de apoyo (entrega) adecuada a lo establecido en el apartado 6.6.4 o enlaces sísmicos.
- (4)P Todos los tipos de aparatos de apoyo deben ser sustituibles sin dificultad.

### 6.6.2 Aparatos de apoyo

#### 6.6.2.1 Aparatos de apoyo fijos

- (1)P Las acciones sísmicas de cálculo sobre apoyos fijos deben determinarse como efectos de proyecto según capacidad; sin embargo no tienen por qué ser superiores a las debidas a  $q = 1$ .
- (2) Los aparatos de apoyo fijos pueden proyectarse solamente para los efectos de las combinaciones sísmicas de proyecto siempre que puedan ser repuestos sin dificultad y que se añadan enlaces sísmicos como segunda línea de defensa.

### 6.6.2.2 Aparatos de apoyo móviles

- (1)P. Los aparatos de apoyo móviles deben admitir sin daño el desplazamiento sísmico de proyecto total calculado de acuerdo con el apartado 2.3.6.3 (2).

### 6.6.2.3 Aparatos de apoyo elastoméricos

- (1)P Los aparatos de apoyo elastoméricos pueden usarse en las siguientes disposiciones:
- a) Sobre soportes individuales, para absorber las deformaciones impuestas y resistir tan sólo las acciones sísmicas no horizontales mientras que la resistencia a la acción sísmica de proyecto es proporcionada por conexiones estructurales (monolíticas o mediante aparatos de apoyo fijos) del tablero a otros elementos soporte (pilas o estribos).
  - b) En todos o en algún soporte con la misma función que la indicada en (a), combinada con enlaces sísmicos proyectados para resistir la acción sísmica.
  - c) En todos los soportes para resistir tanto las acciones sísmicas como las restantes.
- (2)P Los aparatos de apoyo utilizados en las disposiciones (a) y (b) deben proyectarse para resistir la deformación de esfuerzo cortante correspondiente a la acción sísmica.
- (3)P El comportamiento sísmico de puentes en que la acción sísmica sea enteramente resistida por aparatos de apoyo elastoméricos en todos los soportes (disposición c) queda controlado por la gran flexibilidad de los apoyos. Tales puentes y sus apoyos deben proyectarse de acuerdo con el capítulo 7.

### 6.6.3 Enlaces sísmicos

- (1)P Los enlaces sísmicos pueden ser llaves de corte, topes, amortiguadores y/o cables o bulones de unión. Las conexiones de rozamiento no se consideran como enlaces positivos.
- (2)P Se requieren enlaces sísmicos en los casos siguientes:
- a) Combinados con los aparatos de apoyo elastoméricos si se precisan para transmitir la acción sísmica.
  - b) Combinados con apoyos fijos que no estén calculados con efectos de proyecto según capacidad.
  - c) Combinados con apoyos elastoméricos armados normales proyectados para transmitir la acción sísmica de proyecto (véase apartado 7.6.3).
  - d) En los apoyos móviles extremos, entre tablero y estribo o pila, en dirección longitudinal cuando no se cumplan los requisitos de entrega mínima según lo establecido en el apartado 6.6.4.
  - e) Entre partes adyacentes del tablero en juntas intermedias (situadas dentro del vano).
- (3)P Las acciones de proyecto para los enlaces sísmicos de párrafo anterior deben determinarse como sigue:
- En los casos (a) y (b) como efectos de proyecto según capacidad (debe suponerse que la resistencia horizontal de los aparatos de apoyo es nula).
  - En los casos (c), (d) y (e), a falta de un estudio racional que tenga en cuenta la interacción del (de los) tablero (s) y los elementos de soporte, los elementos de enlace pueden proyectarse para una acción igual a  $\alpha Q$  donde  $\alpha = a_g / g$ , con  $a_g$  la aceleración de proyecto del suelo y  $Q$  el peso de la sección de tablero enlazado a una pila o estribo, o, en cuando sean dos las secciones del tablero que se unan, el menor de sus dos pesos.

- (4)P Los enlaces deben disponer de los márgenes o huelgos adecuados para mantenerse inactivos
- bajo la acción sísmica de proyecto en los casos (b), (c), (d) y (e);
  - bajo acciones no sísmicas en el caso (a).
- (5) Cuando se usen enlaces sísmicos deben preverse procedimientos para reducir los efectos de los choques.
- (6)P Deben preverse dispositivos de anclaje vertical en aquellos soportes en que la reacción vertical sísmica de proyecto se opone y supera a los siguientes porcentajes de las reacciones de compresión debidas a carga permanente.
- 80% en estructuras de comportamiento dúctil en las que la reacción vertical sísmica de proyecto se calcule como un efecto de proyecto según capacidad cuando todas las rótulas plásticas hayan desarrollado su capacidad de sobrerresistencia.
  - 50% en estructuras de comportamiento no dúctil en las que la reacción vertical sísmica de proyecto se calcula únicamente bajo la acción sísmica de proyecto (incluyendo la contribución de la componente sísmica vertical).
- (7)P Los requisitos (6) anteriores se refieren a la reacción vertical total del tablero sobre un soporte y no son aplicables a apoyos individuales. Sin embargo no deberá permitirse el levantamiento de apoyos individuales bajo la acción sísmica de proyecto.

#### 6.6.4 Longitudes mínimas de entrega en apoyos

- (1)P En los soportes donde en condiciones sísmicas se produzcan desplazamientos relativos entre elemento portante y soportado, debe preverse una longitud mínima de entrega en apoyos.
- (2)P Esta entrega mínima debe ser capaz de asegurar la funcionalidad del soporte bajo desplazamientos sísmicos extremos.
- (3) A falta de una estimación más precisa, la entrega mínima  $l_{ov}$  puede estimarse como sigue:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.11)$$

$$d_{eg} = L v_g / c_p \leq 2 d_g \quad (6.12)$$

donde

$l_m$  es la entrega mínima capaz de garantizar la transmisión de la reacción vertical, pero nunca menor de 40 cm ;

$d_{eg}$  es el desplazamiento efectivo de las dos partes debido a movimientos sísmicos diferenciales del suelo;

$d_g$  es el valor de proyecto del desplazamiento máximo del suelo tal como se define en el apartado 4.2.3 del EC 8: Parte 1-1 y se recoge en la tabla 6.2;

$v_g$  es la velocidad punta del suelo estimada a partir de la aceleración de proyecto del suelo  $a_g = \alpha g$  usando los valores del índice  $v_g/a_g$  dados en la tabla 6.2;

$c_p$  es una cota inferior de la celeridad de las ondas de compresión en el suelo. A falta de datos más precisos se pueden utilizar los valores típicos indicados en la tabla 6.3.

**Tabla 6.2**  
**Parámetros del movimiento del suelo**

Clase de suelo	A	B	C
Índice $v_g/a_g$ (seg)	0,090	0,135	0,160
Índice $d_g/a_g$ (seg <sup>2</sup> )	0,06	0,09	0,108

**Tabla 6.3**  
**Cotas inferiores de la celeridad de las ondas de compresión**

Tipo de suelo	$c_p$ (m/seg)
Roca	1 000
Suelo granular denso o arcillas preconsolidadas rígidas	500
Arenas de densidad media (limosas)	300
Arcillas medias a blandas	150

L es la longitud efectiva del tablero (o elemento de tablero) estimada como sigue:

- En tableros conectados a pilas, bien completamente, bien mediante enlaces sísmicos, L es la distancia entre el soporte y la siguiente pila enlazada al tablero. Si el tablero se enlaza con un grupo de pilas, L es la distancia entre el soporte y el centro del grupo.
- Para tableros (o elementos de tablero) conectados a los estribos en el otro extremo, L es la longitud de tablero (o elemento de tablero).

$d_{es}$  es el desplazamiento sísmico efectivo del soporte debido a la deformación de la estructura, estimado como sigue:

- Para tableros conectados a pilas, bien monolíticamente, bien mediante aparatos de apoyo fijos que actúen como enlaces sísmicos completos,  $d_{es} = d_{Ed}$  donde  $d_{Ed}$  es el desplazamiento sísmico longitudinal de proyecto calculado de acuerdo con la ecuación (2.7), apartado 2.3.6.3.
- Para tableros conectados a pilas o a un estribo mediante enlaces sísmicos con un huelgo  $s$ :

$$d_{es} = d_{Ed} + s \quad (6.13)$$

- (4) En caso de una junta intermedia entre dos elementos del tablero o de la sección extrema de un elemento sobre un pilar intermedio,  $l_{ov}$  debe estimarse mediante la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de los valores calculados para cada una de los dos elementos en el primer caso o del elemento y la pila en el segundo.

## 6.7 Muros de contención y estribos de hormigón

### 6.7.1 Requisitos generales

- (1)P Todas las componentes estructurales de los estribos deberán proyectarse para que funcionen en régimen elástico bajo la acción sísmica. El proyecto de la cimentación será acorde con el apartado 5.8. Se aplicarán las reglas siguientes según la función estructural de la conexión horizontal entre estribo y tablero.



### 6.7.2 Unión flexible entre estribos y tablero

- (1)P En este tipo de estribo el tablero está soportado por aparatos de apoyo móviles o de tipo elastomérico. Ni estos últimos ni los eventuales enlaces sísmicos se proyectan para transmitir la acción sísmica de proyecto. Tales estribos tienen una contribución despreciable a la sujeción horizontal del tablero.
- (2)P Para el proyecto de este tipo de estribos deben considerarse las siguientes acciones actuando en fase:
- a) Empujes de terreno incluyendo los efectos sísmicos calculados según el capítulo 7 del EC8 Parte 5.
  - b) Las fuerzas de inercia que actúan sobre las masas del estribo y del relleno y acaban actuando sobre el estribo. Generalmente se pueden determinar estos efectos usando la aceleración de proyecto del suelo  $a_g$ .
  - c) Acciones de los aparatos de apoyo calculados como efectos de proyecto según capacidad de acuerdo a los apartados 5.3 (5) y 5.3 (6).
- 3(P) Cuando los empujes de tierra supuestos en el punto (a) anterior se calculan según EC8 Parte 5, basándose en un desplazamiento admisible del estribo, deben tomarse medidas adecuadas para obtener la separación entre el tablero y el trasdós del estribo. También debe asegurarse en este caso que el desplazamiento supuesto al calcular las acciones (a) puede producirse realmente antes que se ocurra una rotura del propio estribo. Por ello el proyecto del cuerpo del estribo debe efectuarse considerando que la parte sísmica de las acciones (a) se ve incrementada en un 30%.

### 6.7.3 Estribos rígidamente conectados al tablero

- (1)P La conexión de tablero y estribo se hace, bien monolítica, bien mediante apoyos fijos o enlaces destinados a absorber la acción sísmica. Tales estribos contribuyen a la resistencia sísmica del tablero tanto en dirección longitudinal como transversal.
- (2)P El modelo usado para estudiar el puente debe incorporar en forma adecuada la interacción con el terreno en los estribos usando valores realistas para los parámetros de rigidez relevantes.
- (3) Cuando otros elementos (por ejemplo: pilas) que contribuyan también a la resistencia sísmica del puente se recomienda el uso de cotas superiores e inferiores en los parámetros del suelo para llegar a resultados que estén del lado de la seguridad tanto para el estribo como para las pilas.
- (4)P En el cálculo del puente debe usarse un factor de comportamiento  $q = 1$ .
- (5)P En dirección longitudinal deben tenerse en cuenta las siguientes acciones:
- a) Fuerzas de inercia que actúan sobre la masa de la estructura y que pueden estimarse mediante el Método del Modo Fundamental (apartado 4.2.2).
  - b) Empujes de terreno estáticos actuando en ambos estribos ( $E_o$ ).
  - c) Incremento debido a los empujes sísmicos del terreno

$$\Delta E_d = E_d - E_o \quad (6.14)$$

donde

$E_d$  es el empuje total actuando en condiciones sísmicas. Se supone que las presiones  $\Delta E_d$  actúan en el mismo sentido en ambos estribos.

- (6)P La unión tablero-estribo (incluyendo eventualmente los aparatos de apoyo fijos o los enlaces) debe proyectarse para los efectos de las acciones definidas en los apartados anteriores.

NOTA – En este caso no se precisa el proyecto según capacidad porque, generalmente, la resistencia del estribo es muy alta para ello. Por otro lado la hipótesis  $q = 1$  es suficientemente conservadora.

- (7) Para que el deterioro del suelo o terraplén detrás del estribo se mantenga dentro de límites admisibles el desplazamiento sísmico de proyecto no debería exceder  $| \underline{6} |$  cm.
- (8) Se admite que la reacción del suelo activada por el movimiento del estribo y de las aletas conectadas monolíticamente al mismo, actúa en las superficies siguientes:
- En dirección longitudinal  
En el trasdós del estribo que se mueve contra el suelo o relleno.
  - En dirección transversal  
En el trasdós de las aletas que se mueven contra el relleno.

Además de los empujes estáticos del terreno estos estribos deben proyectarse para resistir estas reacciones del suelo.

#### 6.7.4 Muros de contención

- (1)P Los muros de contención en voladizo deben proyectarse de acuerdo con las reglas contenidas en los apartados 6.7.2 (2) y (3).

## 7 PUENTES CON DISPOSITIVOS AISLANTES

### 7.1 Campo de aplicación

Los puentes con dispositivos aislantes destinados a reducir la respuesta sísmica deben proyectarse de forma que cumplan lo establecido en este capítulo.

### 7.2 Acción sísmica de proyecto

#### 7.2.1 Espectro de proyecto

- (1)P Se precisan espectros dependientes del emplazamiento con el 5% de amortiguamiento convenientemente justificados para proyectar puentes con un período fundamental de la estructura aislada (período efectivo)  $T_I$  mayor de 3 segundos, o situados sobre suelo tipo C o distantes menos de 15 km de una falla activa. Tales espectros no deben ser menores que los espectros normalizados definidos en el apartado 3.2.2 que pueden usarse para el proyecto del resto de los puentes.

#### 7.2.2 Representación mediante registros temporales

- (1)P Deben seleccionarse pares de componentes horizontales del movimiento del suelo para al menos tres eventos registrados. Para cada par de componentes horizontales a la escala conveniente, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del espectro con el 5% de amortiguamiento de las componentes no debe ser menor de 1,3 veces el espectro del terremoto de proyecto con el 5% de amortiguamiento más de un 10% en la banda de períodos ( $T_I - 1$ ,  $T_I + 2$ ) segundos.
- (2)P La duración de los acelerogramas debe ser congruente con la magnitud y características del foco del terremoto de proyecto. Los acelerogramas utilizados para emplazamientos a distancia inferior a los 15 km de una falla activa importante deben incorporar fenómenos de campo próximo.

### 7.3 Métodos de cálculo

#### 7.3.1 Aislamiento total o parcial

- (1)P Se consigue el aislamiento total de un puente si ante la acción sísmica de proyecto la estructura del puente permanece en el campo elástico, (con la posible excepción del propio sistema aislante). En caso contrario el tablero debe permanecer en régimen elástico y la respuesta post-elástica debe limitarse a los pilares.
- (2)P En el caso de aislamiento total se puede aplicar el análisis mediante espectro de respuesta lineal equivalente (Análisis multimodal o con modo fundamental) usando la rigidez secante efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento de proyecto, siempre que se cumplan las condiciones adicionales mencionadas en los apartados 7.3.2 y 7.3.3 siguientes. En caso el aislamiento parcial debe usarse un estudio no lineal de la respuesta a los acelerogramas.

#### 7.3.2 Método del modo fundamental

- (1)P Se puede usar este método para proyectar un aislamiento total si se cumplen todos los criterios siguientes:
  - a) Criterios generales
    - a.1 La distancia del emplazamiento del puente a la falla activa más próxima supera los 15 km.
    - a.2 El tipo de suelo es A o B.
    - a.3 El período efectivo  $T_1$  no supera los 3 segundos y es, como mínimo, el triple del período en base fija elástica de la estructura.
    - a.4 Se cumplen los criterios del apartado 4.2.2.2.
  - b) Criterios relativos al sistema de aislamiento
    - b.1 La rigidez efectiva del sistema de aislamiento (véase el capítulo J.7) en el desplazamiento de proyecto ( $d_{Ed}$ ) es, al menos, el 50% de la rigidez efectiva en  $0,2 d_{Ed}$ .
    - b.2 El amortiguamiento efectivo del sistema aislante (véase el apartado J.9.2) no supera el 10%.
    - b.3 La relación carga-desplazamiento del sistema de aislamiento no depende ni de la velocidad de carga ni de las cargas verticales o bidireccionales.
    - b.4 El sistema de aislamiento produce una fuerza de recuperación tal que su incremento entre  $0,5d_{Ed}$  y  $d_{Ed}$  es como mínimo 0,025 del total de la carga gravitatoria sobre los aisladores.

#### 7.3.3 Cálculo con espectros de respuesta

Puede usarse este método cuando se proyecte un aislamiento total y se cumplan el criterio a.2 y todos los criterios (b) del apartado anterior.

#### 7.3.4 Procedimiento para cálculo con espectros de respuesta

- (1)P Los estudios con el espectro de respuesta para uno o varios modos deben llevarse a cabo usando el amortiguamiento efectivo  $\xi_I =$  (en %) del sistema aislante en una amplitud igual al desplazamiento de proyecto en la banda de períodos  $T \geq 0,8 T_1$ . Para los períodos  $T < 0,8 T_1$  debe usarse el 5% de amortiguamiento.
- (2)P El factor  $\eta_I$  multiplicativo de los valores espectrales para  $\xi_I \neq 5\%$  deberá tomarse como:

$$\eta_I = \left[ \frac{7}{2 + \xi_I} \right]^{0,35} \quad (7.1)$$

- (3)P La combinación de las dos componentes horizontales de la acción sísmica deberá seguir las reglas del apartado 4.2.1.4.
- (4)P Deberán considerarse los efectos de torsión según los apartados 4.1.5 y 4.2.2.5.

### 7.3.5 Análisis con registros temporales

- (1)P El cálculo con registros temporales puede utilizarse en todos los casos.
- (2)P Cada par de registros temporales debe aplicarse simultáneamente. Para proyecto debe utilizarse la respuesta máxima del parámetro de interés que resulte de todos los cálculos.

## 7.4 Modelización

### 7.4.1 Sistema de aislamiento

- (1)P Cuando se utilice el método del modo fundamental o el cálculo con espectro de respuesta el sistema de aislamiento deberá modelizarse usando la rigidez secante efectiva mínima ( $K_{\min}$ ) correspondiente al máximo desplazamiento de proyecto. Esta rigidez se deducirá usando las características de deformación desarrolladas y verificadas en ensayos, de acuerdo con el Anexo J.
- (2)P Cuando se use el análisis con espectro de respuesta o mediante registros temporales el modelo del sistema de aislamiento debe ser capaz de:
- Tener en cuenta la distribución espacial de las unidades aislantes.
  - Activar desplazamientos en ambas direcciones horizontales y rotaciones alrededor del eje vertical.
  - Establecer cargas de vuelco sobre las unidades aislantes.
  - Tener en cuenta los efectos de carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga si las propiedades carga-desplazamiento del sistema aislante dependen mucho de uno o más de los atributos citados.

### 7.4.2 Estructura del puente

- (1)P Cuando se use el método del modo fundamental o el cálculo con espectro de respuesta, el modelo lineal de la estructura por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento deberá reflejar la distribución real de rigidez. Para pilas de hormigón armado y estribos podrá utilizarse la rigidez de las secciones sin fisurar.
- (2)P Cuando se lleve a cabo un estudio no lineal de una estructura parcialmente aislada mediante registros temporales, las características de deformación de los elementos plastificables (pilas) deberán aproximar adecuadamente su comportamiento post-elástico real.

## 7.5 Comprobación

### 7.5.1 Estructura del puente

#### 7.5.1.1 Aislamiento total

- (1)P Los efectos de las acciones sísmicas de proyecto ( $E_{Id}$ ) sobre la estructura aislada, por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento, deberán determinarse como:

$$E_{Id} = \gamma_{oI} E_I \quad (7.2)$$

donde

$E_I$  son los efectos de las acciones resultantes del análisis de la estructura aislada;

$\gamma_{oI} = 1,10 K_{\max}/K_{\min}$  es un factor de sobrerresistencia que depende del cociente entre la rigidez efectiva máxima y la mínima del sistema de aislamiento en el desplazamiento de proyecto.

### 7.5.1.2 Aislamiento parcial

- (1)P Debe comprobarse la resistencia a flexión de la rotulas plásticas previstas usando los efectos de las acciones de proyecto determinadas a partir de la ecuación (7.2) con  $\gamma_{ol} = K_{\max} / K_{\min}$ .
- (2)P Cualquier otro proyecto de secciones debe efectuarse siguiendo los apartados 5.6.3.2, 5.6.3.3 y 5.6.3.4 usando resultados de proyecto según capacidad basados en la sobrerresistencia de las rótulas plásticas previstas de acuerdo con el apartado 5.3.
- (3)P Deben aplicarse las reglas con detalles para la ductilidad en las regiones de rótulas plásticas según el apartado 6.2.
- (4)P Las demandas de ductilidad en términos de curvatura o rotación que superen el valor 13 deben comprobarse explícitamente frente a los valores de ductilidad disponibles.

### 7.5.2 Sistema de aislamiento

#### 7.5.2.1 Requisitos generales

- (1)P Todos los sistemas mecánicos que se utilicen para reducir la respuesta sísmica deberán cumplir los requisitos siguientes y ser ensayados y validados de acuerdo con lo indicado en el Anexo J. Se exceptúan los apartados de apoyo elastoméricos combinados con enlaces sísmicos de acuerdo al apartado 7.6.3.
- (2)P Para los aparatos de aislamiento se requiere una fiabilidad mayor. Ello puede conseguirse aplicando al desplazamiento sísmico un factor de amplificación  $\gamma_x$  tal como se define en el apartado 7.5.2.2.
- (3)P Debe preverse el acceso para inspección y sustitución de todos los componentes del sistema de aislamiento. Debe establecerse y aplicarse un programa sistemático de inspección y mantenimiento que deberá ser aprobado por las Autoridades Nacionales competentes.
- (4)P Todos los sistemas de aislamiento deberán cumplir el criterio (b.4) del apartado 7.3.2.

#### 7.5.2.2 Desplazamiento de proyecto para los aparatos aislantes

- (1)P El desplazamiento de proyecto en la interfaz del aislamiento ( $d_{Ex}$ ) deberá estimarse a partir del desplazamiento máximo resultante del estudio sísmico ( $d_E$ ) mediante:

$$d_{Ex} = \gamma_x d_E \quad (7.3)$$

donde el factor  $\gamma_x$  se calcula como sigue

$$\gamma_x = \frac{0,8}{\sqrt{\alpha}} \quad (7.4)$$

con la condición

$$1,25 \leq \gamma_x \leq 3,00 \quad (7.5)$$

donde

$$\alpha = \frac{a_g}{g}$$

y  $a_g$  es la aceleración de proyecto del suelo.

### 7.5.2.3 Desplazamiento total de proyecto

(1)P El desplazamiento total de proyecto ( $d_{Ed}$ ) en condiciones sísmicas puede estimarse como sigue:

$$d_{Ed} = d_{Ex} + d_G + d_{Ts} \quad (7.6)$$

donde

$d_G$  es el desplazamiento debido a las acciones permanentes o cuasi permanentes (por ejemplo: postensado, retracción y fluencia para tableros de hormigón); y

$d_{Ts}$  es el valor de combinación de los desplazamientos térmicos según el apartado 2.3.6.3.

### 7.5.2.4 Estabilidad ante cargas verticales

(1)P Deberá comprobarse que cada unidad aislante es estable, con un factor de seguridad mayor o igual que 1, durante el desplazamiento de proyecto total  $d_{Ed}$ , bajo la siguiente combinación de carga:

$$G_k \text{ " " } \gamma_x A_{Ed} \quad (7.7)$$

donde

$G_k$  es la carga fija del puente;

$A_{Ed}$  es la combinación más desfavorable de las componentes de la acción sísmica de proyecto de acuerdo al apartado 4.2.1.4 (2).

### 7.5.2.5 Vuelco

(1)P El coeficiente de seguridad al vuelco en la interfaz del aislamiento con cada soporte bajo la combinación de carga del apartado 7.5.2.4 no deberá ser inferior a 1. Se permite el levantamiento local de elementos individuales siempre que no cause la inestabilidad de las unidades de aislamiento o la sobretensión de otros elementos.

### 7.5.2.6 Huelgos

(1)P Deben proveerse huelgos adecuados capaces de aceptar el desplazamiento total de proyecto según el apartado 7.5.2.3.

## 7.6 Aparatos de apoyo elastoméricos

### 7.6.1 Requisitos generales

(1)P Los aparatos de apoyo elastoméricos que se usen para llevar a cabo el aislamiento sísmico de puentes deberán proyectarse para la acción sísmica de acuerdo con los apartados indicados a continuación. Para acciones no sísmicas la comprobación de los aparatos de apoyo deberá realizarse según las Normas apropiadas (Partes 2 de los Eurocódigos).

(2)P Los apoyos deben ser armados, es decir, reforzados con chapas de acero íntegramente adheridas.

(3)P Aparatos de apoyo elastoméricos especiales

En esta Norma se llaman Aparatos de Apoyo Elastoméricos especiales a aquellos que se ajustan a los ensayos indicados en el Anexo J sobre sistemas de aislamiento sísmico. Para tales apoyos el amortiguamiento efectivo  $\xi_1$  y el módulo secante de corte  $G$  en el valor del desplazamiento de proyecto deberá determinarse mediante aquellos ensayos.

(4) Aparatos de apoyo elastoméricos normales

Los aparatos armados normales con dureza Shore A  $60 \pm 5$  pueden usarse en el aislamiento sísmico de puentes si, a falta de ensayos especiales, se utilizan en el proyecto los siguientes valores:

$$\xi_I = 5\%$$

$$G = 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{para } \epsilon_s \leq 1,2 \text{ (véase apartado 7.6.2.3)}$$

$$G = 1,6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{para } \epsilon_s = 2,0$$

$$\epsilon_{bu} = 4,0 \text{ (véase apartado 7.6.3.1)}$$

NOTA – Se hace notar que los puentes aislados mediante apoyos elastoméricos normales tienen una respuesta sísmica prácticamente elástica. Por tanto solo se puede obtener una reducción de las fuerzas de proyecto mediante el desplazamiento del período fundamental causado por la alta flexibilidad de los apoyos. Se deben tener en cuenta las siguientes importantes consecuencias:

- La reducción de las cargas sísmicas está acompañada por un incremento muy importante de los desplazamientos sísmicos.
- El aislamiento es menos efectivo cuando el período predominante del movimiento sísmico de proyecto es elevado [período  $T_c$  del espectro de respuesta de proyecto, véase 3.2.2.2.1 (5)] es decir para suelos de tipos B y C.

(5)P Deben preverse huelgos adecuados según el apartado 2.3.6.3.

## 7.6.2 Deformación tangencial total de proyecto

### 7.6.2.1 Componentes de la deformación tangencial

(1)P La deformación tangencial total de proyecto ( $\epsilon_{td}$ ) deberá determinarse como suma de las siguientes componentes:

$$\epsilon_{td} = \epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_\alpha \quad (7.8)$$

donde

$\epsilon_c$  es la deformación tangencial debida a la compresión;

$\epsilon_s$  es la deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto según el apartado 2.3.6.3;

$\epsilon_\alpha$  es la deformación tangencial debida al giro.

### 7.6.2.2 Deformación tangencial debida a la compresión

(1)P La deformación tangencial debida a la compresión deberá calcularse como sigue:

$$\epsilon_c = \frac{1,5}{S} \frac{\sigma_e}{G} \quad (7.9)$$

donde

$G$  es el módulo de rigidez al corte del elastómero;

$\sigma_e$  es la tensión normal máxima efectiva del apoyo calculada como:

$$\sigma_e = \frac{N_{sd}}{A_r} \quad (7.10)$$

donde

$N_{sd}$  es el máximo esfuerzo axil en los aparatos de apoyo, que resulta de la combinación de carga sísmica de proyecto;

$A_r$  es el área efectiva reducida mínima del apoyo, calculada como sigue:

- Para aparatos de apoyo rectangulares con placas de acero de dimensiones  $b_x$  y  $b_y$  (sin agujeros)

$$A_r = (b_x - d_{Edx}) (b_y - d_{Edy}) \quad (7.11)$$

- Para aparatos de apoyo circulares con placas de acero de diámetro D

$$A_r = (\delta - \text{sen}\delta) \frac{D^2}{4} \quad (7.12)$$

con

$$\delta = 2 \arccos (d_{Ed} / D) \quad \text{y} \quad d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$$

En las expresiones anteriores  $d_{Edx}$  y  $d_{Edy}$  son los desplazamientos relativos totales en condiciones sísmicas, según las direcciones x e y respectivamente, entre las dos caras del apoyo, incluyendo los desplazamientos sísmicos de proyecto (con efectos de torsión) así como los desplazamientos debidos a las deformaciones impuestas del tablero (es decir, retracción y fluencia en su caso y el 50% de los efectos térmicos de proyecto).

S es el factor de forma de la carga elastomérica relevante, definido como el cociente entre el área comprimida efectiva y el área lateral con libertad de deformación, es decir

- para apoyos rectangulares:  $S = \frac{b_x b_y}{2(b_x + b_y)t_i} \quad (7.13)$

- para apoyos circulares:  $S = \frac{D}{4t_i} \quad (7.14)$

donde  $t_i$  es el espesor de las capas elastoméricas.

#### 7.6.2.3 Deformación tangencial debida al desplazamiento

- (1)P La deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto  $d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$ , incluyendo los efectos de torsión, debe determinarse como sigue:

$$\epsilon_s = \frac{d_{Ed}}{t_i} \quad (7.15)$$

donde

$t_i = \sum t_i$  es el espesor total del elastómero.

#### 7.6.2.4 Deformación tangencial debida a los giros

- (1)P La deformación tangencial debida a los giros deberán calcularse como sigue:

- Para apoyos rectangulares:

$$\epsilon_\alpha = \frac{(b_x^2 \alpha_x + b_y^2 \alpha_y)}{2t_i t_i} \quad (7.16)$$

donde

$\alpha_x$  y  $\alpha_y$  son los giros según las dimensiones  $b_x$  y  $b_y$  de los apoyos respectivamente.

- Para apoyos circulares de diámetro D

$$\epsilon_\alpha = \frac{D^2 \alpha}{2t_i t_i} \quad (7.17)$$

donde

$$\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}$$

- (2) La influencia de  $\epsilon_\alpha$  en la comprobación sísmica de puentes es normalmente despreciable.



### 7.6.3 Criterios de proyecto para apoyos elastoméricos normales

- (1)P Deben preverse enlaces sísmicos adecuados allí donde se precise asegurar la integridad estructural del puente según el apartado 6.6.1 (4). Los enlaces deberán proyectarse de acuerdo con el apartado 6.6.3.
- (2)P Los aparatos de apoyo deberán cumplir los siguientes criterios de proyecto sísmico.

#### 7.6.3.1 Deformaciones tangenciales máximas

- Deformación tangencial total

$$\epsilon_{td} \leq 0,75 \epsilon_{bu} \quad (7.18)$$

donde

$\epsilon_{bu} = 5$  para apoyos que cumplan los ensayos indicados en el Anexo J;

$\epsilon_{bu} = 4$  para apoyos armados normales según el apartado 7.6.1 (3).

- Deformación sísmica de proyecto

$$\epsilon_s \leq 2,0 \quad (7.19)$$

#### 7.6.3.2 Estabilidad

- (1)P Deberá cumplirse alguno de los criterios siguientes:

$$\frac{b_{\min}}{t_t} \geq 4 \quad (7.20)$$

o bien

$$\frac{\sigma_e}{G} \leq \frac{2b_{\min}}{3t_t} S_{\min} \quad (7.21)$$

donde

$b_{\min}$  es la dimensión mínima del aparato de apoyo;

$S_{\min}$  es el factor de forma mínimo de las capas del aparato de apoyo;

$t_t$  es el espesor total de elastómero;

$\sigma_e$  es la tensión efectiva normal máxima del apoyo según el apartado 7.6.2.2.

### 7.6.3.3 Fijación de los aparatos de apoyo

- (1)P Puede considerarse que el rozamiento impide el deslizamiento de los aparatos de apoyo si se cumplen los dos criterios siguientes en las condiciones de proyecto sísmico más adversas.

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq 0,1 + \frac{k_f}{\sigma_e} \quad (7.22)$$

$$\sigma_e \geq 3,0 \text{ N/mm}^2 \quad (7.23)$$

donde

$k_f = 0,6$  para hormigón y 0,2 para el resto de las superficies;

$V_{Ed}$  y  $N_{Ed}$  son respectivamente los esfuerzos cortante y axil transmitidos simultáneamente a través del aparato de apoyo en las combinaciones sísmicas de proyecto;

$\sigma_e = \frac{N_{Ed}}{A_r}$  es la tensión normal efectiva en  $\text{N/mm}^2$ .

- (2)P En caso contrario deben preverse medios de fijación para resistir el cortante de proyecto máximo  $V_{Ed}$ .

### 7.6.3.4 Huelgos

- (1)P El huelgo para protección de los elementos estructurales principales o críticos y el recorrido de los enlaces sísmicos deberá ser capaz de absorber un desplazamiento sísmico total de proyecto calculado según el apartado 2.3.6.3 con el valor del desplazamiento sísmico  $d_E$  incrementado en un 20%.

### 7.6.4 Criterios de proyecto para aparatos de apoyo elastoméricos especiales

- (1)P Estos apoyos deberán cumplir los ensayos dispuestos en el Anexo J.
- (2)P Los aparatos de apoyo cumplirán los criterios incluidos en los apartados 7.5.2.4 y 7.5.2.5.
- (3)P Deberán cumplirse los criterios dados en los apartados 7.6.3.1 y 7.6.3.2.
- (4)P Deberán preverse medios de fijación capaces de resistir completamente el cortante máximo de proyecto  $V_{Ed}$ .
- (5) No es obligatorio el uso de enlaces sísmicos.

## 8 PUENTES ESPECIALES

### 8.1 Introducción

- (1)P Los siguientes tipos de puentes son considerados especiales en el sentido que las reglas de esta norma puede que no abarquen todos los aspectos de su proyecto sísmico:
- Puentes arco.
  - Puentes con soportes inclinados o pilas en V.
  - Puentes atirantados.
  - Puentes con geometría extrema (puentes muy esviados o puentes con gran curvatura horizontal).
  - Puentes con niveles de plastificación de pilas marcadamente distintas.
- (2) Los requisitos de este apartado deben considerarse recomendaciones generales y no reglas definitivas de proyecto para cada caso particular.

## 8.2 Selección del comportamiento sísmico deseado

### 8.2.1 Comportamiento elástico

- (1) En muchos casos es preferible seleccionar un comportamiento sísmico elástico ( $q = 1$ ), es decir, proyectar el puente para que permanezca elástico durante la acción sísmica de proyecto. Tales casos son:
  - Puentes arco o puentes con piezas inclinadas en que el proyecto y detallado para conseguir la ductilidad de las rótulas plásticas puede no ser fiable debido a la presencia de fuertes compresiones axiales.
  - Puentes atirantados en que la respuesta sísmica puede estar controlada por los efectos debidos a modos altos.
- (2) En tales casos debe procederse al análisis multimodal con espectro de respuesta y deben estimarse los efectos de segundo orden con la precisión adecuada.
- (3) Las secciones críticas resultantes del análisis elástico deberán localizarse en elementos de ductilidad inherente y se recomienda un tratamiento adecuado de los detalles tendente a la mejora de esta ductilidad. Debe evitarse la posibilidad de modos de rotura frágil tal como se indica en el apartado 8.3.

### 8.2.2 Comportamiento dúctil

#### 8.2.2.1 Generalidades

- (1)P Se permite la hipótesis de comportamiento dúctil en puentes especiales si los factores de comportamiento seleccionados pueden justificarse mediante un adecuado análisis no lineal con registros temporales según el apartado 4.2.4.

#### 8.2.2.2 Esfuerzos axiales elevados

- (1)P Cuando en las rótulas plásticas ( $\eta_k > 0,30$ ) prevalecen esfuerzos axiales elevados (por ejemplo en puentes arco o con soportes inclinados) se permite un análisis multimodal lineal equivalente (según el Anexo H) usando valores reducidos de los factores  $q$  definidos en el apartado 4.1.6 para comportamiento dúctil, en las condiciones siguientes:
  - a) El tablero permanece elástico.
  - b) El desplazamiento sísmico está causado principalmente por la deformación de los elementos de soporte de la estructura y no por deformación de los aparatos de apoyo o del suelo.
  - c) La influencia de los modos altos en la respuesta no es alta. Se considera que se cumple esta condición si la masa modal del modo fundamental en la dirección considerada es al menos el 70% de la masa del tablero.

#### 8.2.2.3 Plastificación progresiva de las pilas

- (1) En la dirección longitudinal se puede suponer en general un comportamiento dúctil en puentes rectos siempre que se cumplan los puntos (a), (b) y (c) del apartado anterior.
- (2) En la dirección transversal debe tenerse en cuenta la influencia que la plastificación progresiva de las pilas puede tener en la flexión transversal del tablero y en la distribución de las acciones sísmicas sobre las pilas. En el Anexo H se incluyen más detalles sobre el tema.

## 8.3 Evitación de modos de rotura frágil

- (1)P Se pueden proyectar componentes estructurales tales como aparatos de apoyo fijos, llaves y anclajes para cables y tirantes y otras conexiones no dúctiles mediante los resultados de la utilización del proyecto según capacidad determinados a partir de la resistencia de los cables y de un factor de sobrerresistencia de al menos 1,4.

- (2)P Puede evitarse esta comprobación si es posible demostrar que la integridad de la estructura no se ve afectada por el fallo de tales conexiones. Esta prueba debe cubrir también el riesgo de fallo secuencial como puede suceder en tirantes de puentes atirantados.
- (3)P Deben usarse hipótesis conservadoras semejantes a las utilizadas en (1) para evitar otros tipos de rotura frágil como:
- Fallos torsionales del tablero en puentes con grandes curvaturas horizontales.
  - Fallo combinado por flexión y torsión de pilas en puentes con altos esviajes.

## ANEXO A (Informativo)

### EVENTO SÍSMICO DE PROYECTO Y RECOMENDACIONES PARA SU SELECCIÓN DURANTE LA FASE CONSTRUCTIVA

#### A.1 Evento sísmico de proyecto

- (1) Puede definirse el evento sísmico de proyecto eligiendo una probabilidad aceptablemente baja  $p$  de superación durante la vida ( $t_d$ ) de la estructura. El período de retorno del evento ( $t_r$ ) es dado por la expresión:

$$t_r = 1 / [1 - (1-p)^{1/t_d}] \quad (A.1)$$

- (2) La acción sísmica de proyecto correspondiente a  $\gamma_I = 1,0$  generalmente se refiere a un evento sísmico con un período de retorno de aproximadamente  $|475|$  años. Este evento tiene una probabilidad de superación comprendida entre  $|0,10|$  y  $|0,19|$  para una vida de la estructura comprendida entre  $|50|$  y  $|100|$  años respectivamente. Este nivel de acción de proyecto es aplicable a la mayoría de los puentes que se consideren como de importancia media.

#### A.2 Evento sísmico de proyecto para la fase constructiva

- (1) Suponiendo que  $t_c$  es la duración de la fase constructiva de un puente y  $p$  es la probabilidad de superación aceptable durante esta fase el período de retorno  $t_{rc}$  viene dado por (A.1) usando  $t_c$  en lugar de  $t_d$ . Para los valores relativamente pequeños usualmente asociados con  $t_c$  ( $t_c \leq 5$  años), la ecuación (A.1) puede aproximarse con la siguiente relación más sencilla

$$t_{rc} \cong \frac{t_c}{p} \quad (A.2)$$

Se recomienda que el valor de  $p$  no supere el 0,05.

- (2) El valor de la aceleración de proyecto del suelo  $a_{gc}$  que corresponde a un período de retorno  $t_{rc}$  depende de la sismicidad de la región. En muchos casos se tiene una aproximación razonable con la relación

$$\frac{a_{gc}}{a_g} = \left( \frac{t_{rc}}{t_{ro}} \right)^k \quad (A.3)$$

donde

$a_g$  es la aceleración de proyecto tipo del suelo que corresponde al período de retorno de referencia  $t_{ro}$  ( $= |475|$  años).

El valor del exponente  $k \cong |0,30 \div 0,45|$  debe estimarse teniendo en cuenta una evaluación estadística fiable de los datos sísmicos disponibles.

- (3) Independientemente de las acciones sísmicas de proyecto debe garantizarse la robustez de todas las estructuras parciales del puente durante las fases constructivas.

## ANEXO B (Informativo)

## RELACIÓN ENTRE LAS DUCTILIDADES EN DESPLAZAMIENTOS Y EN CURVATURAS DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN PILAS DE HORMIGÓN

(1) Admitiendo que:

- El desplazamiento horizontal en el centro de masas del tablero se debe solamente a la deformación de una pila en voladizo completamente empotrada de longitud  $L$ ; y que
- $L_h$  es el tamaño de la rótula plástica que se desarrolla en la base del pilar

la ductilidad en curvaturas  $\mu_c$  requerida por la rótula corresponde a una ductilidad en desplazamientos  $\mu_d$  que, según lo definido en el apartado 2.3.5.2, es:

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda (1 - 0,5\lambda)} \quad (B.1)$$

donde  $\lambda = L_h / L$

(2) En secciones de hormigón armado (donde la ductilidad en curvaturas se usa como medida de ductilidad de la rótula plástica) el valor del índice  $\lambda$  se ve influido por efectos tales como la penetración de la deformación a tracción en la armadura del elemento vecino, la fisuración inclinada debida a la interacción flector-cortante, etc. Las expresiones siguientes se incluyen solo a título indicativo pues en la actualidad no existe ningún método aceptado por la mayoría de los autores.

$$L_h = 0,08 L + 0,022 D_s f_y \quad (B.2)$$

o

$$L_h = (0,4 - 0,6) h \quad (B.3)$$

donde

$D_s$  y  $f_y$  son el diámetro y la tensión de límite elástico de la armadura longitudinal en mm y N/mm<sup>2</sup> respectivamente; y

$h$  es el canto de la sección transversal.

(3) Cuando una parte considerable del desplazamiento del tablero es debida a la deformación de otros componentes que permanecen elásticos tras la formación de la rótula plástica, la ductilidad en curvaturas requerida viene dada por la expresión

$$\mu_{cf} = 1 + f (\mu_c - 1) \quad (B.4)$$

donde  $f = d_{tot} / d_p$  es la relación entre el desplazamiento total del tablero al debido tan sólo a la deformación de los pilares y  $\mu_c$  se calcula mediante la ecuación (B.1).

NOTA — Si la transmisión de la acción sísmica entre pilas y tablero se realiza mediante aparatos de apoyo elastoméricos flexibles que inducen, por ejemplo, un valor de  $f = 5$  y suponiendo que se requiera un cierto valor de  $\mu_c$ , por ejemplo  $\mu_c = 15$ , en el caso de unión rígida entre pila y tablero, el valor de  $\mu_{cf}$  que se precisa según la fórmula (B.4) asciende a 71 que no es, ciertamente, alcanzable.

Es por tanto evidente que la gran flexibilidad de los aparatos de apoyo elastoméricos usados en la misma trayectoria de fuerzas que la pila rígida, impone un comportamiento prácticamente elástico al resto del sistema.

## ANEXO C (Informativo)

### ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ EFECTIVA DE PIEZAS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO

#### C.1 Generalidades

- (1) La rigidez efectiva de componentes dúctiles de hormigón a usar en cálculos sísmicos lineales debe ser igual a la rigidez secante en el punto teórico de plastificación.

A falta de un método más exacto se puede usar alguno de los métodos aproximados siguientes.

#### C.2 Método 1

- (1) El momento de inercia efectivo  $J_{\text{eff}}$  de una pila de sección transversal cortante se estima como sigue:

$$J_{\text{eff}} = 0,08 J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (\text{C.1})$$

donde

$J_{\text{un}}$  es el momento de inercia de la sección transversal en la pila no fisurada;

$J_{\text{cr}}$  es el momento de inercia de la sección fisurada cuando la armadura de tracción se encuentra a la tensión de límite elástico. Se estima mediante:

$$J_{\text{cr}} = M_y / (E_c C_y) \quad (\text{C.2})$$

donde  $M_y$  y  $C_y$  son el momento de límite elástico y la curvatura de la sección respectivamente y  $E_c$  el módulo elástico del hormigón.

- (2) Estas expresiones han sido deducidas mediante un análisis paramétrico de un modelo no lineal de pila con sección rectangular hueca o sección circular maciza o hueca.

#### C.3 Método 2

- (1) La rigidez efectiva se estima a partir del momento último de proyecto  $M_{\text{Rd}}$  y la curvatura de plastificación  $C_y$  de la sección de la rótula plástica como sigue:

$$E_c J_{\text{eff}} = v M_{\text{Rd}} / C_y \quad (\text{C.3})$$

donde

$v = 1,20$  es un coeficiente corrector que refleja el efecto rigidizador de la parte no fisurada de la pila

$$C_y = (\epsilon_{sy} - \epsilon_{cy}) / d \quad (\text{C.4})$$

y

$d$  es el canto útil de la sección;

$\epsilon_{sy}$  es la deformación de límite elástico de la armadura;

$\epsilon_{cy}$  es la deformación a compresión del hormigón en la plastificación de la armadura de tracción.

- (2) Debe observarse que una sobreestimación de la rigidez efectiva conduce a resultados del lado de la seguridad en lo que respecta a las acciones sísmicas, mientras que los desplazamientos pueden corregirse tras un cálculo basado en la rigidez real.

- (3) Como ejemplo, si se adoptan los valores

$$\varepsilon_{cy} = -2,10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sy} = 2,10^{-3}$$

se llega a

$$E_c J_{eff} = 300 M_{Rd} d \quad (C.5)$$

que en general debe ser una cota superior.

- (4) El análisis realizado con un valor de  $E_c J_{eff}$  basado en un valor supuesto de  $M_{Rd}$  debe ser corregido solo si el valor requerido  $M_{Rd,req}$  es significativamente superior al supuesto. Cuando  $M_{Rd,req} < M_{Rd}$  los desplazamientos deberán multiplicarse por la relación  $M_{Rd} / M_{Rd,req}$ .



## ANEXO D (Informativo)

### VARIABILIDAD ESPACIAL Y COMPONENTES DE GIRO DEL MOVIMIENTO SÍSMICO

#### D.1 Generalidades

- (1) La caracterización de la variabilidad espacial del movimiento debido a la acción sísmica debe llevarse a cabo considerando la contribución probable de las ondas P, S, Love y Rayleigh a la vibración total del terremoto así como la variabilidad de condiciones en el terreno. No obstante, se pueden usar modelos simplificados. Estos últimos deben cumplir como condición que el espectro de respuesta en cada punto no debe ser inferior al correspondiente espectro de respuesta dependiente del emplazamiento, multiplicado por  $|0,75|$ .

#### D.2 Variabilidad del movimiento sísmico

##### D.2.1 Introducción

- (1) En general debe usarse un modelo de variabilidad espacial del movimiento sísmico tan sólo si existen ciertas discontinuidades geológicas o marcadas características topográficas capaces de introducir variaciones importantes en las características del movimiento del suelo o si la longitud del puentes es superior a los  $|600\text{ m}|$ .
- (2) Variabilidad espacial significa que el movimiento en puntos distintos es diferente. La diferencia puede medirse mediante la función de correlación: si es muy próxima a la unidad los movimientos son muy semejantes mientras que si es casi nula los movimientos son muy distintos y pueden considerarse independientes. La variabilidad espacial depende mucho de la banda de frecuencias considerada: para distancias de unos 1 000 m hay una pequeña variabilidad en la banda de bajas frecuencias ( $f < 1\text{ Hz}$ ) y una variabilidad grande en la banda de altas frecuencias ( $f > 5\text{ Hz}$ ). En general el modelo de variabilidad espacial deber ser tal que dos puntos separados una distancia dada deberán tener movimientos independientes en una cierta banda de frecuencias. Si se consideran que dos movimientos son independientes sus contribuciones a la respuesta puede combinarse mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.
- (3) En condiciones habituales la influencia de la variabilidad espacial del movimiento sísmico sobre los valores máximos de la respuesta estructural es pequeña. Por ello este efecto se puede despreciar o representar con un modelo muy simplificado. En este Anexo se presenta un posible modelo para la variabilidad espacial sin prejuicio que sea posible utilizar otros, siempre que respeten la condición establecida en D.1.

##### D.2.2 Propagación de las ondas

- (1) La propagación con velocidad  $c$  de una vibración sísmica  $\mu_i(t)$  ( $i = 1,2,3$ ) entre un observatorio a (tomado como referencia) y un observatorio b viene dado por

$$\mu_i^b(t) = r_i \mu_i^a \left( t + \frac{d}{c} \right) \quad (D.1)$$

donde  $\mu_i^b(t)$  y  $\mu_i^a(t)$  son los registros temporales de la vibración en los puntos b y a,  $r_i$  es el cociente entre las amplitudes de la onda en b y a y d es la distancia entre a y b medida según la propagación de la onda. El índice  $r_i$  mide la disipación de la vibración (por dispersión geométrica o por atenuación friccional) con la distancia ( $d \rightarrow \infty, r \rightarrow 0$ ).

- (2) Si  $S_{pq}^{aa}(\omega)$  es la matriz de funciones espectrales en el observatorio (a), la matriz de funciones de densidades espectrales en el punto (b) y las funciones de densidad espectral conjunta entre los puntos (a) y (b) se expresan como sigue:

$$S_{pq}^{bb}(\omega) = r_p r_q S_{pq}^{aa}(\omega) \quad (D.2)$$

$$S_{pq}^{ab}(\omega) = r_p e^{i(\omega d/c)} S_{pq}^{aa}(\omega) \quad (D.3)$$

$$S_{pq}^{ba}(\omega) = r_p e^{-i(\omega d/c)} S_{pq}^{aa}(\omega) \quad (D.4)$$

En las ondas de Rayleigh las partículas en la superficie del suelo describen trayectorias elípticas. Sean  $x_1$  y  $x_2$  los ejes horizontal y vertical y  $S_{11}^{aa}(\omega)$  la densidad espectral de potencia de las aceleraciones horizontales. La matriz de las funciones de densidad espectral para el vector de aceleraciones horizontal y vertical  $[\ddot{u}, \ddot{v}_2]^T$  viene dado por

$$S^{aa}(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}^{aa}(\omega) & S_{12}^{aa}(\omega) \\ S_{21}^{aa}(\omega) & S_{22}^{aa}(\omega) \end{bmatrix} \quad (D.5)$$

donde

$$S_{22}^{bb}(\omega) = \rho^2 S_{11}^{aa}(\omega) \quad (D.6)$$

$$S_{12}^{aa}(\omega) = \rho e^{i\omega} S_{11}^{aa}(\omega) \quad (D.7)$$

$$S_{21}^{aa}(\omega) = \rho e^{-i\omega} S_{11}^{aa}(\omega) \quad (D.8)$$

donde  $\rho$  representa el cociente entre la componente vertical y la horizontal (alrededor de 1,5 para un semiespacio elástico).

- (3) Para establecer un modelo de propagación es preciso descomponer la vibración sísmica en trenes adecuados de ondas P, S, Love y Rayleigh con características apropiadas de atenuación y dispersión.

Esta descomposición depende como mínimo de la distancia epicentral y la profundidad focal y, por el momento, no existe información suficiente sobre el tema. Con ello la matriz de frecuencias de densidad espectral para todos los puntos de la base se obtienen usando las ecuaciones (D.1) a (D.4) para cada par de puntos de la base.

### D.2.3 Modelo simplificado

#### D.2.3.1 Fundamentos

- (1) El modelo simplificado de variabilidad espacial (sin propagación de ondas) debería basarse en un conjunto de movimientos independientes que tengan valores no nulos tan solo en una zona limitada de la superficie terrestre. Estos movimientos independientes deben respetar las reglas siguientes:

- La variabilidad espacial es la misma para todas las componentes del movimiento.
- Cada movimiento independiente tiene una banda limitada. La frecuencia más alta de cada banda no debe superar el triple de la frecuencia más baja.

- Para cada banda de frecuencia se define una malla cuadrada. El tamaño de los lados del cuadrado se toma igual a la longitud de onda correspondiente a la frecuencia más baja de la banda. Esta longitud de onda podría calcularse a partir de la velocidad media de las ondas S en una zona de una a dos veces la longitud del puente. Cuando el tamaño de los lados del cuadrado es mayor que cinco veces la longitud del puente el movimiento se idealiza como un movimiento en base rígida.
- A cada modo se le adjudica un movimiento independiente con las características correspondientes al perfil del suelo en el nudo.
- Los movimientos en las aristas y en el interior de los cuadrados se obtienen mediante una media ponderada de los movimientos independientes en los cuatro nudos del cuadrado. El movimiento total  $u$  está dado por

$$u(y_1, y_2, t) = \sum_{i=1}^4 \alpha_i u_i^e(t) \quad (D.9)$$

donde

$\alpha_i$  es el factor de ponderación  $i$ ;

$u_i^e$  es el movimiento independiente  $i$ .

Los factores de ponderación vienen dados por la expresión

$$\alpha_i = \cos\left(\frac{\pi y_1}{1}\right) \cos\left(\frac{\pi y_2}{1}\right) \quad (D.10)$$

donde  $1$  es la longitud del lado e  $y_1$ , e  $y_2$  son las coordenadas del punto en estudio para un sistema de coordenadas cuyos ejes tengan las mismas direcciones que la malla y cuyo origen coincide con el nudo  $i$ .

- (2) Cuando los emplazamientos de los nudos tienen el mismo perfil de suelo, las características del movimiento sísmico son las mismas por doquier y corresponden al perfil de propiedades del suelo.

#### D.2.3.2 Espectros de respuesta

- (1) La cuantificación de movimientos independientes mediante espectros de respuesta se consigue utilizando espectros de respuesta parcial obtenidos a partir del espectro de respuesta dependiente del emplazamiento y del intervalo de períodos del movimiento independiente. Sean  $T_{1i}$  y  $T_{2i}$  los períodos inferior y superior de la banda de frecuencia  $i$ . Los espectros parciales de la respuesta se definen mediante las reglas siguientes (expresadas en términos de una representación trilogarítmica).

- El espectro de respuesta parcial para el intervalo de períodos  $[T_{1i}, T_{2i}]$  coincide con el espectro de respuesta dependiente del emplazamiento.
- El espectro de respuesta parcial para períodos inferiores a  $T_{1i}/2$  coincide con la línea que representa el pico de la aceleración del suelo  $a_{ig}$  para ese intervalo, determinada mediante

$$a_{ig} = \sqrt{I_a(T_{2i}) - I_a(T_{1i})} \quad (D.11)$$

- El espectro de respuesta parcial para períodos mayores que  $2 T_{2i}$  coincide con la línea que representa el valor de pico  $d_{ig}$  del desplazamiento en esa banda que se puede determinar mediante

$$d_{ig} = \sqrt{I_d(T_{2i}) - I_d(T_{1i})} \quad (D.12)$$

- En el intervalo de períodos  $[T_{11}/2, T_{11}]$  el espectro parcial de respuesta queda definido por una línea recta que pasa por el valor del espectro parcial en  $T_{11}/2$  y la media geométrica del valor  $a_{1g}$  de la aceleración pico del suelo en el intervalo  $[T_{11}, T_{21}]$  del valor de la ordenada del espectro de respuesta dependiente del desplazamiento en  $T_{11}$ .
  - En el intervalo de períodos  $[T_{21}, 2T_{21}]$  el espectro de respuesta parcial se define mediante una línea recta que pasa por el valor del espectro parcial en  $2T_{21}$  y la media geométrica calculada a partir del valor  $d_{1g}$  del desplazamiento pico del suelo en el intervalo  $[T_{11}, T_{21}]$  y el valor de la ordenada del espectro de respuesta dependiente del emplazamiento en  $T_{21}$ .
- (2) Las funciones  $I_a(T)$  e  $I_d(T)$  corresponden a las integrales indefinidas de los espectros de potencia de aceleración y desplazamiento correspondientes al espectro de respuesta dependiente del emplazamiento. Estos espectros de potencia pueden calcularse mediante las relaciones aproximadas siguientes:

$$S_a = 0,2 \xi' A^2 T^{1,4} \quad \text{para } T < T_B \quad (D.13)$$

$$S_a = 6 \xi' V^2 T^{-0,74} \quad \text{para } T_B < T < T_C \quad (D.14)$$

$$S_a = 300 \xi' D^2 T^{-3,1} \quad \text{para } T_C < T \quad (D.15)$$

donde  $S_a$  es el espectro de potencia de la aceleración,  $\xi'$  es el valor del índice de amortiguamiento (no en porcentaje) y A, V y D son los valores espectrales de la aceleración, velocidad y desplazamiento.  $T_B$  y  $T_C$  son los parámetros del espectro de respuesta definidos en la tabla 4.1 del EC 8: Parte 1-1. Obsérvese que el espectro de potencia del desplazamiento es

$$S_d(T) = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^4 S_a(T)$$

- (3) Cuando los desplazamientos diferenciales de los cimientos del puente puedan inducir tensiones importantes en la estructura, los valores de los efectos de la acción sísmica deberán calcularse mediante la expresión:

$$E = \sqrt{\sum_m \sum_n \rho_{mn} l_m l_n + \sum_j (k_j \cdot d_j)^2} \quad (D.16)$$

$$\rho_{mn} = \frac{8 r^{\frac{3}{2}} (\xi'_m + r \xi'_n) \sqrt{\xi'_m \xi'_n}}{(1-r^2)^2 + 4 \xi'_m \xi'_n r (1+r^2) + 4r^2 (\xi'^2_m + \xi'^2_n)} \quad (D.17)$$

donde  $E$  es el valor del efecto de la acción sísmica,  $l_m$  es el efecto debido al m-simo modo de vibración,  $k_j$  es el efecto debido al movimiento independiente  $j$ ,  $d_j$  es el valor asintótico del espectro en desplazamientos del j-simo movimiento para grandes períodos,  $r = \omega_m / \omega_n$  y  $\xi'_m$  es el valor del índice de amortiguamiento viscoso en el modo m-simo de vibración.

### D.2.3.3 Espectros de potencia

- (1) La cuantificación mediante espectros de potencia de movimientos independientes en la banda de frecuencias  $[f_{1i}, f_{2i}]$  debe hacerse considerando espectros parciales de potencia con valores nulos para frecuencias inferiores a  $f_{1i}$  y superiores a  $f_{2i}$  y coincidentes con el espectro de potencia dependiente del emplazamiento en la banda de frecuencias  $[f_{1i}, f_{2i}]$ .

### D.2.3.4 Representación mediante registros temporales

- (1) La cuantificación de movimientos independientes mediante acelerogramas generados artificialmente debe hacerse de acuerdo con los criterios de coherencia establecidos en el apartado 3.2.2.4 interpretada como aplicable al conjunto de acelerogramas que representan el movimiento independiente y el espectro parcial de respuesta al que se ha hecho referencia en la sección de espectros de respuesta.

## D.2.4 Modelo de desplazamientos estáticos relativos

### D.2.4.1 Generalidades

- (1) En puentes normales y a falta de un estudio más riguroso los efectos de la variabilidad espacial del movimiento sísmico pueden aproximarse aplicando desplazamientos estáticos relativos en forma transitoria entre un soporte de referencia (r) y el resto de puntos (i) de soporte del puente en el suelo.

### D.2.4.2 Desplazamientos estáticos relativos

- (1) El desplazamiento horizontal en dirección longitudinal  $d_{ri}$  relativo entre los soportes (r) e (i) puede estimarse, con base similar a la utilizada en el apartado 6.6.4 para  $d_{cg}$ , como sigue:

$$d_{ri} = \frac{X_{ri} v_g}{c_p} \leq \sqrt{2} d_g \quad (D.18)$$

donde

$X_{ri}$  es la distancia horizontal entre los soportes (i) y (r) medida en la dirección longitudinal del puente;

$d_g$  y  $v_g$  son los picos del desplazamiento y de la velocidad respectivamente tal como se definen en el apartado 6.6.4 (3); y

$c_p$  es la velocidad de la onda de compresión en el estrato de suelo bajo los soportes. A falta de datos más exactos se pueden usar los valores dados en el apartado 6.6.4 (3) incrementados en un 30%.

- (2) Cuando las capas de suelo bajo los soportes r e i sean muy distintas deberá utilizarse la peor pareja de valores coherentes  $v_g$  y  $d_g$ . Deberá estimarse una media ponderada para el valor de  $c_p$  usando como coeficientes de ponderación las proporciones de la longitud de cada estrato a la distancia total  $X_{ri}$ .

### D.2.4.3 Efectos de las acciones de proyecto

- (1) Los efectos de las acciones sísmicas de proyecto pueden estimarse como sigue:

$$E_d = \sqrt{E_{do}^2 + E_{rx}^2} \quad (D.19)$$

donde

$E_{do}$  son los efectos de las acciones de proyecto obtenidos prescindiendo de la variabilidad espacial del movimiento sísmico;

$E_{rx}$  son los efectos de las acciones de proyecto causados por el vector de desplazamientos  $\{d_{ri}\}$  (D.18) en el que todos los desplazamientos se producen en la dirección longitudinal.

- (2) La aproximación definida en el apartado D.2.4.2 supone que los desplazamientos relativos de los soportes en las direcciones transversal y vertical no inducen efectos de importancia. Esta hipótesis es generalmente válida porque los vectores de los desplazamientos relevantes son compatibles en sumo grado con los movimientos de sólido rígido del tablero. En caso contrario pueden igualmente utilizarse aproximaciones semejantes.

## D.3 Componentes de rotación

### D.3.1 Introducción

- (1) Las vibraciones de rotación se obtienen mediante las derivadas espaciales de las componentes de traslación; en consecuencia tan pronto como se use un modelo de variabilidad espacial su inclusión es necesaria por coherencia del modelo. Además la introducción de las componentes de rotación no aumenta mucho el esfuerzo de cálculo necesario para el análisis.

- (2) La toma en consideración de las componentes de giro alrededor de los ejes horizontales puede ser importante para estructuras que sean a la vez altas y rígidas; la consideración del giro alrededor de un eje vertical puede ser importante si introduce efectos de torsión en estructuras simétricas. Sin embargo, en ambos casos, la contribución de las componentes de rotación a la respuesta total de la estructura es pequeña en la mayoría de las situaciones, es decir, no incrementan más de un 10% la respuesta. Por ello, incluso si las componentes de rotación no se calculan con mucha precisión, los errores resultantes en la respuesta total son aceptables.
- (3) Debido a la contribución generalmente pequeña de las componentes de rotación al valor de la respuesta es, como norma preferible usar un modelo conservador pero simple, como el adoptado en esta subapartado, en lugar de otro muy sofisticado cuyos parámetros no pueden generalmente cuantificarse sin hipótesis que no son, en su mayoría, susceptibles de justificación rigurosa. Debe ponerse de manifiesto, sin embargo, que el modelo adoptado es puramente cinemático y que se supone que los desplazamientos son ortogonales a la dirección de propagación; además deben suponerse también los valores de las velocidades de propagación. Por ello es también aplicable a las ondas de Love.

### D.3.2 Propagación de ondas

- (1) En un sistema de coordenadas ortogonal y directo  $x_1, x_2, x_3$  con eje  $x_3$  vertical, las rotaciones  $\theta_i$  debidas al campo de desplazamientos  $u_j$  están dadas por

$$\theta_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_j}{\partial x_k} - \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) \quad (D.20)$$

donde (i, j, k) es una permutación par de (1, 2, 3). Considérese una onda representada por un campo de desplazamientos  $u_j(x_k)$  que viaja según  $x_k$  con celeridad  $c$  sin cambios en su perfil, lo que se representa mediante

$$u_j(t) = f_j(x_k - ct) \quad (D.21)$$

donde  $f_j$  es una función de forma. Las derivadas temporal y espaciales de  $u_j$  son:

$$\frac{\partial u_j}{\partial t} = -c \frac{\partial f_j(x_k - ct)}{\partial (x_k - ct)} \quad (D.22)$$

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_k} = \frac{\partial f_j(x_k - ct)}{\partial (x_k - ct)} \quad (D.23)$$

De estas dos expresiones se sigue que

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_k} = -\frac{1}{c} \frac{\partial u_j}{\partial t} \quad (D.24)$$

que muestra cómo transformar derivadas espaciales en temporales lo que puede usarse junto con la ecuación (20) para obtener finalmente:

$$\theta_i = -\frac{1}{2c} \frac{\partial u_j}{\partial t} \quad (D.25)$$

$$\theta_j = -\frac{1}{2c} \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad (D.26)$$

$$\theta_k = 0 \quad (D.27)$$

- (2) La cuantificación del espectro de rotación presentado en los apartados D.3.3 y D.3.4 supone que la totalidad del movimiento sísmico es debido a las ondas S aunque estas no pueden existir en los contornos de los cuerpos elásticos. En algunos casos el valor a considerar para  $c$  no es la velocidad de propagación de las ondas S en el terreno de cimentación; siempre es, sin embargo, conservador tomar un valor bajo para  $c$  puesto que la amplitud de las rotaciones es proporcional a la inversa de  $c$ . Generalmente es conservador atribuir a  $c$  el valor de la celeridad S en el estrato superior ya que este estrato es generalmente el más blando y la celeridad S esta generalmente lo suficientemente cerca de la cota inferior de la velocidad de fase de las ondas de Rayleigh y Love; aunque la velocidad de grupo puede presentar valores significativamente más bajos esto ocurre solamente para bandas de frecuencia limitadas, usualmente en el extremo de frecuencias bajas del espectro donde el contenido de frecuencias del espectro de rotación es más bajo.

### D.3.3 Espectros de respuesta

- (1) La descripción de las seis componentes del movimiento de la acción sísmica mediante espectros de respuesta está formada por seis espectros mutuamente independientes. Tres de ellos son los espectros de respuesta dependientes del desplazamiento para las dos componentes horizontales (ejes  $x$  e  $y$ ) y la vertical (eje  $z$ ) a que se hace referencia en el apartado 3.2.2.2. Los espectros de respuesta para las rotaciones quedan definidas por:

$$S_{\theta_{ex}}^{\theta} = \frac{2,0\pi S_e(T)}{cT} \quad (D.28)$$

$$S_{\theta_{ey}}^{\theta} = \frac{2,0\pi S_e(T)}{cT} \quad (D.29)$$

$$S_{\theta_{ez}}^{\theta} = \frac{2,0\pi S_e(T)}{cT} \quad (D.30)$$

donde

$S_{\theta_{ex}}^{\theta}, S_{\theta_{ey}}^{\theta}, S_{\theta_{ez}}^{\theta}$  son los espectros de respuesta de las rotaciones alrededor de los ejes  $x, y, z$ ;

$S_e$  es el espectro de respuesta dependiente del emplazamiento para las componentes horizontales;

$c$  es la celeridad de las ondas S;

$T$  es el período en estudio.

NOTA — Con "Espectros de respuesta mutuamente independientes" quiere indicarse que puede aplicarse la regla de combinación de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

### D.3.4 Espectros de potencia

- (1) La descripción mediante espectros de potencia del movimiento de la acción sísmica debe estar formado por seis espectros de potencia mutuamente independientes. Tres de ellos son las dos componentes horizontales (ejes  $x$  e  $y$ ) y la vertical (eje  $z$ ). El espectro de potencia para las aceleraciones de rotación está dado por:

$$S_x^{\theta}(\omega) = \frac{0,98 \omega^2}{4c^2} S(\omega) \quad (D.31)$$

$$S_y^{\theta}(\omega) = \frac{0,98 \omega^2}{4c^2} S(\omega) \quad (D.32)$$

$$S_z^{\theta}(\omega) = \frac{\omega^2}{2c^2} S(\omega) \quad (D.33)$$

donde

$S_x^\theta, S_y^\theta, S_z^\theta$  son los espectros de potencia de las rotaciones alrededor de los ejes x, y, z;

$S$  es el espectro de potencia dependiente del emplazamiento para las componentes horizontales;

$c$  es la celeridad de las ondas S;

$\omega$  es la frecuencia en estudio.

- (2) Los espectros de potencia rotacional en este subapartado son coherentes con los espectros de respuesta de las rotaciones definidos más arriba.

#### **D.3.5 Representación mediante registros temporales**

- (1) La representación mediante registros temporales de la acción sísmica debería ser coherente, de acuerdo con los criterios establecidos en el apartado 3.2.2.4 con la representación mediante espectros de respuesta definida en el apartado 3.2.2.2.



## ANEXO E (Normativo)

### CONJUNTO DE ACELEROGRAMAS PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### E.1 Introducción

- (1) La representación de la acción sísmica mediante registros temporales requiere el establecimiento de un conjunto de acelerogramas que puedan servir como entrada de los cálculos dinámicos. Los resultados de estos cálculos deben evaluarse adecuadamente mediante técnicas estadísticas. Debido a ello un conjunto de acelerogramas artificiales es generalmente preferible a un conjunto de acelerogramas reales puesto que pueden considerarse como una muestra de acelerogramas independientes e idénticamente distribuidos, lo que permite el uso de técnicas estadísticas bien conocidas.

#### E.2 Acelerogramas artificiales

- (1) Los acelerogramas generados artificialmente pueden ser estacionarios o no. Los acelerogramas estacionarios pueden generarse convenientemente como realizaciones del proceso estocástico gaussiano estacionario cuantificado por el espectro de potencia dependiente del emplazamiento. Los acelerogramas no estacionarios pueden generarse directamente:
  - a) como realizaciones de adecuados procesos estocásticos no estacionarios;
  - b) mediante multiplicación de un acelerograma estacionario por una función de modulación  $m(t)$ .
- (2) La forma de la función de modulación depende de las características sismotectónicas de la región; a continuación se presenta una forma posible adecuada para las condiciones habituales.

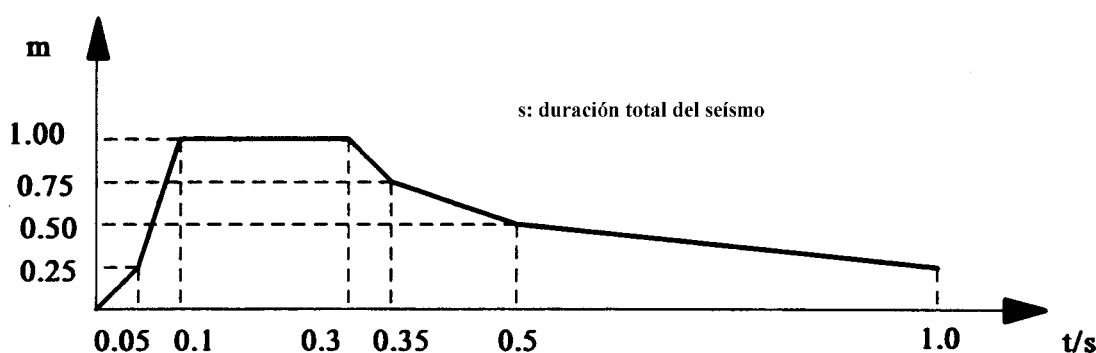


Fig. E.1 – Forma de la función de modulación

- (3) En el caso (b) el contenido en frecuencias es estable mientras que en el caso (a) es variable. En este caso puede que la variabilidad represente no las características de un único terremoto sino la contribución al riesgo total de los terremotos posibles con diferentes magnitudes y distancias focales; ello puede conseguirse modelando el contenido en altas frecuencias para reflejar las características de terremotos próximos y el de bajas frecuencias con las de terremotos lejanos y magnitudes más altas.

#### E.3 Acelerogramas reales

- (1)P Los acelerogramas reales a utilizar en un cálculo dinámico deben haber sido registrados en una región o regiones con características sismotectónicas semejantes a las del emplazamiento de la estructura. El factor de escala aplicable no debe ser inferior a 0,5 ni mayor de 2.

#### E.4 Validación de conjuntos de acelerogramas

- (1)P Los conjuntos de acelerogramas deben validarse calculando el espectro medio de respuesta  $S$  para un valor del amortiguamiento del  $\xi' = 0,05$  y para 100 oscilaciones con períodos naturales  $T_i$  en una progresión geométrica de índice 1.064786, es decir con períodos 0,04 s; 0,0426 s; 0,0454 s ... 20,0 s. El conjunto es aceptable si para, por lo menos 50 períodos distintos, el espectro medio de respuesta es mayor o igual que el espectro de respuesta dependiente del emplazamiento  $S_e(T_i)$ . Además, la media geométrica de los índices  $S_e(T_i)/S_e(T_i)$  para los 13 períodos ( $T_i$ ) más cercanos al período fundamental de la estructura debe ser superior a 1.

#### E.5 Número de acelerogramas a usar en el cálculo

- (1) Los resultados de los cálculos llevados a cabo con un conjunto de acelerogramas dependen de su número y de sus características individuales. Generalmente es adecuado considerar esos resultados como variables aleatorias y utilizar técnicas estadísticas bien conocidas para relacionar el número de acelerogramas del conjunto y la incertidumbre en los resultados.
- (2) Los efectos de la acción sísmica deberían en principio ser iguales a la media de la respuesta extrema calculada con un número infinito de acelerogramas. Cuando sólo se utiliza un número finito debe tenerse en cuenta la incertidumbre de los resultados.
- (3)P En general los resultados del cálculo deben conseguirse mediante el uso de expresiones basadas en la teoría estadística apropiada que suministre un valor de los efectos sísmicos que no sea inferior, con una probabilidad del 80%, al valor exacto.
- (4) Si se utilizan más de 10 acelerogramas, el valor medio puede usarse sin correcciones. En caso contrario debe aplicarse la corrección siguiente:

$$E = \left( 1 + \frac{0,352}{\sqrt{N}} \right) E_a$$

donde  $E$  es el efecto de la acción sísmica y  $E_a$  la media de las respuestas extremas calculadas para los  $N$  acelerogramas.

ANEXO F (Normativo)

MASA AÑADIDA DEL AGUA ARRASTRADA POR PILAS SUMERGIDAS

- (1)P La masa total efectiva de una pila sumergida debe considerarse igual a la suma de:
- la masa real de la pila (sin considerar la flotación);
  - la masa de agua contenida en el pilar (para pilas huecas);
  - la masa añadida  $m_a$  del agua exterior arrastrada por unidad de longitud de la pila sumergida.

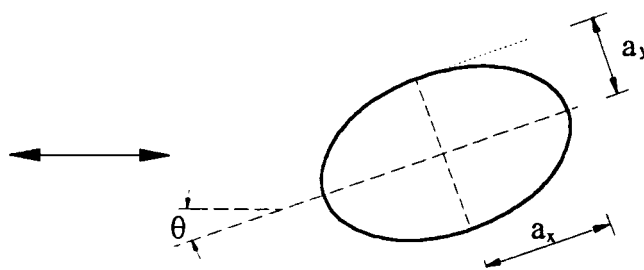
- (2) Para pilas de sección transversal circular de radio  $R$  puede estimarse  $m_a$  mediante

$$m_a = \rho \pi R^2 \quad (F.1)$$

donde  $\rho$  es la densidad del agua.

- (3) Para pilas de sección elíptica con ejes  $2a_x$  y  $2a_y$  ante una acción sísmica que forma un ángulo  $\theta$  con el eje  $x$  de la sección,  $m_a$  puede estimarse mediante:

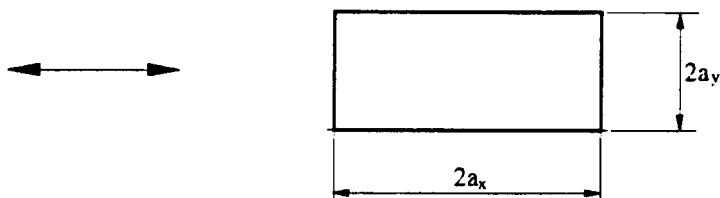
$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (F.2)$$



- (4) Para pilares de sección rectangular con dimensiones  $2a_x$ ,  $2a_y$  y para acción sísmica en la dirección  $x$ , se puede estimar  $m_a$  como:

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \quad (F.3)$$

donde el valor de  $k$  se toma de la tabla adjunta en la que es admisible una interpolación lineal.



$a_y / a_x$	$k$
0,1	2,23
0,2	1,98
0,5	1,70
1,0	1,51
2,0	1,36
5,0	1,21
10,0	1,14
$\infty$	1,00

## ANEXO G (Normativo)

## CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE PROYECTO SEGÚN CAPACIDAD

## G.1 Procedimiento general

(1)P El procedimiento que sigue deberá aplicarse en general para cada sentido y para cada una de las dos direcciones de la acción sísmica de proyecto.

(2)P Paso 1:

Cálculo de las resistencias a flexión de proyecto  $M_{Rd,h}$  en las secciones de las rótulas plásticas previstas, correspondientes a la dirección y sentido escogidos de la acción sísmica  $A_E$ . Las resistencias estarán basadas en las dimensiones reales de las secciones transversales y en la cantidad final de armadura longitudinal. El cálculo considerará la interacción con el axil y eventualmente con el flector en la otra dirección, resultantes ambos de la combinación  $G + A_E$  donde  $G$  es la suma de las cargas permanentes (gravedad y postensado) y  $A_E$  es la acción sísmica de proyecto.

(3)P Paso 2:

Cálculo de la variación de los efectos de las acciones  $\Delta F_C$  del mecanismo plástico, causada por el incremento de los momentos en las rótulas plásticas ( $\Delta M_h$ ) desde los valores debidos a las cargas permanentes ( $M_{G,h}$ ) hasta la sobrerresistencia en momentos de las secciones.

$$\Delta M_h = \gamma_o M_{Rd,h} - M_{G,h} \quad (G.1)$$

donde  $\gamma_o$  es el factor de sobrerresistencia (véase apartado 5.3).

Los efectos  $\Delta F_C$  pueden estimarse generalmente mediante las condiciones de equilibrio siempre que sean aceptables las aproximaciones razonables relativas a la compatibilidad de deformaciones.

(4)P Paso 3:

Los efectos finales de proyecto según capacidad  $F_C$  se obtendrán superponiendo la variación  $\Delta F_C$  a los efectos de las cargas permanentes.

$$F_C = F_G + \Delta F_C \quad (G.2)$$

## G.2 Simplificaciones

(1) Cuando el momento flector en la rótula plástica debido a las acciones permanentes es despreciable en comparación con el momento de sobrerresistencia de la sección ( $M_{G,h} \ll \gamma_o M_{Rd,h}$ ) el paso 2 anterior puede reemplazarse por una estimación directa de los efectos  $\Delta F_C$  a partir de los efectos  $A_E$  de la acción sísmica de proyecto. Este caso es habitual en la dirección transversal de las pilas o en ambas direcciones cuando los pilares están articulados al tablero. En dichos casos el cortante de Proyecto según Capacidad del pilar "i" puede estimarse como sigue:

$$V_{C,i} = \Delta V_i = \frac{\gamma_o M_{Rd,h,i}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad (G.3)$$

y los efectos de proyecto según capacidad en el tablero y estribos pueden estimarse mediante la relación:

$$\Delta F_C \cong \frac{\sum V_{C,i}}{\sum V_{E,i}} E \quad (G.4)$$

## ANEXO H (Normativo)

### DUCTILIDAD DE PUENTES ESPECIALES

#### H.1 Influencia de esfuerzos axiles elevados (en pilas de hormigón armado)

- (1)P Los valores de los flectores  $q$  dados en la tabla 4.1 del apartado 4.1.6 (llamados  $q_0$  en lo que sigue) son válidos cuando el axil reducido

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (H.1)$$

no supera 0,3. Cuando  $\eta_k$  supera 0,6 no se permiten rótulas plásticas. En el intervalo  $0,3 < \eta_k \leq 0,6$  se puede usar la reducción lineal desde el valor  $q = q_0$  definido en la tabla 4.1 hasta  $q = 1$ , es decir

$$\text{para } \eta_k \leq 0,3 \quad q = q_0 \quad (H.2)$$

$$\text{para } 0,3 < \eta_k \leq 0,6 \quad q = q_0 - \left( \frac{\eta_k}{0,3} - 1 \right) (q_0 - 1) \quad (H.3)$$

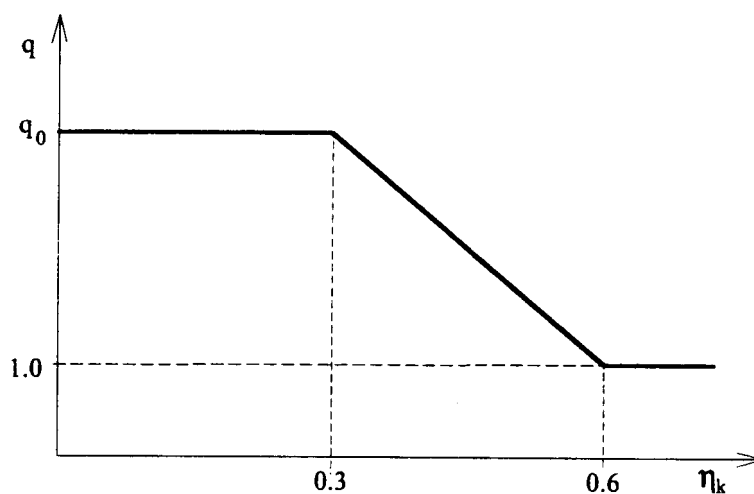


Fig. H.1 – Influencia de  $\eta_k$  en el valor de  $q$

#### H.2 Plastificación progresiva de las pilas

##### H.2.1 Plastificación simultánea y progresiva

- (1) Una plastificación simultánea de las pilas sismorresistentes produce la mejor aproximación al comportamiento elastoplástico teórico. Ello sucede cuando la armadura de cada pila es igual al requerido por los efectos de las acciones de la combinación sísmica de proyecto. En caso de pilas resistentes a sismo con alturas sustancialmente distintas (como puede ser inevitable en valles muy empinados) la acción sísmica, especialmente en dirección longitudinal, se concentra en las pilas más cortas y rígidas donde los requisitos de armado son determinantes. Sin embargo, en pilas más flexibles, los requisitos mínimos de armado pueden ser mucho más altos que los debidos al mismo. En este caso es inevitable la plastificación progresiva con las implicaciones que se bosquejan en los apartados siguientes.

### H.2.2 Plastificación progresiva en dirección longitudinal

- (1) Las máximas deformaciones post-elásticas se inducen en la pila que primero se plastifica y allí probablemente se producirán las demandas más altas de ductilidad. El mayor armado que produce la plastificación posterior de otras pilas en general no causa una reducción de la energía disipada, a pesar de las reducidas deformaciones plásticas, debido al aumento de la energía disipada en esas pilas a causa de su mayor resistencia. Por ello en dirección longitudinal de puentes rectos puede admitirse un comportamiento dúctil incluso en condiciones de plastificación progresiva de las pilas.
- (2) En el caso de plastificación progresiva se precisa una estimación cuidadosa de la rigidez de las pilas de modo que se evite una subestimación de la rigidez total y de los efectos de las acciones dinámicas. Se recomienda el uso de la rigidez sin fisurar para todas las pilas como estimación conservadora para el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas. Posteriormente se pueden corregir en desplazamientos basándose en los niveles calculados de deformación en las pilas.

### H.2.3 Plastificación progresiva en dirección transversal

- (1) La plastificación progresiva de las pilas en dirección transversal puede causar desviaciones muy importantes entre el cálculo lineal "equivalente" y la respuesta real no-lineal del puente. Algunas causas de tales diferencias son:
  - a) Una posible plastificación progresiva de las pilas desde un extremo a otro del puente puede inducir excentricidades horizontales adicionales que resultan en un incremento desproporcionado de las demandas de ductilidad en los pilares que se plastifican primero.
  - b) La flexión transversal del tablero que predice un cálculo lineal puede quedar invalidada tras la plastificación de las pilas.
- (2) Sólo es posible una estimación fiable de los efectos del caso (a) anterior mediante un estudio no lineal con registros temporales. Sin embargo se pueden eliminar los efectos indeseables si el sistema estructural del puente se proyecta para que sea simétrico en alzado.
- (3) A falta de un cálculo dinámico no lineal, los efectos del caso (b) en el tablero se pueden aproximar proyectándolo para que resista los efectos de las acciones debidas a la carga sísmica transversal estática equivalente usando para cada pila (i) una rigidez corregida igual a su rigidez secante calculada para un desplazamiento en cabeza igual a:

$$d_i = \delta d_{Ei} \quad (H.4)$$

donde

$d_{Ei}$  es el desplazamiento en cabeza de la pila i resultante del cálculo lineal;

$\delta$  es el máximo de los cocientes:

$$\delta_j = \frac{d_{yj}}{d_{Ej}} = \frac{M_{Rdj}}{M_{Ej}} \quad (H.5)$$

donde

$d_{yj}$  es el desplazamiento en cabeza del pilar j en la plastificación;

$M_{Rdj}$  y  $M_{Ej}$  son respectivamente la resistencia a flexión de proyecto y el momento de proyecto sísmico en la base (rótula plástica) de la pila j.

## ANEXO J (Normativo)

### ENSAYOS EL PROTOTIPOS DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

#### J.1 Campo de aplicación

- (1)P Los ensayos especificados en este Anexo están enfocados a establecer y validar las propiedades de proyecto del sistema de aislamiento y no deben considerarse como indicados para cumplir los ensayos de control de calidad de su fabricación.
- (2)P Las características de deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislamiento usado en el proyecto y análisis de puentes aislados sísmicamente deberán basarse en los ensayos descritos en este Anexo realizados sobre dos probetas a escala natural de cada tipo y tamaño de las unidades aislantes del sistema de aislamiento.

NOTA — A su debido tiempo estos requisitos serán cubiertos para la Norma EN adecuada en cuyo caso se procederá a la revisión de este Anexo.

#### J.2 Registros

- (1)P Para cada ciclo de ensayos se registrará la relación carga-desplazamiento y el comportamiento histerético de las probetas de ensayo.

#### J.3. Secuencia de ciclos

- (1)P En todas las unidades aislantes del mismo tipo y tamaño se debe realizar la siguiente secuencia de ensayos para el número prescrito de ciclos, a una carga vertical igual a la carga muerta media:
1. Veinte ciclos completos de carga con una fuerza lateral correspondiente a la fuerza máxima no-sísmica de proyecto.
  2. Tres ciclos completos de carga a cada uno de los siguientes incrementos del desplazamiento sísmico de proyecto: 0,25; 0,50; 0,75 y 1,0.
  3. Veinte ciclos completos de carga a 1,0 veces el desplazamiento total de proyecto.
- (2)P Si una unidad aislante es también elemento portante vertical el segundo Item de los ensayos cíclicos especificados más arriba deberá realizarse para las dos cargas verticales adicionales siguientes:

$$1,2 G_k + |F_{Ed}|$$

$$0,8 G_k - |F_{Ed}|$$

donde

$G_k$  es la carga fija; y

$F_{Ed}$  es la carga vertical debida al terremoto, basada en el pico de la respuesta debida al terremoto de proyecto.

**J.4. Elementos que dependen de la velocidad de carga**

- (1)P Si las propiedades carga-desplazamiento de las medidas aislantes dependen de la velocidad de aplicación de la carga, cada conjunto de ensayos especificados en el capítulo J.3 deberá realizarse a frecuencia  $f$  en el rango 0,1 a 1,0 veces la inversa del período efectivo  $T_1$ . La frecuencia  $f$  deberá ser la mínima frecuencia de ensayo a la que la rigidez y el amortiguamiento efectivos en el desplazamiento de proyecto son al menos el 85% de los valores correspondientes cuando la unidad aislante sea ensayada a una frecuencia igual a la inversa del período  $T_1$ .
- (2)P Si se usan probetas prototipo a escala reducida para cuantificar las propiedades de las unidades aislantes dependientes de la velocidad aquéllas deberán ser del mismo tipo y material, se fabricarán con los mismos procesos y calidad que los prototipos a escala natural y se ensayarán a una frecuencia que represente las velocidades de carga de los prototipos a escala natural.
- (3)P Las propiedades carga-desplazamiento de una unidad aislante deberán considerarse dependientes de la velocidad de aplicación de la carga si hay una diferencia superior a  $\pm 15\%$  en la rigidez efectiva en el desplazamiento de proyecto cuando el ensayo se realiza a una frecuencia igual a la inversa del período efectivo del puente aislado y al hacer el ensayo en cualquier frecuencia comprendida en la banda de 0,1 a 2,0 veces la inversa del período efectivo del puente aislado.

**J.5 Elementos que dependen de carga bilateral**

- (1)P Si las propiedades carga-desplazamiento de las unidades aislantes dependen de carga bilateral los ensayos específicos en los capítulos J.3 y J.4 deberán aumentarse para incluir la carga bilateral en incrementos de desplazamiento máximo total 0,25 y 1,0, 0,50 y 1,0; 1,0 y 1,0 en cada dirección respectivamente.
- (2)P Si se utilizan probetas prototipo a escala reducida para cuantificar propiedades dependientes de carga bilateral tales probetas deberán ser del mismo tipo y material y deberán fabricarse con los mismos procesos y calidad que los prototipos a escala natural.
- (3)P Las propiedades carga-desplazamiento de una unidad aislante deberán considerarse dependientes de carga bilateral cuando las leyes carga-desplazamiento unilaterales y bilateral tengan más de un 15% de diferencia en la rigidez efectiva en el desplazamiento de proyecto.

**J.6 Ensayo estático a desplazamiento total de proyecto**

- (1)P Las unidades aislantes que soporten carga vertical deberán ensayarse estáticamente para valores máximo y mínimo de cargas verticales descendentes combinadas con las cargas horizontales constantes que inducen el desplazamiento total de proyecto para carga vertical nula.
- (2)P Para sistemas de aislamiento formados exclusivamente por apoyos elastoméricos combinados con enlaces sísmicos, el desplazamiento total de proyecto deberá calcularse de acuerdo con el apartado 2.3.6.3 y las cargas verticales de acuerdo con el capítulo J.3 (2).
- (3)P Para el resto de sistemas de aislamiento el desplazamiento total de proyecto deberá calcularse de acuerdo con los apartados 7.5.2.2 y 7.5.2.3 y la carga vertical deberá ser el valor pésimo calculado de acuerdo con el capítulo J.3 (2) y el apartado 7.5.2.4.

**J.7 Determinación de las características carga-desplazamiento**

- (1)P Las características carga-desplazamiento del sistema de aislamiento deberán basarse en los resultados de los ensayos de carga cíclica de cada ciclo completo de carga.



- (2)P La rigidez efectiva de una unidad aislante deberá calcularse como sigue para cada ciclo de carga

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (\text{J.1})$$

donde

$F_p$  y  $F_n$  son las fuerzas máximas positivas y negativas respectivamente;

$d_p$  y  $d_n$  son los desplazamientos máximos positivos y negativos del ensayo.

Si debe calcularse la rigidez efectiva mínima en la ecuación deben usarse  $F_{p,\text{mín}}$  y  $F_{n,\text{máx}}$ .

## J.8 Adecuación del sistema

- (1)P Se establecerá que el comportamiento de las probetas ensayadas ha sido adecuado cuando se cumplan las condiciones siguientes:
- Los gráficos carga-desplazamiento de todos los ensayos indicados en el capítulo J.3 tienen una capacidad positiva de soportar cargas incrementales.
  - Para cada incremento de los desplazamientos ensayados según el Item 2 del capítulo J.3 y para cada caso de carga vertical de los explicitados en el mismo capítulo no hay más de un 10% de diferencia entre la rigidez efectiva de cada uno de los tres ciclos del ensayo y el valor medio de la rigidez efectiva de cada probeta ensayada.
  - Para cada incremento de los desplazamientos ensayados según el Item 2 del capítulo J.3 y para cada caso de carga vertical de los explicitados en el mismo capítulo no hay más de un 10% de diferencia en el valor medio de la rigidez efectiva de las dos probetas ensayadas del mismo tipo y tamaño de la unidad aislante en los tres ciclos requeridos por el ensayo.
  - Para cada probeta no hay un cambio superior al 20% en la rigidez inicial efectiva de cada probeta de ensayo sobre las 20 ciclos, en el ensayo indicado en el Item 3 del capítulo J.3.
  - Para cada probeta no hay una disminución del amortiguamiento efectivo inicial superior al 20% en los 20 ciclos del ensayo especificado en el Item 3 del capítulo J.3.
  - Todas las probetas de elementos portantes de carga vertical del sistema aislante permanecen estables sin reducción de su capacidad de carga durante un período de 60 segundos cuando se ensayan a carga estática tal como se indica en el capítulo J.6.

## J.9 Propiedades de proyecto del sistema de aislamiento

### J.9.1 Rigidez efectiva

- (1)P Las rigideces efectivas mínima y máxima del sistema de aislamiento se calcularán como sigue:
- El valor de  $K_{\text{mín}}$  estará basado en la rigidez mínima efectiva de las unidades aislantes individuales tal como se estableció para los ensayos cíclicos del Item 2 del capítulo J.3 para una amplitud de desplazamiento igual al desplazamiento de proyecto.
  - El valor de  $K_{\text{máx}}$  estará basado en la máxima rigidez efectiva de las unidades aislantes individuales tal como se estableció para los ensayos cíclicos del Item 2 del capítulo J.3 para una amplitud del desplazamiento igual al desplazamiento de proyecto.

- c) Para unidades aislantes en las que mediante los ensayos de los capítulos J.3, J.4 y J.5 se obtenga que posean características carga-desplazamiento que varíen con la carga vertical, velocidad de carga o carga bilateral respectivamente, deberá incrementarse el valor de  $K_{\text{máx}}$  y reducirse el de  $K_{\text{mín}}$  lo necesario para acotar los efectos de las variaciones medidas en la rigidez efectiva.

### J.9.2 Amortiguamiento efectivo

- (1)P El amortiguamiento efectivo ( $\xi'_I$ ) del sistema de aislamiento deberá calcularse mediante:

$$\xi'_I = \frac{\text{Área total}}{2\pi k_{\text{máx}} d_{Ed}^2} \quad (\text{J.2})$$

donde el área total debe considerarse igual a la suma de las áreas de los lazos de histéresis de todas las unidades aislantes y el área del lazo de histéresis de cada unidad aislante se tomará igual al área mínima de los tres lazos de histéresis establecidos por los ensayos cíclicos del Item 2 capítulo J.3 a una amplitud de desplazamiento igual al desplazamiento de proyecto  $d_{Ed}$ .

## J.10 Influencia de otros factores

### J.10.1 Temperatura

- (1)P Si la rigidez y/o el amortiguamiento efectivo de los aisladores depende de su temperatura dentro del rango  $[-5^\circ\text{C}]$  a  $[35^\circ\text{C}]$  deberán realizarse ensayos separados de acuerdo al capítulo J.3 para establecer el efecto de la temperatura sobre  $K_{\text{máx}}$ ,  $K_{\text{mín}}$  y  $\xi'_I$ .

### J.10.2 Envejecimiento

- (1)P Deben ensayarse los efectos del envejecimiento en la rigidez de las unidades aislantes sometiendo las probetas a adecuados procesos de envejecimiento acelerado. Debe realizarse una adecuada extrapolación de los resultados para establecer la rigidez máxima efectiva.

### J.10.3 Historia de carga

- (1)P Cuando la rigidez inicial (virgen) de los aislantes quede reducida sustancialmente tras un número de ciclos de carga (por ejemplo: en los casos de caucho con alto amortiguamiento o aislamientos de caucho con amortiguamiento mejorado) la rigidez efectiva se tomará igual a la rigidez media de los primeros cuatro ciclos en el desplazamiento de proyecto, medida en ensayos especiales realizados en dos probetas vírgenes (inalteradas) de acuerdo con el Item 3 del párrafo (1) del capítulo J.3.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Teléfono (91) 432 60 00

Fax (91) 310 40 32