

Grupo de Investigación

MECÁNICA DE SÓLIDOS Y ESTRUCTURAS



PROYECTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS CON FORJADO RETICULAR Y DISIPADORES HISTERÉTICOS BASADO EN EL BALANCE DE ENERGÍA

Granada, Julio 2013

Tesis Doctoral

Doctorando:

Jesús Donaire Ávila

Director:

Dr. Amadeo Benavent Climent

Programa de Doctorado en Ingeniería de Estructuras

Universidad de Granada



Universidad de Granada



Universidad de Granada

**PROYECTO SISMORRESISTENTE
DE ESTRUCTURAS
CON FORJADO RETICULAR
Y DISIPADORES HISTERÉTICOS
BASADO EN EL
BALANCE DE ENERGÍA**

Autor:

Jesús Donaire Ávila

Director:

Dr. D. Amadeo Benavent Climent

Tesis Doctoral

Programa de Doctorado en Ingeniería de Estructuras

Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica

Universidad de Granada

Granada - Julio de 2013

Editor: Editorial de la Universidad de Granada

Autor: Jesús Donaire Ávila

ISBN: 978-84-9028-787-3

D.L.: GR 390-2014


URI: <http://hdl.handle.net/10481/30841>

Compromiso de respeto de los derechos de autor

El doctorando Jesús Donaire Ávila y el director de la tesis Dr. D. Amadeo Benavent Climent garantizamos, al firmar esta tesis doctoral, que el trabajo ha sido realizado por el doctorando bajo la dirección del director de la tesis hasta donde nuestro conocimiento alcanza, respetando los derechos de otros autores a ser citados, cuando se han utilizado sus resultados o publicaciones.

Granada, Julio de 2013

Director de la Tesis



Fdo.: Dr. D. Amadeo Benavent Climent

Doctorando



Fdo.: Jesús Donaire Ávila

Resumen

Las estructuras de hormigón armado (HA) formadas por forjados reticulares sobre pilares aislados son una solución muy desaconsejada en zonas sísmicas, entre otras razones por su elevada flexibilidad lateral y su limitada capacidad de disipación de energía mediante mecanismos globales de plastificación estables. Sin embargo, si se combinan en paralelo con sistemas de control pasivo consistentes en disipadores histeréticos de energía, puede aprovecharse positivamente la referida flexibilidad lateral, y conseguir estructuras muy eficientes frente a terremotos. Se trata en definitiva, de materializar el concepto de estructura mixta rígido-flexible, en el que la parte rígida (disipadores de energía) es la responsable de disipar la mayor parte de la energía procedente de la acción sísmica mientras que la parte flexible (estructura de hormigón armado de forjados reticulares sobre pilares) se encarga fundamentalmente de resistir las cargas gravitatorias mientras se desplaza lateralmente con un valor lo suficientemente elevado para movilizar la capacidad de absorción de energía de los disipadores. De esta forma, la característica más desfavorable de las estructuras con forjado reticular en zona sísmica que consiste en su elevada flexibilidad ante cargas laterales, pasa a convertirse en una interesante propiedad en el marco de las estructuras mixtas rígido-flexibles. Esta Tesis desarrolla y profundiza en la idea expuesta, hasta llegar a la propuesta de un método de proyecto de estructuras de HA de forjados reticulares con disipadores histeréticos de energía, basada en el enfoque energético de Housner-Akiyama.

El método propuesto para proyectar este tipo de estructuras se enmarca en el paradigma del Proyecto Basado en Prestaciones (PBP), en el que se establecen unos niveles de peligrosidad sísmica, en cada uno de los cuales, la estructura completa (estructura principal mas disipadores) debe cumplir unos determinados niveles de prestaciones. El objetivo último del método de proyecto es conseguir una estructura con unos niveles de daño controlados (preestablecidos) y cuantificables, en diferentes escenarios sísmicos.

Se han planteado tres niveles de peligrosidad sísmica, correspondientes a terremotos frecuentes, raros y muy raros, contemplando en cada uno de ellos los efectos de campo cercano ó lejano dependiendo de la distancia de la estructura al epicentro del terremoto. En el primer nivel de peligrosidad sísmica sólo se permite la plastificación en los disipadores de energía, mientras que para el segundo y tercer nivel de peligrosidad se permiten unos niveles crecientes de daño en la estructura principal de HA, aunque con la premisa fundamental de evitar siempre el colapso de la estructura. De esta forma, resultan dos procedimientos de cálculo distintos en función del comportamiento elástico ó elasto-plástico de la estructura principal. Para ambos procedimientos, en esta Tesis se propone una nueva distribución óptima de resistencia lateral entre plantas, que mejora otras anteriores propuestas en la literatura, en el sentido de que consigue un reparto más uniforme del daño entre las distintas plantas de la estructura. En el tercer nivel de peligrosidad sísmica, se exige una capacidad de deformación lateral de la estructura principal lo suficientemente elevada para que se eviten los fallos de tipo frágil como son el de punzonamiento en ábacos y rotura de cortante en nervios y pilares.

En el desarrollo de la Tesis se han planteado modelos numéricos no lineales con diferente niveles de complejidad en función del objetivo del cálculo. Se han desarrollado modelos macroscópicos de elementos finitos para investigar el comportamiento a nivel local de conexiones forjador reticular-pilar, que han sido calibrados con datos experimentales. Se han desarrollado también modelos macroscópicos de barras y muelles para obtener la respuesta dinámica no lineal de una estructura completa.

Con estos modelos se ha validado un procedimiento aproximado sencillo que se propone para estimar la curva de capacidad de cada planta de la estructura con forjados reticulares que evite la complejidad de construir un modelo numérico no lineal y realizar un análisis de empuje incremental. Asimismo, con estos modelos numéricos se han realizado análisis dinámicos directos con acelerogramas correspondientes a terremotos reales, tanto de campo cercano como lejano, que han permitido validar las predicciones realizadas en el método de PBP planteado, tanto en los niveles de peligrosidad en los que la estructura principal plastifica como en el que permanece en régimen elástico.

Agradecimientos

Esta Tesis doctoral ha supuesto el cumplimiento de una ilusión personal consistente en profundizar en el conocimiento de las estructuras sometidas a acciones sísmicas y en contribuir a demostrar que es posible otra forma de construir. Desde pequeño he sentido en mi querida Granada como la tierra temblaba bajo mis pies, como se tambaleaban las casas ó edificios en los que me encontraba preguntándome siempre si era posible que ocurriese un desastre similar a los que veía en otras partes del mundo. Esa inquietud ha seguido latente durante mi formación y a lo largo de mi experiencia profesional, en la que ha pesado como una losa la famosa frase “*en construcción todo está inventado ya*”, a la que siempre replicaba en rebeldía interior el famoso “*Eppur si muove...*” (“*Y sin embargo se mueve...*”) de Galileo Galilei (1633). Ese sentimiento es el que me ha llevado hasta aquí.

Para lograr este objetivo, no son pocas las personas e instituciones que han contribuido en unos u otros aspectos a que este trabajo haya podido salir adelante. Me siento por ello afortunado, y de ahí estas palabras de gratitud que siento como tal y quiero expresar en las siguientes líneas.

En primer lugar, quiero dedicar de manera emocionada esta Tesis a mi mujer y compañera de viaje Beatriz por su enorme paciencia y comprensión del sentimiento que me embargaba al emprender esta aventura, sin cuya ayuda y apoyo constante ante las dificultades hubiese sido imposible de abordar. De igual modo, hago extensiva la dedicatoria a mi hija Elena, mi pequeña musa, que nació justo en las primeras etapas de la Tesis y a la que siempre agradeceré desde sus risas y cariños hasta la lista que ella misma me redactó para animarme con las actividades a realizar al finalizar la Tesis.

A mi maestro, D. Amadeo Benavent Climent que atendió mis inquietudes, me dio la oportunidad de investigar para conocer más y, sobre todo, me mostró con su sabiduría el camino para el que “*hay otra forma de construir*”.

En especial, a mis padres, Jesús y Paqui, para los que me faltarán ocasiones de expresar lo mucho que significan para mi.

A mis hermanos Alberto, M^a Ángeles y Cristina, esos pequeños a los que un día enseñé y de los que ahora he recibido valiosas enseñanzas, consejos y ánimos para llevar a cabo este trabajo. Muy orgulloso de recibir ahora su magisterio y apoyo.

A mi familia, incrementada ahora con mi ahijado Pablo. A todos y cada uno de ellos, mi agradecimiento y afecto por su apoyo constante a lo largo de todos estos años.

A Agustín y Conchi junto con la que ahora también es mi familia, de la que he recibido toda clase de apoyo y ayuda para poder compatibilizar la investigación con el cuidado de mi hija.

A mis amigos, verdadero tesoro. Mario, cuyos consejos y muchas conversaciones han contribuido a afrontar este reto. Manuel, magnífico científico y mejor persona, que me animó a investigar y a mover el mundo. Miguel, Marcos, Manuel F., Fernando y Pablo con los he compartido toda clase de momentos y, siendo esta ocasión importante para mi, les hago partícipes en la mas alta estima.

A mis compañeros del grupo de investigación de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Granada: Alberto, Elena, Ana, David y Leandro. Sin esos días de pizarra, teorías, supuestos, consejos ... no se hasta donde habría llegado.

A mis compañeros en mi etapa a pie de obra, junto a los que aprendí a sentir lo que es el hormigón, el acero, el terreno, la economía y, en definitiva, a saber hacer una obra.

Mi recuerdo final para mis abuelos José y Eugenia, e Hilario y Paquita, cuyas enseñanzas he intentado aplicar en el desarrollo de esta Tesis: honradez, prudencia y dedicación a la tarea con el máximo empeño. Esto también es vuestro.

La realización de esta Tesis doctoral se ha llevado a cabo gracias a la beca FPDI en Áreas Deficitarias (Convocatoria 2008) de la Junta de Andalucía (España) y al apoyo recibido por el Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Granada.

Granada, Julio de 2013

Índice general

Compromiso de respeto de los derechos de autor	III
Resumen	V
Agradecimientos	VII
Índice general	IX
Índice de figuras	XV
Índice de tablas	XXIII
Tabla de símbolos	XXVII
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Objetivo	8
1.4. Interés de la investigación y Novedades	9
1.5. Organización y contenido de la Tesis	10
2. Estado del arte	13
2.1. Introducción	13
2.2. Estructuras de hormigón con forjados reticulares planos	13
2.2.1. Desarrollo histórico de los forjados reticulares	14
2.2.2. Comportamiento de las estructuras con forjado reticular en zona sísmica	18
2.2.3. Capacidad frente a esfuerzos de punzonamiento de las conexiones pilar-placa	21
2.3. Ensayos de laboratorio para estructuras con forjados bidireccionales planos	27
2.4. Metodología de proyecto basado en prestaciones	31
2.5. Métodos de proyecto sismorresistente basados en el balance de energía	36
2.6. Disipadores de energía	44
2.6.1. Tipos de disipadores de energía	44
2.6.2. Métodos de cálculo de disipadores de energía	47
3. Modelo numérico microscópico de conexiones pilar-placa interiores en forjados reticulares	55
3.1. Introducción	55
3.2. Modelo numco. para representar el comportamiento cíclico no-lineal de conexiones pilar-placa ints.	56

3.2.1.	Modelo constitutivo del hormigón armado	61
3.2.2.	Diferentes modelos estudiados para representar la conexión interior	71
3.2.3.	Cargas aplicadas y proceso de cálculo	75
3.2.4.	Comparación entre la predicción de los modelos numéricos y los resultados experimentales	79
3.2.5.	Conclusiones	82
3.3.	Transferencia del momento desestab. e influencia de las vigas transvs. en conexs. pilar-placa ints.	83
3.3.1.	Distribución del momento desestabilizador entre flexión y cortante excéntrico	84
3.3.2.	Influencia de las vigas transversales en conexiones pilar-placa interiores .	88
3.3.3.	Conclusiones	95
4.	Modelos numéricos macroscópicos de conexiones pilar-placa en estructuras con forjado bidireccional plano	97
4.1.	Introducción	97
4.2.	Macromodelo de barras en conexiones interiores pilar-placa de forjados planos . .	97
4.2.1.	Descripción del modelo de barras para una conexión interior	97
4.2.2.	Validación experimental del macromodelo de conexión interior	101
4.3.	Macromodelo de barras en conexiones exteriores pilar-placa de forjados planos .	115
4.3.1.	Descripción del modelo de barras de la conexión exterior	115
4.3.2.	Validación experimental del macromodelo de conexión exterior con ensayo de laboratorio	118
5.	Prototipos de estructuras con forjado reticular proyectados bajo cargas gra- vatorias	135
5.1.	Introducción	135
5.2.	Cálculo de Prototipos de 3, 6 y 9 Plantas bajo cargas gravatorias	136
5.2.1.	Predimensionado de las estructuras: geometría, materiales y acciones . . .	136
5.2.2.	Cálculo de esfuerzos y armadura	142
5.3.	Pórtico virtual del prototipo de 6 Plantas	144
5.3.1.	Detalles de armado del pórtico virtual	144
5.3.2.	Cálculo de esfuerzos Axiles en pilares	148
5.3.3.	Modelo de masas concentradas	149
5.3.4.	Cálculo del ancho de la viga virtual	149
5.3.5.	Leyes de comportamiento en los muelles a flexión de las conexiones pilar- placa	151
5.3.6.	Cálculo a punzonamiento de la estructura de hormigón	154
5.3.7.	Leyes de comportamiento en los muelles a torsión de las conexiones pilar- placa	162
6.	Propuesta de distribución óptima de resistencia lateral. Dimensionado de di- sipadores en estructuras mixtas rígido-flexibles con comportamiento elástico	

de la parte flexible	165
6.1. Distribución óptima y estructura mixta rígido-flexible	165
6.2. Propuesta de Distribución Óptima para estructuras mixtas rígido-flexibles	169
6.2.1. Energía de deformación plástica en una determinada planta “ <i>i</i> ” sometida a una distribución de fuerzas laterales monótonamente crecientes que siguen la distribución de un modo de vibración “ <i>n</i> ”, $E_{hmn,i}$	170
6.2.2. Estimación de la energía histerética acumulada bajo cargas cíclicas y su relación con la energía histerética acumulada bajo cargas monótonas	172
6.2.3. Distribución de la energía histerética entre las plantas de la estructura	177
6.2.4. Distribución Óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia de cada planta	179
6.3. Cálculo de disipadores histeréticos de energía en estrs. de ff. reticulares sobre pilares aislados de HA	180
6.3.1. Acelerogramas y espectros de energía	180
6.3.2. Amplificación del período como consecuencia de la plastificación	184
6.3.3. Método de cálculo de disipadores de energía	190
6.4. Validación numca. de la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia propuesta	198
6.4.1. Dimensionamiento de disipadores y resultados de los cálculos en estructuras de 3 plantas	201
6.4.2. Dimensionamiento de disipadores y resultados de los cálculos en edificios de 6 plantas	210
6.4.3. Dimensionamiento de disipadores y resultados de los cálculos en edificios de 9 plantas	218
6.4.4. Conclusiones de los cálculos realizados	226
7. Espectros de proyecto según la metodología de proyecto basado en prestaciones	229
7.1. Introducción	229
7.2. Estimación de la magnitud del sismo para cada nivel de peligrosidad sísmica del PBP	229
7.3. Caracterización energética de los niveles de peligrosidad sísmica	232
7.3.1. Input de energía en terremotos de campo cercano	233
7.3.2. Input de Energía en terremotos de campo lejano	234
7.3.3. Espectros de input de energía de proyecto	235
8. Método de proyecto basado en prestaciones para estructuras con forjado reticular y disipadores de energía	245
8.1. Introducción	245
8.2. Capacidad de deformación plástica de la estructura principal	247
8.2.1. Capacidad de deformación lateral de la estructura	247
8.2.2. Capacidad para soportar esfuerzos de tipo cortante	252

8.2.3.	Procedimiento para garantizar la capacidad de deformación plástica de la estructura principal	256
8.3.	Método cálculo disipadores para NPS-1. Estructura principal en régimen elástico	258
8.3.1.	Cálculo de la resistencia y rigidez lateral que deben aportar los disipadores en cada planta	258
8.3.2.	Estimación de los desplazamientos máximos	260
8.4.	Efecto $P - \delta$	262
8.5.	Método de cálculo de disipadores para los NPS-2 y NPS-3. Estructura principal plastifica	266
8.5.1.	Formulación del método	267
9.	Curva de capacidad de la estructura principal en interacción con los disipadores de energía	277
9.1.	Introducción	277
9.2.	Método aproximado para determinar la curva de capacidad de la estructura principal	279
9.2.1.	Cálculo de la rigidez lateral de planta	280
9.2.2.	Calculo de disipadores para Nivel 1 de peligrosidad del PBP	289
9.2.3.	Capacidad de deformación plástica de la estructura principal	293
9.2.4.	Cálculo de la fuerza cortante de fluencia de planta	300
9.2.5.	Estimación del tramo plástico de la curva de capacidad	307
9.3.	Modelo No Lineal de elementos finitos del pórtico virtual de forjado reticular y disipadores	312
9.3.1.	Modelo de elementos finitos	313
9.3.2.	Leyes constitutivas de los materiales en el modelo de fibras: pilares	320
9.3.3.	Modelo de comportamiento para los disipadores de energía	322
9.4.	Curvas de capacidad de planta	323
9.5.	Cálculo a punzonamiento de la estructura de hormigón armado con disipadores de energía	328
9.5.1.	Cálculo a punzonamiento de la conexión pilar-placa exterior	328
9.5.2.	Cálculo a punzonamiento de la conexión pilar-placa interior en interacción con los disipadores	329
9.6.	Cálculo a esfuerzo cortante en pilares de hormigón armado	330
9.6.1.	Cálculo de armadura transversal en los pilares del pórtico virtual	331
9.7.	Cálculo a esfuerzo cortante en los nervios del forjado reticular	334
10.	Validación numérica del método de proyecto de estructuras con forjado reticular y disipadores de energía	339
10.1.	Introducción	339
10.2.	Acelerogramas y criterios de escalado	340
10.2.1.	Selección de acelerogramas	340
10.2.2.	Características de los terremotos seleccionados	346
10.3.	Cálculo de la energía disipada en el modelo de elementos finitos	347
10.4.	Cálculos dinámicos sobre la estructura proyectada para NPS-1	348

10.4.1. Cálculos con terremotos del NPS-1 de campo cercano	348
10.4.2. Cálculos con terremotos del NPS-1 de campo lejano	354
10.4.3. Comprobación de la estructura proyectada para el NPS-1 en niveles de peligrosidad sísmica superiores	358
10.5. Recálculo de disipadores en el NPS-3	372
10.5.1. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo cercano (${}_s a_p = 2$ y ${}_f a_p = 1$)	372
10.5.2. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo cercano (${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 2$)	373
10.5.3. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo lejano (${}_s a_p =$ 4 y ${}_f a_p = 1$)	374
10.5.4. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo lejano (${}_s a_p =$ 8 y ${}_f a_p = 2$)	376
10.6. Cálculos dinámicos sobre la estructura proyectada para el NPS-3	377
10.6.1. Cálculos con terremotos del NPS-3 en estructura proyectada para el NPS-3 con terremotos de campo cercano	377
10.6.2. Cálculos con terremotos del NPS-3 en estructura proyectada para el NPS-3 con terremotos de campo lejano	381
10.6.3. Comprobación de la estructura proyectada para el NPS-3 en niveles infe- riores de peligrosidad sísmica	387
10.7. Conclusiones	395
11. Conclusiones y futuras líneas de investigación	399
11.1. Conclusiones	399
11.1.1. Modelos numéricos no-lineales para conexiones pilar-placa de forjados re- ticulares	400
11.1.2. Nueva Distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ para estructuras de hormigón armado y disipadores histeréticos de energía	402
11.1.3. Procedimientos de cálculo propuestos en el método de proyecto basado en prestaciones	403
11.1.4. Validación numérica de los procedimientos de cálculo planteados para el método de PBP	406
11.2. Futuras Líneas de Investigación	408
A. Acelerogramas. Espectros elásticos de respuesta y de input de energía	411
A.1. Terremotos Campo Cercano	412
A.2. Terremotos Campo Lejano	419
Bibliografía	427

Índice de figuras

2.1. Panteón de Agripa (118-128 D.C.): (a) Bóveda nervada aligerada, y (b) Detalle del apoyo de la bóveda en arco y muro base aligerados (capillas)	15
2.2. Proyectos según patente de Hennebique: (a) Almacén en Nantes (Francia) 1903 (b) Forjado aligerado	15
2.3. Capacidad de desplazamiento lateral en función de $V_g/\Phi V_c$ por fallo de punzonamiento en conexiones pilar-placa de hormigón armado	25
2.4. Curvas de degradación de la capacidad de desplazamiento lateral para los estados del PBP	26
3.1. Espécimen de conexión pilar-placa interior de forjado reticular en laboratorio . .	57
3.2. Detalles del montaje del espécimen de conexión pilar-placa interior	57
3.3. Geometría espécimen conexión interior: (a) alzado; (b) planta	58
3.4. Historia de carga del ensayo	58
3.5. Curva histerética del espécimen	58
3.6. Modelo matemático EPAF	62
3.7. Ley constitutiva del hormigón sometido a carga cíclica: (a) compresión-tracción, (b) tracción-compresión	67
3.8. Ley constitutiva del acero en tensiones-deformaciones: curva esqueleto y modelo de histéresis	70
3.9. Modelo de elementos finitos de la conexión interior forjado reticular-pilar	73
3.10. Modelo 1 con cruceta transversal modelizada con ETF y muelles de torsión	74
3.11. Modelo 2 con crucetas modelizadas con ETC 8 nodos y unión pilar-fojado con ETC 4 nodos	75
3.12. Fisuras Cuasi-Ortogonales: (a) una fisura; (b) dos fisuras cuasi-ortogonales	77
3.13. Disposición de cuatro fisuras en un ETC según el sistema de referencia (SR): (a) SR1, fisura activa C1; (b) SR1, fisura activa C2; (c) SR2, fisura activa (C3); (d) SR2, fisura activa (C4)	78
3.14. Curvas de capacidad de los diferentes modelos	79
3.15. Fallo de adherencia y rotura a torsión en espécimen	79
3.16. Carga lateral vs desplazamiento en coronación del pilar: (a) $\delta_{max} = 21$ mm, $IDI = 1.16$ %; (b) $\delta_{max} = 31$ mm, $IDI = 1.72$ %; (c) $\delta_{max} = 41$ mm, $IDI = 2.27$ %; (d) $\delta_{max} = 61$ mm, $IDI = 3.38$ %	80
3.17. Fisuras en capa superior del ábaco para: (a) Modelo 4; (b) Espécimen	81
3.18. Fisuras en capa inferior del ábaco para $\delta = 60$ mm; (a) Modelo 4; (b) Espécimen	82
3.19. Sección Transversal de una conexión pilar-placa interior en un forjado reticular con viga transversal descolgada	84
3.20. Distribución de tensiones en elementos tipo capa de la sección crítica	85

3.21. Perímetros críticos de acuerdo a: (a) ACI 318-11, (b) ACI 318-62 y (c) EC-2	86
3.22. MEF de conexiones interiores pila-placa de forjado reticular con vigas transversales descolgadas: (a) Sección longitudinal de la viga (perpendicular a la dirección de carga) y (b) Sección transversal de la viga (paralela a la dirección de carga)	89
3.23. Curvas de capacidad de los modelos numéricos con diferentes cantos para la viga transversal	90
3.24. Fisuración en el hormigón de la parte superior del ábaco en los modelos: (a) D18 y (b) D48	91
3.25. Distribución de momento flector	92
3.26. Definición de los límites de fluencia y último del desplazamiento relativo entre plantas (IDI_y e IDI_u)	94
3.27. Influencia del canto de la viga transversal normalizado por el del MEF-Referencia en la ductilidad de la conexión	94
3.28. Relación entre el ancho eficaz del forjado reticular y el canto de la viga transversal	95
4.1. Modelo de Hawkins y Corley para una conexión interior pilar-placa: (a) Vista en planta modelo 3D ; b) Modelo macroscópico de barras	99
4.2. Desplazamientos y giros del modelo macroscópico de la conexión interior sometido a momento desestabilizador: (a) Vista tridimensional. (b) Alzado longitudinal según el plano de flexión	100
4.3. MEF del espécimen de la conexión interior pilar-forjado	102
4.4. Modelos Histeréticos en Rótulas Plásticas: (a) Bilineal Clough-Slip y (b) Tetralineal Takeda	104
4.5. Curva AEI del MEF sobre la curva $Q - \delta$ del espécimen conexión interior pilar-forjado	106
4.6. Ley cíclica de desplazamientos impuestos sobre conexión interior pilar-forjado	108
4.7. Comportamiento cíclico MEF modelo Clough-Slip $\beta_c = 0.17$: (a) $IDI_{max} = 0.61\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$	109
4.8. Evolución de E_h del MEF con modelo Clough-Slip $\beta_c = 0.17$ sometido a carga cíclica: (a) E_h/E_{htESP} , (b) E_h	110
4.9. Valores de K_{des} en diferentes modelos de Takeda	111
4.10. Comportamiento cíclico MEF modelo Takeda $\alpha_t = 2.0$: (a) $IDI_{max} = 0.61\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$, (f) $IDI_{max} = 5.55\%$	112
4.11. Evolución de E_h del MEF con modelo Takeda $\alpha_t = 2.0$ respecto al Espécimen: (a) E_h/E_{htESP} , (b) E_h	113
4.12. ΔE_h MEF-Espécimen en la conexión interior: (a) Acumulada, y (b) Por ciclos	114
4.13. Conexión Exterior Pilar-Placa: (a) Vista en planta; (b) Modelo macroscópico de barras	116
4.14. Desplazamientos y giros del modelo macroscópico de la conexión exterior sometido a un momento desestabilizador	117
4.15. Montaje del espécimen de la conexión exterior en laboratorio	118

4.16. Geometría y armadura del espécimen de la conexión exterior: (a) Planta, (b) Alzado	119
4.17. MEF del espécimen de la conexión exterior pilar-forjado	120
4.18. Zona ábaco-pilar de la conexión exterior: (a) Planta , (b) Ley de m_T en sección longitudinal (A-A') viga de borde	122
4.19. Curva AEI del MEF de conexión exterior sobre la histerética obtenida en laboratorio	124
4.20. Ley cíclica de desplazamientos impuestos sobre conexión exterior pilar-forjado . .	127
4.21. Comportamiento cíclico MEF Conexión Exterior (Clough-Slip $\beta_c = 0.20$): (a) $IDI_{max} = 0.56\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$	128
4.22. Evolución de E_h en la conexión exterior con modelo Clough-Slip ($\beta_c = 0.20$) sometida a carga cíclica: (a) E_h/E_{htESP} , (b) E_h	129
4.23. Comportamiento cíclico MEF Conexión Exterior Mod. Takeda ($\alpha_t = 0.90$): (a) $IDI_{max} = 0.56\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$, (f) $IDI_{max} = 5.55\%$	131
4.24. Evolución de E_h en la conexión exterior con modelo Takeda ($\alpha_t = 0.90$) sometida a carga cíclica: (a) E_h/E_{htESP} , (b) E_h	132
4.25. Evolución de E_h en la conexión exterior con modelo Takeda ($\alpha_t = 0.85$) sometida a carga cíclica: (a) E_h/E_{htESP} , (b) E_h	133
4.26. ΔE_h MEF- Especimen en la conexión exterior: (a) Acumulada, y (b) Por ciclos .	134
5.1. Prototipo de 3 Plantas: (a) Alzado alineación pilares X, (b) Planta tipo de forjado	137
5.2. Prototipo de 6 Plantas: (a) Alzado alineación pilares Y, (b) Planta tipo de forjado	138
5.3. Prototipo de 9 Plantas: (a) Alzado alineación pilares Y, (b) Planta tipo de forjado	139
5.4. Geometría de forjado reticular: Sección conexión pilar-ábaco interior	140
5.5. Armado del pórtico virtual Y3 del prototipo de 6 plantas en los forjados intermedios: (a) Superior, (b) Inferior y (c) Cortante	146
5.6. Armado del pórtico virtual Y3 del prototipo de 6 plantas en el forjado de cubierta: (a) Superior, (b) Inferior y (c) Cortante	147
5.7. Cuadro de Pilares del Pórtico Virtual Y3 del prototipo de 6 plantas	148
5.8. Relación $IDI_i - V_g/\phi V_c$ en conexiones pilar-placa de la estructura de hormigón armado	156
5.9. Punzonamiento en conexión exterior pilar-placa: (a) Modelo de Flexión Pura ($\gamma_\nu = 0$), (b) Perímetro Crítico de Punzonamiento	158
5.10. Punzonamiento en conexión interior pilar-placa: (a) Perímetro crítico de punzonamiento, (b) Tensiones tangenciales debido al cortante excéntrico	160
6.1. Comportamiento de una estructura mixta rígido-flexible en una determinada planta, bajo cargas: (a) monótonas, (b) cíclicas	168
6.2. Ciclo de deformación correspondiente a $\Delta\eta_m$ de un S1GL: (a) EPP y (b) Mixta rígido-flexible	185
6.3. Modelo de masas concentradas de una estructura mixta rígido-flexible de 3 plantas	199
6.4. Resultados CDD 3 Plantas El Centro-90	205

6.5. Resultados CDD 3 Plantas Kobe-35	205
6.6. Resultados CDD 3 Plantas Lorca-100	206
6.7. Resultados CDD 3 Plantas Hachinoe-95	206
6.8. Resultados CDD 3 Plantas Taft-100	207
6.9. Resultados CDD 3 Plantas Calitri-100	207
6.10. Resultados CDD 3 Plantas Tabas-40	208
6.11. Resultados 6 Plantas El Centro-70	213
6.12. Resultados 6 Plantas Kobe-30	213
6.13. Resultados 6 Plantas Lorca-100	214
6.14. Resultados 6 Plantas Hachinoe-110	214
6.15. Resultados 6 Plantas Taft-170	215
6.16. Resultados 6 Plantas Calitri-100	215
6.17. Resultados 6 Plantas Tabas-40	216
6.18. Resultados 9 Plantas El Centro-90	221
6.19. Resultados 9 Plantas Kobe-36	221
6.20. Resultados 9 Plantas Lorca-160	222
6.21. Resultados 9 Plantas Hachinoe-120	222
6.22. Resultados 9 Plantas Taft-185	223
6.23. Resultados 9 Plantas Calitri-100	223
6.24. Resultados 9 Plantas Tabas-35	224
6.25. Relación $\eta/\mu_m - I_D$ en las fases: (a) Proyecto y (b) CDD	227
6.26. Demanda ${}_s r_1$ en estructuras mixtas analizadas: (a) Relación ${}_s r_1 - \overline{\eta/\mu_m}$ y (b) Relación ${}_s r_1 - I_D$	228
7.1. Espectros normalizados que caracterizan la forma del espectro inelástico de input de energía, f_A , (a), y de la energía histerética introducida por el terremoto, f_h , (b)	237
8.1. Modelo matemático de un pilar en el que plastifican ambos extremos	250
8.2. Modelo matemático de una conexión pilar-viga virtual con formación de rótula plástica en la viga virtual	251
8.3. Curvas de proyecto de la degradación del desplazamiento lateral por fallos de punzonamiento	253
8.4. Diagrama de flujo para el cálculo de disipadores en el Nivel 1 de Peligrosidad Sísmica	259
8.5. Diagrama de Flujo para la comprobación del nivel de prestaciones “Operacional”	261
8.6. Modelo EPP equivalente al elasto-plástico con degradación de resistencia	263
8.7. Efecto $P - \delta$ en estructuras con comportamiento EPP: (a) Degradación tramo elasto-plástico, (b) Degradación tramo plástico	264
8.8. Diagrama de Flujo para la comprobación del nivel de prestaciones cuando plasti- fica la parte flexible	272
8.9. Diagrama de Flujo para el cálculo de disipadores cuando plastifica la parte flexible	275
9.1. Modelo viga virtual equivalente de forjado reticular	281
9.2. Aislamiento de una planta de la estructura	283

9.3. Modelo pilar-vigas virtuales en planta baja	284
9.4. Modelo pilar- vigas virtuales en plantas superiores a la baja	286
9.5. Capacidad frente al momento desestabilizador en conexiones pilar-placa (campo cercano): (a) Momentos en los extremos de barra, (b) Tipos de fallo	299
9.6. Capacidad frente al momento desestabilizador en conexiones pilar-placa (campo lejano): (a) Momentos en los extremos de barra, (b) Tipos de fallo	299
9.7. Planta aislada de un pórtico sometida al desplazamiento virtual δ_{vir}	301
9.8. Deformación debido a cargas laterales en macromodelo interior pilar-placa con viga virtual en la que ambos extremos que plastifican	302
9.9. MEF del pórtico virtual de forjado reticular con disipadores de energía	316
9.10. Ley de comportamiento cíclico de los muelles que representan a los disipadores de energía	322
9.11. Curvas de Capacidad por planta de la estructura de hormigón armado con forjados reticulares con disipadores de energía proyectada en campo cercano	326
9.12. Curvas de Capacidad por planta de la estructura de hormigón armado con forjados reticulares con disipadores de energía proyectada en campo lejano	327
9.13. Armadura de cortante en forjado tipo: punzonamiento y cortante en nervios	337
10.1. Espectros V_D ($\xi = 0.05$) para terremotos de campo cercano del NPS-1: (a) El Centro, (b) Kobe, (c) Lorca, (d) Tolmezzo, (e) Korinthos, (f) Duzce(Duz) y (g) Kalamata	343
10.2. Espectros V_D ($\xi = 0.05$) para terremotos de campo lejano para NPS-1: (a) Duzce(Izm), (b) Montebello, (c) Petrovac, (d) Hachinoe, (e) Taft, (f) Calitri y (g) Tabas	345
10.3. Aproximación de momento y curvatura en elementos de plasticidad distribuida	348
10.4. Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo cercano: (a) Distribución $\bar{\alpha}_i$ propuesta en la Tesis, (b) $s\eta_i$	351
10.5. Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) E_{hi}/E_{ht} , (c) $s\eta_i/s\mu_{mi}$, y (d) a_{ci}	353
10.6. Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo lejano: (a) Distribución de $\bar{\alpha}_i$ propuesta en la Tesis, (b) $s\eta_i$	355
10.7. Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) E_{hi}/E_{ht} , (c) $s\eta_i/s\mu_{mi}$, y (d) a_{ci}	357
10.8. Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}	361
10.9. Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo cercano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.	362
10.10 Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}	364
10.11 Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo lejano: Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.	365

10.12	Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}	367
10.13	Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo cercano: Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.	368
10.14	Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , y (d) sE_{hi}/E_{hi}	370
10.15	Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo lejano: Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.	371
10.16	Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos de NPS-3 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}	379
10.17	Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos de NPS-3 de campo cercano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía, (d) estructura hormigón.	380
10.18	Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}	382
10.19	Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía, (d) estructura hormigón.	383
10.20	Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}	385
10.21	Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía, (d) estructura hormigón.	386
10.22	Estructura proyectada en el NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos del NPS-2 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) $f\eta_i$, (d) $f\mu_{mi}$	389
10.23	Estructura proyectada en el NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos del NPS-2 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) $f\eta_i$, (d) $f\mu_{mi}$	391
10.24	Estructura proyectada en NPS-3 con valores ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) y ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida al terremoto de NPS-2 Duzce(Izm) de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) $f\eta_i$, (d) $f\mu_{mi}$	393
10.25	Estructura proyectada en el NPS-3 con ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos del NPS-1 de campo lejano: (a) IDI_i y (b) $s\eta_i$	394
10.26	Estructura proyectada en NPS-3 con valores ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) y ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida al terremoto de NPS-1 Duzce(Izm) de campo lejano: (a) IDI_i y (b) $s\eta_i$	395
A.1.	Acelerograma El Centro (El Centro). Componente NS	412
A.2.	Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	412
A.3.	Acelerograma Kobe-JMA (Hyogo-ken Nanbu). Componente NS	413

A.4. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	413
A.5. Acelerograma Lorca (Lorca). Componente NS	414
A.6. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	414
A.7. Acelerograma Tolmezzo (Friuli). Componente NS	415
A.8. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	415
A.9. Acelerograma Korinthos (Alkion). Componente NS	416
A.10. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	416
A.11. Acelerograma Duzce (Duzce). Componente NS	417
A.12. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	417
A.13. Acelerograma Kalamata (Kalamata). Componente NS	418
A.14. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	418
A.15. Acelerograma Duzce (Iztmit). Componente NS	419
A.16. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	419
A.17. Acelerograma Montebello (Northridge). Componente NS	420
A.18. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	420
A.19. Acelerograma Petrovac (Montenegro). Componente NS	421
A.20. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	421
A.21. Acelerograma Hachinoe (Tokachi-oki). Componente NS	422
A.22. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	422
A.23. Acelerograma Taft (Kern County). Componente EW	423
A.24. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	423
A.25. Acelerograma Calitri (Campano Lucano). Componente NS	424
A.26. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	424
A.27. Acelerograma Tabas (Tabas). Componente N74E	425
A.28. Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E	425

Índice de tablas

2.1. Factor de reparto K_β del M_{des} según EC-2	22
2.2. Niveles de prestaciones en edificios de normal importancia (SEAOC, 1995)	33
3.1. Comparación entre γ_ν prescrito por las normas técnicas y el obtenido en los resultados numéricos	88
3.2. Armadura y capacidad resistente de las vigas transversales descolgadas	89
3.3. Valores de Q_m , $M_{u,tot}^-$ y $M_{des,m}$ para los modelos con diferentes cantos en la viga transversal	93
4.1. Definición tramo degradación de resistencia en muelles de flexión de la conexión interior	107
4.2. Definición tramo elástico en rótulas a flexión $M - \theta_r$ calibrada vs calculada	125
4.3. Definición tramo de degradación de resistencia en muelles a flexión de la conexión exterior	126
5.1. Cálculo de masas para prototipos en modelos de masas concentradas de 1 g.d.l.	142
5.2. Rigidez lateral de los prototipos (Dirección Y)	143
5.3. Cálculo de esfuerzos axiles en pilares de la estructura (cargas gravitatorias)	149
5.4. Masas del modelo concentradas en elementos rígidos	149
5.5. Ancho de cálculo para las vigas virtuales de la conexión pilar-placa exterior	150
5.6. Ancho de cálculo para las vigas virtuales de la conexión pilar-placa interior	151
5.7. Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión positiva en conexiones interiores	152
5.8. Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión negativa en conexiones interiores	152
5.9. Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión positiva en viga central de conexiones exteriores.	153
5.10. Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión negativa en viga central de conexiones exteriores	153
5.11. Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión positiva en vigas laterales de conexiones exteriores	154
5.12. Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión negativa en vigas laterales de conexiones exteriores	154
5.13. Cálculo de M_{Ty} y $K_{\theta fis}$ para los muelles a torsión de la conexión pilar-placa interior	163
5.14. Cálculo de M_{Ty} y $K_{\theta fis}$ para los muelles a torsión de la conexión pilar-placa exterior	164
6.1. Descripción de los terremotos seleccionados para realizar los cálculos dinámicos	200
6.2. Parámetros geofísicos de los terremotos	200
6.3. Cálculo de disipadores en estructura de 3 plantas con la DO Propuesta	203
6.4. Cálculo de disipadores en estructura de 3 plantas con la DO Benavent-Climent	204

6.5. Valores de $\bar{\eta}$ y η_p en estructura de 3 Plantas	209
6.6. Valores de η/μ_m de proyecto y $\overline{\eta/\mu_m}$ en estructura de 3 Plantas	209
6.7. Cálculo de disipadores en estructura de 6 plantas con la DO Propuesta	211
6.8. Cálculo de disipadores en estructura de 6 plantas con la DO Benavent-Climent	212
6.9. Valores de $\bar{\eta}$ y η_p en estructura de 6 Plantas	216
6.10. Valores de η/μ_m de proyecto y $\overline{\eta/\mu_m}$ en estructura de 6 Plantas	217
6.11. Cálculo de disipadores en estructura de 9 plantas con la DO Propuesta	219
6.12. Cálculo de disipadores en estructura de 9 plantas con la DO Benavent-Climent	220
6.13. Valores de $\bar{\eta}$ y η_p en estructura de 9 Plantas	224
6.14. Valores de η/μ_m de proyecto y $\overline{\eta/\mu_m}$ en estructura de 9 Plantas	225
7.1. Parámetros Ley Gutenberg-Richter Zona 6 (NCSE-02)	231
7.2. Magnitud terremoto según T_R (Zona 6 NCSE-02)	231
7.3. Desagregación de la Peligrosidad ciudad Granada (SISMOSAN, 2007)	232
7.4. Clasificación del Tipo de Suelo	236
7.5. Parámetros que definen los espectros de forma de f_A	238
7.6. Parámetros que definen los espectros de forma de f_h	239
7.7. Valores de proyecto de AE_I (cm^2/s)	240
7.8. Valores de AE_I ($T_R = 475$) para Granada ($\mu_G = 4$)	242
7.9. Valores de AE_I para Granada en los distintos estados del PBP	243
8.1. Niveles de prestaciones en edificios de normal importancia con forjados reticulares	246
9.1. Cálculo de rigidez lateral del pórtico virtual de forjado reticular	289
9.2. Cálculo de disipadores Nivel 1 de peligrosidad sísmica en campo cercano	291
9.3. Cálculo de disipadores Nivel 1 de peligrosidad sísmica en campo lejano	293
9.4. Cálculo de N_c en pilares de estructuras mixtas proyectadas en campo cercano y lejano	295
9.5. Longitud de rótula plástica en pilares	297
9.6. Comprobación ductilidad en pilares (campo cercano)	298
9.7. Comprobación ductilidad en pilares (campo lejano)	298
9.8. Fuerza cortante y desplazamiento de fluencia de la estructura de hormigón	307
9.9. Cálculo de $fIDI_{di}$ e $fIDI_{ui}$ de la estructura de hormigón armado en campo cercano	311
9.10. Cálculo de $fIDI_{di}$ e $fIDI_{ui}$ de la estructura de hormigón armado en campo lejano	312
9.11. Ancho de cálculo en vigas virtuales	314
9.12. Demanda de momento flector y Capacidad a flexión conjunta de los nervios en sección ábaco-nervios	318
9.13. Cargas gravitatorias aplicadas sobre el MEF	319
9.14. Parámetros del modelo de Rayleigh para $\xi = 0.05$ en estructura proyectada en campo cercano y lejano	320
9.15. Cuantía geométrica efectiva en pilares, ρ_{eff}	321
9.16. Límite de fluencia en tensiones medias de una barra embebida en hormigón respecto a una libre	321
9.17. Parámetros de cálculo de la ley de comportamiento del disipador	323

9.18. Rigidez lateral obtenida con el método aproximado y en el MEF (campo cercano y lejano)	324
9.19. Curvas de capacidad de planta mediante método aproximado y AEI sobre MEF (campo cercano)	324
9.20. Curvas de capacidad de planta mediante método aproximado y AEI sobre el MEF (campo lejano)	324
9.21. $ID I_{lim}^{punz}$ por fallo a punzonamiento en conexiones pilar-placa exteriores	328
9.22. $ID I_{lim}^{punz}$ por fallo a punzonamiento en conexiones pilar-placa exteriores	330
9.23. Fuerza cortante en pilares mas solicitados	331
9.24. Cálculo de armadura transversal en extremos de pilares del pórtico virtual (Tramo l_0)	333
9.25. Cálculo de armadura transversal en parte central de los pilares del pórtico virtual (Tramo l_1)	333
9.26. Armadura transversal en los extremos de un nervio del vano central del forjado reticular	335
9.27. Armadura transversal en la zona central de un nervio del vano central del forjado reticular	336
10.1. Terremotos seleccionados de campo cercano	342
10.2. Factores de escala sobre PGA de los terremotos de campo cercano según PBP ($_m T_1 = 0.52$ s)	342
10.3. Terremotos seleccionados de campo lejano	344
10.4. Factores de escala sobre PGA de los terremotos de campo lejano según PBP ($_m T_1 = 1.32$ s)	344
10.5. Características espectrales y geofísicas de los terremotos de campo cercano	346
10.6. Características espectrales y geofísicas de los terremotos de campo lejano	346
10.7. Períodos e input de energía histerética de proyecto en campo cercano	349
10.8. Datos de los espectros de V_D y amplitud de Fourier de los terremotos de campo cercano	349
10.9. Distribuciones de $\bar{\alpha}_i$ en campo cercano para distintas relaciones ω_G/ω_1	350
10.10 Períodos e input de energía histerética de proyecto en campo lejano	354
10.11 Datos de los espectros de V_D y amplitud de Fourier de los terremotos de campo lejano	354
10.12 Distribuciones de $\bar{\alpha}_i$ en campo lejano para distintas relaciones ω_G/ω_1	355
10.13 Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo cercano ($_s a_p = 2$ y $_f a_p = 1$)	373
10.14 Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo cercano ($_s a_p = 4$ y $_f a_p = 2$)	374
10.15 Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo lejano ($_s a_p = 4$ y $_f a_p = 1$)	375
10.16 Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo lejano ($_s a_p = 8$ y $_f a_p = 2$)	376

Tabla de símbolos

Tabla de símbolos relevantes que se utilizan de manera general en los distintos capítulos de la Tesis. No se incluyen los símbolos que solo aparecen en apartados específicos o en un solo capítulo. En las variables definidas a nivel de planta se utiliza el subíndice “*i*” para hacer referencia al valor de la variable en una planta genérica.

A_s	Área de la armadura de tracción de una sección de hormigón armado
A'_s	Área de la armadura de compresión de una sección de hormigón armado
AE_I	Factor de peligrosidad sísmica (Decanini-Mollaioli)
a_g	Aceleración del suelo
${}_s a_p$	Parámetro de eficiencia energética de los disipadores de energía
${}_f a_p$	Parámetro de eficiencia energética de la estructura principal
$\bar{\alpha}_i$	Distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia
α_i	Coefficiente de fuerza cortante de fluencia
${}_f \alpha_i$	Coefficiente de fuerza cortante de fluencia de la estructura principal
${}_s \alpha_i$	Coefficiente de fuerza cortante de fluencia de los disipadores
α_e	Resistencia que debería tener la estructura principal de hormigón armado para permanecer en régimen elástico sometida al input V_D
α_t	Parámetro del modelo de histéresis de Takeda
b	Dimensión que representa el ancho de la sección de una viga (subíndice “ <i>v</i> ”) o una placa
b_{ef}	Ancho eficaz de una viga virtual de forjado reticular
b_L	Ancho de placa en una conexión pilar-placa exterior a ambos lados del pilar en el que la placa transmite momentos flectores directamente al pilar
b_w	Ancho de los nervios de un forjado reticular
β_c	Parámetro del modelo de histéresis de Clough-Slip
c_1	Dimensión de la sección transversal del pilar paralela a la dirección de carga lateral
c_2	Dimensión de la sección transversal del pilar perpendicular a la dirección de carga lateral
D_f	Distancia epicentral de la estructura
D_{falla}	Distancia a la falla de la estructura
$D_{sP\delta}$	Factor de amplificación del input de energía V_E para tener en cuenta el efecto $P - \delta$
d	Canto útil de la sección resistente de hormigón armado
d_v	Coefficiente de reparto de las características mecánicas (resistencia y rigidez) de las vigas de un forjado
δ_i	Desplazamiento relativo entre plantas
$\delta_{max,i}$	Desplazamiento relativo entre plantas máximo alcanzado cuando la estructura es sometida a una acción sísmica

$\delta_{lim,i}$	Desplazamiento relativo entre plantas límite para un nivel de prestaciones determinado
$f\delta_{yi}$	Desplazamiento relativo entre plantas de fluencia de la estructura principal
$f\delta_{di}$	Desplazamiento relativo entre plantas en el inicio de degradación de resistencia de la estructura principal
$f\delta_{ui}$	Desplazamiento relativo entre plantas último de la estructura principal
$s\delta_{yi}$	Desplazamiento relativo entre plantas de fluencia de los disipadores de energía
E_c	Módulo de deformación del hormigón
E_s	Módulo de deformación del acero
E_I	Input de energía relativa
E_{Ia}	Input de energía absoluta
E_ξ	Energía de amortiguamiento intrínseco de la estructura
E_e	Energía de vibración elástica de la estructura
E_k	Energía cinética de la estructura
E_s	Energía de deformación elástica de la estructura
E_{ht}	Energía de deformación plástica disipada por la estructura
E_{hi}	Energía de deformación plástica disipada por la estructura en una planta
fE_{hi}	Energía de deformación plástica de planta disipada por la estructura principal en una planta
sE_{hi}	Energía de deformación plástica de planta disipada por los disipadores de energía en una planta
E_D	Energía que contribuye al daño de la estructura
η_i	Ratio de deformación plástica acumulada en una planta
$s\eta_i$	Ratio de deformación plástica acumulada de planta de los disipadores de energía
$f\eta_i$	Ratio de deformación plástica acumulada de planta de la estructura principal
f_c	Resistencia a compresión del hormigón (f'_c indica valor absoluto de f_c)
f_y	Límite elástico del acero corrugado
f_{yt}	Resistencia de cálculo para la armadura transversal
f_u	Resistencia máxima de cálculo del acero corrugado
g	Aceleración de la gravedad (= 981 cm/s ²)
ϕ	Curvatura de la sección de un elemento estructural
ϕ_{ni}	Componente “i” del vector modo de vibración “n”
γ_f	Proporción de momento desestabilizador de una conexión pilar-placa transferido a la placa mediante momentos flectores
γ_ν	Proporción de momento desestabilizador de una conexión pilar-placa transferido a la placa mediante momentos producidos por cortante excéntrico
h_f	Canto de forjado
h_{pi}	Altura de planta
h_ρ	Ámbito (canto) de la zona de adherencia efectiva de una sección fisurada de hormigón armado

I	Momento de inercia de la sección respecto a su eje de flexión en pilares (subíndice “ c ”) o vigas (subíndice “ v ”)
I_D	Índice de daño de Cosenza-Manfredi
IDI_i	Índice de desplazamiento relativo entre plantas correspondiente a δ_i (cada definición específica de δ_i , tendrá su correspondencia en IDI_i (ej.: $f\delta_{yi}$ con $fIDI_{yi}$))
i	Número de planta
K_i	Cociente entra las rigideces laterales de planta de la estructura principal y la de los disipadores de energía
K'	Parámetro de fractura del hormigón
k_i	Rigidez lateral de planta de la estructura mixta rígido-flexible
$f k_i^{br}$	Rigidez lateral tangente ó bruta de planta de la estructura principal
$f k_i$	Rigidez lateral secante ó fisurada de planta de la estructura principal
$s k_i$	Rigidez lateral de planta de los disipadores de energía
κ	Ratio entre las pendientes de la zona de degradación de resistencia y la elástica fisurada de la ley momento-giro de una rótula plástica
L_{pl}	longitud de rótula plástica
l_c	Longitud de pilares
l_v	Longitud de vigas
l_{ab}	Distancia desde el eje del pilar al borde exterior del ábaco en un vano concreto
M_w	Magnitud momento del terremoto
M_f	Momento transferido por flexión a la placa de una conexión pilar-placa
M_ν	Momento transferido por cortante excéntrico a la placa de una conexión pilar-placa
M_{des}	Momento desestabilizador de una conexión pilar-placa
M	Masa total de la estructura
m_i	Masa de planta
μ_{Gi}	Coefficiente de ductilidad global aparente de planta
μ_{mi}	Coefficiente de ductilidad máxima aparente de planta
$s\mu_{mi}$	Coefficiente de ductilidad máxima aparente de los disipadores de energía en una planta
$f\mu_{mi}$	Coefficiente de ductilidad máxima aparente de la estructura principal en una planta
$\bar{\mu}_i$	Coefficiente de ductilidad media entre los dominios de deformación positivo y negativo por planta
N_ϕ	Número de modos de vibración utilizados para el cálculo de la distribución óptima propuesta en la Tesis
n	Índice de concentración de daño
n_{eq}	Número de ciclos equivalentes ó parámetro de eficiencia energética ($= \eta/\mu_m$)
ν	Coefficiente de Poisson
θ_r	Giro en una rotula plástica
θ_{ry}	Giro de fluencia de una rótula plástica
θ_{rd}	Giro en el inicio del tramo de degradación de resistencia de una rótula plástica
θ_{ru}	Giro último (rotura) de una rótula plástica

PGA	Valor de aceleración máxima del suelo en un terremoto
PGV	Valor de velocidad máxima del suelo en un terremoto
p_h	Perímetro de un cerco exterior de una viga
ψ_{ni}	Factor de distribución de la energía de deformación plástica introducida por el terremoto en el modo de vibración “ n ”, entre cada planta
r	Recubrimiento físico de la armadura (medido desde la superficie exterior de la armadura)
r_c	Recubrimiento de cálculo (medido desde el eje de la armadura)
r_{qi}	Cociente entre la fuerza cortante de la estructura principal y la fuerza cortante de fluencia de los disipadores a nivel de planta
s_{r1}	Relación de la capacidad a esfuerzo cortante de los disipadores en la planta baja del edificio en relación al parámetro α_e
ρ_{eff}	Cuantía geométrica efectiva de armadura en una sección de hormigón armado
S_a	Aceleración de respuesta de un sistema de un grado de libertad
S_v	Velocidad de respuesta de un sistema de un grado de libertad
S_d	Desplazamiento de respuesta de un sistema de un grado de libertad
s_n	Intereje de nervios de un forjado reticular
σ	Tensiones normales
T_R	Período de retorno de un terremoto
fT_n	Período del modo de vibración “ n ” de la estructura principal
mT_n	Período del modo de vibración “ n ” de la estructura mixta rígido-flexible
T_{NH}	Período de esquina en el inicio del tramo de velocidad de respuesta constante del espectro de Newmark-Hall
T_G	Período de esquina en el espectro bilineal envolvente de input de energía V_E
τ	Tensiones tangenciales
V	Fuerza cortante ó de punzonamiento de un elemento estructural
V_E	Input de energía relativa en forma de velocidad equivalente
V_D	Input de energía que contribuye al daño en forma de velocidad equivalente
Q_i	Fuerza cortante de planta
sQ_{yi}	Fuerza cortante de fluencia a nivel de planta de los disipadores
fQ_{yi}	Fuerza cortante de fluencia a nivel de planta de la estructura principal
$fQ_{max,i}$	Fuerza cortante de planta máxima que se alcanza en la estructura principal asociada a $\delta_{max,i}$ ($\leq fQ_{yi}$)
fQ_{di}	Fuerza cortante de planta en el inicio de degradación de resistencia de la estructura principal
fQ_{ui}	Fuerza cortante de planta última de la estructura principal
ξ	Ratio de amortiguamiento respecto al crítico

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

La evolución tecnológica producida en el sector de la construcción a lo largo de la historia ha contribuido de manera significativa a la mejora en las condiciones de vida del ser humano en todas las facetas de su actividad. Esto ha propiciado el crecimiento de los núcleos urbanos así como de las infraestructuras e instalaciones que posibilitan su desarrollo, con nuevas propuestas técnicas y arquitectónicas basadas en un teórico conocimiento consolidado para conseguir el máximo aprovechamiento del espacio y de los recursos en un marco de desarrollo sostenible. Sin embargo, tras la revisión de las causas de los fallos que se han producido en los terremotos significativos ocurridos recientemente se concluye que el riesgo sísmico en las áreas urbanas se está incrementando en lugar de disminuir (Bertero y Bertero, 2002), debido a la confluencia de un mayor volumen de población que desarrolla su actividad diaria en construcciones antiguas con una capacidad sismorresistente limitada o recientemente construidas de acuerdo a criterios de proyecto obsoletos cuyas deficiencias se ponen de manifiesto cada vez que ocurre un terremoto de cierta intensidad.

El terremoto de Michoacán (México Sep-1985) mostró la elevada vulnerabilidad de estructuras con forjado plano o cimentadas por pilotes flotantes. Los terremotos de Northridge (California Ene-1994) y Hyogo-Ken Nanbu (Kobe, Japón Ene-1995) provocaron daños importantes en estructuras metálicas soldadas, que hasta entonces eran consideradas invulnerables en zona sísmica. El terremoto de L'Aquila (Italia, Abril-2009) puso de manifiesto la elevada vulnerabilidad de los edificios de patrimonio histórico con sismos de magnitud moderada. El terremoto de Chile (Feb-2010) produjo daños importantes en las pantallas antisísmicas de edificios en altura, muchos de los cuales tuvieron que ser demolidos, poniendo en cuestión su reutilización en caso de sismo severo. Finalmente, los terremotos de Lorca (España, Mayo-2011) constataron tanto el deficiente comportamiento sismorresistente de estructuras con forjados de viga plana y reticulares proyectados como sistema primario o principal para resistir las cargas derivadas de acciones sísmicas, como los defectos producidos en fase de construcción.

Una forma efectiva de revertir esta situación es, según palabras del profesor Bertero, V.V. (Bertero y Bertero, 2002), mediante normas técnicas y procedimientos más fiables que los actuales aplicados tanto en las nuevas construcciones como en la evaluación de la vulnerabilidad y reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes, afectando tanto a la fase de proyecto

como a la puesta en obra y posterior conservación y mantenimiento. Para ello, es necesario incorporar el resultado de las investigaciones actuales en la normativa sismorresistente mediante estrategias y técnicas simples pero a la vez rigurosas que permitan ponerlas en práctica con éxito de acuerdo con el nivel de formación de los profesionales implicados en la realización de un proyecto, tanto en la redacción como en la ejecución, así como del nivel de compromiso esperado de los propietarios para realizar un correcto mantenimiento. El tratamiento integral de todos los actores que intervienen en el proyecto de una obra con carácter sismorresistente se denomina Proyecto Basado en Prestaciones bajo acciones sísmicas, siendo la fase de cálculo una de las más significativas.

1.2. Antecedentes

Los métodos de cálculo sismorresistente que hoy en día se emplean en la mayor parte de las normas técnicas de los distintos países para edificios convencionales están basados en el análisis en régimen lineal, contemplando la acción sísmica como fuerzas estáticas equivalentes procedentes tanto del método modal espectral como de estimaciones de la fuerza cortante basal y posterior distribución en el resto de plantas del edificio mediante fórmulas concretas. En ambos casos, se plantea una reducción de las acciones laterales debido a la plastificación de la estructura aplicando un coeficiente, $\Omega \geq 1$, presentando diferentes valores para cada tipo de estructura en función de su capacidad para experimentar deformaciones plásticas. De esta forma, la fuerza cortante basal finalmente considerada se calcula mediante una expresión del tipo:

$$Q_b = \frac{\sum_{i=1}^N F_{ei}}{\Omega}$$

donde F_{ei} son las fuerzas estáticas equivalentes elásticas aplicadas en cada planta “ i ”. El coeficiente Ω adopta diversas denominaciones dependiendo de la zona o región que se analice: (i) en España (Ministerio Fomento, 2003) se denomina coeficiente de ductilidad, $\Omega = \mu_{Gu} = \delta_u/\delta_y$, donde δ_u y δ_y son los desplazamientos entre plantas últimos y de fluencia, respectivamente, (ii) en Europa (CEN, 2004b) es el coeficiente $\Omega = q$, (iii) en Estados Unidos (ICC, 2006; ASCE, 2000) corresponde al coeficiente $\Omega = R$ y (iv) en Japón (Building Research Institute, 2009b) al coeficiente $\Omega = 1/D_s$, siendo en este caso $D_s \leq 1$. En general, en estas normativas, los desplazamientos máximos reales se estiman a partir de los desplazamientos elásticos obtenidos para las fuerzas sísmicas reducidas (por la ductilidad) en base a la hipótesis de igualdad de desplazamientos elásticos y elastoplásticos, (Newmark y Hall, 1982). Esta metodología de cálculo presenta serios inconvenientes:

1. El coeficiente Ω adopta un valor muy distinto de unas normativas a otras y está basado en estimaciones empíricas criticables por su excesiva simplicidad, que tratan de predecir la respuesta de un sistema fuertemente no lineal (bajo el terremoto de proyecto y superiores) a partir de un cálculo lineal y elástico. Los métodos de cálculo elástico basados en fuerzas reducidas por el coeficiente Ω son inadecuados para proyectar estructuras innovadoras con sistemas de disipación de energía.

2. Están muy centrados en el cálculo para el terremoto de proyecto (de periodo de retorno de aproximadamente 475 años) y en evitar el colapso de la estructura, pero escasamente en un control y evaluación cuantitativa del daño para diferentes niveles de peligrosidad sísmica. Se contempla tan solo el nivel de proyecto último para evitar el colapso bajo el cual se dimensionan los elementos de la estructura.
3. Es un método rígido a la hora de proyectar puesto que exige la condición de “pilar fuerte-viga débil” en las conexiones pilar-viga o pilar-placa de las estructuras, con el objetivo de evitar la concentración de daño en una planta concreta.
4. Se asume una distribución uniforme del daño (plastificación), con un valor de $\Omega = \text{cte}$ sin analizar su posible desviación debido a las diferencias de geometría y resistencia en las distintas plantas de la estructura.
5. No tiene en cuenta, al menos de forma explícita, las deformaciones plásticas acumuladas que sufren los elementos estructurales en los numerosos ciclos de deformación que les imponen los terremotos. El daño en los elementos estructurales no se puede caracterizar únicamente en términos de deformación plástica máxima mediante el valor del coeficiente de ductilidad, μ_{Gu} (directamente relacionado o coincidente con el factor Ω), ya que depende, tanto o más, de las deformaciones plásticas acumuladas, tal como se refleja en índices de daño ampliamente aceptados en estructuras de hormigón armado como el de Park y Ang (1985). Sismos de campo lejano y larga duración pueden producir la rotura para un nivel de desplazamiento lateral muy inferior al que soportarían bajo cargas monótonas (Park y Ang, 1985).
6. No es posible controlar la necesaria reserva de capacidad de disipación de energía mediante deformaciones plásticas que deben tener las estructuras, para poder hacer frente a terremotos de niveles superiores a los que establecen las normativas.

En aquellos casos en los que el edificio tenga unas características de proyecto especiales como empleo de tipologías estructurales no convencionales, irregularidades tanto en planta como en alzado o altura total, H , elevada ($H > 60$ m según la norma sismorresistente de Japón (Building Research Institute, 2009b)), así como edificios que tenga una especial importancia por su interés estratégico como hospitales o centrales nucleares, las normas técnicas obligan a realizar análisis dinámicos directos sobre modelos no-lineales de la estructura empleando acelerogramas reales o sintéticos para validar el proyecto de cálculo planteado (Ministerio Fomento, 2003; Building Research Institute, 2009b; CEN, 2004b; ICC, 2006).

Las estructuras proyectadas según los métodos basados en fuerzas estáticas equivalentes reducidas por el coeficiente Ω no han evitado daños severos e incluso colapsos cuando se han visto sometidas a sismos con unos valores de respuesta inferiores a los considerados en proyecto como en los terremotos de Northridge (California, 1994) (SEAOC, 1995) y Hyogo-Ken Nanbu (Kobe, 1995) (Bruneau et al., 1998).

A partir de estos sucesos, se desarrolla un nuevo concepto de proyecto basado en niveles de prestaciones (PBP) exigibles en la estructura para valores crecientes en la acción sísmica obtenida en función del período de retorno del terremoto considerado en cada uno de ellos

(SEAOC, 1995). De esta forma, se establece un control del daño en la estructura que hasta entonces no había sido posible realizar puesto que se proyectaba únicamente para el terremoto de grado máximo esperable desconociendo los efectos que producían los de menor intensidad. En cada nivel de proyecto se propone un valor máximo de desplazamiento entre plantas con un grado de daño limitado que la estructura debe satisfacer.

Esta nueva filosofía de proyecto exige nuevos métodos de cálculo que permitan evaluar tanto los desplazamientos laterales máximos como la energía de deformación plástica acumulada en los sucesivos ciclos de deformaciones impuestas por el terremoto. Ambos factores, desplazamiento máximo y energía acumulada (en especial este último), sirven para caracterizar de forma realista el daño en las estructuras.

Los métodos de cálculo basados en el balance de energía constituyen un procedimiento válido para llevar a cabo el proyecto basado en prestaciones (SEAOC, 1995). Su origen está basado en los trabajos de Housner (1956), con avances significativos a partir de entonces como las propuestas realizadas por Akiyama (1985) cuya aportación y desarrollo conforman el marco actual de este método de cálculo. Las propuestas de Akiyama (1985) constituyen la base del método de cálculo basado en el balance de energía propuesto por la norma sismorresistente vigente de Japón (Building Research Institute, 2009a).

Este método se fundamenta en la ecuación de balance de energía de Housner-Akiyama, obtenida a partir de la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema sometido a la aceleración del suelo:

$$E_e + E_\xi + E_{ht} = E_I$$

donde $E_e = E_k + E_s$ es la energía de vibración elástica suma de la energía cinética, absoluta (respecto a sistema de referencia inercial) o relativa (de la estructura respecto al suelo) más la energía potencial elástica, E_ξ es la energía disipada por amortiguamiento intrínseco de la estructura, E_{ht} es la energía de deformación plástica disipada y E_I es el input de energía que el terremoto introduce en la estructura, denominado absoluto o relativo en función de la consideración o no, respectivamente, del movimiento del suelo en el que se cimenta la estructura. Respecto al empleo de valores absolutos o relativos de energía introducida, se ha demostrado que los valores del input de energía relativa y absoluta son muy parecidos para un rango de periodos entre 0.3 y 5.0s (Bertero y Uang, 1988). En la expresión anterior, válida para cualquier instante de tiempo, el primer miembro representa la capacidad de la estructura para absorber/disipar energía y el segundo miembro la demanda de absorción/disipación de energía debida al terremoto. En otras palabras, el primer miembro caracteriza la capacidad sismorresistente de la estructura, y el segundo término el efecto de carga del terremoto. La principal ventaja de los métodos energéticos radica en que, numerosas investigaciones han demostrado que el primer y segundo miembro de la ecuaciones de balance de energía anterior (capacidad sismorresistente de la estructura y demanda del terremoto) están básicamente desacopladas, y ello simplifica notablemente el proyecto sismorresistente. De esta forma, el proyectista puede decidir cómo desea que se reparta la cantidad total de energía introducida por el terremoto, E_I entre los términos del primer miembro y determinar el nivel de daño que está dispuesto a admitir en la estructura (caracterizado de forma cuantitativa mediante el término E_{ht}), siendo consciente de que el modo

en el que se ha producido ese reparto no afecta sustancialmente el valor de E_I .

Akiyama (1985) demostró que el valor del input de energía introducido por un terremoto en una estructura es una cantidad muy estable que depende fundamentalmente de la masa y del período principal de la estructura, presentando una baja influencia de la distribución de masas, resistencias lateral o rigidez. Este hecho es fundamental desde el punto de vista sismorresistente, pues permite establecer espectros de input de energía válidos para cualquier tipo de estructura.

Asimismo, Akiyama (1985) propone una distribución de la energía disipada por deformaciones plásticas o histerética entre las plantas de una estructura, $E_{hi}/E_{ht} = 1/\gamma_i$, donde γ_i es el índice de dispersión del daño, que refleja la tendencia de cada tipo de estructura a concentrar el daño, y que está gobernado por un parámetro denominado índice de concentración de daño, n , (que es necesario determinar para cada tipología estructural), y por la resistencia lateral de cada planta, expresada en forma de coeficiente de fuerza cortante de fluencia. Akiyama (1985) caracteriza el daño estructural en cada planta “ i ” del edificio mediante un coeficiente adimensional que define como la energía disipada por deformaciones plásticas, E_{hi} , y la capacidad de absorber energía de deformación elástica, $Q_{yi} \cdot \delta_{yi}$, representado mediante el coeficiente $\eta_i = E_{hi}/(Q_{yi} \cdot \delta_{yi})$. Akiyama (1985) plantea como configuración ideal a efectos de proyecto aquella en la que bajo el terremoto de proyecto el daño expresado en términos de η_i , sea uniforme en todas las plantas, es decir, $\eta_i = \eta = \text{cte}$. Para ello, propone una distribución óptima, $\bar{\alpha}_i$, del coeficiente de fuerza cortante de fluencia definido como $\alpha_i = Q_{yi}/W_i$, donde Q_{yi} es la fuerza cortante de fluencia de la planta “ i ” y $W_i = \sum_{j=i}^N m_j g$ es el peso acumulado desde la planta “ i ” hasta la superior “ N ”, que hace que $\eta_i = \text{cte}$. Por determinadas razones (uniformidad de secciones en plantas consecutivas etc.) es inevitable en la práctica que la distribución de resistencia lateral de las plantas se aleje del valor óptimo. Akiyama (1985) plantea una expresión para estimar la distribución de E_{ht} entre plantas que tiene en cuentas estas desviaciones a través del índice de concentración de daño n antes citado.

Siguiendo los planteamientos de Housner, Akiyama (1985) desarrolla una metodología de proyecto basado en el balance de energía con control de desplazamientos en el que es posible determinar el grado de daño sufrido en cada planta de la estructura. Para ello, a partir de estudios paramétricos propone valores para la relación η_i/μ_{mi} entre la energía histerética, representada por la variable η_i y la monótona representada por el coeficiente de deformación plástica aparente, $\mu_{mi} = (\delta_{max,i} - \delta_{yi})/\delta_{yi}$, donde $\delta_{max,i} \leq \delta_{ui}$ corresponde al desplazamiento máximo entre plantas de la planta “ i ”. De esta forma, conocido el desplazamiento de fluencia, δ_{yi} y fijado el desplazamiento máximo de proyecto, $\delta_{lim,i}$, tal que $\delta_{max,i} \leq \delta_{lim,i}$, es posible obtener el valor de η_i en función de $\delta_{max,i}$ y $\delta_{yi} = Q_{yi}/k_i$ siendo k_i la rigidez lateral de cada planta. Para estructuras de nueva planta propone el criterio de una distribución $\eta_i = \text{cte}$, utilizando la distribución $\bar{\alpha}_i$ y la distribución de γ_i correspondiente a $n = 0$. En estas condiciones, la relación $\eta_i/\mu_{mi} = \eta/\mu_m = \text{cte}$, es igual a la de un sistema de un grado de libertad $n_{eq} = E_h/Q_y(\delta_{max,1} - \delta_{y1}) = \eta/\mu_m$, denominada número de ciclos equivalentes. De esta forma, calcula el valor de $E_{ht} = \gamma_1 E_{h1} = \gamma_1 \eta Q_{y1} \delta_{y1}$. Por tanto, conocido el valor de proyecto del denominado input de energía que contribuye al daño, $E_D = E_I - E_\xi$ y de E_e , mediante expresiones aproximadas, es posible calcular el valor del Q_{y1} mínimo de la ecuación de balance de energía de tal forma que la distribución del daño $\eta_i = \text{cte}$ y el desplazamiento en cualquier

planta $\delta_{max,i} \leq \delta_{lim,i}$. Finalmente, los valores de Q_{yi} y δ_{yi} para el resto de plantas se obtienen de la distribución $\bar{\alpha}_i$ empleada y de la relación $\delta_{yi} = Q_{yi}/k_i$. Como se puede comprobar, este procedimiento permite materializar los objetivos planteados por el PBP, planteando para cada nivel de peligrosidad sísmica el valor del input de energía correspondiente al período de retorno considerado.

Una de las ventajas de los métodos basados en el balance de energía es el control de la energía disipada por deformaciones plásticas en cualquier tipo de estructura (convencionales o innovadoras). En las estructuras convencionales (proyectadas para resistir tanto las cargas gravitatorias como las sísmicas), la energía E_{hi} se disipa mediante deformaciones plásticas en los propios elementos de la estructura como son pilares, vigas o placas, lo que presenta varios inconvenientes:

- La concentración del daño se produce en elementos cuyo comportamiento histerético presenta cierta incertidumbre y que además se degrada debido al deterioro en materiales como el hormigón armado o en uniones metálicas soldadas, llegando incluso a impedir la reparación de los mismos tras finalizar el terremoto.
- Es complejo ajustar la resistencia lateral de las plantas a una distribución óptima de α_i dado que las dimensiones de los elementos resistentes requerirían valores en las sucesivas plantas que no son usuales para los sistemas de encofrado estandarizados. Esto implicaría inevitablemente estructuras con una distribución $\eta_i \neq \text{cte}$ existiendo plantas con una tendencia superior a la concentración del daño.
- Se requieren secciones importantes de pilares, vigas o placas para poder resistir todas las acciones contempladas con un grado de daño aceptable en los niveles inferiores de proyecto que implican rigideces laterales elevadas produciendo: (i) valores elevados de masa que implican inputs de energía superiores a estructuras mas livianas, (ii) elevada inversión económica inicial, (iii) problemas en la relación con la arquitectura del edificio que pueden hacer inviable la tipología estructural seleccionada por el tamaño de sus elementos resistentes y (iv) valores elevados de aceleración de respuesta que pueden resultar inadmisibles en función del uso del edificio.

Una alternativa a las estructuras convencionales consiste en el uso de sistemas con control pasivo (disipadores de energía histeréticos) que materializan el concepto de las llamadas estructuras mixtas rígido-flexibles (Akiyama, 1985), en el que la parte rígida está formada por los disipadores de energía encargados de absorber la energía del terremoto y la parte flexible que está compuesta por la estructura principal de hormigón armado o metálica encargada fundamentalmente de resistir las cargas gravitatorias. Para terremotos correspondiente a niveles bajos de peligrosidad sísmica (terremotos con periodos de retorno del orden de 100 años), es razonable exigir que la parte flexible (estructura principal) se mantenga perfectamente elástica (y de esa forma sin daños) y que los disipadores de energía sean capaces de limitar los desplazamientos máximos por debajo de valores que eviten daños en los elementos no estructurales. En el caso de niveles superiores de peligrosidad sísmica (terremotos con periodos de retorno del orden de 475, 1000 o más años) puede resultar razonable, por cuestiones económicas, permitir daño tanto en la estructura principal como en los disipadores de energía. En este caso, se utilizan distintas

relaciones n_{eq} para la parte rígida y la flexible, $s a_p = s \eta / s \mu_m$ y $f a_p = f \eta / f \mu_m$, respectivamente, puesto que el comportamiento histerético puede ser diferente en ambas partes como en el caso de emplear disipadores de energía en una estructura de hormigón armado.

El empleo de los métodos basados en el balance de energía con las estructuras mixtas rígido-flexibles posibilita el cálculo de los disipadores de energía en todos los niveles de proyecto, estimando en cada uno de ellos el valor de energía total disipada por deformaciones plásticas considerando la contribución de cada sistema mediante la expresión $E_{hi} = s E_{hi} + f E_{hi}$ donde $s E_{hi}$ es la energía de deformación plástica disipada por los disipadores de energía, y $f E_{hi}$ la energía de deformación plástica disipada por la estructura principal. $s E_{hi}$ y $f E_{hi}$ se pueden expresar de forma adimensional mediante los parámetros $s \eta_i$ y $f \eta_i$, los cuales quedan definidos en función de $s a_p$, $f a_p$, γ_1 , $\bar{\alpha}_i$, $\delta_{max,i}$, $f Q_i$, $s Q_{yi}$ y $s \delta_{yi}$, siendo estas dos últimas variables la fuerza cortante y el desplazamiento cuando plastifican los disipadores de cada planta, respectivamente, y $f Q_i$ la fuerza cortante ejercida por la parte flexible en cada planta que será de fluencia, $f Q_{yi}$, en los niveles de proyecto que se permita plastificar a la parte flexible. Para que la estructura mixta rígido-flexible se comporte adecuadamente (y plastifique antes el disipador que la estructura principal) es necesario controlar la rigidez lateral, $s k_i$, de los disipadores y hacer que sea superior a la rigidez de la parte flexible, $f k_i$, es decir adoptar valores de la relación $K_i = s k_i / f k_i > 1$. Mediante análisis dinámicos en estructuras mixtas rígido-flexibles, (Akiyama, 1985) observó que el comportamiento sismorresistente es más estable (en el sentido que muestra menor tendencia a la concentración de daño en plantas y menores desplazamientos residuales) cuando se cumple que $r_{qi} = f Q_{max,i} / s Q_{yi} \geq 0.80$, considerando $f Q_{max,i} \leq f Q_{yi}$. Teniendo en cuenta esta limitación, se puede aplicar la ecuación de balance de energía para el input del nivel de proyecto E_D , y obtener el valor de $s Q_{y1}$ bajo el cual el desplazamiento en cualquier planta $\delta_{max,i} \leq \delta_{lim,i}$, verificando en todo momento que el desplazamiento de fluencia de la parte rígida es inferior al de la parte flexible, $s \delta_{yi} < f \delta_{yi}$. Finalmente, a partir de $\bar{\alpha}_i$ se puede obtener el valor de $s Q_{yi}$ del resto de plantas, junto con el de $s \delta_{yi} = s Q_{yi} / (K_i f k_i)$.

Con este planteamiento se puede obtener la capacidad resistente de los disipadores, $s Q_{yi}$, $s \delta_{yi}$ y K_i , necesaria para cumplir el nivel de desplazamiento máximo previsto en proyecto, $\delta_{lim,i}$, así como la distribución de daño de la estructura completa $\eta_i = E_{hi} / (Q_{yi} \cdot s \delta_{yi}) = cte$. Los valores de $s \eta_i$ y $f \eta_i$ permiten analizar si el grado de daño es adecuado para el nivel de prestaciones exigido en proyecto. Este tipo de planteamientos es el que ha adoptado recientemente la norma japonesa en su apartado de análisis sismorresistente basado en el balance de energía (Building Research Institute, 2009a). Benavent-Climent (1998b) desarrolló este planteamiento para el proyecto de estructuras metálicas con disipadores histeréticos de energía empleando valores medios de η_i y μ_{mi} , procedentes de estudios paramétricos de estructuras metálicas sometidas a terremotos reales.

En el marco anteriormente expuesto de las estructuras mixtas rígido-flexibles y los métodos de cálculo sísmico basados en el balance de energía se desarrolla la Tesis doctoral. En esta Tesis, se ha empleado como parte flexible una estructura de forjado reticular sobre pilares aislados de hormigón armado, pues constituye un sistema constructivo muy versátil adaptable a cualquier tipo de proyecto arquitectónico. Esta versatilidad se debe a la libertad que proporciona la elección de la trama de pilares y al amplio rango de luces que permite, muy superior a otros

sistemas constructivos como los forjados unidireccionales con entramado de pórticos. Asimismo, cuenta con una enorme tradición constructiva en España, constituyendo un sistema estructural preferente en las últimas décadas.

Uno de los grandes inconveniente en zona sísmica de las estructuras de hormigón armado lo constituye su elevado peso propio. El forjado reticular incluye el entramado de nervios entre aligeramientos, macizados tan solo en los ábacos en torno a los pilares, lo que le permite alcanzar luces entre apoyos que pueden llegar a 10-12 metros constituyendo un sistema mas ligero respecto a los de losa maciza plana para el mismo rango de luces. No obstante, el aligerar la estructura ocasiona una pérdida de rigidez de la placa que se traduce en desplazamientos laterales elevados ocasionando problemas de estabilidad debido a efectos de 2^o orden o efectos P- δ . Esta característica junto con la baja capacidad tanto de disipación de energía como de ductilidad global última $\mu_{Gui} = \delta_{ui}/\delta_{yi}$ donde δ_{ui} y δ_{yi} son los desplazamientos últimos y de fluencia entre plantas, respectivamente, así como la propensión a experimentar roturas de tipo frágil por punzonamiento, han sido determinantes para considerar este tipo de estructura como vulnerable (y, por tanto, indeseable) en zona sísmica moderada o elevada cuando actúa como sistema primario para resistir las acciones sísmicas (CEN, 2004b). Así ocurrió en el terremoto de Michoacán (México Sep-1985) donde este sistema fue el que más daños graves y colapsos registró. No obstante, a partir de este suceso se realizaron numerosas campañas de investigación que propiciaron en Estados Unidos la aparición de normas concretas de proyecto para el empleo de este sistema en zonas de sismicidad moderada (ACI, 2011).

Cuando se considera un sistema encargado fundamentalmente de absorber la carga sísmica (primario) como los disipadores hysteréticos de energía en paralelo con la estructura de forjado reticular (secundario) para soportar las cargas gravitatorias en el marco de las estructuras mixtas rígido-flexibles, la desventaja de la flexibilidad del sistema pasa a ser una propiedad favorable pues facilita el dimensionamiento de los elementos estructurales del sistema primario al contemplarse unos rangos de desplazamiento de fluencia superior a otros tipos de estructuras secundarias. Únicamente habría que exigir unas condiciones de ductilidad mínimas para la estructura con forjado reticular para poder alcanzar los desplazamientos laterales máximos de proyecto sin registrar daños severos que le impidieran soportar las cargas gravitatorias (CEN, 2004b).

1.3. Objetivo

El objetivo fundamental de esta Tesis doctoral consiste en el desarrollo de un método de proyecto basado en prestaciones para estructuras de hormigón armado con forjado reticular sobre pilares aislados del mismo material y disipadores hysteréticos de energía, basada en los métodos de balance de energía de Housner-Akiyama. Se trata de proponer procedimientos de cálculo sencillos que eviten la realización de complejos modelos no-lineales y análisis en el dominio del tiempo, pero abordando de forma directa el comportamiento fuertemente no lineal de la estructura. Asimismo, en esta Tesis se aboga por el uso de disipadores hysteréticos de energía como solución innovadora de estructura sismorresistente, dado que estos dispositivos reúnen las características tanto de economía, facilidad de fabricación y montaje como de bajo nivel de mantenimiento que hoy en día se requieren en la puesta en obra y en la conservación de

estructuras en países como España.

1.4. Interés de la investigación y Novedades

La investigación realizada hasta la fecha en estructuras de hormigón armado con forjado reticular es relativamente escasa, pues en la mayoría de los países que utilizan forjados bidireccionales se emplea la losa maciza de hormigón armado o la losa maciza de hormigón pretensado para luces superiores (Kang, 2004; Kang y Wallace, 2004). Sin embargo, en España el uso de las estructuras con forjado reticular constituye una de las tipologías predominantes junto con el de entramado de pórticos, con una profunda tradición constructiva. No obstante, dada la elevada vulnerabilidad en zona sísmica y la escasa investigación realizada hasta la fecha se permite su uso en zona sísmica con unas fuertes restricciones. La norma sismorresistente española vigente NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) permite su uso en todo el territorio, catalogándola como estructura de baja ductilidad con coeficiente $\Omega = \mu_G = 2$. Asimismo, la norma europea Eurocódigo-8 (CEN, 2004b) no proporciona reglas o criterios de proyecto específicos para este tipo de estructuras en zonas de sismicidad moderada o elevada, relegando su uso a las zonas de baja sismicidad.

De esta forma, el interés de profundizar en el conocimiento del comportamiento sismorresistente de las estructuras con forjado reticular se fundamenta en la demanda que existe hoy en día (Fardis, 2009) sobre la estimación de la capacidad sismorresistente real de este tipo de estructuras, así como de métodos de cálculo y detalles constructivos necesarios que permitan un control y evaluación cuantitativa del daño adecuado cuando se vean sometidas a un terremoto. Asimismo, se trata de aprovechar el conocimiento existente y la tradición constructiva de este tipo de estructura en un país como España para proyectar obra de nueva planta o reacondicionar sísmicamente las existentes para alcanzar los niveles de prestaciones exigidos en cada caso.

Se propone en la Tesis el empleo de estructuras con forjado reticular proyectadas fundamentalmente para resistir cargas gravitatorias combinadas en paralelo con disipadores histeréticos de energía encargados de resistir las cargas sísmicas de los distintos niveles de proyecto basado en prestaciones. Se trata, en definitiva, de materializar el concepto de los sistemas mixto rígido-flexibles propuestos por Akiyama (1985) en el marco de las estructuras con forjados reticulares, aprovechando la elevada flexibilidad lateral de este tipo de estructuras, lo que facilita el dimensionamiento de los disipadores histeréticos de energía. Se plantea como método de cálculo el basado en el balance de energía, no contemplado hasta la fecha en las normas sismorresistentes españolas o europeas.

Se ha propuesto una nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, para estructuras mixtas rígido-flexibles con disipadores histeréticos de energía que mejora la distribución del daño sobre otras aproximaciones realizadas con anterioridad (Akiyama, 1985; Benavent-Climent, 2011b).

Se ha desarrollado un procedimiento de cálculo simplificado que permite estimar la curva de capacidad de las distintas plantas de la estructura de hormigón con forjado reticular sin necesidad de realizar un análisis de empuje incremental sobre un modelo no-lineal. Para validar este procedimiento se ha realizado un modelo no-lineal de una estructura con forjado reticular mediante nuevos macromodelos de elementos finitos (EF) de conexiones tanto interiores como

exteriores para pilar-placa validados experimentalmente mediante ensayo cíclico cuasi-estático.

En las conexiones pilar-placa interiores de forjado reticular se ha propuesto un modelo microscópico de EF tridimensional validado experimentalmente mediante ensayo cíclico cuasi-estático, compuesto por elementos tipo fibra en los EF tipo barra (pilar y nervios) y elementos tipo capa en los EF tipo lámina (ábaco) basados en la teoría no-lineal de hormigón armado de Maekawa et al. (2003). Sobre el mismo se ha realizado un análisis de la proporción del momento desestabilizador de la placa asignado en fase de proyecto al cortante excéntrico así como un estudio paramétrico para analizar la influencia del canto de las vigas transversales en el ancho eficaz del forjado que conecta con el pilar. Este trabajo ha sido publicado en revistas indexadas, en los artículos de referencias (Donaire-Ávila y Benavent-Climent, 2012) y (Benavent-Climent y Donaire-Ávila, 2013).

1.5. Organización y contenido de la Tesis

Esta Tesis está dividida en once Capítulos, dividido cada uno en diversas secciones y apartados.

En el Capítulo 1 se exponen los antecedentes, motivación, interés y novedades de la investigación que se desarrolla en la Tesis.

El Capítulo 2 está dedicado a una revisión del estado del arte en las estructuras con forjado reticular que incluye revisión histórica, comportamiento en zonas sísmicas, procedimientos de cálculo a punzonamiento y principales resultados obtenidos en ensayos de laboratorio. Asimismo se realiza una revisión de los métodos de cálculo basados en prestaciones así como los basados en el balance de energía. Finalmente se realiza una revisión de la tecnología actual de disipadores de energía que incluye los métodos de cálculo existentes hasta la fecha.

En el Capítulo 3 se presenta el modelo microscópico de EF tridimensional de una conexión pilar-placa interior validado experimentalmente mediante ensayo cíclico cuasi-estático, sobre el que obtiene la proporción de momento desestabilizador producido por el cortante excéntrico en secciones críticas determinadas por varias normas técnicas (ACI, 2011; CEN, 2004a) comparándose con el propuesto por dichas normas. Asimismo, se realiza un estudio paramétrico sobre la influencia del canto de las vigas o crucetas de punzonamiento transversales a la dirección de carga lateral, proponiendo un ancho eficaz equivalente para el forjado siguiendo criterios de igualdad en la capacidad resistente.

En el Capítulo 4 se presentan nuevas propuestas de macromodelos basados en la teoría de Hawkins y Corley (1971), sometidos tanto a acciones gravitatorias como laterales, compuestos por EF tipo barra y muelles que simulan el comportamiento de las rótulas plásticas de conexiones pilar-placa tanto interiores como exteriores de estructura con forjado reticular. Estos modelos son calibrados y validados experimentalmente mediante ensayos de laboratorio de conexiones pilar-placa del mismo tipo.

En el Capítulo 5 se incluyen los cálculos de prototipos de 3, 6 y 9 plantas de estructuras con forjado reticular sometidos a cargas gravitatorias que se utilizan en la Tesis como parte flexible de la estructura mixta rígido-flexible cuya parte rígida la componen los disipadores histeréticos de energía. Del prototipo de 6 plantas se selecciona una alineación de pilares con franjas de forjado formando un pórtico virtual de forjado reticular que será utilizado para realizar un modelo no-

lineal de elementos finitos (MEF) con disipadores de energía empleado para validar el método de cálculo propuesto mediante análisis dinámicos directos con acelerogramas reales. Se presentan los detalles de armado con las leyes momento-giro, $M - \theta_r$, de los muelles que se utilizan en el MEF. Se incluye asimismo el cálculo a punzonamiento de la estructura sometida a cargas gravitatorias comprobando la cuantía mínima por degradación de la capacidad de desplazamiento lateral debido a los esfuerzos de punzonamiento (ACI, 2011).

En el Capítulo 6 se realiza la propuesta de una nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, para estructuras mixtas rígido-flexibles con disipadores histeréticos de energía. Esta distribución se incluye en el método de cálculo de estructuras mixtas rígido-flexibles propuesto por Benavent-Climent (2011b), para proyectar los disipadores de energía sobre los prototipos de 3, 6 y 9 plantas descritos en el Capítulo 5. Se valida numéricamente mediante análisis dinámicos directos tanto el método de cálculo de disipadores como la distribución del daño obtenida respecto a la considerada en proyecto empleando los mismos acelerogramas de terremotos reales escalados que se utilizan para el cálculo de disipadores. Asimismo, se compara la desviación de la distribución del daño, η_i , respecto al valor medio obtenido en los análisis dinámicos de los modelos proyectados tanto con la distribución óptima propuesta en esta Tesis como con la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ propuesta por Benavent-Climent (2011b).

En el Capítulo 7 se incluyen los espectros suavizados de proyecto correspondientes a los distintos niveles de peligrosidad sísmica considerados en el PBP, basados en los trabajos de Decanini y Mollaioli (Decanini y Mollaioli, 1998, 2001) para la ciudad de Granada, considerando las diferentes características que presentan los terremotos en los ámbitos de campo cercano o lejano, definidos en función de la distancia epicentral de la estructura. Estos espectros se utilizan para el cálculo de disipadores según el método de proyecto basado en prestaciones.

En el Capítulo 8 se presenta el método de proyecto basado en prestaciones según el balance de energía de Housner-Akiyama que incluye procedimientos para el cálculo de disipadores y comprobación de los niveles de prestaciones en estructuras de hormigón con forjado reticular. Asimismo se incluye un método para estimar la ductilidad de cada planta en función de la capacidad para sufrir deformaciones plásticas de cada elemento de la estructura de hormigón que permite compararla con la demanda de ductilidad máxima correspondiente al nivel superior de proyecto verificando de esta forma si la estructura denominada secundaria proyectada bajo cargas gravitatorias posee el grado de ductilidad suficiente para alcanzar los desplazamientos permitidos de proyecto. Por último, se utilizan métodos de cálculo incluidos en normas técnicas para comprobar y dimensionar los elementos de la estructura principal frente al esfuerzo cortante para evitar el fallo de tipo frágil.

En el Capítulo 9 se presenta un método simplificado del cálculo de la curva de capacidad de cada planta, $Q_i - \delta_i$, de la estructura de hormigón con disipadores de energía, teniendo en cuenta la interacción con los disipadores de energía calculados para el Nivel 1 del PBP. Asimismo se realiza una descripción del modelo de elementos finitos no-lineal del pórtico virtual y se presentan las curvas de capacidad obtenidas para cada planta del análisis de empuje incremental con control de desplazamientos de acuerdo a la distribución proporcionada por los dos primeros modos de vibración que permiten compararlas con las obtenidas en el método aproximado. Se realiza una comprobación de la capacidad a esfuerzo de punzonamiento en función del desplazamiento lateral

de cada nivel de proyecto y de la influencia de la interacción producida con los disipadores de energía. Finalmente, se calcula la armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante en: (i) los pilares, en relación a la demanda obtenida de la curva de capacidad, $Q_i - \delta_i$, y (ii) los nervios que conectan con los ábacos en la dirección del pórtico virtual, incluyendo la interacción con los disipadores de energía.

En el Capítulo 10 se incluyen los resultados obtenidos de análisis dinámicos directos con acelerogramas correspondientes a terremotos reales sobre el modelo no-lineal de elementos finitos del pórtico virtual incluyendo los disipadores calculados con los métodos propuestos en el Capítulo 8 para cada nivel del PBP, considerando los diferentes escenarios de campo cercano y lejano. Los resultados obtenidos se comparan en cada nivel de peligrosidad sísmica con las predicciones realizadas por los métodos de cálculo y/o comprobación de prestaciones propuestos en la Tesis. Se realiza un estudio de los valores idóneos de $s a_p$ y $f a_p$ para los niveles de proyecto superiores, tanto para localizaciones de campo cercano como lejano, en los que se permite la plastificación de la estructura de hormigón con forjados reticulares.

En el Capítulo 11 se presentan las conclusiones obtenidas del trabajo de investigación realizado en la Tesis, así como futuras líneas de investigación que han surgido en el desarrollo del mismo.

Capítulo 2

Estado del arte

2.1. Introducción

Se presenta en este capítulo una revisión de los fundamentos en los que se basa esta Tesis doctoral. De cada uno de ellos, se incluye su desarrollo histórico, mostrando los principios básicos y la evolución de la técnica empleada debido a la investigación realizada. Para ello, este estudio se ha dividido en cinco secciones que corresponden a cada uno de los siguientes temas: (i) Estructuras de hormigón armado con forjados reticulares planos, (ii) Ensayos de laboratorio para estructuras con forjados bidireccionales planos, (iii) Metodología de proyecto basado en prestaciones, (iv) Métodos de proyecto sismorresistente basados en el balance de energía, y (v) Disipadores de energía.

2.2. Estructuras de hormigón con forjados reticulares planos

Los forjados reticulares planos se incluyen dentro de la tipología general de placas o forjados bidireccionales, es decir con transmisión de cargas entre pilares y placa en las dos direcciones del espacio en planta. En general, están constituidos por losas macizas de hormigón armado con cantos entre 10-25 cms apoyados sobre pilares con una configuración en planta regular o irregular, lo que les permite una gran versatilidad en la fase de proyecto, llegando a alcanzarse luces máximas entre 10-12 metros. Con la inclusión de vigas descolgadas se pueden alcanzar luces máximas de unos 15 metros.

Los forjados reticulares planos surgen como consecuencia de aligerar una parte de la losa plana de hormigón mediante encofrados perdidos o recuperables, formando un entramado de nervios con sección en T al situar una losa de hormigón de pequeño espesor (capa de compresión) en la parte superior de los mismos. La zona de forjado que circunda a los pilares se contempla de placa maciza de hormigón armado (ábacos) para asegurar la correcta transmisión de esfuerzos de flexión y cortante entre la propia placa y el pilar. El aligeramiento produce una disminución de rigidez tanto a flexión frente a acciones verticales como a laterales aplicadas sobre la estructura, como es el caso del sismo. Para resolver este problema, se recurre a proyectar los forjados reticulares con unos cantos muy superiores a los comentados para los forjados planos macizos de hormigón armado, llegando a valores de 60-70 cms.

Las características que han propiciado su uso como sistema constructivo preferente en España son:

- Elevada versatilidad en fase de proyecto, al permitir amplias luces y distribución libre de pilares.
- Diferentes tipologías en función del aligeramiento: casetón perdido de hormigón aligerado, de porexpán o casetón recuperable que permite dejar visible el entramado de nervios y ábacos.
- Rapidez constructiva y economía, al carecer de vigas con descuelgues, lo que implica un ahorro enorme en los sistemas de encofrado al ser completamente plano y sin direcciones preferentes en la colocación de la cimbra respecto a los nervios del forjado. De esta forma, además de cimbras estáticas, en la que es necesario desmontar completamente el sistema de puntales-mecanos-tableros de encofrado, se pueden emplear cimbras en carros deslizantes que permiten extender los sistemas de encofrados de una manera rápida al no necesitar la fase de desmontaje-montaje comentada. Asimismo, es un sistema que requiere de una proporción menor de tiempo en medios de elevación respecto a otros sistemas con mayor presencia de elementos prefabricados, como los sistemas unidireccionales de viguetas semirresistentes.
- Sistema constructivo implantado, con oficio y tradición. Es un sistema ampliamente conocido y difundido, con equipos experimentados de encofradores y ferrallas, lo que garantiza una buena calidad en la ejecución de la estructura. De esta forma, no es un sistema con un grado de tecnificación elevado en el sentido de no requerir tanto medios mecánicos especiales como personal con una elevada cualificación técnica como ocurre en los forjados de losa maciza plana pretensada.

2.2.1. Desarrollo histórico de los forjados reticulares

El forjado reticular presenta como característica principal el aligeramiento de masa formando un entramado de nervios que configura en sí el sistema. Esta característica es interesante en zona sísmica, pues se consigue un aprovechamiento estructural máximo al alcanzarse luces mayores entre pilares con menos masa que conduce a un menor valor de la acción sísmica. El aligeramiento estructural fue utilizado con éxito en la antigüedad para lograr grandes espacios cubiertos por bóvedas, siendo el ejemplo más significativo el Panteón de Agripa en Roma que constituye sin duda uno de los precedentes históricos de la filosofía estructural que emplea el forjado reticular. Es un templo cuya reconstrucción fue atribuida a Apolodoro de Damasco entre los años 118-128 D.C. durante el reinado del emperador Adriano. Se caracteriza por ser una estructura aligerada en todos sus elementos (Kirikov, 1992). La bóveda circular de 43.2 m de diámetro con una altura de 43.0 m y espesor variable de 1.80 m en la base a 1.20 m en la coronación con una linterna en esta zona para el paso de luz, se caracteriza por estar aligerada hacia el espacio interior formando huecos rectangulares entre los que discurre un entramado de nervios de ladrillo en forma de meridianos y paralelos (Fig. 2.1 a). En la zona exterior de la bóveda existe otro entramado de nervios de distinta disposición respecto al interior (nervios en forma de arco en los arranques de

la bóveda) con un relleno intermedio entre ambos de hormigón aligerado con árido de travertino y piedra pómez. La bóveda se apoya en un arco que recibe la carga de los nervios exteriores e interiores y que transmite al muro de base perimetral de 6.70 m de espesor, aligerado a su vez formando capillas en los huecos (Fig. 2.1 b). Es una estructura que ha sobrevivido a terremotos intensos durante los casi 2000 años de vida gracias a su disposición estructural simétrica y a la combinación de aligeramiento-flexibilidad de la bóveda con la rigidez aportada por el conjunto arco de apoyo y muro de base.

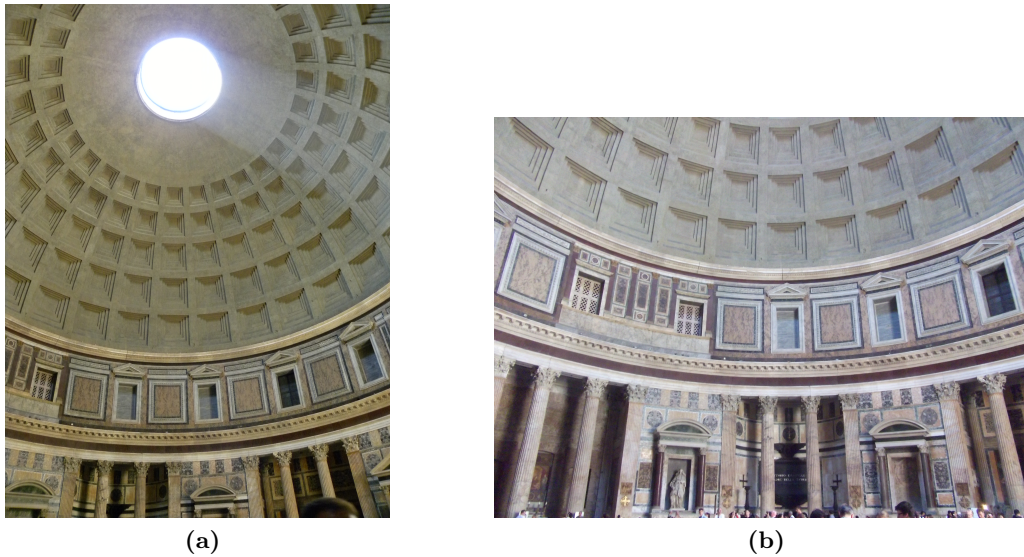


Fig. 2.1: Panteón de Agripa (118-128 D.C.): (a) Bóveda nervada aligerada, y (b) Detalle del apoyo de la bóveda en arco y muro base aligerados (capillas)

La aparición de los forjados sin vigas y su historia tienen que ver con la del hormigón armado, desde que J. Monier (1867) y L. Lambot (1849) lo presentaron comercialmente con las primeras patentes sobre el mismo. François Hennebique (1824-1921), constructor belga afincado en París, lo aplica en estructuras de edificación a partir de 1892 creando numerosas patentes junto a una empresa que construye y exporta sus sistemas por toda Europa (Fig. 2.2 a y b).

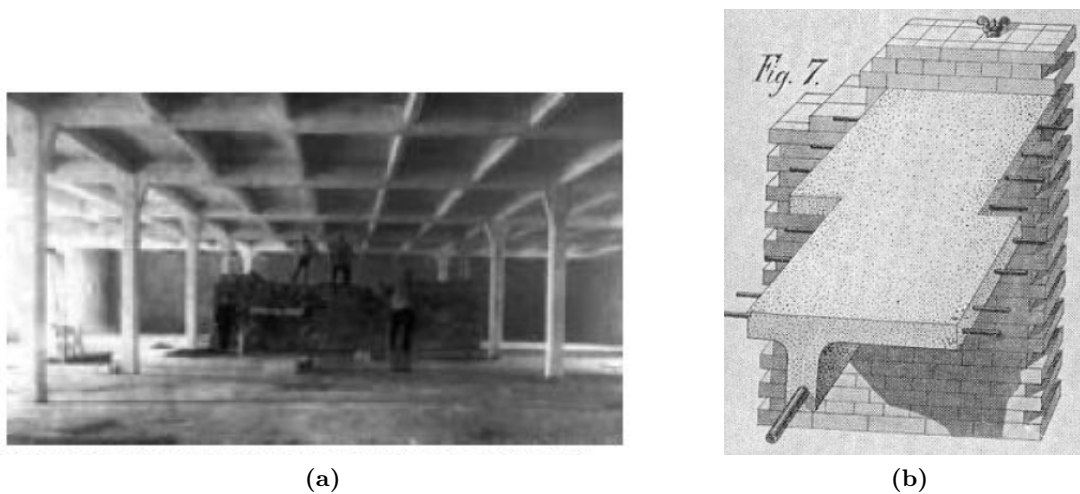


Fig. 2.2: Proyectos según patente de Hennebique: (a) Almacén en Nantes (Francia) 1903 (b) Forjado aligerado

Un año más tarde de la irrupción de Hennebique en el mercado, en 1893, Gustavo Adolfo Wayss (1815-1917) se asocia en el constructor C. Freytag y, partiendo de las patentes de Monier, fundan una empresa, la “Wayss und Freytag”, con sede en Frankfurt, dedicada a la construcción con el hormigón armado. Su principal ingeniero fue E. Morsh, quien llegó a escribir un tratado sobre el hormigón armado en seis tomos titulado “Teoría y Práctica del Hormigón Armado”.

En España fue el ingeniero José Eugenio Ribera el primero en introducir en el país los sistemas de Hennebique, que mejora poco después impulsando considerablemente, junto con el ingeniero Zafra, el uso del hormigón armado en todo tipo de obras con sus propios sistemas.

Bajo la influencia inicial de la técnica europea y debido a su desarrollo industrial, los Estados Unidos lideraron empírica y teóricamente el desarrollo de los forjados de hormigón armado en todas sus variantes, hasta el punto que su código ACI-318 pasó a ser la referencia obligada en el proyecto y construcción de los forjados de losas macizas con vigas y sin vigas. Ernest Leslie Rasome (1852-1917), que emigró de Inglaterra a California alrededor de 1870, descubrió las ventajas y utilidad que podía tener el hormigón armado en zona sísmica, y llegó a convertirse en el ingeniero más importante de América en el uso del mismo. Entre 1871 y 1876 se construye por E. Ward y R. Hook el primer edificio enteramente de hormigón armado en Nueva York, una aplicación todavía insólita del nuevo material, con el objetivo de mejorar la resistente al fuego de la estructura. El monolitismo y la resistencia al fuego, fueron dos exigencias propias de la construcción americana que propiciaron la extensión del hormigón armado de forma masiva en ese país.

Los inicios de las investigaciones científicas sobre el hormigón armado se atribuyen en principio a las del americano Thaddeus Hyatt, quien estudió en Inglaterra la compatibilidad de los dos componentes, acero y hormigón, publicando los resultados en 1877. Estos se consideran el punto de partida de la comprensión científica del nuevo material.

Los forjados de losas de hormigón armado adoptaron formas muy diversas, algunas de las cuales resultaban inadecuadas y caprichosas al mismo tiempo que sumamente complejas y costosas de construir. Otras tipologías eran, obviamente, imitaciones directas de los forjados construidos con viguetas y vigas de madera, con viguetas de madera sobre vigas de acero o de hierro, con viguetas de hierro o de acero sobre muros de carga, etc.

La primera losa plana se construyó en 1906 en Minneápolis, (Minnesota, USA), por C.A.P. Turner. Se trataba de una forma de construcción innovadora, de la que no se disponía de ningún método aceptable de análisis. Turner tuvo que aceptar el riesgo de la construcción y someterlo a pruebas de carga antes de que su puesta en uso que superó con éxito. Este fue el sistema de proyecto empleado en construcciones posteriores, sometiendo cada una de ellas a las pruebas de carga correspondientes.

Los métodos de cálculo comenzaron a plantearse por Koenen en 1886 para las losas de Monier, que suponían la línea neutra en el centro de la losa admitiendo como separación de la tracción y la compresión $3/4$ del canto. En EE.UU, Nichols publica en 1914 una monografía de 12 páginas en la que realizaba una propuesta para calcular placas frente a cargas gravitatorias. Consistía en igualar el momento isostático, M_0 , de una placa biapoyada con la semisuma de los momentos negativos de los extremos de la placa con empotramientos elásticos, M_1^- y M_2^- , respectivamente más el momento positivo del vano central, M_c , reduciendo ligeramente dicho

valor por la presencia de capiteles mediante la expresión:

$$M_0 = \frac{M_1^- + M_2^-}{2} + M_c = 0.125 \cdot p \cdot B \cdot L^2 \cdot \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \quad (2.1)$$

donde p es la carga por unidad de superficie, B es el ancho considerado de placa, L es la luz del vano entre ejes de pilares y c la amplitud del capitel. La fórmula de Nichols y los estudios de Westergaard y Slater en 1921, distribuyendo el momento M_0 a valores de momentos positivos y negativos, y el reparto de éstos a lo largo de las secciones de las vigas virtuales en las que se dividía la placa, constituyeron las bases del diseño de las losas planas en muchas ediciones de la norma ACI, cambiándose el factor 0,125 de Nichols por el valor 0,09 (coeficiente discutido hasta la versión del ACI-318 en 1977). Durante las siguientes dos décadas, 1920-1940 se realizan en diversos países europeos numerosos estudios y campañas experimentales que permitieron la redacción de normas concretas para el proyecto y construcción de forjados de losa maciza plana, como el Reglamento de Construcción alemán (1932) y el reglamento TsNIPS-1933/1940 de la antigua Unión Soviética. Hasta entonces, las losas planas de hormigón se proyectaban en general apoyadas sobre vigas que a su vez se conectaban a pilares o muros de fabrica.

A partir de la mitad del siglo XX, comienzan a proyectarse las placas empotradas en las vigas, lo que permitió aumentar las luces entre pilares e incrementar la capacidad de carga de este tipo de estructura, produciendo su rápida expansión como sistema constructivo. Es en este contexto, cuando aparece el forjado reticular al practicar el aligeramiento de la losa maciza de hormigón armado, manteniendo el entramado de vigas descolgadas sobre pilares.

En la Unión Soviética comienzan a realizarse los primeros proyectos de losa aligerada empotradas en vigas planas sin descuelgues para facilitar la puesta en obra, suprimiéndose en proyectos sucesivos las propias vigas, aunque manteniendo capiteles pronunciados en la conexión con los pilares.

Finalmente, en la última etapa, se suprimen los capiteles manteniéndose la zona macizada en torno al pilar que es el sistema actual empleado en este sistema constructivo.

El sistema así configurado, muy atractivo por su rapidez constructiva y versatilidad para proyecto de estructuras de edificación produjo una amplia difusión en España a partir de la década de los 70 del siglo XX, quedando incluido como sistema constructivo en la norma de hormigón EH-73 (Ministerio de Obras Publicas, 1973). El empleo de recursos informáticos aplicado al cálculo de estructuras mediante modelos de elementos finitos, ha ido eliminando progresivamente con el transcurso de los años las trabas de cálculo que limitaban sus posibilidades de uso. En la década de los 80 del siglo XX este sistema constructivo sufre un serio revés en su aplicación en zona sísmica debido a la gravedad de los daños producidos en estructuras con forjado plano y, sobre todo con forjado reticular, en el terremoto de México (Sep 1985), lo que propició el desarrollo de la investigación de las estructuras con forjado de losa plana a nivel mundial.

Hoy en día sigue siendo en España un sistema preferente, junto con las estructuras con forjados unidireccional de viguetas semirresistentes, en todo tipo de edificación.

2.2.2. Comportamiento de las estructuras con forjado reticular en zona sísmica

Las estructuras con forjado plano de hormigón armado, sea de losa maciza o aligerada, han presentado un comportamiento sísmico dispar dependiendo de la localización y el tipo de terremoto sufrido. En los terremotos de Alaska (1964), Skopje (1964) y sobre todo en México (1985) presentaron un comportamiento estructural deficiente, puesto que gran parte de las estructuras severamente dañadas e incluso que colapsaron pertenecían a esta tipología estructural (Rodríguez y Meli, 1988).

En general, las estructuras con forjado reticular en las que este sistema se ha proyectado para resistir tanto las acciones gravitatorias como las sísmicas, lo que se conoce como elemento primario resistente frente a cargas sísmicas (CEN, 2004b), presentan un comportamiento en zona sísmica caracterizado por:

- Baja rigidez lateral y torsional, que implican grandes desplazamientos frente a cargas laterales, lo que origina problemas por efecto $P-\delta$, fallos de punzonamiento y rotura de elementos no estructurales e instalaciones incluso para sismos de baja intensidad.
- Bajos niveles de ductilidad local y global, debido precisamente los elevados valores en los límites de fluencia tanto en desplazamientos como en rotaciones, respecto a otras tipologías como las estructuras con pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas.
- Baja disipación de energía, incluso en fallos de tipo dúctil de flexión, debido al elevado efecto de pinzamiento que se manifiesta en las conexiones pila-placa.
- Fallo de tipo columna débil-placa fuerte, debido a los elevados cantos de forjado necesarios para satisfacer las condiciones de flecha en el estado límite de servicio y para garantizar la ausencia del fallo de punzonamiento, así como la elevada cuantía de armadura en la placa derivada de las luces considerables que el sistema permite.
- Fallos de tipo frágil por punzonamiento, en aquellos casos en los que tanto la carga gravitatoria como los desplazamientos son elevados.

Estas características, fueron ampliamente reconocidas en los daños de las estructuras con forjado de losa plana, tanto maciza como reticular, producidos en el terremoto de México (1985) en las que la estructura fue proyectada como elemento primario resistente frente a cargas sísmicas. Se realizaron numerosos estudios (Rodríguez y Meli, 1988; Meli y Avila, 1989; Rodríguez y Diaz, 1989; Sordo et al., 1989; SNCP-Committee MCMA-NRC, 1986), que derivaron incluso en cambios en la normativa de construcción del país respecto a este sistema constructivo e influyeron de manera significativa en otras del exterior (ACI, 2011). Las principales causas de los daños observados en edificios con forjados reticulares fueron las siguientes:

- Esquema estructural desfavorable: centro de masas desplazado del centro de rigidez que provoca elevadas torsiones. Producido por disposición anárquica de elementos estructurales y tabiquería así como planta irregular de los edificios.
- Interacción entre edificios adyacentes, debido a la elevada flexibilidad de los mismos lo que provocó grandes desplazamientos.

- Interacción entre el edificio y el suelo (compuesto por arcillas blandas) que originaron giros y/o hundimientos de la cimentación.
- Efecto $P-\delta$, debido a la flexibilidad de los sistemas estructurales, dando lugar a incrementos adicionales considerables en los desplazamientos laterales, aumentados en algunos casos por las elevadas rotaciones de la cimentación.

Los principales modos de fallo observados fueron los siguientes:

- Fallo a flexión con la formación de una línea de rotura continua de momento negativo a un lado de las alineaciones de pilares y la correspondiente de momento positivo en el otro. Estas franjas que plastifican, dan lugar a mecanismos laterales que tienen una elevada capacidad de disipación de energía, siendo equivalente al modelo empleado en pórticos cuando se forman rótulas plásticas en los extremos de las vigas; se reproducen, por tanto, en las placas mecanismos de rotura por viga débil y columna fuerte de los entramados de pórticos. No obstante, este tipo de fallo no fue muy común, debido a que la formación de líneas de rotura continua a lo largo de todo el ancho del forjado produce elevados momentos en los nudos que generan elevadas tensiones cortantes en el entorno de los pilares. Cuando estas tensiones se suman a las existentes debido a las cargas verticales presentes, se produce antes el fallo por punzonamiento que el de flexión de línea continua con menor disipación de energía.
- Mecanismo de fallo por flexión en el ábaco de la conexión pilar-placa. En los casos en los que la cuantía de armadura longitudinal, tanto en zona de momentos positivos como negativos, cruzaba el pilar incluyendo armado de cortante en forma de cercos o estribos, esta configuración propició sistemas dúctiles que posibilitaron la formación de rótulas plásticas con amplios giros antes de alcanzar el momento último. Es importante destacar, que en forjados reticulares la sección crítica para flexión y cortante no se considera únicamente la situada junto a la cara del pilar, sino también la de la zona de unión de nervios con el ábaco, en la cual se produce una reducción de la armadura longitudinal y un cambio brusco en la sección de hormigón. No obstante, no fueron usuales los fallos en estas zonas concretas.
- Aplastamiento de hormigón en pilar provocado por la plastificación de la armadura longitudinal traccionada del pilar junto con posible pérdida de adherencia de la misma que impedía desarrollar totalmente la tensión de compresión en la armadura al otro lado del forjado, absorbiendo el hormigón el diferencial de carga lo que provocó incrementos de tensión considerable con pérdidas de hormigón considerable con la coronación de los pilares. Este fenómeno se vio incrementado por el pandeo de armadura comprimida del pilar por falta de estribos que envolvieran adecuadamente dicha armadura.
- Fallo del pilar provocado por esfuerzo cortante o formación de rótulas plásticas de flexión. Este fallo fue mucho más acusado en forjados reticulares respecto a losas macizas porque en los primeros contaban con un mayor canto y cuantía de armadura que producen incrementos significativos en la capacidad resistente última a flexión que pueden ser transmitidos

a los pilares, que produce el fallo denominado de “columna débil-placa fuerte”. Esta es la causa de que este tipo de fallo fuese el más frecuente dentro de esta tipología.

- Fallo de punzonamiento, que dio lugar a colapsos parciales o totales. Es de destacar que en un número significativo de estructuras que colapsaron, los pilares fueron encontrados casi intactos y desacoplados del forjado debido a fallos de adherencia en la armadura de conexión pilar-forjado.

No obstante, también ha habido casos en los que las estructuras con forjado plano bidireccional sin medidas sismorresistentes específicas sometidas a terremotos como los de Kalamata (1996), Aegio (1995) y Atenas (1999) tuvieron un comportamiento sismorresistente adecuado mientras que otras tipologías resultaron dañadas gravemente o colapsaron (Fardis, 2009). Por tanto, como indica el profesor Fardis, M. (miembro de la comisión para la revisión del Eurocódigo 8 (CEN, 2004b)) “no existen evidencias claras que aseguren un mal comportamiento o incluso el colapso de las estructuras con forjado plano bidireccional en terremotos de gran magnitud, siendo necesario por tanto continuar la investigación de este sistema estructural que permita establecer patrones claros de comportamiento y, por tanto, de proyecto” (Fardis, 2009).

Debido a las características dinámicas que presentan las estructuras con forjados planos, así como el comportamiento sísmico deficiente en determinados casos, se ha propiciado en general una fuerte restricción en el uso de esta tipología como sistema principal para resistir cargas sísmicas.

En España, las recientes normas sismorresistentes NCSE-94 (Ministerio Fomento, 1994) y NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) permiten el empleo de este tipo de estructuras en cualquier zona sísmica, limitando su coeficiente de ductilidad a un valor de $\mu_G = 2$, sin aportar detalles específicos para las uniones pilar-placa. Se interpreta, aunque no se indica de manera expresa para esta tipología, la necesidad de proyectar las conexiones pilar-placa de tal forma que el tipo de fallo sea de columna fuerte-placa débil. Sin embargo, no indica método alguno para realizarlo.

La norma sismorresistente europea, Eurocódigo 8 (EC-8) (CEN, 2004b), clasifica las estructuras como de baja (DCL), media (DCM) y alta (DCH) ductilidad. En el primer caso (DCL), las reglas específicas de proyecto corresponden a las incluidas en la norma Eurocódigo 2 (EC-2) (CEN, 2004a) con un factor de comportamiento, q (similar al coeficiente μ_G de la norma española), no superior a 1.5, recomendando su empleo únicamente en áreas de sismicidad baja ($a_g \leq 0.08 \cdot g$ ó $a_g \cdot S \leq 0.1 \cdot g$, donde a_g es la aceleración en roca, $g = 9.81 \text{m/s}^2$ es la aceleración de la gravedad y S es el coeficiente de amplificación debido al tipo de suelo). Para las estructuras clasificadas como DCM y DCH, EC-8 establece reglas y recomendaciones concretas que permiten a las estructuras llegar a esos niveles de ductilidad constituyendo el sistema primario o principal para resistir la acción sísmica en zonas de sismicidad elevada, excluyendo de manera expresa a las estructuras con forjados planos bidireccionales (flat slabs) de tales especificaciones de proyecto dadas para DCM y DCH. Es decir, no prohíbe su uso pero tampoco indica normas concretas que permita proyectar esta tipología en zonas de sismicidad moderada y elevada, por lo que su uso queda restringido a zonas de baja sismicidad de acuerdo a la norma EC-2. De esta forma: (i) en zona de sismicidad alta no pueden emplearse como sistema resistente primario frente a cargas sísmicas, quedando relegadas a desempeñar el papel de elementos secundarios que pueden contribuir a la resistencia lateral y disipación de energía de la estructura aunque

no se tenga en cuenta en el cálculo, encargándose de soportar las cargas gravitatorias con la estructura desplazada por efecto del sismo con niveles de ductilidad adecuados; (ii) en zonas de sismicidad baja, se permite su uso como elemento principal calificado como DCL para resistir cargas laterales.

La norma americana ACI 318-11 (ACI, 2011) establece como base de proyecto sismorresistente el factor que define la categoría de proyecto sísmico (SDC: A-F) de cada estructura propuesta por otras normas (2010 ASCE/SEI 07, IBC, SBC..). La categoría SDC está relacionada con el nivel de peligrosidad sísmica, tipo de suelo, ocupación y uso del edificio. La norma ACI 318-11 establece respecto a la peligrosidad sísmica que los niveles A y B corresponden a la peligrosidad sísmica baja, el nivel C corresponde a moderada y los niveles D-E-F quedan reservados para niveles altos. Respecto al ámbito estructural, la ACI 318M-11 establece tres categorías: (i) ordinaria, (ii) intermedia y (iii) especial, con reglas específicas de proyecto en cada una de ellas de tal forma que puedan actuar como sistema principal para resistir las cargas sísmicas, aunque con limitación de su uso en función del factor SDC asignado. Para las estructuras con forjados planos bidireccionales (“*two-ways slab without beams*”) se establece como nivel estructural el intermedio asignándole como SCD máxima la C, es decir, correspondiente a una peligrosidad sísmica moderada. De esta forma, se permite su empleo como sistema principal frente a cargas sísmicas en zonas de sismicidad baja y moderada. En zonas de sismicidad alta (SDC D-E-F), la norma incluye reglas de proyecto específicas para los elementos principales encargados de resistir las cargas sísmicas (clasificados como especiales). Estos elementos principales no pueden pertenecer a estructuras con forjados planos bidireccionales. En caso de existir forjados reticulares, los elementos de este sistema se designarían como elementos secundarios necesarios para soportar las cargas gravitatorias, y para los que la ACI 318-11 exige una serie de requisitos específicos en zona sísmica aunque no colaboren a resistir las cargas laterales. Estos requisitos están centrados fundamentalmente en evitar la rotura frágil por punzonamiento al considerar las cargas gravitatorias desplazadas debido al sismo.

Teniendo en cuenta que la peligrosidad sísmica de España puede considerarse como una zona de sismicidad baja a moderada (Benavent-Climent et al., 2002), en ninguna parte de España existiría, según la norma ACI 318-11 ACI (2011), objeción alguna para su empleo como sistema secundario para soportar cargas gravitatorias en estructuras sometidas a acciones sísmica, como ocurre cuando se incluyen en la estructuras disipadores de energía, muros pantallas u otro sistema que constituyen el sistema principal resistente frente a cargas laterales. En caso de optar por esta configuración estructural, es absolutamente necesario verificar para cualquier situación de proyecto, que la demanda de ductilidad es inferior a la capacidad de deformación plástica de la estructura con forjado reticular, evitando de esta forma los fallos de tipo frágil (cortante y punzonamiento) así como los estados de degradación de resistencia excesiva.

2.2.3. Capacidad frente a esfuerzos de punzonamiento de las conexiones pilar-placa

El fallo de punzonamiento en los forjados de losa plana es de tipo frágil, producido en una sección de la placa entorno del pilar al alcanzar las tensiones tangenciales valores superiores a la capacidad conjunta del hormigón más la armadura transversal colocada al efecto. En zo-

na sísmica, las tensiones tangenciales producidas por el esfuerzo cortante procedente de cargas gravitatorias, V_g , pueden verse incrementadas considerablemente debido a la actuación de momentos desestabilizadores, M_{des} , que parcialmente son equilibrados en la placa por las tensiones tangenciales en forma de momento de cortante excéntrico. El resto del M_{des} de la conexión pilar-placa es equilibrado por tensiones normales mediante esfuerzos de flexión. El determinar qué parte del M_{des} es equilibrado en la placa por tensiones tangenciales y qué parte mediante tensiones normales sigue siendo hoy en día un tema objeto de investigación (Gayed y Ghali, 2008; Benavent-Climent y Donaire-Ávila, 2013).

Las diferentes normas técnicas de hormigón armado han ido incorporando en sus métodos de cálculo los resultados de investigaciones realizadas tanto de tipo experimental como numérico. Sin embargo, no existe una uniformidad de criterio a la hora tratar el problema.

La norma de hormigón vigente en España EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c) plantea un método equivalente al de la norma europea EC-2 (CEN, 2004a). Se establece un perímetro crítico, b_0 , que circunda el pilar cuyos lados quedan determinados por las dimensiones de la sección del pilar, c_1 y c_2 , más dos veces el canto útil, d , de la losa, resultando una longitud en cada lado de $4d + c_1$ y $4d + c_2$, respectivamente. Este perímetro es achatado en sus esquinas con un radio de acuerdo circular de $2d$. La norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c) propone expresiones para calcular la capacidad última de la carga de punzonamiento recta, en función de la capacidad para resistir tensiones tangenciales del hormigón, τ_c , así como de la armadura transversal que se disponga, τ_s aplicadas sobre la sección crítica determinada por b_0 y d . Sin embargo, para el tratamiento de M_{des} , la EHE-08 plantea un método limitado a estructuras que cumplan: (i) que su estabilidad lateral no dependa del efecto pórtico generado por el trabajo conjunto placa-soporte, y (ii) que tengan una distribución regular de pilares con desviaciones máximas de las alineaciones no superior al 25 %. Propone incrementar la fuerza cortante actuante, V_u , por un factor β determinado de manera aproximada para cada tipo de conexión pilar-placa: (i) $\beta = 1.15$ en interiores, (ii) $\beta = 1.40$ en exteriores y (iii) $\beta = 1.50$ en las de esquina. De esta forma resulta una fuerza cortante vertical total de $V_{u,ef} = \beta \cdot V_u$. EC-2 (CEN, 2004a), propone una expresión mas precisa para β en función del valor de la excentricidad producida por M_{des} :

$$\beta = 1 + K_\beta \frac{M_{des}}{V_u} \frac{b_0}{W_1} \quad (2.2)$$

donde $W_1 = \int_0^{b_0} |e| dl$ es un parámetro geométrico que tiene en cuenta la distribución plástica de las tensiones tangenciales siendo e el valor de la excentricidad de cada tramo del perímetro sobre el eje de cálculo, X ó Y de la sección del pilar en planta, y K_β es factor de reparto de M_{des} para cortante excéntrico indicado en la Tabla 2.1, donde c_1 es la dimensión del pilar paralela a la excentricidad de la carga V_u .

Tabla 2.1: Factor de reparto K_β del M_{des} según EC-2

c_1/c_2	≤ 0.50	1	2	≥ 2.50
K_β	0.45	0.60	0.70	0.80

No obstante, el método del EC-2 impone la misma limitación comentada para su uso en zona sísmica. Por lo tanto, este método no se podría aplicar los casos en los que la estructura con

forjado reticular constituyese el sistema primario para resistir cargas sísmicas.

La norma ACI-318 (ACI, 2011) plantea igualmente un método para calcular la capacidad frente a la carga V_u con otras expresiones para τ_c y τ_s y un perímetro crítico b_0 diferente. En este caso, b_0 queda establecido a una distancia de $d/2$ de las caras del pilar c_1 y c_2 , con área para la sección crítica determinada por la expresión $A_c = b_0 \cdot d$. Asimismo, realiza un planteamiento diferente para el tratamiento de M_{des} . Propone un reparto para el M_{des} entre esfuerzos de flexión y cortante excéntrico determinado por el coeficiente γ_f que indica la proporción de M_{des} que produce esfuerzos de flexión, cuya expresión es:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{c_1/c_2}} \quad (2.3)$$

donde c_1 es la dimensión del pilar paralela a la dirección de carga. Para pilares de sección cuadrada, $c_1 = c_2$, se obtiene un valor de $\gamma_f = 0.60$, distinto del deducido de la Tabla 2.1 para esfuerzos de flexión $\gamma_f = 1 - 0.60 = 0.40$ por la norma EC-2 (CEN, 2004a), debido a la diferencia en el perímetro crítico establecido. Esta acción determinada por $\gamma_f M_{des}$ debe ser equilibrada por la placa por el momento flector a ambos lados del pilar teniendo en cuenta la capacidad de la sección $3h + c_2$ (c_2 perpendicular a la dirección de carga). Por su parte, la parte correspondiente al momento de cortante excéntrico, $\gamma_\nu = (1 - \gamma_f) M_{des}$ produce junto con V_u las tensiones tangenciales de punzonamiento, calculadas mediante la expresión:

$$\tau_u = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_\nu M_{des} c}{J_c} \quad (2.4)$$

donde J_c es el momento de inercia de A_c en torno al centroide y c es la distancia entre el extremo más alejado de la sección crítica en dirección longitudinal a la carga y el eje que pasa por el centroide de A_c . En fase de proyecto se propone $\tau_u \leq \Phi(\tau_c + \tau_s)$, siendo $\Phi = 0.75$ un coeficiente de seguridad que reduce la contribución del hormigón y del acero. Esta formulación fue propuesta por Di Stasio y Van Buren (1960) y aún se mantiene vigente en la norma ACI-318. En este caso, no existe limitación en el uso de este procedimiento de cálculo, por lo que puede ser empleado para proyectar estructuras en zona sísmica.

Los procedimientos de cálculo incluidos en las normas técnicas continúan en evolución, no solo por la aportación de investigaciones realizadas en laboratorio o procedentes del cálculo numérico, sino también de experiencias reales de estructuras proyectadas según los criterios propuestos en dichas normas. Tal es el caso de estructuras con losas planas de poco espesor y baja cuantía de armadura transversal sometidas a cargas gravitatorias (Gardner et al., 2002), en las que se ha puesto de manifiesto la necesidad de mejorar la estimación de la capacidad a punzonamiento incluida en la norma ACI-318 (ACI, 2011), para evaluar con mayor aproximación la probabilidad de fallo. En este sentido hay propuestas de cálculo que mejoran la estimación de la norma ACI-318, como las de Shehata y Regan (1989) y Gardner (1996).

En estructuras sometidas a acciones sísmicas, la investigación se ha desarrollado para mejorar la predicción de la capacidad última a punzonamiento, identificando las causas que la limitan sobre todo cuando los desplazamientos laterales son elevados.

Hawkins y Mitchell (1979) constataron experimentalmente el colapso progresivo de una estructura producido en inicio por el fallo a punzonamiento de las conexiones pilar-placa interiores

en las que existía una deficiente capacidad para transmitir el momento desestabilizador, afectada entre otras causas por el valor de la carga gravitatoria actuante.

Pan y Moehle (1989) obtuvieron mediante ensayo cuasi-estático de conexiones pilar-placa la degradación en la capacidad de desplazamiento lateral de las estructuras con losa plana para valores crecientes del ratio V_g/V_c , donde V_g y V_c son la fuerza cortante producida por las cargas gravitatorias y la fuerza total de punzonamiento que resiste el hormigón, respectivamente.

Robertson (1990) realizó ensayos de tipo cuasi-estático sobre especímenes de conexiones pilar-placa así como de conjuntos de conexiones exteriores e interiores, en los que constató mejora de la capacidad resistente de la estructura frente al fallo de punzonamiento al utilizar crucetas de punzonamiento conectadas al pilar, así como la mejora de la ductilidad de las conexiones en las que este elemento se disponía.

Kang (2004); Kang y Wallace (2006) realizaron ensayos dinámicos sobre mesa vibrante de especímenes correspondiente a una estructura de dos plantas, tanto de hormigón armado como pretensado, lo que permitió comparar los resultados respecto a los ensayos de tipo cuasi-estático recogidos en una base de datos experimental desarrollada durante las dos últimas décadas por distintos investigadores (Dilger y Brown, Luo y Durrani, Hueste y Wight, Hwang y Moehle). En todos los casos, se confirmó la tendencia en la reducción de la capacidad de desplazamiento lateral relativo, IDI_i , con el aumento de V_g/V_c debido a fallo por punzonamiento anticipado por Pan y Moehle (1989), incluso para valores de $\tau_u < (\tau_c + \tau_s) = \tau_n$, siendo τ_n la resistencia nominal (expresada en forma de fuerzas, $V_n = \tau_n \cdot b_0 \cdot d$, queda como $V_n = V_c + V_s$ siendo V_s es la capacidad a punzonamiento de la armadura transversal). En la Fig. 2.3 se representan los resultados obtenidos por Kang (2004) tanto en el ensayo dinámico como en el modelo numérico del espécimen de hormigón armado. En el ensayo dinámico, se han representado los valores extremos de IDI_i obtenidos de las plantas del espécimen y en el modelo numérico el mismo valor obtenido en todas las plantas. Asimismo, se representan las curvas de mejor ajuste de los resultados de modelos numéricos (analíticos) así como de los experimentales de la base de datos comentada, ambos de conexiones pilar-placa con aplicación de carga cuasi-estática. Por último, se incluye la curva propuesta por la norma ACI-318 (ACI, 2011) que establece el IDI_i límite a partir del cual es necesaria armadura para evitar el fallo a punzonamiento por desplazamiento lateral, indicando en ese caso una cuantía mínima a cumplir de tal forma que $\tau_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$, siendo f'_c la resistencia a compresión del hormigón en N/mm².

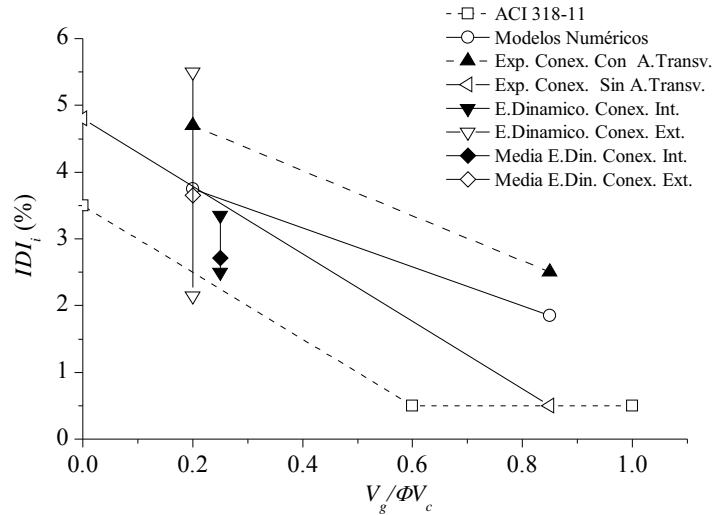


Fig. 2.3: Capacidad de desplazamiento lateral en función de $V_g/\Phi V_c$ por fallo de punzonamiento en conexiones pilar-placa de hormigón armado

Como se puede apreciar, los resultados de los ensayos dinámicos son inferiores a los previstos en los ensayos cuasi-estáticos, debido tanto al menor grado de plastificación del refuerzo a punzonamiento como a la mayor degradación del hormigón en la zona de contacto pilar-placa de los primeros respecto a los segundos (Kang y Wallace, 2006), llegando en alguna planta a quedarse cerca de la curva ACI-318 que indica el límite para incluir o no armadura de punzonamiento. No obstante, los resultados de los ensayos dinámicos indicaron que al incluir armadura de punzonamiento disminuyó la extensión del daño en la placa respecto a especímenes sin armadura transversal, evitando el colapso de la planta una vez producido el fallo de punzonamiento. Asimismo, se minimizó e incluso en algunos casos se eliminó la degradación de la capacidad resistente a punzonamiento V_n de la conexión, llegando a niveles de ductilidad en las rotaciones de la conexión pilar-placa de $\mu_{G\theta} = \theta_u/\theta_y = 5$, muy superiores a los obtenidos para especímenes sin armadura a punzonamiento con degradación de V_n apreciable, lo que se traduce en mayor capacidad de desplazamiento lateral (considerando $\theta \simeq IDI$). Dado que la capacidad a punzonamiento no se ve reducida, es posible reparar la conexión para su nueva puesta en uso.

Es necesario destacar, que el modelo numérico para simular el comportamiento dinámico del espécimen ensayado, cuyo resultado se ha incluido en la Fig. 2.3, incorporó macromodelos que simulaban el comportamiento de las conexiones pilar-placa caracterizados por su capacidad a M_{des} así como la limitación por degradación del desplazamiento lateral debido al fallo por punzonamiento (Kang et al., 2009).

Hueste y Wight (1999) realizan con éxito la simulación de una estructura con losa plana que resultó dañada en el terremoto de Northridge (1994), presentando fallos de punzonamiento en algunas conexiones pilar-placa. En el modelo numérico utilizado, incorporaron la degradación en la capacidad de desplazamiento directamente en los muelles de las vigas virtuales, relacionando el giro límite de la conexión que conduce al fallo por punzonamiento con el IDI_i de planta propuesto por la relación de degradación. La relación $IDI_i - V_g/\Phi V_c$ empleada se basó en resultados de ensayos cuasi-estáticos.

Hueste y Browning (2007) proponen un método de proyecto basado en prestaciones (PBP)

para considerar la degradación en la capacidad de desplazamiento lateral por fallo de punzonamiento de conexiones pilar-placa interiores, tanto para evaluación de estructuras construidas como para las de nueva planta. Las conexiones pilar-placa se calculan a punzonamiento según el método de la norma ACI 318-11 (ACI, 2011). Una vez calculadas, solo se comprueba la degradación de la capacidad de desplazamiento lateral en las conexiones que no requieren armadura de punzonamiento, esto es para $V_u \leq \Phi V_c$, pues según los datos de ensayos cuasi-estáticos Hueste y Browning (2007) consideran que las que incluyen armadura de punzonamiento tienen una limitación muy superior, lo que contradice lo propuesto por (Kang y Wallace, 2006). Proponen una curva de degradación para cada nivel de proyecto. La obtenida como media de ensayos de conexiones pilar-placa bajo carga cuasi-estática sin armadura transversal de punzonamiento, se asigna al estado “Próximo al Colapso” siendo su expresión:

$$IDI_{lim,i} = 5 - 7 \frac{V_g}{\Phi V_c} \quad (2.5)$$

Para los estados “Seguridad” y “Ocupación Inmediata”, se definen las curvas de degradación aplicando los factores de 2/3 y 1/3, respectivamente, sobre la Ec.2.5. A la curva del estado “Próximo al Colapso” definida como una media de los resultados de ensayos le corresponde una probabilidad del 50 % de fallo (considerando $\Phi = 1$). Asumiendo una distribución de probabilidad normal sobre los valores posibles de desplazamiento límite, a los valores de la curva del estado “Seguridad” definida por el factor 2/3 le corresponde una probabilidad de fallo aproximadamente del 5 % y al estado “Operacional u Ocupación Inmediata” con un factor de 1/3 una probabilidad de fallo menos del 1 %. En caso de utilizar un coeficiente $\Phi < 1$, las probabilidades de fallo serían inferiores a las indicadas. En la Fig.2.4 se muestran las curvas de degradación para los distintos estados del PBP, para conexiones sin armadura a punzonamiento.

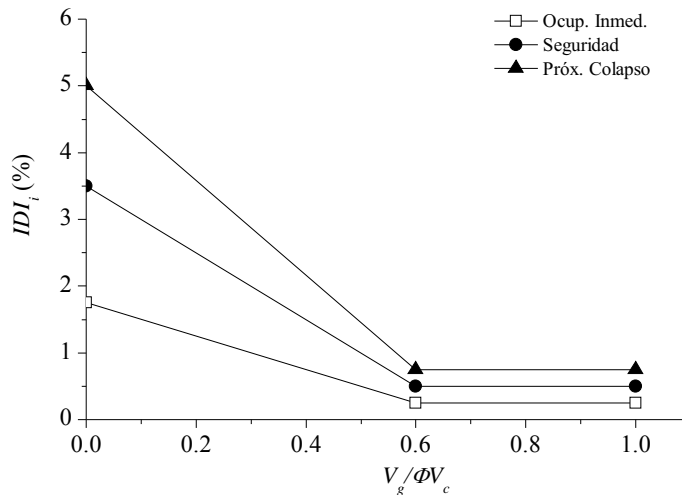


Fig. 2.4: Curvas de degradación de la capacidad de desplazamiento lateral para los estados del PBP

2.3. Ensayos de laboratorio para estructuras con forjados bidireccionales planos

Los ensayos de laboratorio para estructuras de hormigón armado con forjados bidireccionales planos presentan un auge importante a partir del terremoto de México (Sep 1985), en el que gran parte de las estructuras que colapsaron o sufrieron graves daños pertenecían a esta tipología estructural. Las repercusiones de este terremoto, no solo tuvieron influencia en la normativa de construcción y sismorresistente de México, sino que influyó de manera determinante en la de otros países en la que este sistema se emplea como sistema principal o secundario para resistir cargas sísmicas. En Estados Unidos, la norma ACI 318 ha ido realizando modificaciones e incorporaciones de nuevas disposiciones para el proyecto de estructuras con losa plana tanto de hormigón armado como pretensado producto de la intensa campaña de ensayos realizada en las dos últimas décadas.

Robertson (1990) realiza un importante estudio de conexiones pilar-placa interiores y exteriores aisladas, así como grupos de ellas de ambos tipos realizando ensayos cuasi-estáticos.

En los especímenes con armadura a punzonamiento compuestos por vigas o crucetas con estribos cerrados observa que aunque la capacidad a momento desestabilizador de las conexiones no se incrementa, si se produce de manera notable en la ductilidad. Asimismo, se redujo la degradación de la capacidad resistente lateral de la conexión después de alcanzar el máximo.

En las conexiones exteriores, la influencia de la carga gravitatoria fue nula en las rotaciones relativas entre pilar y placa que correspondían a la máxima capacidad a momento desestabilizador, aunque sí influyeron en el recorrido plástico hasta la rotura. Es decir, conexiones con baja carga gravitatoria, dispusieron de un nivel de desplazamiento lateral mayor que en los casos de elevada carga gravitatoria. Verificó la posibilidad de desacoplar el cortante excéntrico y la flexión de la conexión para valores de $V_u \leq 0.75\Phi V_c$ tal y como sigue planteando la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) en la actualidad. De esta forma, propuso un nuevo modelo para estimar la capacidad a momento desestabilizador de la placa, combinando la capacidad a torsión de la viga de borde con la flexión de una franja central de placa centrada en el eje del pilar de ancho $c_2 + h_f$, siendo c_2 la dimensión transversal del pilar a la dirección de carga y h_f el canto del forjado. En conjunto con la limitación de $V_u = 1/6 \sqrt{f'_c} b_0 d$ (f'_c en MPa) conduce a fallos de flexión de la conexión exterior según el modelo indicado con alta capacidad de ductilidad. Finalmente, verificó que las vigas de borde descolgadas o los sobrecargos de losa hacia el exterior en forma de vuelo, incrementan la resistencia y rigidez de la conexión así como la integridad de la conexión pilar-placa frente al deterioro que el hormigón de la placa junto al pilar sufre frente a cargas cíclicas.

En las conexiones interiores obtuvo roturas de los especímenes sin armadura de punzonamiento para valores de carga $V_g/V_c > 0.30$ antes de la predicción del modelo de cortante excéntrico de la norma ACI 318, poniendo de manifiesto la degradación de la capacidad de desplazamiento lateral de la conexión frente al incremento de carga gravitatoria. De los resultados obtenidos, propone una reducción en la capacidad de carga a punzonamiento con un valor de la relación $V_g/V_c \leq 0.35$ frente al propuesto por la norma ACI 318 de $V_g/V_c \leq 0.40$ para alcanzar el generalmente aceptado límite del $IDI = 1.50\%$ para conexiones bien proyectadas con una ductilidad

adecuada. Verificó experimentalmente el factor $\gamma_f = 0.60$ propuesto por la norma ACI 318 para la proporción de momento desestabilizador en la placa por esfuerzos de flexión.

Realizó una extensa investigación de los diferentes métodos para simular el comportamiento lateral de la estructura mediante pórticos formados por pilares y franjas de placa. Para los denominados métodos de ancho eficaz, en los que se considera una parte, α_b del ancho de vano entre pilares afectado a su vez por el factor β_b que tiene en cuenta la fisuración de la placa. Propone diferentes valores de los coeficientes en función del tipo de conexión y del valor del desplazamiento lateral. En conexiones exteriores plantea $\alpha_b = 0.40$ y valores de $\beta_b = 0.40$ hasta $\beta_b = 1.00$ para $IDI = 0.50\%$ y de $\beta_b = 0.20$ hasta $\beta_b = 0.50$ para $IDI = 1.50\%$. En conexiones interiores plantea $\alpha_b = 0.40$ y valores de $\beta_b = 0.20$ hasta $\beta_b = 1.00$ para $IDI = 0.50\%$ y de $\beta_b = 0.10$ hasta $\beta_b = 0.50$ para $IDI = 1.50\%$.

Finalmente de los ensayos realizados con grupos de conexiones se debe resaltar el incremento de la resistencia lateral para valores de $IDI > 1.50\%$ en un 20% respecto a los valores obtenidos de la suma de los especímenes ensayados individualmente, diferencia que no se produce para pequeños desplazamientos laterales. Respecto a la rigidez lateral, el valor obtenido para el grupo de conexiones es prácticamente idéntico a la suma de las conexiones individuales.

Rodriguez y Meli (1995) llevaron a cabo un estudio experimental para analizar el comportamiento sísmico de un edificio prototipo con estructura de hormigón armado con forjados reticulares de dos plantas, con altura entre plantas de 2.70 m , luz entre pilares de $l_v = 6.00\text{ m}$ y $h_f = 32\text{ cm}$. Para ello se consideró un espécimen a escala $1/3$ formado por seis pilares y los dos forjados de la estructura, sometido a un ensayo cuasi-estático aplicando las cargas de tipo cíclico sobre las plantas 1 y 2 con un relación entre ambas cargas de 2.0 , siguiendo una distribución triangular inversa.

La curva $Q_1 - D_2$ (cortante en planta baja frente a desplazamiento de la última planta), mostró ciclos de histéresis estables hasta valores $D_2/H = 3.60\%$, donde H es la altura total del espécimen, con elevado efecto de pinzamiento, más acusado que el observado en los ensayos de piezas de hormigón armado con buen confinamiento y comportamiento a flexión. Se observaron fisuras de flexión en forjado y pilares, así como fisuras de cortante en pilares apareciendo todas ellas cuando se alcanzó un desplazamiento de $D_2/H = 1.20\%$. Cuando finaliza el ensayo al llegar al valor de $D_2/H = 3.60\%$, algunos pilares de la planta primera habían perdido el hormigón de recubrimiento y habían sufrido severos daños por esfuerzo cortante. Por otro lado, en los forjados se observaron pandeos de armadura comprimida en los nervios junto a los ábacos, así como formación de líneas de plastificación marcada por las fisuras en paralelo a líneas de pilares situadas en la zona de contacto de nervios y ábacos.

El valor del factor de ductilidad global, $\mu_{Gi} = \delta_{mi}/\delta_{yi}$, donde δ_{mi} y δ_{yi} son los desplazamientos entre plantas máximos y de fluencia, respectivamente fue de $\mu_{Gi} = 2.50$, inferior a los obtenidos por piezas de hormigón armado con buen comportamiento a flexión. El comportamiento del espécimen en el ensayo demostró una elevada flexibilidad, alcanzando el límite de fluencia cuando se alcanzó un valor para $D_2/H = 1.40\%$, muy superior al de otras tipologías estructurales. Al calcular la capacidad resistente de los distintos elementos estructurales del espécimen según la norma ACI 318-89 (ACI, 1989), se concluye que la capacidad resistente de este último está limitada por la resistencia a cortante de los pilares, obteniéndose un valor máximo de $V_1 = 55\text{ kN}$.

Sin embargo, del ensayo se obtiene que los primeros daños en pilares provocados por esfuerzo cortante se producen para un valor de $V_1 = 140$ kN, alcanzando un valor máximo $V_1 = 224$ kN. Se concluye, por tanto, que la estimación realizada por la norma ACI 318-89 (ACI, 1989) es demasiado conservadora.

Kang (2004) realiza un estudio experimental basado en estructuras prototipo de 5 plantas con forjado plano de hormigón armado que constituyen la parte secundaria para resistir cargas gravitatorias cuyo parte principal se constituye por pórticos exteriores de hormigón armado con vigas descolgadas o núcleos de muros pantalla. Seleccionan especímenes de dos plantas con 2x3 pilares, tanto de hormigón armado (HA) como de hormigón pretensado (HP), colocando la alineación de 3 pilares en la dirección de la carga sin vuelo en el forjado aunque éste si se colocó en la dirección perpendicular. La relación l_v/h_f , en el prototipo de HA fue de 23 (típica en USA $20 \leq l_v/h_f \leq 30$) y de 37 para el de HP (típica en USA $40 \leq l_v/h_f \leq 45$). Las conexiones pilar-placa se armaron frente a punzonamiento con perfiles metálicos conectados al pilar.

Los especímenes se sometieron a ensayos dinámicos sobre mesa sísmica, aplicando la componente CHY087W del terremoto de Taiwán (1999). Para el espécimen de HA se realizaron 4 ensayos, ampliando el factor de escala para conseguir los estados: (i) bajo nivel de excitación, (ii) estado de servicio, alcanzando 2/3 del desplazamiento de fluencia, (iii) moderada intensidad y (iv) nivel de daño. En el espécimen de HP se realizó un quinto ensayo con intensidad extrema, dado que en el nivel anterior apenas se observaron daños.

Del resultado del ensayo, se observó una amplia fisuración en los forjados, sobre todo concentrado en el entorno de los pilares. La producida debido al punzonamiento, muy inferior a la de otros ensayos realizados sobre conexiones sin armadura a punzonamiento. Los daños mas apreciables observados fueron en la unión viga de borde-placa-pilar de las conexiones pilar-placa exteriores, así como en la base de los pilares en la unión con la cimentación. En las conexiones interiores se produjeron fisuras en placa, mayores en los especímenes HA que en los de HP, así como algún fenómeno de desprendimiento de hormigón de recubrimiento en pilares.

Del análisis de las curvas $Q_i - \delta_i$ (cortante frente a desplazamiento entre plantas) en cada planta “i” se observó un efecto de pinzamiento pronunciado, con cambios de rigidez pronunciados aunque sin excesiva degradación de la resistencia lateral. Los valores máximos de desplazamiento lateral fueron de $IDI_i = 3.00\%$ en HA y de $IDI_i = 4.02\%$ en HP. Asimismo, del análisis de las relaciones $\phi_c - \phi_{losa}$ (curvatura en pilares respecto a la producida en la losa) en las conexiones pilar-placa se pudieron comprobar fallos de punzonamiento, al producirse caídas bruscas de ϕ_c mientras se mantenían las ϕ_{losa} , que visualmente se podían observar levemente o con dificultad.

Se confirmó, tanto en conexiones interiores como exteriores, el ancho de cálculo de $3h_f + c_2$ para estimar la capacidad a flexión de la placa al comparar la curvatura de fluencia de una franja de placa con este ancho con la curvatura experimentada por las armaduras superiores e inferiores en la dirección transversal de la línea de ejes de pilares.

Se realizó un extenso análisis de la degradación en la capacidad de desplazamiento lateral debido a fallos de punzonamiento que se ha comentado anteriormente al describir este tipo de fallo en los forjados reticulares. Utilizaron gran cantidad de datos de ensayos cuasi-estáticos realizados sobre conexiones pilar-placa con distintas configuraciones de geometría y armadura durante la década de los 90.

Para el cálculo de rigideces laterales, obtuvieron de los especímenes ensayados unos valores de anchos eficaces considerando unos valores medios para $\alpha_b = 0.75$ y $\beta_b = 1/3$ en el espécimen de HA y de $\alpha_b = 0.70$ y $\beta_b = 2/3$ en el espécimen de HP. Estos valores se utilizaron para realizar un modelo numérico plano de dos dimensiones, utilizando elementos tipo fibra en pilares y macromodelos en las conexiones pilar-placa que incorporaban el comportamiento a flexión y cortante excéntrico para evaluar el momento desestabilizador, así como la degradación en la capacidad de desplazamiento lateral debido a los efectos del punzonamiento. Mediante este modelo, lograron reproducir el comportamiento cíclico de los especímenes ensayados.

Benavent-Climent et al. (2008) ensayaron en laboratorio un espécimen que representaba una conexión pilar-placa interior de hormigón armado con forjado reticular a escala 3/5 sometido a carga cíclica cuasi-estática, correspondiente a un edificio prototipo de 6 plantas proyectado para resistir las cargas gravitatorias y sísmicas en la zona de mayor sismicidad de España (ciudad de Granada). Obtienen la curva $Q - \delta$ en la que se observa un elevado efecto de pinzamiento con una baja capacidad de disipación de energía, característico de este tipo de estructuras. El desplazamiento de fluencia estimado se produjo para un $IDI_y = 1.50\%$, considerando el instante en el que se produjo la primera plastificación de la armadura longitudinal del espécimen. La capacidad máxima de la resistencia lateral a fuerza cortante se alcanzó para el límite previsto por fallo a flexión de la placa, considerando la capacidad a flexión positiva (zona superior comprimida) y negativa de la placa, M_f^+ y M_f^- , sobre un ancho de cálculo de placa de $3h_f + c_2$, obteniendo el momento desestabilizador de la conexión $M_{des} = (M_f^+ + M_f^-)/\gamma_f$ con un factor $\gamma_f = 0.60$, todo ello según la norma ACI. El desplazamiento lateral correspondiente fue de un $IDI_d = 3.3\%$. A partir de este punto, el espécimen comenzó un proceso de degradación de resistencia lateral hasta alcanzar una disminución de un 20 % respecto al máximo (Park, 1986) para un $IDI_u = 4.40\%$, considerado el desplazamiento último de la conexión. De esta forma, la ductilidad última alcanzada fue de $\mu_{Gu} = 2.93$. Finalmente el espécimen colapsó por rotura inesperada a cortante de acuerdo a una fisura desarrollada perpendicular a la dirección de carga en todo el ámbito del ábaco. Por último, el ancho eficaz del forjado que permitió obtener un modelo plano con una rigidez lateral tangente igual a la del espécimen fue de $3h_f + c_2$. Esta estimación tiene una especial relevancia, dado que permite realizar modelos de barras para conexiones exteriores en forjados reticulares que hasta entonces se consideraban mediante aproximaciones realizadas sobre losa maciza plana.

Benavent-Climent et al. (2009) completan la campaña de ensayos sobre estructuras con forjado reticular realizando un estudio similar al anterior sobre conexiones pilar-placa exteriores. Seleccionan un espécimen del mismo prototipo considerado para la conexión pilar-placa interior, para realizar igualmente un ensayo bajo carga cíclica cuasi-estática. En este caso, dado que $V_u < \Phi 0.75V_c$ (ACI, 2011) plantearon un nuevo modelo de fallo por flexión de la placa a momento desestabilizador de la conexión, M_{des} , desacoplado del cortante excéntrico. Se basa en la capacidad a flexión de una viga central en torno al eje del pilar, $M_{f,cent}$ definida por un ancho de cálculo propuesto $c_2 + 2b_L$ mas la flexión obtenida por un segundo camino considerando la menor de la capacidad proporcionada por dos vigas laterales a la viga central, $2M_{f,lat}$, o por la capacidad a torsión de las dos vigas de borde que conectan a ambos lados del pilar, $2M_{Ty}$. De esta forma, se propuso $M_{des} = M_{f,cent} + \min\{2M_{f,lat}, 2M_{Ty}\}$ que fue validada ex-

perimentalmente con el ensayo. Respecto al análisis del comportamiento cíclico de la conexión, el valor del desplazamiento de fluencia no fue único, debido a la asimetría entre dominios de deformación para la relación $Q - IDI$ obtenida en el ensayo. En el dominio positivo el límite de fluencia alcanzó un valor $IDI_y^+ = 1.70\%$, mientras que en el dominio negativo se obtuvo un $IDI_y^- = 1.0\%$, ambos valores obtenidos mediante el criterio de la envolvente bilineal según el método de la secante sobre la curva AEI para $Q = 2/3 Q_{max}$ (Pan y Moehle, 1989). La capacidad máxima determinada por el modelo comentado de vigas central y laterales se alcanzó en ambos dominios para un valor de $IDI_d = 3.30\%$. Finalmente, el valor último considerado para una disminución del 20 % en la capacidad resistente de fuerza cortante lateral, al igual que en la conexión interior, fue para un $IDI_u = 5.50\%$, de tal forma que los valores de ductilidad última obtenidos fueron de $\mu_{Gu}^+ = 5.5$ en el dominio positivo y de $\mu_{Gu}^- = 3.2$ en el negativo. Respecto al cálculo del ancho eficaz se propuso el valor de $2b_L + c_2$ del dominio positivo, muy próximo al valor $3h_f + c_2$ utilizado en conexiones interiores.

Es necesario resaltar que a día de hoy no se tiene constancia de la realización de ensayos de laboratorio con estructuras de forjado reticular que incluyan sistemas de control pasivo como los disipadores de energía. Donaire-Ávila et al. (2011) presentan un estudio numérico correspondiente a especímenes de prototipos de estructuras con forjado reticular y distribución irregular de pilares con y sin disipadores histeréticos de energía, a ensayar sobre mesa sísmica con cargas dinámicas con acelerogramas correspondientes a terremotos reales. El criterio seguido para proyectar los disipadores fue el de igualar la capacidad resistente a cortante basal de una estructura proyectada bajo la acción de cargas gravitatorias en la que se incluyen los disipadores con la de una estructura sin disipadores proyectada según la norma NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) para resistir la acción sísmica de Granada. Se realizaron modelos de elementos finitos no-lineales de los especímenes utilizando elementos tipo fibra para los pilares y nervios y tipo capa para los ábacos con unas leyes de comportamiento para el acero y el hormigón en el espacio de las tensiones medias según la teoría de la fisura difuminada (Maekawa et al., 2003). Estos modelos se sometieron a análisis de empuje incremental con control de desplazamientos, obteniendo la curva de capacidad $Q_1 - \delta_1$, que permitió determinar la capacidad resistente de la fuerza cortante lateral en planta baja de la estructura sin disipadores. Para esta estructura se obtuvo un valor de ductilidad global pico (punto de máxima capacidad resistente en la curva $Q_1 - \delta_1$) de $\mu_{Gp1} = \delta_{p1}/\delta_{y1} = 1.62$ frente a un valor de $\mu_{Gp1} = 6.24$ para la estructura con disipadores. Asimismo, el valor último de ductilidad (punto de rotura en la curva $Q_1 - \delta_1$) fue de $\mu_{Gu1} = \delta_{u1}/\delta_{y1} = 2.56$ en el espécimen sin disipadores y de $\mu_{Gp1} = 11.76$ en el que se incluyeron disipadores de energía. De esta forma, se puso de manifiesto tanto el bajo valor del coeficiente de ductilidad de las estructuras con forjado reticular como el incremento en la capacidad de deformación plástica al incluir disipadores metálicos.

2.4. Metodología de proyecto basado en prestaciones

La metodología de proyecto basado en prestaciones (PBP) dentro del campo de la ingeniería sísmica, surge en Estados Unidos como consecuencia del terremoto de Northridge de magnitud $M_w = 6.7$ en 1994. Aunque el número de fallecidos no fue elevado (57), si que lo fueron el número de heridos (mas de 8700) y sobre todo las pérdidas económicas, valoradas en mas de 20.000 mi-

llones de dólares, convirtiéndose en el terremoto con mayor repercusión económica en la historia de Estados Unidos. Sin embargo, la magnitud del terremoto no fue la máxima esperada para la zona. Esto provocó una reflexión en torno a los métodos de proyecto sismorresistente, dado que hasta entonces se establecía por un lado, un terremoto usual (ocurrencia muy probable durante la vida útil de la estructura) bajo el cual la estructura se comportaba en régimen elástico y por otro, el terremoto máximo esperable en el cual la estructura debía evitar el colapso aunque los daños fuesen graves. El hecho de que con un terremoto de magnitud intermedia a esos estados, causara un nivel elevado de heridos y de daños materiales con una repercusión económica tan elevada, hizo que la asociación SEAOC (*Structural Engineer Association of California*) organizara una comisión de expertos bajo el nombre de Vision 2000 Committee para estudiar las causas de los daños producidos así como posibles propuestas de mejora en el proyecto sismorresistente.

Dicha comisión, presentó sus conclusiones en el documento *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Building* (Vision 2000) (SEAOC, 1995), en el cual se desarrollaba la filosofía del PBP en el campo de la ingeniería sísmica. Este documento, junto con el FEMA 273 Report (ATC, 1997b) y el FEMA 274 Report (ATC, 1997a) constituyen lo que se conoce como procedimientos de primera generación en la metodología de proyecto basado en prestaciones. En ellos, se establecía un método de proyecto sismorresistente con unos niveles de prestaciones deseables en cada escenario de terremotos esperables (niveles de peligrosidad sísmica) definidos por su período de retorno, T_R . Es decir, se proponían estados intermedios de análisis aparte del terremoto ocasional (ocurrencia muy probable durante la vida útil del edificio) y el máximo esperable. Los niveles de prestaciones a alcanzar dependerían de la importancia estratégica del edificio y/o de la valoración económica a realizar por el usuario del mismo toda vez que una prestación mayor para terremotos con baja probabilidad de ocurrencia implica una mayor inversión inicial.

Los niveles de prestaciones propuestos fueron:

1. Totalmente Operacional (TO): corresponde a un nivel en el cual esencialmente no se producen daños. El edificio puede continuar con su uso, con todo su equipamiento e instalaciones en funcionamiento. En general no se requieren reparaciones.
2. Operacional (O): se pueden presentar daños moderados en elementos no estructurales y equipamiento y daños leves en elementos estructurales que no comprometen la seguridad del edificio para continuar con su normal funcionamiento. No obstante, los daños en los componentes no estructurales e instalaciones para suministro de servicios básicos (luz, agua, electricidad..) pueden interrumpir parcialmente el uso de la edificación. Se requieren reparaciones así como realizar una revisión y puesta a punto de los sistemas afectados por el terremoto.
3. Seguridad (S): los daños que se pueden presentar tanto en los componentes estructurales como en los no estructurales pueden dejar al edificio fuera de funcionamiento. La rigidez lateral del edificio puede verse afectada como consecuencia de la plastificación en elementos estructurales, aunque con margen para evitar el colapso. Los daños en la parte no estructural no deben provocar una gran acumulación de escombros, que impida el tránsito o la evacuación del edificio. Las instalaciones a todos los niveles pueden verse severamente

afectadas, impidiendo su uso. Por tanto, la ocupación tras el terremoto deberá ser objeto de una inspección previa que analice la integridad tanto de las partes estructural y no estructural del edificio, así como del correcto funcionamiento de las instalaciones. El edificio probablemente podría ser reparable, aunque habría que estudiar la viabilidad económica de la actuación.

4. Próximo al colapso (PC): los daños en la estructura son tales que los niveles de resistencia tanto a carga vertical como lateral pueden verse seriamente comprometidos. Las réplicas al terremoto podrían ocasionar colapsos parciales o totales. No obstante, la parte estructural encargada de soportar las cargas verticales debe continuar en uso. Los daños en la parte no estructural puede provocar acumulación de escombros que impidan parcialmente la normal evacuación del edificio. El edificio probablemente será inseguro para su ocupación y las reparaciones pueden que no sean técnicamente posibles o económicamente viables.

Asimismo, se establecieron cuatro niveles de peligrosidad sísmica (NPS) expresados en función del tiempo medio esperable de ocurrencia: $T_R = 43, 72, 475$ y 970 años. En la Tabla 2.2 se indican los valores de probabilidad de excedencia equivalentes de T_R . De esta forma, dependiendo de la importancia estratégica del edificio, se establecían distintos niveles de prestaciones para cada NPS que este debía cumplir.

Para edificios de normal importancia, en el documento Vision 2000 (SEAOC, 1995) se establecen para cada nivel de prestaciones los valores de referencia que debe cumplir el índice de desplazamiento relativo entre plantas, IDI_i , para ser aceptable. Dichos valores se muestran en la Tabla 2.2. Es necesario resaltar que en Vision 2000, se proponen los valores de IDI_i como referencias dentro de un margen dependiendo de la tipología estructural.

Tabla 2.2: Niveles de prestaciones en edificios de normal importancia (SEAOC, 1995)

T_R (años)	Probabilidad Excedencia	Nivel Prestaciones	IDI_i (%)
43	50 % en 30 años	Totalmente operacional	0.20
72	50 % en 50 años	Operacional	0.50
475	10 % en 50 años	Seguridad	1.50
970	10 % en 100 años	Próximo Colapso	> 2.50

Estos procedimientos de primera generación para el PBP, introdujeron asimismo un conjunto de procedimientos analíticos para simular la respuesta del edificio entre los que se encontraban los métodos basados en el balance energético.

A comienzos del siglo XXI la evolución de los métodos de PBP iniciales, da lugar a la segunda generación con la publicación del documento FEMA 356 (ASCE, 2000), con la actualización en los criterios analíticos y de aceptación planteados en el FEMA 273 (ATC, 1997b). En la revisión del Eurocódigo 8 (CEN, 2004b) de esta época, se incluyen procedimientos para establecer el proyecto basado en prestaciones con una filosofía similar. Con el desarrollo de esta metodología y su inclusión en normas técnicas, se produce una amplia aceptación entre los ingenieros estructurales, sobre todo en Estados Unidos, de las ideas del PBP.

Pese a la evolución en el PBP, existían limitaciones que fueron detectadas con la implantación de esta metodología de proyecto. Se incluían entre otras: (a) precisión de los procedimientos

analíticos para determinar la respuesta del edificio sometida a cargas dinámicas, (b) criterios de aceptación de los niveles de prestaciones conservadores, (c) incapacidad de los procedimientos para ser aplicados en su toda su extensión de manera fiable y económica para el proyecto de nuevos edificios (sobre todo en los de segunda generación) y (d) la necesidad de modos alternativos en la forma de comunicar a los propietarios/promotores los niveles de prestaciones del inmueble ante los distintos escenarios de sismo que permitiesen tomar decisiones al usuario sobre el riesgo a asumir en la inversión, así como estimar los costes de reparación durante la vida útil del edificio.

Como consecuencia, surge la última generación de procedimientos denominada PBP “Siguiente generación” (*Next-generation*), plasmada en el documento FEMA 445 (ATC, 2006), en el que se indican las pautas a seguir para solventar los problemas generados por esta metodología hasta la fecha. Esto da origen a documentos, como los que evalúan el comportamiento sísmico de edificios ATC 58-1 (ATC, 2011a) y ATC 58-2 (ATC, 2011b), en los cuales se establece una metodología de proyecto con una base probabilista en todos sus apartados.

Se establecen tres tipos de evaluaciones: (a) basada en la intensidad, sometiendo la estructura a una acción sísmica definida como una aceleración espectral de respuesta con un amortiguamiento respecto al crítico del 5 %, (b) basada en un escenario, en la cual se analiza la estructura bajo la acción de un sismo de magnitudes y distancia epicentral concretas, y (c) basada en el tiempo, en el cual se evalúa el comportamiento de la estructura sometida a todos los terremotos que pueden ocurrir a lo largo de un período de tiempo. En todos los casos, se indican con claridad los apartados básicos que debe contener el método de proyecto basado en prestaciones. Estos son:

1. Modelo de comportamiento de la estructura. Se trata de recopilar toda la información posible o incluso realizar ensayos específicos para determinar el comportamiento dinámico de la estructura. El objetivo es obtener las denominadas curvas de fragilidad de la tipología estructural. Estas curvas permiten obtener la probabilidad de ocurrencia de cada nivel de fallo de la estructura, en función del parámetro de respuesta que se estime como por ejemplo el desplazamiento entre plantas. En el caso de las estructuras con forjado reticular, se podrían establecer como niveles: fisuración inicial del hormigón, fisuras por formación rótulas plásticas en pilares o en placas y fisuras por rotura a punzonamiento. Cada nivel tendría una probabilidad de producirse en función del desplazamiento entre plantas demandado.
2. Niveles de peligrosidad sísmica. Se contemplan los efectos de campo lejano y campo cercano junto con sus mecanismos de fallo, así como una metodología completa para estimar en cada caso el nivel de peligrosidad sísmica en los diferentes niveles de proyecto, entendida como la probabilidad de que se iguale o supere una variable sísmica (aceleración suelo, input de energía, índices de daño, etc.) dentro de un período de tiempo determinado a consecuencia de los terremotos ocurridos en el entorno del punto de cálculo. La peligrosidad sísmica así definida, es el resultado de considerar la contribución (suma) de la peligrosidad de cada uno de los terremotos que se pueden registrar en una localidad, producidos en la misma zona sismogénica o en las limítrofes, en función de la distancia epicentral al punto de cálculo y magnitud de los mismos. Mediante este procedimiento, se puede calcular la

demanda sísmica en un emplazamiento concreto en función del período de retorno que se considere. Asimismo, de manera inversa, se puede obtener mediante desagregación el terremoto de control para un período de retorno determinado, definido como aquel terremoto (representado por su magnitud y su distancia al punto de cálculo) que presenta una mayor contribución a la peligrosidad sísmica total de una localidad. Se proponen diferentes procedimientos para seleccionar acelerogramas y su relación con los espectros de proyecto para los distintos tipos de cálculo que se proponen en el PBP.

3. Análisis estructural. Permite el análisis no-lineal de la estructura mediante cálculos dinámicos directos con acelerogramas, así como el simplificado mediante cargas laterales equivalentes. Este último caso solo se aplica a estructuras regulares, con comportamiento no lineal limitado. Para cada nivel de demanda o peligrosidad sísmica se plantea realizar un número mínimo de cálculos estructurales. Dado que se pretende aplicar cierto grado de incertidumbre, se proponen distribuciones de probabilidad acumulada como la lognormal obtenida a partir de la media y la desviación de los resultados obtenidos en los cálculos realizados para variables como el desplazamiento máximo entre plantas, aceleración máxima de planta y velocidad relativa máxima de planta.
4. Modelo de fragilidad en colapso. Mediante análisis dinámicos incrementales (llamado *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) en la literatura anglosajona), realizado con un número suficiente de acelerogramas (ATC 58-1 (ATC, 2011a) propone como número idóneo 22 correspondiente a 11 parejas de terremotos) se puede definir la curva de fragilidad de la estructura para el colapso en función del valor de aceleración espectral o cualquier otro valor de respuesta como podría ser el input de energía.
5. Cálculos que determinan el nivel de prestaciones de la estructura. Teniendo en cuenta los puntos anteriores, se establece un procedimiento de cálculo para realizar un número importante de estimaciones al objeto de obtener el comportamiento esperable (mas probable) de la estructura, mediante análisis estadístico y probabilístico, para un nivel de peligrosidad sísmica determinado.

Con este marco establecido, el documento ATC 58-1 (ATC, 2011a) propone para cada escenario o nivel de demanda/peligrosidad sísmica un procedimiento iterativo de cálculo basado en el método de Monte Carlo. En cada iteración se determina el posible comportamiento de la estructura, considerando la incertidumbre tanto en la demanda como en el tipo de fallo que se puede producir. La secuencia de cálculo en una iteración completa sería la siguiente:

1. Condiciones de partida en la iteración. Se establece la hora del día y la ocupación del edificio mediante unos modelos propuestos en ATC 58-1 (ATC, 2011a).
2. Se calcula la posibilidad de colapso, teniendo en cuenta el modelo de fragilidad en colapso. Si en la iteración resulta que hay colapso, se llega al fin de la misma pudiendo establecerse el tipo de colapso a registrar así como el número de fallecidos. En caso contrario, continúa con el desarrollo que se indica a continuación.
3. Si la estructura no colapsa, se selecciona un vector de datos de demanda (desplazamiento máximo entre plantas, aceleración y velocidad máxima de planta) obtenidos a través de

la distribución de probabilidad establecida (ATC, 2011a) con los resultados del cálculo estructural realizado sobre el conjunto de terremotos que se consideren en cada caso, siendo 3 u 11 parejas de terremotos según se ajusten o no al espectro de proyecto, respectivamente.

4. A partir de la demanda obtenida del paso anterior, se utilizan las curvas de fragilidad de la tipología estructural que permiten establecer el modo de fallo que se obtiene en la iteración.
5. Una vez establecido el modo de fallo, se puede determinar si el nivel de daño es aceptable, los costes y tiempo de reparación, así como el número de fallecidos y/o heridos. Todo ello, basado en un marco probabilista, es decir, obteniendo resultados con un grado de incertidumbre determinado.

Así pues, tras un número considerable de iteraciones es posible establecer comportamientos estimados con un grado de dispersión determinado. Es decir, se evalúa tanto el comportamiento de la estructura como los efectos económico-sociales desde un punto de vista probabilístico que tiene la actuación de un terremoto perteneciente a un nivel de peligrosidad sísmica determinado. Como se puede deducir del procedimiento analizado, se trata de un proceso complejo con un nivel muy elevado de posibles cálculos no lineales (en el caso de que se emplearan estos) cuando se aplica la evaluación basada en el tiempo. Sirva como ejemplo, que si se desea conocer cual es el coste de reparación de una estructura en función de un período de retorno determinado (evaluación basada en el tiempo), ATC 58-1 (ATC, 2011a) requiere 8 niveles de peligrosidad sísmica y 11 parejas de sismos actuando en cada nivel (en el caso frecuente de que no haya buen ajuste espectral de los terremotos), con un total de 88 cálculos dinámicos en régimen no lineal.

En España, la aplicación de la metodología de PBP se realiza tomando como referencia la norma Eurocódigo-8 (CEN, 2004b). Asimismo, surgen nuevas propuestas debido a la investigación en este campo como las realizadas en el campo de la ingeniería civil (Vega et al., 2009; Vega, 2009).

2.5. Métodos de proyecto sismorresistente basados en el balance de energía

2.5.0.1. Desarrollo de los métodos de cálculo basados en el balance de energía

Los métodos de cálculo basado en el balance de energía surgen a mitad de siglo XX, con un trabajo de Housner (1959) que aborda el cálculo de un depósito elevado de agua mediante una aproximación energética. Propone que la energía procedente de un sismo (input de energía) se transmite a la estructura produciendo incrementos de energía cinética, energía en forma de deformaciones elásticas y plásticas así como energía de amortiguamiento que finalmente detiene el movimiento de la estructura. A efectos de proyecto asume que el valor máximo de energía que contribuye al daño en la estructura, $E_D = E_I - E_\xi$, es igual al input de energía, E_I , menos la energía disipada por amortiguamiento, E_ξ . Housner plantea además que E_D se puede calcular a partir del espectro de velocidad relativa de respuesta, S_v , del terremoto de un sistema de un grado de libertad (S1GL) mediante la expresión:

$$E_D \simeq \frac{1}{2} M S_v^2 \quad (2.6)$$

donde M es la masa total de la estructura. La energía E_D produciría en la estructura incrementos de velocidad y deformaciones elasto-plásticas. Esta energía E_D en cada instante es la suma de las energías cinética, E_{kr} , la de deformación elástica, E_s y plástica, E_{ht} , siendo este último término el que Housner emplea para caracterizar el daño que se produce en la estructura debido a deformaciones plásticas no recuperables.

Akiyama H. profundiza desde la década de los 60 del siglo XX (Akiyama y Kato, 1965; Kato y Akiyama, 1975) en el enfoque energético planteado por Housner, sentando las bases de la metodología de proyecto sismorresistente basado en el balance energético en el libro publicado en japonés en 1980 (Akiyama, 1980), que se publica en inglés en 1985 (Akiyama, 1985). Parte de la ecuación de balance de energía para un S1GL, obtenida integrando la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema dinámico de un grado de libertad sometido a la aceleración del suelo, $\ddot{z}_0(t)$:

$$M \ddot{y} + C \dot{y} + Q(y) = -M \ddot{z}_0(t) \quad (2.7)$$

donde C es coeficiente de amortiguamiento, Q representa a las fuerzas recuperadoras de la estructura, e y es el desplazamiento del sistema respecto al suelo. Si esta ecuación se multiplica por un incremento diferencial de desplazamiento en ambos miembros, $dy = \dot{y} dt$, los términos pasan a ser diferenciales de energías. Si se integran durante el tiempo, t_0 , que dura el movimiento del suelo, $\ddot{z}_0(t)$ resulta la ecuación:

$$\begin{aligned} \int_0^{t_0} M y \dot{y} dt + \int_0^{t_0} C \dot{y}^2 dt + \int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy &= - \int_0^{t_0} M \ddot{z}_0(t) \dot{y} dt \\ \Downarrow \\ \frac{1}{2} M \dot{y}^2(t_0) + \int_0^{t_0} C \dot{y}^2 dt + \int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy &= - \int_0^{t_0} M \ddot{z}_0(t) \dot{y} dt \\ \Downarrow \\ E_{kr} + E_\xi + E_s + E_{ht} &= E_{Ir} \\ \Downarrow \\ E_e + E_\xi + E_{ht} &= E_{Ir} \end{aligned} \quad (2.8)$$

donde se ha tenido en cuenta que:

- La energía de las fuerzas recuperadoras, $\int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy$ se puede descomponer en su partes elástica y plástica de tal forma que $E_s + E_{ht} = \int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy$.
- $E_e = E_{kr} + E_s$ corresponde a la energía de vibración elástica del sistema al finalizar el terremoto, siendo $E_{kr} = \frac{1}{2} M \dot{y}^2(t_0)$ la energía cinética de la estructura considerando el movimiento respecto al suelo.
- $E_\xi = \int_0^{t_0} C \dot{y}^2 dt$ es la energía disipada por amortiguamiento durante el terremoto.

- $E_{Ir} = -\int_0^{t_0} -M \ddot{z}_0(t) \dot{y} dt$ se define como el input de energía del terremoto, que se ha denominado relativa, pues tiene en cuenta solo la energía de la estructura sin considerar la del terreno. Esta misma expresión fue la que definieron con posterioridad Zahrah y Hall (1984).

La Ec. 2.8 se denomina ecuación de balance de energía de Housner-Akiyama con input de energía relativa. En esta ecuación, el primer miembro representa la energía absorbida y disipada por la estructura bajo la acción del terremoto, y el segundo miembro representa la energía total introducida por el terremoto en la estructura. El primer miembro se puede interpretar como la capacidad sismorresistente de la estructura en términos de energía, y el segundo miembro como el efecto de carga o demanda del terremoto en términos de energía. Por tanto, Akiyama (1985) plantea como criterio básico de proyecto sismorresistente basado en el balance de energía que la capacidad de absorber energía por parte de la estructura sea superior a la demanda representada por el input de energía. Si se observa la Ec. 2.8, el valor $E_I - E_\xi = E_e + E_{ht}$ correspondería al valor del input $E_D \simeq \frac{1}{2} M S_v^2$ propuesto por Housner (1959).

La Ec. 2.7 se puede expresar de distinta forma en función del desplazamiento total $y_t = y + z_0$ del S1GL respecto a un sistema inercial, resultando la expresión:

$$C \dot{y} + Q(y) = -M \ddot{y}_t(t)$$

Si se multiplican ambos miembros de nuevo por $dy = \dot{y} dt = (\dot{y}_t - \dot{z}_0) dt$, resulta:

$$\begin{aligned} \int_0^{t_0} C \dot{y}^2 dt + \int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy &= - \int_0^{t_0} M \ddot{y}_t (\dot{y}_t - \dot{z}_0) dt \\ &\Downarrow \\ \frac{1}{2} M \dot{y}_t^2(t_0) + \int_0^{t_0} C \dot{y}^2 dt + \int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy &= \int_0^{t_0} M \ddot{y}_t \dot{z}_0 dt \\ &\Downarrow \\ E_{ka} + E_\xi + E_a &= E_{Ia} \end{aligned} \quad (2.9)$$

donde:

- $E_{ka} = \frac{1}{2} M \dot{y}_t^2(t_0)$ es la energía cinética absoluta respecto a un sistema de referencia inercial. Es decir, se considera el movimiento global de conjunto del sistema estructura+suelo.
- $E_a = \int_{y(0)}^{y(t_0)} Q(y) dy = E_s + E_{ht}$ es la energía de las fuerzas recuperadoras.
- $E_{Ia} = \int_0^{t_0} M \ddot{y}_t \dot{z}_0 dt$ corresponde a la expresión del input de energía absoluta.

Por lo tanto, la ecuación de balance de energía puede plantearse a efectos de proyecto considerando el input de energía relativa o absoluta. En ambos casos, la extensión a sistemas de múltiples grados de libertad es inmediata, operando de una manera semejante en la ecuación de equilibrio dinámico de múltiples grados de libertad.

Respecto a preferencia en la utilización en proyecto sismorresistente del input de energía relativa o absoluta, surgen diferentes puntos de vista. Akiyama (1985) recomienda el uso del

input de energía relativa, pues para calcular el de energía absoluta se requiere un conocimiento preciso de la velocidad del suelo, \dot{z}_0 que no siempre se puede obtener. Akiyama (1985) argumenta también a favor del uso del input de energía relativa el hecho de que tiene un sentido físico mas claro: es el trabajo que realiza la fuerza sísmica a través de los movimientos del sistema. Asimismo, indica que las diferencias entre los valores de ambas propuestas son despreciables desde el punto de vista de proyecto sismorresistente. Bertero y Uang (1988) apuestan por el input de energía absoluta pues en esta variable se recoge la energía real desde el punto de vista físico que se aplica al sistema terreno-estructura, lo que posibilita estimar con mayor aproximación la severidad del daño que puede producir un terremoto a la estructura. Asimismo, confirman la diferencia escasa entre los valores de E_{Ia} y E_{Ir} para un rango de períodos entre $T = 0.3$ s y $T = 5$ s.

Kalkan y Kunnath (2008) han puesto en entredicho la aseveración de Bertero y Uang (1988), al estudiar el potencial destructivo de los terremotos de campo cercano sobre las estructuras, considerando las dos posibles definiciones de energía. En primer lugar indican que el potencial de daño de los terremotos esta asociado a la ocurrencia de picos significativos de input de energía en el intervalo de tiempo en que actúa el terremoto, los cuales son debidos a pulsos de aceleración. En los terremotos de campo cercano, tanto con efectos de directividad (tipo “*forward directivity*”) como los que producen desplazamientos bruscos del terreno (tipo “*fling*”) constatables al finalizar la sacudida, el pico de input de energía relativa es mayor que el de energía absoluta cuando el período fundamental del sistema, T_1 , es mayor que la duración del pulso de aceleración, T_p ($T_1 > 2T_p$ en los terremotos con directividad y $T_1 > 3T_p$ en los de tipo desplazamiento brusco). Por tanto, estos autores proponen considerar las dos versiones de la definición del input de energía para poder evaluar correctamente el potencial de daño de los diferentes tipos de terremotos de campo cercano que se pueden producir.

En este trabajo se sigue la metodología de proyecto sismorresistente plantada por Akiyama (1985) basada en el input de energía relativa. Por lo tanto, en toda la Tesis, cuando se haga referencia tanto al input de energía relativa como a la energía cinética se realizará sin el subíndice “*r*”. En el caso de utilizar la forma absoluta de energía, se mantendrá el subíndice “*a*” para distinguirla de la relativa.

Un hecho fundamental que permitió el avance de los métodos energéticos desde el punto de vista de proyecto fue el de comprobar la estabilidad del input de energía en sus formas relativa o absoluta. Housner (1956, 1959) y posteriormente Akiyama (1980) y Bertero y Uang (1992) verificaron que el input de energía es una cantidad que depende fundamentalmente del período fundamental de la estructura, T_1 , y de la masa total, M , siendo prácticamente independiente del número de plantas de la estructura y de las distribuciones de masas, rigidez o resistencia. Esta característica permitió definir espectros de input de energía válidos para cualquier tipo de estructura (Fajfar et al., 1989).

Akiyama (1985) propone expresar los valores de input de energía en forma de velocidad equivalente para realizar los espectros, evitando la influencia de la masa mediante la expresión:

$$V_E = \sqrt{\frac{2 E_I}{M}} \quad (2.10)$$

De manera similar, se puede expresar la energía E_D en forma de velocidad equivalente,

sustituyendo E_D en la Ec. 2.10 resultando V_D . Asimismo, en caso de emplear valores absolutos de input de energía, se obtendrían valores de V_{Ea} al emplear E_{Ia} en la Ec. 2.10.

Akiyama propone espectros de input de energía de proyecto suavizados de ductilidad constante, $\mu_G = \delta_{max}/\delta_y = \text{cte}$ donde δ_y y δ_{max} corresponden a los desplazamientos de fluencia y máximo del S1GL (considerando el mismo comportamiento en los dominios de deformación positivo y negativo), para distintos modelos de plastificación junto con relaciones E_{ht}/E_I que permiten obtener la demanda de energía histerética de una estructura en una zona determinada. Akiyama (1985) propone adoptar como espectro de input de energía (inelástico) de proyecto en términos de velocidad equivalente, V_E , el de un sistema elástico con un amortiguamiento del 10% respecto al crítico. El cálculo de V_D se realiza a partir de relaciones V_D/V_E que dependen del grado de plastificación del sistema y de ξ . A efectos de cálculo se suele despreciar E_e porque suele ser muy pequeña en relación a E_{ht} , y adoptar $E_D \simeq E_{ht}$. En la última década del siglo XX se realizan otras propuestas de espectros suavizados tanto para E_I como para las relaciones E_{ht}/E_I por Kuwamura y Galambos (1989), Fajfar y Vidic (1994), Lawson y Krawinkler (1995) y Manfredi (2001).

Decanini y Mollaioli (1998) proponen espectros elásticos suavizados de proyecto para E_{Ia} en función de un nuevo parámetro denominado AE_I definido como el área del espectro elástico de E_{Ia} entre los períodos $T = 0.05\text{ s}$ y $T = 4.0\text{ s}$. Esta variable, que depende de la distancia al epicentro, la magnitud del terremoto, M_w , y el tipo de suelo es propuesta como índice de peligrosidad sísmico representativa del poder destructivo de un terremoto. Decanini y Mollaioli (2001) proponen espectros inelásticos para E_{Ia} basados en el factor AE_I así como relaciones E_{ht}/E_I para diferentes modelos de comportamiento histerético.

Benavent-Climent et al. (2010) y López-Almansa et al. (2013) han realizado recientemente propuestas de espectros de V_E y relaciones V_D/V_E para zonas de alta sismicidad, basados en acelerogramas registrados en Colombia y Turquía, respectivamente. Zahrah y Hall (1984) proponen una expresión concreta para el cálculo del input de energía.

Bertero y Uang (1988) proponen como variables que permiten definir la severidad de un terremoto y, por tanto proyectar la estructura según métodos energéticos: (i) el input de energía absoluta obtenido mediante espectros inelásticos, $E_{Ia}(\mu_G)$, (ii) la demanda de E_{ht} , (iii) la forma en la que la energía se introduce en la estructura, expresada mediante las variables μ_a y NYR que corresponden al valor de ductilidad acumulada y número de ciclos en los que se la estructura supera el límite de fluencia, δ_y . Este último punto es fundamental desde el punto de vista de proyecto sismorresistente pues el comportamiento de la estructura es completamente distinto en función de como se introduzca la energía en la misma.

Akiyama (1985) analiza la forma en la que la energía se disipa en estructuras de múltiples plantas mediante la relación η_i/μ_{mi} , siendo $\eta_i = E_{hi}/(Q_{yi} \delta_{yi})$ la energía histerética normalizada por el producto de la fuerza recuperadora de fluencia, Q_{yi} con δ_{yi} y $\mu_{mi} = (\delta_{max,i} - \delta_{yi})/\delta_{yi}$ una nueva definición para la ductilidad de la estructura, considerando a $\delta_{max,i}$ el desplazamiento plástico máximo de los dos dominios de deformación. Es decir, de alguna manera compara la energía disipada mediante ciclos de histéresis en relación a la monótona que se obtiene de una estructura con comportamiento elástico perfectamente plástico al plastificar bajo la acción de la carga lateral en un solo sentido. Propone valores de proyecto $\eta_i/\mu_{mi} = \eta/\mu_m = \text{cte}$

para estructuras mixtas rígido-flexibles consistentes en dos partes (una flexible y otra rígida) trabajando en paralelo en la que solo plastifica la parte rígida y en las que la distribución de $\eta_i = \text{cte}$. Cuando se permite la plastificación tanto de la parte flexible como de la rígida (es decir, se disipa energía en ambas) y la distribución de $\eta_i = \text{cte}$, propone valores de $\eta_i/\mu_{mi} = \text{cte}$ distintos para las partes rígida y flexible, denominados ${}_s a_p$ y ${}_f a_p$, respectivamente, en función del tipo de comportamiento hysterético de la estructura. Cuando el elemento rígido tiene comportamiento elástico-perfectamente plástico (EPP) propone valores de proyecto de ${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 4$ ó ${}_f a_p = 2$ si la parte flexible tiene un comportamiento EPP o deslizante (semejante al de estructuras con efecto de pinzamiento elevado), respectivamente. En todos los casos, las relaciones η_i/μ_{mi} son independientes del tipo de terremoto. Es importante señalar que Akiyama emplea el coeficiente η_i , que representa de forma adimensional la energía de deformación plástica acumulada, para caracterizar el daño en la estructura. Esta no es la única forma de hacerlo. Otros autores, como Park y Ang, relacionan el daño no solo con la deformación plástica acumulada sino también con la deformación plástica máxima de la estructura.

Park y Ang (1985) proponen un índice de daño, DMI_{PA} , para elementos de hormigón armado denominado Índice de Park y Ang, que tienen en cuenta la rotura por fatiga de bajo ciclo en estructuras antes de alcanzar el desplazamiento último, δ_u , obtenido cuando la estructura es sometida a carga monótona. Aplicado a nivel de planta, se define mediante la relación:

$$DMI_{PA,i} = \frac{\mu_{Gi}}{\mu_{Gu,i}} + \beta_{PA} \frac{E_{hi}}{Q_{yi} \delta_{yi} \mu_{Gu,i}} = \frac{\mu_{Gi}}{\mu_{Gu,i}} + \beta_{PA} \frac{\eta_i}{\mu_{Gu,i}} \quad (2.11)$$

donde $\mu_{Gu,i} = \delta_{ui}/\delta_{yi}$ es el ratio de ductilidad correspondiente al desplazamiento último $\delta_{ui} \geq \delta_{max,i}$ y β_{PA} un parámetro que tiene en cuenta la degradación en resistencia y rigidez debido a las incursiones producidas en el campo plástico. En estructuras dúctiles con comportamiento hysterético estable, se propone un valor de $\beta_{PA} = 0.15$ y para estructuras con degradación hysterética importante se propone $0.2 \leq \beta_{PA} \leq 0.4$. En todo caso, se define el fallo cuando $DMI_{PA,i} = 1$. De esta forma, fijando $DMI_{PA,i} = 1$ en la Ec. 2.11 y conocido el valor de η_i y $\mu_{Gu,i}$ se puede obtener el valor de $\mu_{Gm,i} < \mu_{Gu,i}$ que la estructura puede alcanzar en rotura debido a la degradación por fatiga de bajo ciclaje. Este fenómeno puede alcanzar una repercusión importante en sismos de larga duración, donde la energía hysterética disipada puede alcanzar valores elevados.

Manfredi (2001) define para sistemas de un grado de libertad con comportamiento elástico-perfectamente plástico la relación entre la energía hysterética, E_h y la denominada energía monótona, $E_{hm} = Q_y(\delta - \delta_y)$ obtenida de un análisis de empuje incremental en una sola dirección, mediante el número de ciclos equivalente $n_{eq} = E_h/E_{hm} = E_h/Q_y(\delta - \delta_y)$. Como se puede apreciar, el concepto de número de ciclos equivalente coincide con el concepto del ratio η/μ_m que emplea Akiyama, de tal forma que $n_{eq} = \eta/\mu_m$. Manfredi (2001) propone una relación para n_{eq} considerando un ratio de amortiguamiento respecto al crítico $\xi = 0.05$ dada por la expresión:

$$n_{eq} = 1 + 0.18 \tau^{-1/2} (R - 1)^{3/5} I_D$$

donde $\tau = T_1/T_{NH}$ donde T_{NH} es el período de esquina del espectro de Newmark-Hall (Newmark y Hall, 1982) donde comienza la zona de valle del espectro de velocidad de respuesta (S_v),

$R = M S_a / Q_y$ donde S_a es la aceleración espectral de respuesta e $I_D = (2g/\pi) \cdot I_A / (PGA \cdot PGV)$ es el índice de daño de Cosenza-Manfredi (Cosenza y Manfredi, 1997), siendo PGA y PGV los picos de aceleración y velocidad del terremoto e $I_A = \pi/2g \int_0^{t_0} \ddot{z}_0^2(t) dt$ la intensidad de Arias. Este índice I_D se ha propuesto como valor de referencia en una región, en lugar de la PGA , para poder seleccionar acelerogramas que puedan ser utilizados en cálculos dinámicos (Iervolino et al., 2010). Como se aprecia en este caso, la variable n_{eq} dependen tanto de las características de la estructura como de las del terremoto al que se ve sometido, realizando una aproximación más completa al fenómeno.

Manfredi et al. (2003) proponen una mejora en la estimación de n_{eq} incluyendo las diferencias que se producen al considerar terremotos de campo cercano o lejano. La expresión de n_{eq} modificada que resulta es:

$$n_{eq} = 1 + c_1 \tau^{-1/2} (R - 1)^{c_2} I_D \quad (2.12)$$

donde $c_1 = 0.23$ y $c_2 = 2/5$ para campo cercano y $c_1 = 0.18$ y $c_2 = 3/5$ para campo lejano.

De esta forma, definidos los espectros de input de energía, tanto de E_I como de E_{ht} , así como la relación n_{eq} es posible plantear una metodología de proyecto sismorresistente en estructuras de múltiples grados de libertad.

2.5.0.2. Métodos de cálculo basado en el balance de energía

Akiyama (1985) propone una metodología de proyecto sismorresistente basado en el balance de energía. Considera como espectro inelástico de input de energía de proyecto en términos de V_E una envolvente bilineal de los espectros elásticos con un amortiguamiento del 10 % obtenidos para un conjunto de terremotos "esperables" en la zona. Los valores del tramo de períodos cortos de la envolvente se incrementan en un 20 % para tener en cuenta el incremento de input de energía por plastificación de la estructura. A partir de relaciones V_D/V_E que propone, calcula el valor de V_D y por tanto de E_D que utiliza en la Ec. 2.8 de balance de energía. Para calcular el valor de E_e propone la siguiente expresión:

$$E_e = \frac{Mg^2 T_1^2}{4\pi^2} \frac{\alpha_{max1}^2}{2} \quad (2.13)$$

donde $\alpha_{max1} = Q_1 / \sum_{j=i}^N m_j g$ es el coeficiente de fuerza cortante en planta baja, siendo $Q_1 = k_1 \delta_{max1}$ la fuerza cortante en planta baja en la que k_1 y δ_{max1} son la rigidez y el desplazamiento máximo en planta baja. Cuando $\delta_{max1} \geq \delta_{y1}$, donde δ_{y1} es el desplazamiento entre plantas de fluencia en planta baja, el coeficiente cortante se denomina de fluencia, α_1 .

Para evaluar E_{ht} , definido también como el daño que se produce en la estructura, realiza un estudio previo de la concentración de daño en las estructuras llegando a la conclusión que el sistema óptimo será aquel que distribuya la energía E_{ht} entre las plantas de tal forma que η_i tenga aproximadamente el mismo valor en todas las plantas igual a η . Para conseguir esta condición, propone una distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, (Akiyama, 1985), donde $\bar{\alpha}_i = \alpha_i / \alpha_1$ siendo $\alpha_i = Q_{yi} / \sum_{j=i}^N m_j g$ el coeficiente de fuerza cortante de fluencia de planta considerando el peso de la estructura por encima de la planta "i".

Si la distribución de resistencia lateral en la estructura no sigue la distribución óptima, Akiyama propone la siguiente expresión para estimar la distribución de la energía de deformación plástica E_{ht} (es decir, el daño estructural):

$$\frac{E_{hi}}{E_{ht}} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=i}^N s_j p_j^{-n}} = \frac{1}{\gamma_i} \quad (2.14)$$

donde $s_i = (\sum_{j=i}^N m_j/M)^2 \cdot k_1/k_i \cdot \bar{\alpha}_i^2$, k_i es la rigidez lateral de cada planta, m_i la masa de cada planta, $p_i = \alpha_i/(\alpha_1 \bar{\alpha}_i)$ es un parámetro que tiene en cuenta el grado de desviación de resistencia lateral de la planta respecto al valor óptimo y n es el índice de concentración de daño característico de cada tipología estructural que controla el grado de intensidad de la concentración de daño. Cuando $\alpha_i/\alpha_1 = \bar{\alpha}_i$ teóricamente no se produce concentración de daño y $n = 0$. Al cociente $E_{ht}/E_{hi} = \gamma_i$ se le denomina índice de dispersión de daños. De esta forma, conocido el valor de γ_1 es posible estimar E_{ht} a partir de E_{h1} según la ecuación Ec. 2.14 resultando $E_{ht} = \gamma_1 E_{h1}$. El valor de E_{h1} se puede expresar en función de η_1 mediante la expresión $E_{h1} = \eta_1 Q_{y1} \delta_{y1} = \eta_1 M^2 g^2 \alpha_1^2/k_1$. Sustituyendo E_e y E_{ht} en la Ec. 2.8 se obtiene la ecuación de balance de energía:

$$\frac{Mg^2 T_1^2 \alpha_1^2}{4\pi^2} + \gamma_1 \eta_1 M^2 g^2 \alpha_1^2/k_1 = E_D = \frac{MV_D^2}{2} \quad (2.15)$$

Si en fase de proyecto se limita el valor máximo del desplazamiento entre plantas, $\delta_{max,i} \leq \delta_{lim,i}$, existirá un valor correspondiente de $\mu_{mi} = (\delta_{max,i} - \delta_{yi})/\delta_{yi}$. Si se ha utilizado la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ para determinar la fuerza cortante de fluencia de cada planta, esto implica teóricamente una distribución de $\eta_i = \eta = cte$ en la estructura. En este caso el valor del coeficiente promedio de μ_{mi} considerando ambos dominios de deformación, $\bar{\mu}_i$, también será constante para todas las plantas. Asimismo, (Akiyama, 1985) propone relaciones de proyecto entre $\mu_{mi}/\bar{\mu}_i = cte$, por lo que se puede considerar que tanto la distribución de μ_{mi} como de η_i/μ_{mi} son uniformes. Teniendo en cuenta la relación $n_{eq} = \eta/\mu_m$, es posible obtener $\eta = n_{eq} \mu_m$ mediante la siguiente relación:

$$\eta = n_{eq} \left(\frac{\delta_{max,i}}{\delta_{yi}} - 1 \right) = n_{eq} \left(\frac{k_i \delta_{max,i}}{Mg \bar{\alpha}_i \alpha_1} - 1 \right) \quad (2.16)$$

Considerando la expresión de η obtenida en la Ec. 2.15 en función del n_{eq} propuesto por Akiyama (1985) para cada tipo de estructura, sería posible calcular el valor de la fuerza cortante de fluencia en planta baja, $\alpha_1 = \alpha_{1i}$, necesario para limitar el desplazamiento máximo en la planta “ i ” a $\delta_{lim,i}$. Repitiendo este proceso de cálculo para cada valor de $\delta_{lim,i}$ de cada planta, es posible obtener el valor del coeficiente de fuerza cortante de fluencia de planta baja considerando $\alpha_1 = \max\{\alpha_{1i}\}$. El valor del coeficiente de fluencia de cada planta se obtendría a partir de $\alpha_i = \bar{\alpha}_i \alpha_1$. Finalmente se obtendría la distribución de $Q_{yi} = \alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g$ a partir de la cual se pueden dimensionar los elementos resistentes de cada planta.

Surahman (2007) presenta un método de cálculo basado en el balance de energía, en el que la estructura calculada para acciones verticales y horizontales por métodos elásticos se modeliza para realizar análisis en régimen no-lineal mediante análisis de empuje incremental o cálculos dinámicos para estimar la proporción de energía disipada por cada elemento en relación al

total de la estructura. Basándose en ensayos de laboratorio, propone relaciones para calcular la capacidad última de disipar energía de los diferentes elementos de la estructura. De esta forma, comprueba si la demanda de energía en cada elemento es superior a la capacidad.

Teran-Gilmore (1996) propone el cálculo de estructuras de acuerdo a la filosofía del proyecto basado en prestaciones (PBP) utilizando conceptos energéticos para establecer las limitaciones de daño en los distintos niveles de proyecto. En la fase inicial de proyecto, considera un valor de ductilidad última típico de la tipología estructural a calcular. A continuación, mediante el índice de daño de Park y Ang (1985) (Ec. 2.11) y relaciones η/μ_G para elementos con comportamiento elástico-perfectamente plástico (EPP), calcula el valor de ductilidad máxima que le permite definir el espectro inelástico de desplazamiento de la estructura en cada nivel de proyecto. Con los valores límite de desplazamiento considerados en cada nivel de proyecto, se obtienen los valores del período fundamental T_1 que corresponden en cada estado, seleccionando el período de menor valor que debe tener la estructura, $T_{1,min}$. A continuación se obtienen los valores de aceleración para $T_{1,min}$ de los espectros de aceleración de respuesta de cada nivel de proyecto, seleccionando el mayor de ellos, lo que permite calcular el valor del cortante basal. Finalmente, mediante análisis de valores propios se determinan las dimensiones de los elementos del resto de plantas de tal forma que el período coincida con $T_{1,min}$. El cortante basal se reparte en el resto de plantas mediante reglas concretas o se realiza análisis modal espectral en régimen elástico para determinar el valor de la fuerza cortante en cada planta, utilizando los espectros de aceleración comentados. Teran-Gilmore (2010) propone una mejora del método, en el que incluye la degradación en el comportamiento histerético de los elementos de hormigón, a diferencia del modelo EPP contemplado inicialmente.

2.6. Disipadores de energía

Los disipadores de energía son elementos que permiten concentrar el daño en una estructura sometida a acciones sísmicas y evitar o limitar los daños en el resto de elementos estructurales. Los disipadores se convierten en este caso en los elementos primarios para resistir este tipo de cargas.

Japón fue uno de los primeros países en utilizar de una manera importante los disipadores de energía como elemento sismorresistente, sobre todo a partir del terremoto de Hyogo-Ken Nanbu (Kobe (1995)). A partir de este terremoto se extendió su uso por todo el país, existiendo en la actualidad más de 20 compañías que fabrican distintos tipos de disipadores y más de una docena de empresas dedicadas a la puesta en obra de estos sistemas (Kasai et al., 2009).

2.6.1. Tipos de disipadores de energía

Los disipadores de energía son elementos de control pasivo que pueden ser divididos en tres categorías (Christopoulos y Filiatrault, 2006): (i) dispositivos que dependen del desplazamiento, (ii) dispositivos que dependen de la velocidad y (iii) dispositivos mixtos que dependen del desplazamiento y velocidad. Al primer grupo pertenecen los disipadores metálicos o histeréticos, los de fricción y los que incluyen efecto de recentrado. Al segundo pertenecen los disipadores de tipo viscoso. Finalmente, en el último grupo se incluyen los disipadores viscoelásticos.

Los disipadores metálicos o hysteréticos tienen un comportamiento hysterético estable, fácilmente mecanizables al emplear materiales usuales (metales como el acero) y con bajo o nulo nivel de mantenimiento. Por contra necesitan ser revisados y en su caso reparados al finalizar un terremoto. Existe una variedad amplia de disipadores hysteréticos entre los que se pueden citar:

- Placas metálicas en forma de reloj de arena ADAS (Bergman y Goel, 1987) o en forma triangular TADAS (Tsai et al., 1993) en el que la plastificación es alcanzada por flexión fuera del plano de la placa.
- Placas metálicas con orificios como los propuestos por Kobori et al. (1992) (forma panel abejas) y Benavent-Climent (1998c), donde la plastificación se concentra en las porciones de placa entre los huecos al producirse desplazamientos relativos en el plano de la propia placa.
- Paneles metálicos encastrados en marcos rígidos en el perímetro (Nakashima et al., 1994) que deforman en su propio plano (paneles de cortante).
- Barras metálicas de pandeo restringido (BRB) (Black et al., 2004).
- TTD (Benavent-Climent, 2010) consistente en un sistema de tubos telescópicos con orificios en las caras de uno de los tubos.
- WPD (Benavent-Climent et al., 2011) mediante perfiles metálicos estándar en doble T tipo IP, alojados en barras soporte diagonales que permiten la plastificación del alma del perfil IP por flexión fuera del plano.

Los disipadores de fricción tienen una elevada capacidad de disipar energía por ciclo, con modelos de histéresis rectangulares debido a la ausencia del efecto Bauschinger siendo insensibles a los cambios de temperatura ambiente. Sin embargo, las condiciones de fricción pueden cambiar con el tiempo que implica problemas de fiabilidad del sistema. Asimismo, otro inconveniente importante es que se producen desplazamientos remanentes de la estructura al finalizar el terremoto, si no se incluyen sistemas auxiliares de recentrado. Entre los sistemas más conocidos se pueden citar:

- Sistema de placa con material de fricción comprimida por otras dos mediante atornillado (Grigorian et al., 1993) incluido en barras de sustentación en diagonal en un vano concreto de la estructura.
- Placas metálicas atornilladas en el centro de un sistema de cuatro barras sustentadoras en cruz situadas en un vano concreto de la estructura (Pall y Marsh, 1982; Soong y Dargush, 1998) que disipan energía por desplazamiento de las placas respecto a las barras sustentadoras con orificios rasgados en la unión atornillada.
- Cilindros de acero y cobre en disposición telescópica con movimiento relativo entre ambos en dirección axial (Soong y Dargush, 1998).

Los disipadores de energía con efecto de recentrado son dispositivos que proporcionan una capacidad estable de disipación de energía y una fuerza recuperadora al finalizar la acción sísmica que le permite recuperar la forma original a pesar de haber sufrido deformaciones plásticas,

de manera que se minimizan o se hacen nulas las deformaciones residuales tanto en el propio elemento como en la estructura donde se colocan (Christopoulos et al., 2008). Las curvas histeréticas típicas de este tipo de disipadores son en forma de bandera (“*flag-shape*”), de tal forma que el tramo elástico de carga como el final de descarga coinciden, lo que le permite al dispositivo recuperar la forma inicial. Algunos de estos dispositivos son (Christopoulos y Filiatrault, 2006):

- Aleaciones con memoria de forma (“*Shape memory alloy*”) de metales como el Nitinol (aleación de Niquel (49 %) y Titanio (51 %)). Su montaje se realiza colocando sistemas de alambres de Nitinol con cierto nivel de pretensado en el extremo de una barra metálica colocada en diagonal sobre un vano, de tal forma que solo funcionan a tracción. Asimismo, se ha usado con éxito en reacondicionamiento sísmico de obras de patrimonio empleando Nitinol en sistemas de alambres pretensados o varillas postesadas, tanto en muros de sillares como en fábricas de mampostería, como por ejemplo en la Torre de San Jorge o la Iglesia de San Francisco, ambas en Italia.
- Disipadores de energía que limitan la deformación, denominados EDR (Fluor Daniel, Inc.) que funcionan a tracción y compresión.
- Sistemas de muros, pilares y pórticos postesados con disipadores de energía metálicos. Este sistema permite acoplar los elementos sin llegar a realizar una conexión rígida, en cimentación o en uniones pilar-viga, mediante cables postesados que permiten el recentrado de la estructura. La energía se disipa mediante barras de acero o disipadores colocados en la unión de los elementos.

Los disipadores de tipo viscoso son fundamentalmente de tipo fluido, consistente en un cilindro que contiene con una cámara metálica interior perforada relleno con fluido basado en soluciones de silicona que disipa la energía cuando un pistón percute sobre la cámara del cilindro de manera telescópica a compresión o tracción obligando al fluido a pasar entre los orificios de la cámara e incluso de la propia cabeza del pistón. Existen distintos tipos en función del fluido empleado: (i) aceite con silicona (amortiguadores de aceite) en los cuales el fluido presenta una viscosidad relativamente baja con una viscosidad cinemática del orden de $0.001 \text{ m}^2/\text{s}$ (Symans et al., 2008) que producen leyes de histéresis $N - d$ (N y d son la fuerza y desplazamiento en sentido axial del eje del pistón, respectivamente) de tipo elípticas, y (ii) líquido con polímeros de una viscosidad superior a los de aceite (disipadores viscosos) con leyes de histéresis elípticas-rectangulares (Kasai et al., 2012). En todos los casos, se produce un efecto de amortiguamiento viscoso en la estructura de tipo macroscópico proporcional a la velocidad de actuación del pistón, disipándose finalmente la energía en forma de calor alcanzándose en algunos casos temperaturas muy elevadas cuando el disipador es sometido a ciclos de elevada amplitud (Symans et al., 2008). Para reducir este efecto que puede degradar el dispositivo, se diseñan disipadores con grandes superficies de cabeza de pistón que permiten reducir la presión (Makris et al., 1998). Se caracterizan por activarse para desplazamientos muy bajos, con fuerzas recuperadoras mínimas que se traduce en una baja interacción con la estructura principal y la cimentación, estabilidad para grandes rangos de frecuencias y temperaturas, siendo un sistema con una amplia trayectoria experimental y desarrollo tecnológico derivado del uso militar en la época de la guerra fría aplicado a partir de 1990 con éxito en las estructuras civiles (Symans et al., 2008). El gran inconveniente es el

necesario mantenimiento de estos sistemas, con los riesgos de fugas de fluido que pueden dejar inoperativos los disipadores.

Los disipadores de tipo viscoelástico son sistemas dotados de rigidez y viscosidad. Existen disipadores viscoelásticos de tipo fluido-sólido, en los cuales además de contener fluido en los pistones se incluye material elastomérico que se comprime a la vez que el fluido cuando actúa el pistón (Miyamoto et al., 2006). Otro tipo son los viscoelásticos compuestos de sólidos elastoméricos zunchados por placas metálicas que permiten la deformación en sentido axial cuando se colocan en barras sustentadoras diagonales o en chevron. En este caso, el comportamiento depende de la frecuencia de la oscilación presentando una rigidez elevada para frecuencias altas y viceversa. Estos sistemas, al igual que los disipadores viscosos, se activan para desplazamientos pequeños, incluyendo valores significativos de fuerza recuperadora. Sin embargo, tienen una capacidad de deformación limitada, con un comportamiento que depende de la frecuencia de la actuación así como de la temperatura. Asimismo, requieren de un mantenimiento periódico para verificar el estado del material elastomérico con el objeto de evitar roturas de tipo frágil por degradación.

Hay sistemas híbridos, que incluyen en un mismo dispositivo disipadores metálicos y viscosos. De esta forma, se aprovechan la ventaja de los dos sistemas pues para baja demanda de deformación actuaría la parte viscosa permaneciendo el disipador metálico en régimen elástico y, para estados de deformación elevados plastificaría la parte metálica sumándose la energía disipada a la producida en la parte viscosa. Ibrahim (2005) y Nayaran (2005) estudiaron sistemas de goma de alta disipación (parte viscosa) zunchada por placas y anillos metálicos (parte metálica).

Es usual en las estructuras de edificación recurrir a configuraciones que combinan tanto con disipadores metálicos como viscosos, que permiten cubrir un amplio espectro de acciones laterales como son las de viento y sismo de diferentes intensidades (Kasai et al., 2009). La eficacia de esta disposición estructural se ha puesto de manifiesto en los edificios de Tokyo proyectados de esta forma cuando fueron sometidos al terremoto de Tohoku ($M_w = 9.0$, Japón 2011). Aunque los disipadores metálicos no llegaron a plastificar permaneciendo en régimen elástico lo que provocó elevadas aceleraciones, los disipadores de tipo viscoso y de aceite disiparon energía sísmica elevando el coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico a valores en torno a $\xi = 3 - 5\%$ (Kasai et al., 2012). Aunque son valores moderados de amortiguamiento, redujeron de manera considerable la respuesta de edificios de elevada altura (hasta 54 plantas) en relación a otros sin disipadores. Los edificios con disipadores de tipo viscoso o configuraciones de tipo metálico-viscoso presentaron el mejor comportamiento observado, con niveles de aceleración de respuesta muy inferiores a los sistemas convencionales o los que se proyectaron exclusivamente con disipadores metálicos. Debido a esto, los daños producidos en las partes no estructurales (falsos techos e instalaciones) muy sensibles a valores de aceleración de respuesta superiores a $0.30 g$ también fueron inferiores.

2.6.2. Métodos de cálculo de disipadores de energía

Los terremotos de Northridge (1994) en Estados Unidos y el de Hyogo-Ken Nanbu (Kobe (1995)) en Japón pusieron en crisis la eficacia de las estructuras sismorresistentes convencionales para controlar el daño en las estructuras sometidas a terremotos. Esto ha estimulado el

desarrollo y uso de las estructuras con sistemas de control pasivo junto con nuevos métodos de cálculo que se han ido incorporando a la normativa sismorresistente de estos países.

A mediados de los años 90 del siglo XX, la Agencia Federal de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA) promovió y financió el desarrollo de nuevas directrices de proyecto para el reacondicionamiento sísmico de edificios, apareciendo métodos de proyecto con control de desplazamientos incluidos en los documentos FEMA 273 (ATC, 1997b) y FEMA 274 (ATC, 1997a). Respecto a los dispositivos de control pasivo, incluye los siguientes principios básicos de proyecto: (i) distribución espacial de disipadores en cada planta y en cada lado del edificio teniendo en cuenta cualquier dirección de sismo, (ii) redundancia estructural de disipadores (al menos dos en cada línea de acción), (iii) resistencia adecuada tanto de los disipadores como de las conexiones con la estructura principal para evitar puntos débiles en el terremoto máximo de proyecto y (iv) los elementos de la estructura principal encargados de transmitir la carga de los disipadores a la cimentación deben permanecer en régimen elástico. Se utilizan como base los métodos de cálculos lineales basados en cargas laterales equivalentes o el análisis modal espectral, representando el efecto de los disipadores mediante el denominado amortiguamiento efectivo o amortiguamiento viscoso equivalente (Building Seismic Safety Council (BSSC), 2004; ASCE/SEI 7-05, 2005). Asimismo, se proponen procedimientos no-lineales de cálculo como los análisis de empuje incremental y las historias de la respuesta en el tiempo mediante cálculos dinámicos con acelerogramas reales, para los casos específicos en los que no sean aplicables los métodos lineales (irregularidades en planta, altura elevada en los que influyen los modos de vibración superiores al primero, edificios de especial importancia,...).

Por su parte, la norma sismorresistente de Japón (Building Research Institute, 2009b) ha incorporado un apartado específico (Building Research Institute, 2009a) para el cálculo de estructuras basado en el balance de energía, que permite el cálculo de estructuras con disipadores de energía del tipo metálico o viscoelástico. El fundamento del método sigue los principios planteados por Akiyama (1985), basado en la distribución de resistencia lateral óptima, $\bar{\alpha}_i$, y la fórmula propuesta por Akiyama para estimar la distribución del daño entre plantas. De esta forma, esta norma técnica se convierte en la primera en incluir un método de cálculo basado en el balance de energía que permite calcular las estructuras con disipadores de energía, que materializan el concepto de las estructura mixtas rígido-flexibles de Akiyama (1985). Siguiendo la filosofía del proyecto basado en prestaciones, la norma japonesa plantea el proyecto sismorresistente para dos niveles de peligrosidad sísmica. El Nivel 1 corresponde a sismos frecuentes y para ellos se exigen un nivel de comportamiento de la estructura en el que la parte principal de la misma (no los disipadores) permanece sin daños y próxima al punto de inicio de los mismos. El Nivel 2 corresponde a terremotos raros en el que se exige que ninguna parte de la estructura principal experimente caídas súbitas de resistencia o rigidez. Plantea el cálculo para dos escenarios de proyecto distintos: el escenario de "Limitación de inicio de daño en el pórtico principal", y para el de "Seguridad", asociados a los niveles de peligrosidad sísmica 1 y 2, respectivamente.

Para el estado de "Limitación de inicio de daño en pórtico principal", se limita el desplazamiento máximo entre plantas tal que el $IDI_i = IDI = 1/200$, pudiendo llegar hasta un $IDI = 1/120$ cuando la estructura permita ese nivel de desplazamiento sin daños apreciables en la estructura principal que soporta las cargas gravitatorias y no exista riesgo de que otros

elementos del edificio puedan resultar dañados. En esta situación, la estructura principal permanece en régimen elástico y el daño se concentra en los disipadores de energía para un espectro de input de energía para sismo frecuente, expresado en forma de velocidad equivalente V_D . La norma japonesa plantea una distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia y unos valores para el parámetro n_{eq} , un poco distintos a los propuestos por Akiyama, concretamente $n_{eq} = s a_p = 4$ para los disipadores de energía. De esta forma, la ecuación de balance de energía que se plantea es:

$$W_e = \sum_{i=1}^N E_{fei} + E_{dei} + E_{dpi} = E_d \quad (2.17)$$

donde:

- $E_{fei} = 1/2 f k_i \delta_i^2$ es la energía de vibración elástica de la estructura principal, donde $\delta_i \leq f \delta_{yi}$ es el desplazamiento límite propuesto para el nivel de proyecto y $f k_i$ junto con $f \delta_{yi}$ son el desplazamiento de fluencia y la rigidez lateral de la estructura principal en cada planta, respectivamente. $E_{dei} = 1/2 s Q_{ui}^2 / s k_i$, es la energía de vibración elástica de los disipadores de energía cuando $\delta_i \geq s \delta_{yi}$, donde $s Q_{ui}$, $s \delta_{yi}$ y $s k_i$ son su capacidad máxima de fuerza cortante (se considera un comportamiento elastico-perfectamente plástico), desplazamiento de fluencia y rigidez lateral en cada planta, respectivamente. $E_{dei} = 1/2 s k_i \delta_i^2$ cuando $\delta_i < s \delta_{yi}$.
- $E_{dpi} = 2 s Q_{ui} (\delta_i - s \delta_{yi}) n_{hi}$, donde $n_{hi} = 2$ en este nivel de proyecto (por tanto, $s a_p = s \eta / s \mu_m = E_{dpi} / s Q_{ui} (\delta_i - s \delta_{yi}) = 4$). Cuando $\delta_i < s \delta_{yi}$, se considera $E_{dpi} = 0$.
- $E_d = 1/2 M V_D^2$

Como se puede observar, la Ec. 2.17 coincide con la expresada por Akiyama (1985), incorporando la contribución energética de los disipadores de energía.

En caso de no incluir disipadores de energía, el input de energía solo produciría deformaciones elásticas de manera que solo se tendría en cuenta el factor E_{fei} para absorber el input y calcular los desplazamientos máximos en este nivel.

En este nivel de peligrosidad sísmica se plantean las siguientes exigencias:

1. $W_e \geq E_d$
2. Los desplazamientos máximos permitidos serán de $IDI_i = IDI = 1/200 = 0.5 \%$, pudiendo llegar hasta un $IDI = 1/120 \simeq 0.80 \%$ cuando la estructura permita ese nivel de desplazamiento sin daños apreciables en la estructura principal y no exista riesgo de que otros elementos del edificio puedan resultar dañados.
3. Comprobación de que la deformación plástica residual no compromete la resistencia del edificio

Es importante destacar la consideración implícita del método de que los desplazamientos de fluencia de los disipadores en cada planta sean menores que los de la parte flexible (estructura principal), $s \delta_{yi} < f \delta_{yi}$, para asegurar de esta forma que plastifiquen primero los disipadores,

protegiendo en este nivel a la estructura principal. De esta forma, si se utiliza la tipología de estructuras con forjado reticular como parte principal existe la ventaja de poder considerar en el cálculo valores de ${}_s\delta_{yi}$ en los disipadores mas holgados respecto a otras tipologías, al contar con desplazamientos de fluencia en la parte flexible elevados, con valores de ${}_fIDI_{yi} > 1.00\%$ en algunos casos. Es decir, la flexibilidad de las estructuras con forjado reticular que en principio constituye una característica desfavorable en zona sísmica pasa a ser una propiedad muy apreciable cuando este tipo de estructuras forma la parte flexible de la estructura mixta con disipadores de energía, que permite aprovechar al máximo las posibilidades de los disipadores.

Para poder cumplir los desplazamientos límite exigidos, los valores de fuerza cortante total de planta, $Q_i = {}_fQ_i + {}_sQ_{ui}$, donde ${}_fQ_i = {}_fk_i \delta_i$ ($\delta_i \leq {}_f\delta_{yi}$), deberán tener el valor necesario que permitan cumplir la condición $W_e \geq E_d$. Para calcular los valores de ${}_sQ_{yi} = {}_sQ_{ui}$ ($\delta_i \geq {}_s\delta_{yi}$), la norma propone la expresión:

$$Q_i = C_1 A_i \sum_{j=i}^N m_j g \quad (2.18)$$

donde $C_1 = \alpha_1$ definido anteriormente y $A_i = 1 + (1/\sqrt{\bar{a}_i} - a_i) 2T/(1 + 3T)$ es una distribución muy próxima a la óptima \bar{a}_i propuesta por Akiyama (1985), donde $a_i = \sum_{j=i}^N m_j g / Mg$ y T es el período fundamental de la estructura. Es decir, se exige que la distribución de fuerza cortante siga una distribución óptima para evitar la concentración de daño, tal y como propuso Akiyama (1985).

La norma sismorresistente de Japón (Building Research Institute, 2009a) considera un segundo nivel de peligrosidad sísmica para terremotos raros o poco frecuentes. Al input de energía de este estado lo define como $V_D = V_s$ (“s” del inglés *safety* indicando el estado de seguridad), de tal forma que la energía absorbida por la estructura, E_s , se calcula mediante la expresión:

$$E_s = \frac{1}{2} M V_s^2 - W'_e$$

donde W'_e se calcula con los valores propuestos para el Nivel 1 de proyecto, considerando en este caso un valor de $n_{hi} = 5$ para el cálculo de E_{dpi} . En este estado se considera que toda la energía introducida E_s se absorbe por la estructura mediante deformaciones plásticas, E_{ht} . Se plantea un reparto de la energía $E_s = E_{ht}$ de acuerdo al método de Akiyama (1985) propuesto en la Ec. 2.14, incluyendo además del coeficiente p_i que indicaba la desviación de la distribución de resistencia respecto a la óptima, un nuevo coeficiente p_{ti} para reflejar posibles efectos en la concentración del daño debido a la excentricidad de la masa en cada planta respecto al centro de torsiones. De esta forma, la expresión de E_s adopta en la norma japonesa la siguiente forma:

$$E_{s_i} = \frac{s_i (p_i p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=i}^N s_j (p_j p_{tj})^{-n}} E_s \quad (2.19)$$

donde propone $n = 4$ en estructuras tipo “columna fuerte-viga (placa) débil” o poco propensas a la concentración del daño y $n = 8$ en el resto. El daño E_{s_i} se reparte entre la estructura de principal y los disipadores en proporción a la capacidad resistente de cada parte respecto al total de la planta.

De esta forma, la capacidad para disipar energía mediante deformaciones plásticas de la estructura principal en el Nivel 2 de proyecto debe ser como mínimo de:

$$Es_{fi} = Es_i \frac{fQ_{ui}}{Q_{ui}} \quad (2.20)$$

donde fQ_{ui} y $Q_{ui} = fQ_{ui} + sQ_{ui}$ son la fuerza máxima resistente de la estructura principal (comportamiento elástico-perfectamente plástico) y la total de planta, respectivamente.

Para los disipadores la demanda de energía de deformación plástica considerada en Nivel 2 que propone la norma se obtiene de la relación:

$$Es_{di} = Es_i \frac{sQ_{ui}}{Q_{ui}} + Es_{dpi} + \beta_s Ed_{dpi} \quad (2.21)$$

donde:

- $Es_{dpi} = 2 sQ_{ui}(\delta_i - s\delta_{yi}) n_{si}$ es el valor de la energía disipada por deformaciones plásticas en los disipadores de la planta “i” cuando la estructura principal todavía no ha plastificado, considerando como δ_i el valor de desplazamiento en Nivel 1 de proyecto considerando un valor de $n_{hi} = 5$ en el cálculo de E_{dpi} , para los valores de sQ_{ui} ya establecidos en los disipadores de energía, y $n_{si} = 20$.
- $Ed_{dpi} = 2 sQ_{ui}(\delta_i - s\delta_{yi}) n_{di}$ es la cantidad de energía de deformación plástica consumida por los disipadores de la planta “i” para terremotos de Nivel 1, donde δ_i corresponde a los desplazamientos calculados en Nivel 1 de proyecto con $n_{hi} = 2$ en el cálculo de E_{dpi} y $n_{di} = 10$.
- β es un factor que representa el número mínimo de terremotos frecuentes a tener en cuenta en fase de proyecto. Para Japón, $\beta = 5$.

Es necesario resaltar la dificultad de aplicar el método de cálculo de estructuras con disipadores de energía incluido en la norma de Japón (Building Research Institute, 2009a) para los disipadores cuyo comportamiento no depende del desplazamiento. Para suplir esta deficiencia, Kasai et al. (2009) propone los procedimientos de cálculo que ha ido publicando la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico (JSSI, 2007) para los disipadores viscosos, viscosos de aceite, viscoelásticos y metálicos incluidos en las estructuras de acuerdo a distintas configuraciones: (i) directamente conectadas a la estructura mediante barras sustentadoras (diagonales, chevron “V”), (ii) indirectamente conectadas con muros o elementos de hormigón auxiliares o formando escuadras en los encuentros de las conexiones pilar-placa, y (iii) sistemas especiales, en el que los dispositivos se incluyen en el interior de pilares, en mecanos específicos (“toggle type”) o conectando extremos de vigas con los pilares.

La norma Europea Eurocódigo-8 (CEN, 1998) no aborda de forma particularizada el cálculo de estructuras innovadoras con disipadores de energía, ni plantea ningún método de cálculo específico para ellas. Hasta el momento, la normativa europea solo ha regulado la fabricación y los requisitos que deben cumplir los disipadores, en una normativa reciente que se denomina: Norma Europea sobre Dispositivos Antisísmicos EN-15129 (CEN-TC340, 2009). Esta norma, especifica las exigencias funcionales y las reglas generales de proyecto de cada dispositivo antisísmico: (i)

características de los materiales, (ii) exigencias de fabricación y de ensayo, (iii) exigencias de recepción y (iv) criterios de instalación y mantenimiento. Clasifica a los dispositivos en cuatro categorías:

- Conectores rígidos. Uno de estos sistemas son los fusibles sísmicos, que impiden el movimiento relativo de las partes de la estructura que conectan hasta que se supera un umbral de fuerza a partir del cual se permite el movimiento libre sin coacción. Pueden ser metálicos o hidráulicos. Por otro lado, están los dispositivos de conexión temporal (Transmisores de choque) que se bloquean cuando alcanzan una velocidad relativa determinada entre los extremos que conecta. Por tanto, una estructura puede ser isostática y a partir de cierto nivel de acción dinámica pasar a hiperestática. Se comprueba, por tanto, que los fusibles y los transmisores de choque tienen una función opuesta.
- Dispositivos dependientes del desplazamiento. Existen dispositivos con comportamiento lineal, que permiten efectos de recentrado. Por otro lado están los dispositivos con comportamiento no-lineal, que se utilizan para disipar energía.
- Dispositivos dependientes de la velocidad. Por un lado están los amortiguadores de fluido viscoso, cuya reacción dependen de la velocidad. Por otro están los amortiguadores elástico-viscosos, con un comportamiento visco-elástico.
- Aisladores sísmicos

Benavent-Climent (1998b) propone un método de cálculo de estructuras metálicas con disipadores hysteréticos de energía que siguen los planteamientos de la de Akiyama (1985). Plantea diversos estados en los que la estructura principal permanece en régimen elástico y otros en los que se permite la plastificación de la misma. Para establecer la relación entre el comportamiento monótono y el hysterético realiza estudios paramétricos en los que determina la relación de $\bar{\eta}_i/\bar{\mu}_i = \text{cte}$ (en valores medios de η_i y μ_i) tanto para la parte rígida (disipadores), ${}_s a_p = {}_s \bar{\eta}/{}_s \bar{\mu}$ como para la parte flexible (estructura principal), ${}_f a_p = {}_f \bar{\eta}/{}_f \bar{\mu}$ cuando la estructura se proyecta según la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$.

Inoue y Kuwahara (1998) analizan la relación que existe entre la fuerza lateral máxima que desarrollan los disipadores, ${}_s Q_{ui}$ y la de la estructura principal, ${}_f Q_{ui}$ en cada planta de la estructura mediante el parámetro $\beta_{I,opt} = {}_s Q_{ui}/({}_s Q_{ui} + {}_f Q_{ui})$, proponiendo una relación óptima que maximiza la energía absorbida por los disipadores mediante la expresión $\beta_{I,opt} = 1 - 1/\sqrt{K_i + 1}$ siendo $K_i = {}_s k_i/{}_f k_i$ la relación de rigideces laterales de los disipadores, ${}_s k_i$ respecto a la de la parte principal, ${}_f k_i$ en cada planta. Asimismo, demuestra que la energía de deformación plástica absorbida por la estructura principal cuando se proyectan los disipadores con $\beta_{I,opt}$ es mínima. Propone valores mediante estudios paramétricos para $\beta_{I,opt} < 0.50$, aunque para valores reducidos de K_i ($K_i \leq 2$).

Christopoulos y Filiatrault (2006) proponen un análisis pormenorizado de las características y principios de funcionamiento de los disipadores viscosos, viscoelásticos metálicos y de recentrado con procedimientos de cálculo específicos para cada uno de ellos.

Benavent-Climent (2007) propone un modelo de daño basado en consideraciones energéticas que permite cuantificar el daño y predecir la rotura de elementos estructurales de acero. Este

modelo de daño permite dimensionarlos una vez conocida la demanda de disipación de energía obtenida del cálculo sísmico de la estructura. Está basado en una descomposición de la curva fuerza-desplazamiento del elemento estructural sometido a cargas cíclicas arbitrarias, $Q - \delta$, en la que se identifica la parte del esqueleto y la parte de Bauschinger. Expresando la energía consumida en cada instante por la parte del esqueleto y por efecto Bauschinger es posible conocer el “camino” que sigue el elemento estructural hasta alcanzar la rotura.

Benavent-Climent (2011b) ha propuesto recientemente un método de cálculo para el reacondicionamiento sísmico de estructuras mediante disipadores de energía hysteréticos, de acuerdo a la metodología de balance de energía de Akiyama (1985). En este método se permite plastificar solo a la parte rígida (disipadores de energía). En él se propone una nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, que se utiliza para calcular los disipadores de tal forma que la estructura mixta resultante sea poco propensa a la concentración del daño. Para estimar el factor n_{eq} Benavent-Climent (2011b) utiliza la expresión propuesta por Manfredi et al. (2003) recogida en la Ec. 2.12, teniendo en cuenta tanto las características de la estructura como de los terremotos de proyecto a los que la estructura puede verse afectada.

Capítulo 3

Modelo numérico microscópico de conexiones pilar-placa interiores en forjados reticulares

El contenido de este capítulo se ha publicado en los dos artículos indexados siguientes, de referencias: (i) (Donaire-Ávila y Benavent-Climent, 2012) y (ii) (Benavent-Climent y Donaire-Ávila, 2013)

3.1. Introducción

Para profundizar en el conocimiento del comportamiento sismorresistente de estructuras de hormigón armado con forjados reticulares es fundamental realizar modelos numéricos no-lineales que sean capaces de simular los diferentes tipos de rotura que se producen en este tipo de estructuras debido a la plastificación de pilares y forjados.

Una posibilidad es plantear modelos de elementos finitos tridimensionales que incluyan modelos de comportamiento del hormigón armado realistas validados experimentalmente, permitiendo simular el comportamiento elasto-plástico de las estructuras con forjado reticular. Los modelos en los que se desarrollan con un elevado grado de detalle todas las partes que componen la estructura se denominan microscópicos.

En este capítulo se presentan los resultados de la investigación realizada en dos estudios sobre conexiones pilar-placa interiores de forjados reticulares basados en la simulación de este tipo de conexiones mediante modelos numéricos microscópicos sometidos a cargas laterales.

Un primer estudio se ha dedicado a la obtención de un modelo numérico microscópico tridimensional que permita simular el comportamiento de las conexiones pilar-placa interiores de forjados reticulares, validado experimentalmente mediante el ensayo de laboratorio de un espécimen sometido a carga cíclica lateral de tipo cuasi-estático. Para ello se ha utilizado la teoría no-lineal de hormigón armado de Maekawa et al. (2003) en el que se distingue su comportamiento mecánico antes y después de fisurar. Este trabajo ha sido publicado y se puede consultar en la referencia (Donaire-Ávila y Benavent-Climent, 2012).

El segundo estudio, basado en el modelo numérico obtenido para la conexión interior, ha consistido por un lado en analizar la distribución del momento desestabilizador de la conexión entre los mecanismos de flexión y de cortante excéntrico que se producen en el forjado y por otro

en determinar la influencia de la rigidez de las vigas transversales en el comportamiento de la conexión cuando se somete a cargas laterales. Este segundo trabajo también ha sido publicado siendo su referencia (Benavent-Climent y Donaire-Ávila, 2013).

Ambos trabajos de investigación, se han realizado en el marco del Proyecto P07TEP2610 "Desarrollo e implementación de la tecnología de los disipadores de energía aplicada al control del daño en construcciones sometidas a terremotos, y su evaluación mediante técnicas avanzadas de tratamiento de señales (DIDETS)" subvencionado tanto por la Junta de Andalucía como por Fondos FEDER de la UE.

3.2. Modelo numérico para representar el comportamiento cíclico no-lineal de conexiones pilar-placa interiores

En una investigación anterior (Benavent-Climent et al., 2008) sobre estructuras con forjador reticulares financiada por el por el Ministerio de Fomento del gobierno de España, dentro del "Programa Nacional de Construcción 2004-2007", se ensayaron uniones interiores forjado reticular-pilar. En este capítulo de la Tesis se desarrolla un modelo numérico microscópico para este tipo de uniones que se ha calibrado con los resultados de la investigación experimental realizada por Benavent-Climent et al. (2008).

En la investigación realizada por Benavent-Climent et al. (2008), en primer lugar se calculó un prototipo de estructura con seis plantas, distribución de pilares ortogonal con tres vanos en cada dirección y forjados reticulares de 30 cm de espesor, localizado en la región de mayor sismicidad de España (Granada). Se siguieron las prácticas constructivas y la norma sismorresistente en vigor en las décadas 70, 80 y 90: sin vigas ni capiteles, ábacos de 2.80 m de ancho con armadura de punzonamiento consistente en estribos cerrados sobre vigas-crucetas centradas en el pilar, retícula de nervios de 70x70 cms y capa de compresión de 5 cms. De la planta tercera, se tomó una conexión interior para construir un espécimen en laboratorio a escala 3/5 (Fig. 3.1), entre los puntos medios de los pilares de las plantas superior e inferior así como entre los puntos medios entre vanos adyacentes a la conexión como se aprecia en la Fig. 3.2; en ambos casos, se considera que para cargas sísmicas los momentos flectores en dichos puntos son nulos. En la Fig. 3.3 se muestran los detalles de armado del espécimen.



Fig. 3.1: Espécimen de conexión pilar-placa interior de forjado reticular en laboratorio

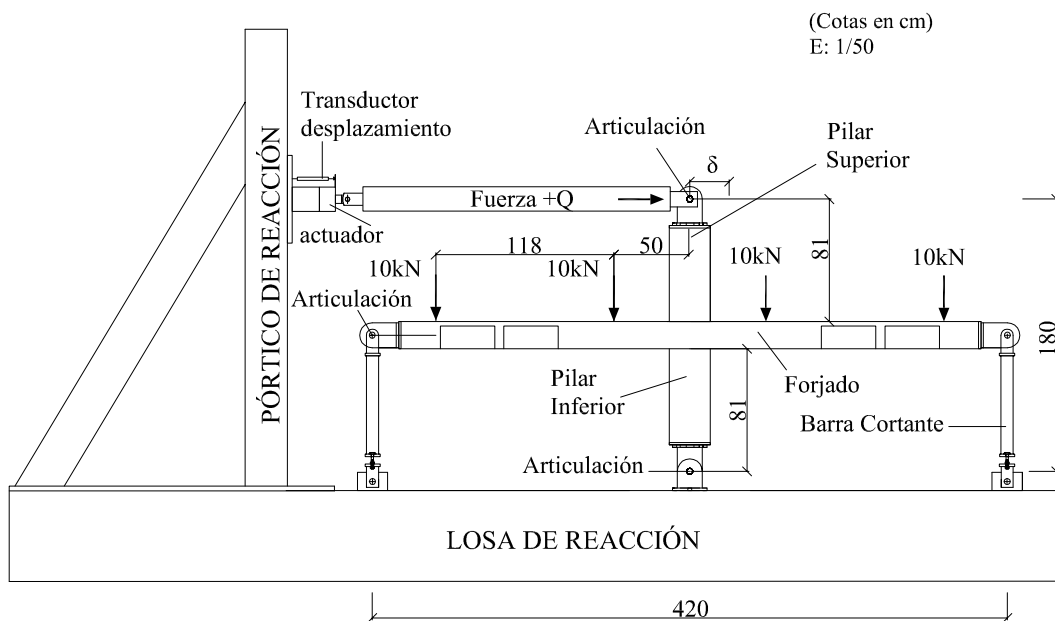


Fig. 3.2: Detalles del montaje del espécimen de conexión pilar-placa interior

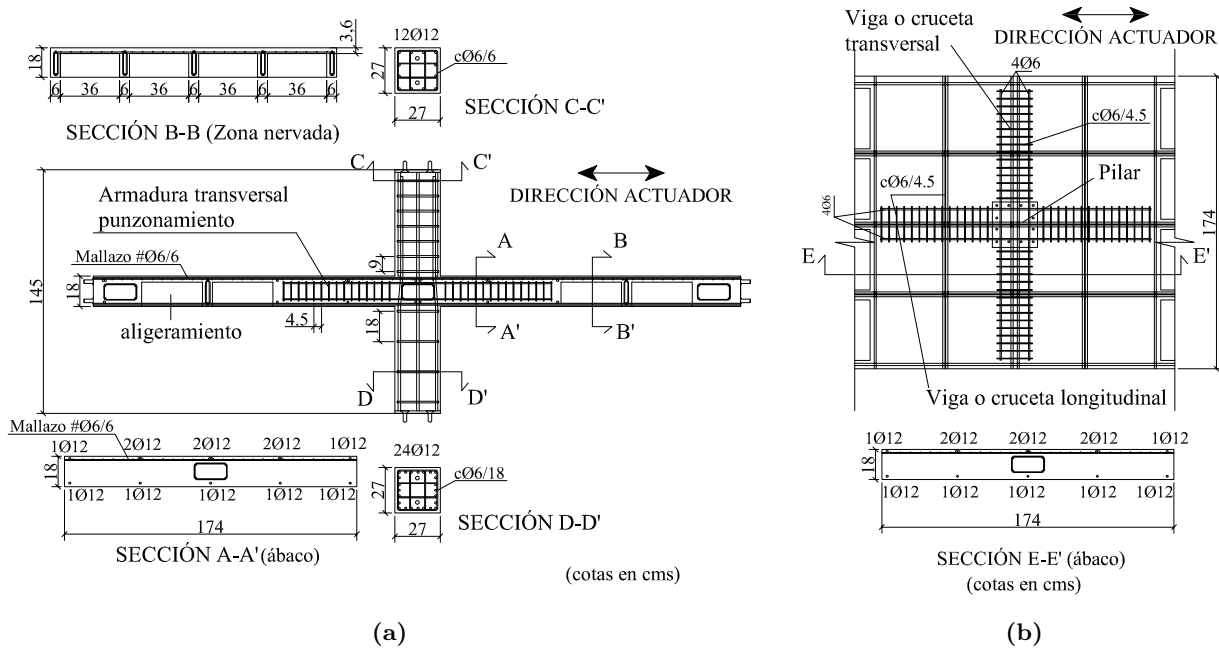


Fig. 3.3: Geometría espécimen conexión interior: (a) alzado; (b) planta

El espécimen se sometió a un ensayo cuasi-estático mediante actuador incidiendo sobre la parte superior del pilar (Fig. 3.2), siguiendo la ley cíclica creciente de desplazamientos impuestos que se muestra en la Fig. 3.4, con objeto de obtener el comportamiento cíclico en términos de carga vs desplazamiento lateral, $Q-\delta$, de la unión cuyos resultados se muestran en la Fig. 3.5.

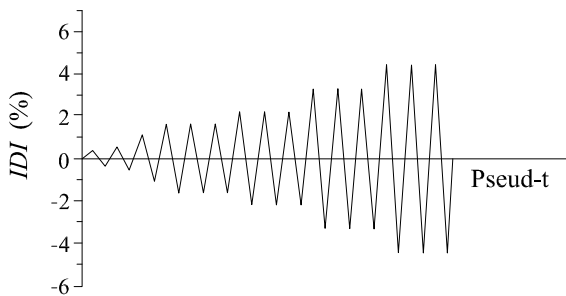


Fig. 3.4: Historia de carga del ensayo

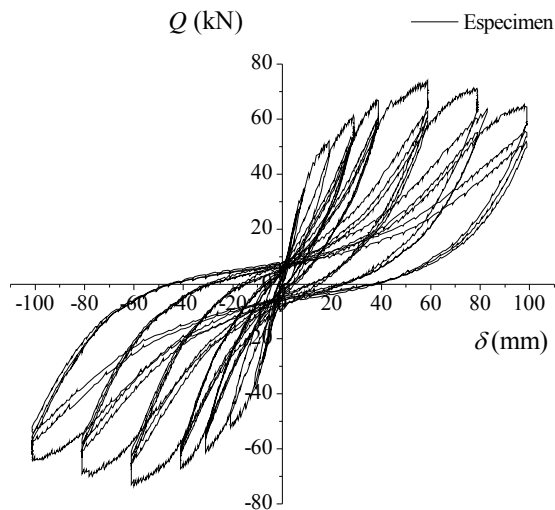


Fig. 3.5: Curva histerética del espécimen

A la hora de modelizar la conexiones forjado reticular-pilar se contemplaron diferentes alternativas mediante el programa de elementos finitos Engineer's Studio (Forum-8, 2012). Los resultados de las simulaciones numéricas realizadas con los modelos desarrollados se han validado con los resultados de los ensayos realizados por Benavent-Climent et al. (2008), siguiendo pautas similares a las empleadas en estudios anteriores sobre otro tipo de elementos de hormigón

armado (Sato y Naganuma, 2007; Martinelli y Filippou, 2009).

Como se puede observar en la Fig. 3.5, el comportamiento de la conexión es eminentemente no-lineal; por lo tanto, un modelo numérico capaz de captar estas no linealidades debe emplear elementos finitos de hormigón armado con leyes constitutivas bien definidas dentro del campo plástico. Asimismo, el método de cálculo requiere algoritmos no-lineales de resolución paso a paso, capaces de abordar también las no-linealidades derivadas de la geometría. El método de elementos finitos, permite discretizar el dominio de tal forma que en cada volumen finito se puede estudiar el comportamiento elasto-plástico del hormigón, en especial el cambio de comportamiento debido a la aparición de fisuras (Cervera y Hinton, 1987; González, 1989; Fernández y Sosa, 1989).

En este estudio, los pilares y nervios del forjado reticular se han modelizado mediante elementos tipo barra y la relación momento-curvatura en cada sección de la barra se ha determinado con un modelo de fibras que consiste en discretizar la sección en celdas, asociando a cada una de ellas las leyes constitutivas de los materiales que las componen: hormigón u acero. A estos elementos se les llamará en adelante de forma breve como "elementos tipo fibra" (ETF). Considerando un estado desacoplado entre tensiones normales y tangenciales (es decir, no existe interacción entre dichas tensiones), el estado de tensiones normales en un punto se reduce a considerar las ortogonales a la sección; por lo tanto, serán aplicables leyes constitutivas procedentes de ensayos uniaxiales realizados sobre hormigón, acero y barras de hormigón armado. En este último caso, se obtiene la ley tensión-deformación media tanto en el hormigón como en el acero en función de la distancia de fisuras, aplicable tanto al acero como al hormigón ambos traccionados.

La zona de forjado reticular macizada alrededor del pilar (ábaco) se ha modelizado con elementos bidimensionales tipo lámina. En ellos, el comportamiento elastoplástico es mas complejo de simular. Para ello, se emplean modelos de plasticidad distribuida en capas a lo largo del canto del elemento, incluyendo en cada una la cuantía de armadura y el tipo de hormigón. Por lo tanto, el comportamiento global de los elementos bidimensionales será función del que muestre cada capa a lo largo del canto. A estos elementos bidimensionales a base de capas que se superponen a lo largo de su canto los denominaremos en adelante de forma breve como "elementos tipo capa" (ETC).

El hecho de que se produzcan fisuras en el hormigón, implica un cambio importante en el comportamiento del elemento. Antes de que éstas aparezcan, los materiales (hormigón y acero) se pueden simular con unas leyes constitutivas válidas en todo el elemento; sin embargo, cuando surgen fisuras, el comportamiento en el entorno de éstas respecto de otro punto del elemento no fisurado es distinto. Surge pues la necesidad de establecer de alguna manera unas leyes válidas en todo el elemento. Esto se hace con el concepto de fisura distribuida o "difuminada" (FD), en el cual se establecen leyes constitutivas en el espacio de las tensiones-deformaciones medias aplicables en todo el elemento finito, asimilándolo a un medio continuo. El acero, por ejemplo, tendrá una ley tensión-deformación que es una media entre el comportamiento que manifiesta en una fisura y el que tiene entre fisuras. También es posible contemplar unas leyes constitutivas determinadas para el acero y el hormigón sin tener en cuenta la diferencia de comportamiento provocado por las fisuras; no obstante, con esta opción se pierde precisión, sobre todo en secciones con bajas cuantías de armadura. En este estudio, se optó por utilizar

el concepto de fisura distribuida en el espacio de las tensiones medias para lograr una mayor aproximación al comportamiento real del espécimen.

Dentro de la teoría de FD, es posible encontrar al menos dos aproximaciones: fisura fija distribuida (FFD) y fisura distribuida rotacional (FDR). En el primer caso, se considera que una vez que aparece una fisura, ésta queda fijada estableciéndose un sistema de referencia centrado en dicha fisura. De esta forma, el comportamiento del elemento finito pasa a tener un marcado carácter anisótropo conforme se avanza en el grado de deformación, siendo tanto la tensión normal como la cortante en la fisura modeladas de manera independiente. En ese caso, la dirección principal de tensión no tiene por qué coincidir con la de deformación, de una forma muy parecida a la real. En modelos multifisurados, se establecen criterios para definir la fisura fijada. En el segundo caso, se mantiene en todo momento la coincidencia de las direcciones principales de tensión y deformación, siendo innecesario definir un modelo de comportamiento ante las tensiones tangenciales desarrolladas por la fisura. Aunque por una parte, esto último produce modelos más simples con menores tiempos de computación, por otra se incrementan al tener que fijar en cada paso un nuevo sistema de referencia en la nueva fisura producida. Así pues, los modelos con FFD representan con mayor aproximación el comportamiento real del hormigón ante una variación importante en la dirección de las tensiones principales en la secuencia de carga. Estos modelos multifisurados FFD por capas son los que se seleccionaron en esta investigación para representar el ábaco en el modelo numérico. Las crucetas de punzonamiento que existen en en la conexión ensayada por Benavent-Climent et al. (2008) (y que está embebida en el canto del forjado, en la zona del ábaco) se modelizó mediante una viga transversal. Entre ellas se optó por emplear elementos tipo lámina con armadura tanto en la dirección longitudinal como transversal.

Empleando los elementos descritos anteriormente se desarrolló un modelo numérico que representase la conexión pilar-forjado reticular ensayada por Benavent-Climent et al. (2008). La validación del modelo numérico se hizo de tres formas. La primera forma de validación consistió en realizar un calculo estático sometiendo la conexión a una carga monótona y se se comparó la curva obtenida con la envolvente de los ensayos con carga cíclica.

La curva experimental obtenida en el ensayo de laboratorio, presentaba una caída de resistencia en los estados avanzados de deformación (Fig. 3.5) atribuible al fallo de adherencia de la armadura longitudinal inferior del ábaco y a la degradación en la tensión tangencial entre fisuras de torsión de la viga transversal. La modelización de esta viga transversal, se puede realizar de varias formas dando origen a las diferentes propuestas: (i) modelando con ETB la zona viga transversal-ábaco a modo de emparrillado quedando todas las uniones conectadas con muelles rotacionales que permitían simular el decaimiento de resistencia para un nivel determinado de deformación y, (ii) empleando únicamente ETC con armadura tanto en la dirección longitudinal como transversal. Esta última opción fue la que menos iteraciones por paso requirió en la secuencia de cálculo y, por tanto, la elegida para modelizar la viga transversal. Sin embargo, se dificulta la simulación del fallo de adherencia pues con los elementos tipo ETC no se pueden colocar muelles. Por tanto, para simular el fallo de adherencia se optó por un camino indirecto, consistente en reducir la pendiente de la relación tensión-deformación media del acero en la zona plástica.

La segunda validación consistió en someter el modelo a la historia de cargas estáticas cíclicas de la Fig. 3.4, obteniéndose una curva histerética muy muy próxima a la experimental en los primeros estados de carga, pero que se separaba de la experimental en los estados avanzados de carga al no captar de forma suficientemente ajustada el exacerbadado efecto de pinzamiento que mostró la conexión en los ensayos.

La tercera validación consistió en comparar el patrón de fisuras obtenido con el modelo numérico, con las fisuras dibujadas en el espécimen durante el ensayo, obteniéndose patrones similares, en los que se puede observar los flujos de tracciones-compresiones del ábaco en torno al pilar según el grado de deformación lateral de la conexión.

Se describe a continuación con mas detalle tanto el modelo numérico desarrollado como la comparación entre las simulaciones numéricas y los resultados experimentales.

3.2.1. Modelo constitutivo del hormigón armado

El hormigón armado es un material que se caracteriza por la presencia de fisuras cuando se supera la resistencia a tracción del hormigón. La fisuración, produce un cambio drástico en el comportamiento del material que se debe tener en cuenta en las relaciones tenso-deformacionales. Por tanto, es necesario establecer modelos constitutivos antes y después de la fisuración de manera diferenciada.

3.2.1.1. Modelo elastoplástico de fractura continua en el hormigón armado antes de fisurar (EPAF).

Este modelo se usa para describir el comportamiento del hormigón armado antes de fisurar. Idealiza el hormigón sin fisurar, como una combinación entre fractura continua y plasticidad, las cuales representan la pérdida en la capacidad de absorber energía elástica y deformación permanente respectivamente. El hormigón es idealizado como un conjunto de componentes infinitesimales elastoplásticos: elasticidad y plasticidad en serie (Fig. 3.6). Si dichos componentes no resultan dañados durante la carga, se tendría un estado elasto-plástico perfecto, es decir, todos los elementos estarían activos y en tensión. Sin embargo, el daño de fractura, que es distinto del que aparece cuando se supera la resistencia a tracción en el hormigón, se origina bajo la acción de la carga debido a micro fisuras y otros defectos; esto se representa en el modelo matemático mediante la rotura de algunos elementos y, por tanto, su pérdida de capacidad resistente.

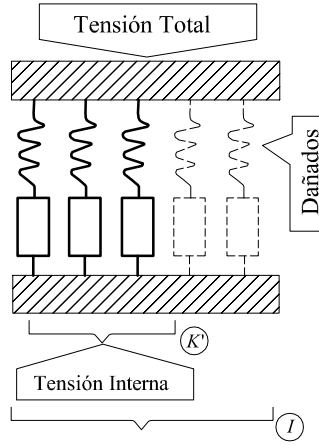


Fig. 3.6: Modelo matemático EPAF

Surge por ello el parámetro de fractura, K' , que representa el ratio de muelles no dañados respecto al total inicial. De los ensayos realizados (Maekawa et al., 2003), se puede observar que la tensión interna en un elemento de hormigón no dañado es directamente proporcional a la deformación elástica; por tanto, se usará esta tensión para representar la intensidad de la tensión, aplicada en la parte no dañada del hormigón. Este es el parámetro clave que gobierna la evolución del daño y la plasticidad; es decir, pueden ser obtenidos si conocemos el valor de tensión interna.

a) Modelo elástico del hormigón

El estado tensional elástico, se puede descomponer en los estados esférico y desviador, tanto para las tensiones como para las deformaciones. En el estado volumétrico se ha comprobado experimentalmente (Maekawa et al., 2003), que la relación entre tensión y deformación expresada a través del primer invariante, I_1 e I_{1e} , respectivamente es lineal y se puede asumir independiente del grado de confinamiento. Consecuentemente, la energía almacenada y liberada coinciden y se puede escribir:

$$I_1 = 3K_0 I_{1e} \quad (3.1)$$

donde $K_0 = \frac{E_0}{3(1-2\nu_0)}$ es la constante elástica volumétrica, siendo E_0 el módulo de deformación inicial del hormigón, ν_0 el coeficiente de Poisson inicial del hormigón, e $I_{1e} = \frac{1}{3}\varepsilon_{eii}$ es la definición del primer invariante de deformación en el estado esférico, siendo ε_{eij} el tensor de deformación elástico.

En el estado desviador se ha comprobado (Maekawa et al., 2003) que la relación entre los invariantes de tensión, J_2 , y deformación, J_{2e} , no es lineal y es dependiente del grado de confinamiento. Por tanto, hay una parte de energía que se consume en el proceso de fractura continua. La relación entre ambos invariantes está influenciada por el parámetro de fractura, K' , mediante la expresión:

$$J_2 = 2G_0 K' J_{2e} \quad (3.2)$$

donde $G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu_0)}$ es el módulo de rigidez transversal y $J_{2e} = \sqrt{\frac{1}{2}e_{eij}e_{eij}}$ es el segundo invarian-

te del estado desviador de deformación, siendo e_{eij} el tensor de deformación elástico del estado desviador. De la Ec. 3.2 se puede definir la tensión interna efectiva que actúa en el hormigón no dañado:

$$J_{2i} = \frac{J_2}{K'} = 2G_0 J_{2e} \quad (3.3)$$

Experimentalmente, K' , se puede aproximar para estados unitensionales, mediante la siguiente expresión:

$$K' = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left[1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right) \right] \right\} \quad (3.4)$$

donde ε_c es la deformación correspondiente a la resistencia del hormigón a compresión obtenida mediante ensayo a compresión uniaxial y ε es la deformación en un instante determinado. Para un estado tensional general, se obtienen expresiones parecidas a Ec. 3.4, empleando expresiones equivalentes de ε para tener en cuenta el resto de componentes de la deformación (Maekawa y Okamura, 1983).

Como se puede comprobar, J_{2i} es directamente proporcional a J_{2e} . Por tanto, esta última variable será la utilizada para controlar la evolución de la fractura, jugando un papel muy importante en la deformación del hormigón. Expresando la Ec. 3.2 en forma tensorial resulta:

$$s_{ij} = 2G_0 K'_{ij} e_{eij} \quad (3.5)$$

donde s_{ij} es el tensor de estado elástico desviador. Maekawa y Li (1985) demostraron que para estados de carga biaxiales compresión-tracción la degradación por fractura continua es isotrópica, y por tanto, $K'_{ij} = K'$. Sumando los estados volumétrico y desviador, se obtiene tanto la expresión del tensor de tensión, σ_{ij} (Ec. 3.6) como la incremental, $d\sigma_{ij}$ (Ec. 3.7), del modelo constitutivo del hormigón en la parte elástica:

$$\sigma_{ij} = 3K_0 I_{1e} \delta_{ij} + 2G_0 K' e_{ij} \quad (3.6)$$

$$d\sigma_{ij} = 3K_0 d \left(\frac{\varepsilon_{ell}}{3} \right) \delta_{ij} + 2G_0 K' d e_{ij} + 2G_0 e_{ij} dK' = M_{ijkl} d\varepsilon_{ekl} \quad (3.7)$$

b) Modelo plástico del hormigón

Al igual que en el campo elástico, se pueden analizar los estados desviador y esférico para obtener el modelo constitutivo plástico.

Respecto a la plasticidad en el estado desviador, el flujo plástico es un proceso irreversible dependiente del proceso de carga-descarga seguido por los componentes no dañados del hormigón, J_{2i} , según el modelo matemático establecido en la Fig. 3.6. Esto significa, que para obtener la energía disipada debido a la plasticidad por corte en el estado desviador, W_{ps} , hay que sumar el trabajo específico por unidad de volumen realizado por los componentes no dañados a lo largo de la secuencia de carga:

$$W_{ps} = \int dW_{ps} \quad (3.8)$$

Dado que la deformación elástica representa el estado de tensión interna según la Ec. 3.3, el integrando de la Ec. 3.8 se puede expresar como:

$$dW_{ps} = 2G_0 e_{eij} de_{pij} \quad (3.9)$$

donde, de_{pij} es la expresión incremental del tensor de deformación plástico en el estado desviador y e_{pij} es el tensor de deformación plástico. Para expresar el nivel de deformación plástica en el estado desviador, se introduce el invariante J_{2p} dependiente de la historia de carga. La expresión incremental es la siguiente:

$$dJ_{2p} = \frac{dW_{ps}}{2(2G_0 J_{2e})} = \frac{e_{eij} de_{pij}}{2J_{2e}} \quad (3.10)$$

$$J_{2p} = \int dJ_{2p} \quad (3.11)$$

Se asume que la tensión interna, que es proporcional a la deformación elástica, J_{2e} , gobernará la evolución de la plasticidad. Por tanto, el modelo constitutivo relacionará J_{2p} con J_{2e} mediante la función H , denominada función de endurecimiento plástico:

$$J_{2p} = H(J_{2e}) \quad (3.12)$$

Se puede comprobar (Maekawa et al., 2003), que H es independiente del grado de confinamiento del hormigón, y por tanto de I_{1e} . Otra propiedad interesante en relación con de_{pij} es la coincidencia de la dirección principal del incremento de deformación plástica con el estado de tensión, o como se deduce de la Ec. 3.3 de la deformación elástica del estado desviador, para un instante determinado (Maekawa y Li, 1985), denominada Regla de Flujo:

$$de_{peij} = e_{eij} dg \quad (3.13)$$

donde dg es un coeficiente proporcional. Esta propiedad se cumplirá, siempre que el confinamiento del hormigón sea isotrópico. Si se aplica esta expresión en la Ec. 3.10 resulta:

$$dJ_{2p} = \frac{e_{eij} de_{pij}}{2J_{2e}} = \frac{e_{eij} e_{eij}}{2J_{2e}} dg = J_{2e} dg \quad (3.14)$$

En cuanto a la plasticidad en el estado volumétrico, se ha comprobado experimentalmente que está asociada a la plasticidad del estado desviador. De la misma forma que en la Ec. 3.9, se puede calcular el trabajo neto por unidad de volumen en el estado volumétrico, W_{pv} , que se define como sigue en su expresión incremental:

$$dW_{pv} = 3K_0 I_{1e} d\left(\frac{\varepsilon_{pkk}}{3}\right) \quad (3.15)$$

Al igual que en el estado desviador, se define el invariante de deformación plástica volumétrica, I_{1p} , como sigue:

$$dI_p = \frac{dW_{pv}}{3K_0I_{1e}} = d\left(\frac{\varepsilon_{pkk}}{3}\right) \quad (3.16)$$

$$I_{1p} = \int dI_{1p} = \frac{1}{3}\varepsilon_{pkk} \quad (3.17)$$

Si se analiza la relación entre I_{1p} y J_{2p} obtenida experimentalmente en varios ensayos (Maekawa et al., 2003), se observa que depende del grado de confinamiento del hormigón, que está relacionado directamente con I_{1e} . Si en dicha relación, se analiza la variación de I_{1p} respecto a J_{2p} , es decir el cambio de volumen asociado con la plasticidad por corte, se obtiene la dilatancia, D :

$$D = \frac{\partial I_{1p}}{\partial J_{2p}} \quad (3.18)$$

La dilatancia, D , depende del grado de confinamiento, I_{1e} , y del parámetro de fractura, K' , como se comprueba en (Maekawa et al., 2003). Una vez analizados los estados esférico y desviador en el campo plástico, se puede obtener la deformación plástica total aplicando las Ec. 3.12, 3.13, 3.14 y 3.18:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{pij} &= de_{pij} + \delta_{ij}dI_{1p} = e_{eij}\frac{dJ_{2p}}{J_{2e}} + \delta_{ij}DdJ_{2p} \\ &= \left\{ \frac{e_{eij}}{J_{2e}} + \delta_{ij}D(I_{1e}, K') \right\} \left(\frac{dH}{dJ_{2e}} \right) U_p dJ_{2e} \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$U_p = 1 \quad \text{cuando} \quad dJ_{2e} > 0 \quad \text{y} \quad J_{2e} = J_{2e,max}$$

$$U_p = 0 \quad \text{en otro caso}$$

Teniendo en cuenta la definición de J_{2e} , para el estado desviador elástico, se obtiene:

$$dJ_{2e} = \frac{e_{ekl}de_{ekl}}{2J_{2e}} = \frac{e_{ekl}}{2J_{2e}}d\left(\varepsilon_{ekl} - \frac{1}{3}\delta_{kl}\varepsilon_{emm}\right) = \frac{e_{ekl}d\varepsilon_{ekl}}{2J_{2e}} \quad (3.20)$$

Sustituyendo la Ec. 3.20 en la Ec. 3.19, se obtiene la deformación plástica total en función de la deformación elástica:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{pij} &= L_{ijkl}d\varepsilon_{ekl} \\ L_{ijkl} &= \left(\frac{e_{eij}}{J_{2e}} + D\delta_{ij} \right) \left(\frac{dH}{dJ_{2e}} \right) \frac{U_p e_{ekl}}{2J_{2e}} \end{aligned} \quad (3.21)$$

c) Modelo elasto-plástico y de fractura tridimensional para el hormigón

A partir de los modelos elásticos y plásticos del hormigón, se puede obtener una ley constitutiva que analice el comportamiento real del hormigón. Para ello se considera que el comporta-

miento de este material es una combinación de elasticidad, fractura y plasticidad, produciendo dicha combinación el daño continuo en el hormigón. Es decir, no hay una diferenciación clara de los tramos elástico y plástico sino que ambos se desarrollan de manera conjunta. Su desarrollo en ambos casos depende únicamente de la deformación elástica, ε_{eij} , y del parámetro de fractura, K' . La expresión incremental de la deformación total en un instante determinado se puede expresar como sigue:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{eij} + d\varepsilon_{pij} \quad (3.22)$$

Aplicando la Ec. 3.21 en la Ec. 3.22, se obtiene:

$$d\varepsilon_e = ([\mathbf{I}] + [\mathbf{L}])^{-1} d\varepsilon \quad (3.23)$$

donde ε_e es el tensor de deformación elástico y ε es el tensor de deformación total, indicando en negrita los vectores y las matrices. Finalmente, si se sustituye la Ec. 3.23 en la Ec. 3.7, se obtiene la ley constitutiva total del hormigón antes de fisurar en el marco del daño continuo:

$$d\sigma = [\mathbf{M}] ([\mathbf{I}] + [\mathbf{L}])^{-1} d\varepsilon \quad (3.24)$$

d) Modelo constitutivo del acero en el hormigón antes de fisurar

Para modelar el comportamiento del acero adherido al hormigón antes de que éste fisure, se ha utilizado la clásica ley constitutiva bilineal junto al criterio de plastificación de Von Mises, con un tramo de endurecimiento por deformación en la zona plástica. Incluye el efecto Bauschinger en el modelo de histéresis.

3.2.1.2. Modelo elastoplástico del hormigón después de fisurar (EPDF)

Cuando se produce la fisuración del hormigón, su comportamiento pasa a tener un marcado carácter anisótropo en la dirección de la fisura. En este punto de la secuencia de cálculo, se produce un cambio en las leyes constitutivas del hormigón armado que hay que tener en cuenta en el método de cálculo por elementos finitos. Estas nuevas leyes, se formulan en el espacio de las tensiones-deformaciones medias y serán dependientes de la historia de carga. Se describe, tanto para el hormigón como para el acero, el caso general correspondiente a estados de tensión biaxiales, utilizado para ETC y se particulariza para el caso uniaxial en ETF.

El criterio de fisuración, se hace depender del parámetro de fractura, K' , pues se ha comprobado (Maekawa y Okamura, 1983) que la tensión de tracción se reduce con la fractura continua de la carga a compresión que previamente se haya producido en la historia de carga, resultando:

$$\begin{cases} \frac{\sigma_1}{(R_f \cdot f_t)} = 1 & \text{(estado bitensional compresión-tracción)} \\ \frac{\sigma_1}{(R_f \cdot f_t)} + 0.26 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right) = 1 & \text{(estado bitensional tracción-tracción)} \end{cases} \quad (3.25)$$

siendo R_f el factor de reducción de la tensión de tracción que se puede aproximar a K'^3 según Maekawa et al. (2003), σ_1 y σ_2 las tensiones principales considerando $\sigma_1 > \sigma_2$, las tracciones positivas y f_t la resistencia a tracción del hormigón.

El modelo a compresión del hormigón fisurado sigue los mismos preceptos que el modelo EPAF establecido en la Ec. 3.24 salvo dos diferencias. La primera es que la tensión de compresión paralela a la fisura se considera uniaxial debido a la ausencia de tensión en la dirección ortogonal y la segunda diferencia es que la tensión de tracción que actúa en la dirección ortogonal a la fisura produce una alteración en la capacidad resistente y la rigidez de la zona de compresiones (Collins y Vecchio, 1982). Esta alteración de la resistencia a compresión simple, se obtiene aplicando un coeficiente reductor, ω , que depende del nivel de deformación de tracción, ε_{tmax} , pudiendo llegar a reducciones del 60 % para una ε_{tmax} del 0.5 ‰. Con estas consideraciones, se obtiene finalmente el modelo constitutivo para las fases de carga, descarga y recarga cuya definición se puede consultar en (Maekawa et al., 2003), que corresponde a una ley constitutiva bajo carga uniaxial según el modelo EPAF (dominio positivo de la Fig. 3.7) aplicando el coeficiente reductor ω sobre la resistencia a compresión simple, f_c .

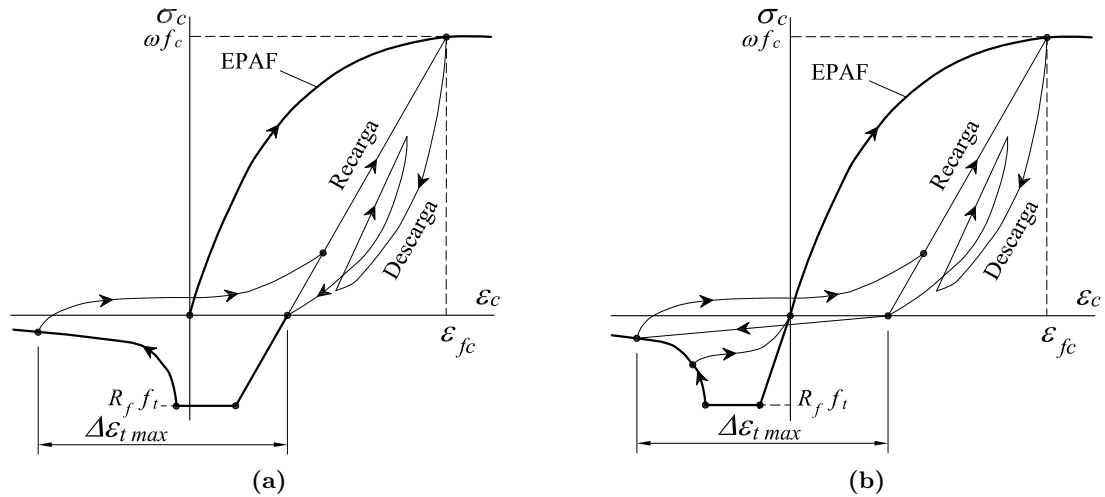


Fig. 3.7: Ley constitutiva del hormigón sometido a carga cíclica: (a) compresión-tracción, (b) tracción-compresión

Para modelizar las tracciones en el hormigón fisurado, hay que tener en cuenta que hay dos posibilidades: que exista o no armadura en la dirección en la que se está analizando la tensión. En el primer caso, se tiene un estado de tracción con rigidización, en el cual el hormigón soporta parte de las tensiones de tracción en las zonas entre fisuras debido a la adherencia con la armadura. El modelo adoptado en este caso es el propuesto por Shima et al. (1987) para tensiones-deformaciones medias ($\bar{\sigma}_c - \bar{\varepsilon}_c$):

$$\bar{\sigma}_c = f_t \cdot \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\bar{\varepsilon}_c} \right)^c \quad (3.26)$$

donde c es el parámetro de rigidización (0.4 para armadura en redondos y 0.2 en mallazos soldados), f_t es la resistencia uniaxial a tracción del hormigón y ε_{tu} es la deformación correspondiente al instante en que el hormigón fisura. De esta forma, la ley constitutiva corresponde a la de carga uniaxial a tracción del hormigón armado en tensiones-deformaciones medias (dominio negativo de la Fig. 3.7), aplicando el coeficiente de reducción R_f sobre la resistencia a tracción del hormigón, f_t .

En caso de que no exista armadura en la dirección de tracción se produce una reducción brusca en el valor de la misma al fisurar. El cálculo de la ley $\bar{\sigma}_c - \bar{\varepsilon}_c$ del hormigón sin armaduras, se obtiene de una expresión similar a la Ec. 3.26 con un valor distinto del parámetro, c , superior al contemplado para hormigón armado (valor usual $c = 2.0$), que resulta de realizar planteamientos energéticos entre la deformación y la fractura (Maekawa et al., 2003).

Otro aspecto importante, es la modelización de la transferencia de tensiones tangenciales a través de las fisuras en el espacio de las tensiones-deformaciones medias. Cuando la fisura se genera, la dirección de la misma es ortogonal a la tensión principal de tracción, siendo nulas las tensiones tangenciales a lo largo de la fisura. Sin embargo, durante el proceso de carga las direcciones principales de tensión y deformación van cambiando desarrollándose tensiones tangenciales en las fisuras existentes. Así pues, en un elemento finito con fisura se tendrán deformaciones tangenciales, tanto del hormigón entre fisuras, γ_c , como las provocadas por las fisuras, γ_{cr} ; por tanto, hay que definir un módulo de deformación transversal equivalente teniendo en cuenta que la tensión tangencial es única:

$$G = \frac{1}{1/G_c + 1/G_{cr}} \quad (3.27)$$

siendo G_c y G_{cr} los módulos de deformación transversal del hormigón sin fisurar y en la fisura, respectivamente.

En la implementación del modelo planteado, se desprecia la γ_c por ser muy inferior a γ_{cr} . A partir de este planteamiento, se obtienen las leyes constitutivas para las tensiones tangenciales correspondientes a las fases de carga, descarga y recarga que se puede consultar en (Maekawa et al., 2003), incluyendo la pérdida de resistencia en la tensión tangencial entre fisuras para valores elevados de deformación (Bujadham y Maekawa, 1992).

El comportamiento histerético del hormigón es el acoplado tensión-compresión frente a cargas cíclicas (Fig. 3.7 a y b), incluyendo efecto de re-contacto del hormigón fisurado. En el dominio de compresiones, tanto la curva esqueleto como la de descarga está controlada por el parámetro K' (Maekawa et al., 2003).

En los elementos tipo fibra (ETF) se consideran únicamente leyes constitutivas tensión-deformación normales al plano de sección del elemento. Se utilizan las definidas anteriormente para el caso general biaxial, tanto curva esqueleto como histerética, con los siguientes matices: (i) no se utiliza el modelo de transferencia de tensiones tangenciales, (ii) en la zona comprimida, se considera el modelo elastoplástico de fractura continua (EPAF) para hormigón no fisurado, representado en la Fig. 3.7 con línea continua gruesa en el dominio positivo, con $\omega = 1$ puesto que se desprecia la deformación transversal al eje de la barra, y (iii) en la zona traccionada se utiliza el mismo modelo que para el estado tensión-deformación biaxial, representado en la Fig. 3.7 con línea continua gruesa en el dominio negativo.

Finalmente, se plantea la ecuación constitutiva del acero embebido en el hormigón fisurado. Para elementos con geometría lineal, en los cuales solo se consideren las fisuras ortogonales a la armadura, la tensión media, $\bar{\sigma}_s$, se obtiene por equilibrio entre fisuras de la siguiente expresión:

$$\bar{\sigma}_s + \frac{\bar{\sigma}_c}{\rho_{eff}} = \sigma_s \quad (3.28)$$

donde σ_s es la tensión de la armadura en la fisura, $\bar{\sigma}_c$ es la tensión media de tracción del hormigón según la Ec. 3.26 y $\rho_{eff} = A_s/A_{RC}$ es la cuantía geométrica efectiva de área de acero, A_s , incluida en el al área de hormigón, A_{RC} , en la que se desarrollan los efectos de adherencia de la armadura sobre el hormigón fisurado (Salem y Maekawa, 1999).

En el caso de que se analicen elementos bi o tridimensionales, las fisuras no tienen por qué tener una dirección ortogonal a la armadura; en este caso, se utiliza una expresión que tiene en cuenta este aspecto ($\bar{\sigma}_{s,eff}$):

$$\bar{\sigma}_{y,eff} = \sigma_s - (\sigma_s - \bar{\sigma}_s) \cos^2 \theta \quad (3.29)$$

donde θ es el ángulo que forman las fisuras con las barras de acero.

A efectos de programación, se utiliza una expresión explícita parecida a la Ec. 3.28 para calcular el límite de fluencia en valor medio, \bar{f}_y , obtenida mediante un estudio paramétrico (Salem y Maekawa, 1999):

$$\bar{f}_y = f_y - \frac{f_t}{2\rho_{eff}} \quad (3.30)$$

$$\bar{f}_y = E_s \cdot \bar{\varepsilon}_y \quad (3.31)$$

donde E_s es el módulo de deformación inicial del acero, $\bar{\varepsilon}_y$ es la deformación media de fluencia del acero. Sustituyendo el valor de \bar{f}_y de la Ec. 3.28 en la Ec. 3.29 resulta el valor de la tensión de fluencia media en elementos bi o tridimensionales:

$$\bar{f}_{y,eff} = f_s - (f_s - \bar{f}_s) \cos^2 \theta \quad (3.32)$$

Para obtener la relación completa de tensión-deformación media ($\bar{\sigma}_s - \bar{\varepsilon}_s$) en el acero embebido en el hormigón, se emplea el modelo multilineal en el espacio de las tensiones-deformaciones medias (Maekawa et al., 2003) para acero embebido en hormigón, que incorpora el fenómeno de adherencia. Los puntos característicos de esta ley en la zona de tracción (dominio positivo de tensiones en la Fig. 3.8) son: (i) fluencia ($\bar{\varepsilon}_y - \bar{f}_y$), (ii) inicio del primer tramo de endurecimiento por deformación ($\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{f}_{y1}$), (iii) inicio del segundo tramo de endurecimiento por deformación ($\bar{\varepsilon}_{sh2} - \bar{f}_{y2}$) y (iv) rotura ($\bar{\varepsilon}_u - \bar{f}_u$) (Fig. 3.8). Para obtener estos valores característicos de tensión media en elementos bi o tridimensionales con fisuras inclinadas respecto a la posición de la armadura, se emplea la Ec. 3.29.

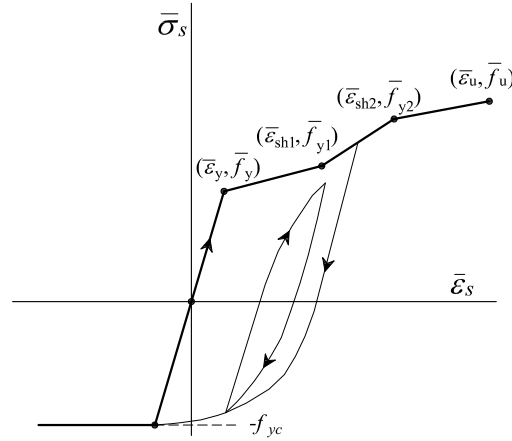


Fig. 3.8: Ley constitutiva del acero en tensiones-deformaciones: curva esqueleto y modelo de histéresis

A partir del punto $(\bar{\epsilon}_y - \bar{f}_y)$ que determina el fin del tramo elástico, se define una curva trilineal entre los puntos característicos indicados hasta llegar al punto de rotura $(\bar{\epsilon}_u - \bar{f}_u)$, estando definido cada tramo mediante expresiones matemáticas obtenidas de estudios paramétricos, que pueden ser consultadas en (Maekawa et al., 2003) y en (Salem y Maekawa, 1999). Como modelo de histéresis, se adopta el de multi-capas (Fukuura y Maekawa, 1999) en el que el acero es representado por un conjunto de elementos microscópicos en paralelo formados cada uno de ellos por un muelle y una deslizadora, conectados ambos en serie. La zona de carga sigue una ley elastoplástica y en la descarga se tiene en cuenta el efecto Bauschinger dando diferentes valores de tensión de fluencia a compresión en cada deslizadora.

Para determinar la cuantía ρ_{eff} en la zona de adherencia efectiva, Maekawa et al. (2003) proponen el cálculo de A_{RC} para una barra de acero embebida en hormigón sometida a un ensayo a tracción mediante la expresión $A_{RC} = h_{max}^2$, en la que h_{max} se define como sigue:

$$h_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} d_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \quad (3.33)$$

donde d_b es el diámetro de la barra de acero. En el caso de un elemento de hormigón armado, donde la separación de la armadura en la cara traccionada no es excesiva, se puede utilizar la Ec. 3.33, quedando definida el $A_{RC} = h_{max} b$, donde b es el ancho de la sección. Cuando la separación de armadura es excesiva, Maekawa et al. (2003) propone utilizar la siguiente expresión alternativa:

$$h_e = \frac{n h_{max}^2}{b} \quad (3.34)$$

donde n es el número de redondos en la zona traccionada. Según estos criterios, la forma de proceder será calcular A_{RC} designando como canto de la misma $h_{\rho f} = \min\{h_e, h_{max}\}$. No obstante, hay que tener en cuenta que la armadura se sitúa en el centro de A_{RC} , es decir en $h_{\rho f}/2$. Por tanto, si el valor del recubrimiento de cálculo de la armadura medido desde el centro de la misma, $r_c = r + \Delta\phi$ (siendo r el recubrimiento físico de la armadura y $\Delta\phi$ el ámbito de la armadura), es inferior a $h_{\rho f}/2$, en ese caso el valor del canto de A_{RC} será $h_{\rho f}/2 + r_c$. De esta

forma, el valor de cálculo para el canto de A_{RC} será $h_\rho = \min\{h_{\rho f}, h_{\rho f}/2 + r_c\}$, de tal forma que $A_{RC} = h_\rho \cdot b$.

Maekawa et al. (2003) obtuvieron como resultado de investigación que, para valores de $\rho_{eff} < \rho_{cr}$, siendo $\rho_{cr} = f_t/f_y$ la cuantía geométrica crítica, el comportamiento del elemento estructural sería frágil dado que al producirse la fisura inmediatamente plastificaría la armadura, de tal forma que solo habría varias fisuras dominantes bien localizadas al igual que ocurriría en el que caso del hormigón en masa sin armadura.

3.2.2. Diferentes modelos estudiados para representar la conexión interior

La conexión interior forjado reticular-pilar de hormigón armado objeto de estudio cuenta con los siguientes componentes que se ilustran en la Fig. 3.3: (i) Pilares superior e inferior al forjado, (ii) zona nervada del forjado, (iii) zona maciza o ábaco, incluyendo vigas longitudinal y transversal de punzonamiento que cruzan el pilar (crucetas de punzonamiento), y (iv) unión pilar-ábaco. Para analizar la conexión, se han estudiado diferentes modelos numéricos. Todos ellos tienen en común el empleo de elementos tipo fibra (ETF) para los pilares y nervios de las zonas nervadas. La diferencia entre cada modelo reside en la forma de modelizar la zona maciza o ábaco; en esta zona, es donde se produce el mecanismo de transmisión de momento de los pilares a la losa por flexión y cortante excéntrico que gobiernan el comportamiento global de la conexión. Para desarrollar los modelos numéricos, se utilizó el programa Engineer's Studio (Forum-8, 2012) basado en el MEF no-lineal que implementa los modelos constitutivos analizados en el Apartado 3.2.1. Se trata de un software novedoso incorporado muy recientemente al mercado que incorpora componentes basados en la teoría avanzada de mecánica no-lineal de hormigón armado desarrollada por el profesor K. Maekawa (Maekawa et al., 2003). Se describe a continuación la modelización realizada para cada componente.

3.2.2.1. Pilares superior e inferior al forjado

Los pilares se modelizan con elementos tipo barra isoparamétricos de 3 nodos, con plasticidad distribuida, que emplean modelos de fibras para determinar la relación momento-curvatura a nivel de sección de la barra. A estos elementos se les ha denominado anteriormente de forma breve "elementos tipo fibra" (ETF). Estos elementos cuentan con dos puntos de Gauss para analizar los esfuerzos y/o tensiones del elemento. La sección en ambos pilares era cuadrada de 0.27 x 0.27 m. con el detalle de armado que aparece en la Fig. 3.3 a. La longitud del elemento ETF fue de 0.30 m, situándose dentro del intervalo $0.5h_{sec} < L < 2h_{sec}$, con h_{sec} el canto de la pieza, tal y como se recomienda en la referencia (Forum-8, 2012). La sección de los elementos tipo barra se discretizó en 10x10 fibras. El acero que se utilizó era del tipo B400, con un límite elástico de 400 N/mm² que unido a un módulo de deformación de 200 000 N/mm², definen el tramo elástico. La carga de rotura que se consideró fue de 405 N/mm². Esta ley bilineal así definida para una barra de acero aislada se empleó en el modelo multilineal definido en el Apartado 3.2.1.2 para obtener la ley constitutiva del acero embebido en hormigón en el espacio de las tensiones-deformaciones medias, adoptando un valor de $\rho_{eff} = 2.74\%$ ($h_\rho = 166$ mm) tanto para el pilar inferior como para el superior. El coeficiente de Poisson fue de 0.30 y el módulo de rigidez transversal correspondiente 76 923 N/mm². La resistencia a compresión adoptada para el

hormigón fue de 19.00 N/mm^2 y a tracción de 1.64 N/mm^2 . El módulo de deformación adoptado fue de 27000 N/mm^2 y el coeficiente de Poisson de 0.167, resultando un módulo de rigidez transversal inicial de 11568 N/mm^2 . Estos valores, sirven para definir los modelos EPAF y EPDF del hormigón definidos en los apartados 3.2.1.1 y 3.2.1.2, respectivamente. No obstante, para los elementos tipo barra con secciones discretizadas con modelos de fibras, se pueden hacer simplificaciones puesto que solo existen tensiones normales en la dirección perpendicular a la sección ortogonal al eje del elemento lineal y éstas a su vez están desacopladas con las tensiones tangenciales; de esta forma, se pueden definir leyes constitutivas muy parecidas a las obtenidas experimentalmente en los ensayos uniaxiales.

3.2.2.2. Nervios de la zona nervada del forjado

Esta zona del forjado, se caracteriza por estar constituida por una retícula de nervios de 0.42 m de intereje con 0.06 m de ancho de nervio y un canto total de 0.18 m, perteneciendo los últimos 0.036 m a la capa de compresión del forjado. En aras de conseguir el modelo más sencillo posible, se decidió no modelizar la capa de compresión en la zona de los nervios puesto que no es una zona crítica. Para modelizar los nervios, se utiliza el mismo tipo de elemento empleado para los pilares. La única diferencia en la definición de la sección estriba en la discretización para el modelo de fibras, que en este caso es de 5×5 y en el valor de ρ_{eff} que ahora se establece en un 3 %.

3.2.2.3. Zona maciza o ábaco que rodea el pilar con crucetas de punzonamiento

La zona del ábaco que se maciza con hormigón, está constituida por una losa de hormigón de 0.18 m de espesor y unas dimensiones de $1.74 \times 1.74 \text{ m}^2$, que conecta con el pilar en el centro geométrico y en los extremos con las zonas nervadas del forjado reticular. La peculiaridad a la hora de modelar esta zona es que el armado de la misma no es uniforme debido a la presencia de las crucetas de punzonamiento. A diferencia del resto del ábaco donde sólo hay armadura longitudinal, en la zona de las crucetas existe también armadura transversal vertical (estribos). Por esta razón, en la modelización, se distinguieron las siguientes zonas que se aprecian en la Fig. 3.9: (i) cruceta longitudinal, (ii) cruceta transversal, (iii) resto ábaco, con la zona maciza no ocupada por las crucetas longitudinal y transversal y (iv) unión rígida ábaco-pilar, que conforma la intersección del pilar con el ábaco.

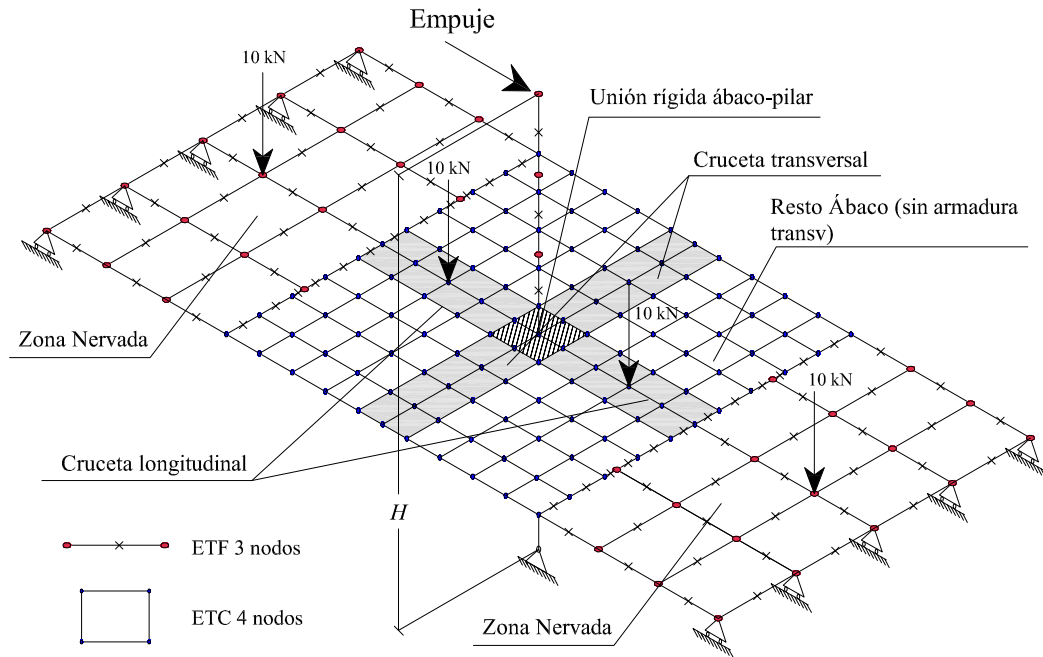


Fig. 3.9: Modelo de elementos finitos de la conexión interior forjado reticular-pilar

Para modelizar la zona del ábaco, se utilizarán elementos tipo ETF y ETC. Los ETF tienen las mismas características que los utilizados en los pilares y zona nervada. Para los ETC, se emplearán elementos isoparamétricos rectangulares de 4 y 8 nodos. Cada uno de ellos se divide en 10 capas de espesor constante (0.018 m), unas sólo con hormigón, y otras con hormigón y acero. Cada capa se define con hormigón cuya resistencia es de 19 N/mm^2 con un comportamiento no lineal en cada una de ellas, con objeto de obtener el mayor grado de aproximación posible. Se fija como coeficiente de endurecimiento del hormigón en tracción $c = 0.40$, al estar constituida la armadura por barras simples. Asimismo, se establecen las capas que contienen armadura, definiéndose la misma por cuantías (m^2 acero/m.l. elemento) en dos direcciones ortogonales. En cuanto a las características de los materiales, el hormigón tiene las mismas que el empleado para los ETF. Asimismo, se utilizan como modelos constitutivos del hormigón los EPAF y EPDF en toda su extensión. Las barras de acero que constituyen la armadura de la placa son de tipo B400, teniendo igualmente las mismas características que el utilizado en los ETF. El modelo constitutivo utilizado será el multilineal definido en el Apartado 3.2.1.2, con la particularidad de emplear la Ec. 3.32 para calcular la tensión media de fluencia en función de la orientación de las fisuras que se puedan producir. Variando la forma de modelizar las zonas del ábaco, se plantearon los modelos siguientes de conexión forjado reticular-pilar:

a) *Modelo 1*

En este modelo, se representaron tanto la parte del ábaco que no incluye las crucetas de punzonamiento, como la cruceta longitudinal con ETC rectangulares de 8 nodos, con unas dimensiones de $0.36 \times 0.36 \text{ m}$ y $0.27 \times 0.36 \text{ m}$ respectivamente. La cruceta transversal se modelizó con ETF isoparamétricos de 3 nodos, como se aprecia en la Fig. 3.10; estos ETF incluían rótulas plásticas a torsión en la unión de cada elemento finito de la cruceta, para simular la posible

rotura a torsión que se pudiera producir fuera del plano del forjado. Esta rotura, no se puede reproducir con ETC ya que con estos elementos solo se modeliza la fisuración en el plano del elemento.

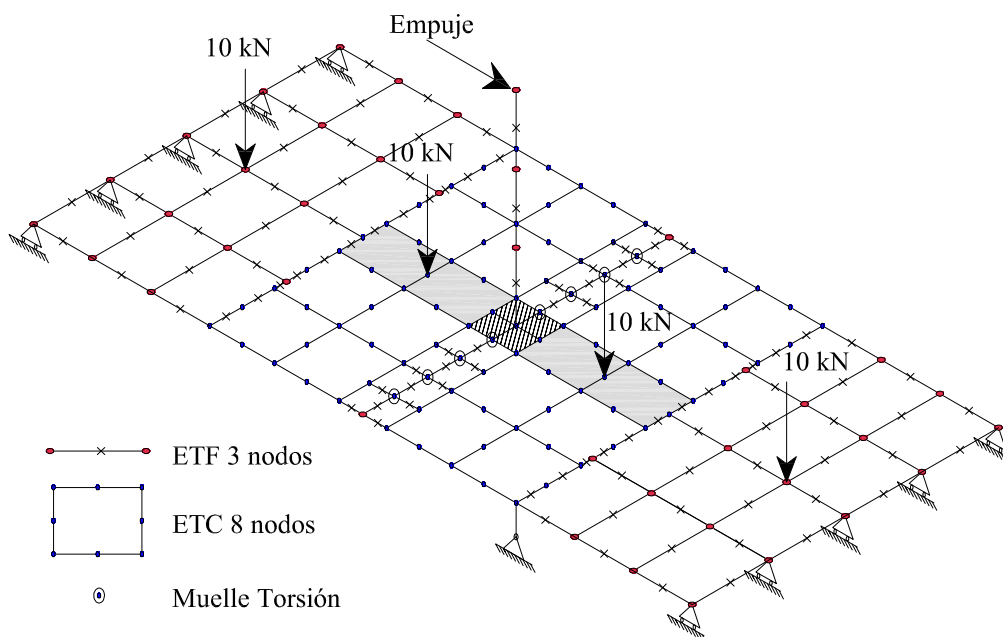


Fig. 3.10: Modelo 1 con cruceta transversal modelizada con ETF y muelles de torsión

De esta forma, la zona maciza quedó dividida en dos mitades unidas con ETF isoparamétricos de 3 nodos para transmitir los esfuerzos de flexión y cortante, quedando constituido un emparrillado en la zona de la cruceta transversal. La unión del pilar con el forjado se realizó con elementos bidimensionales rígidos, siendo el área ocupada de la misma dimensión que la sección del pilar.

b) Modelo 2

En este modelo se utiliza la misma disposición para la parte del ábaco no ocupada por las crucetas de punzonamiento y para las crucetas de punzonamiento. Estas últimas, se modelizaron con ETC de 8 nodos con unas dimensiones de 0.36 x 0.27 m, de tal forma que la conexión con el pilar se realizaba a través de un solo elemento (Fig. 3.11). La unión pilar-forjado se realizó con 4 ETC de 4 nodos de 0.135 x 0.135 m, teniendo en cuenta la armadura tanto de la cruceta transversal como de la longitudinal que intersectan en esta zona. De esta forma, la conexión del pilar con el ábaco se realizó de manera puntual a través de un solo nudo.

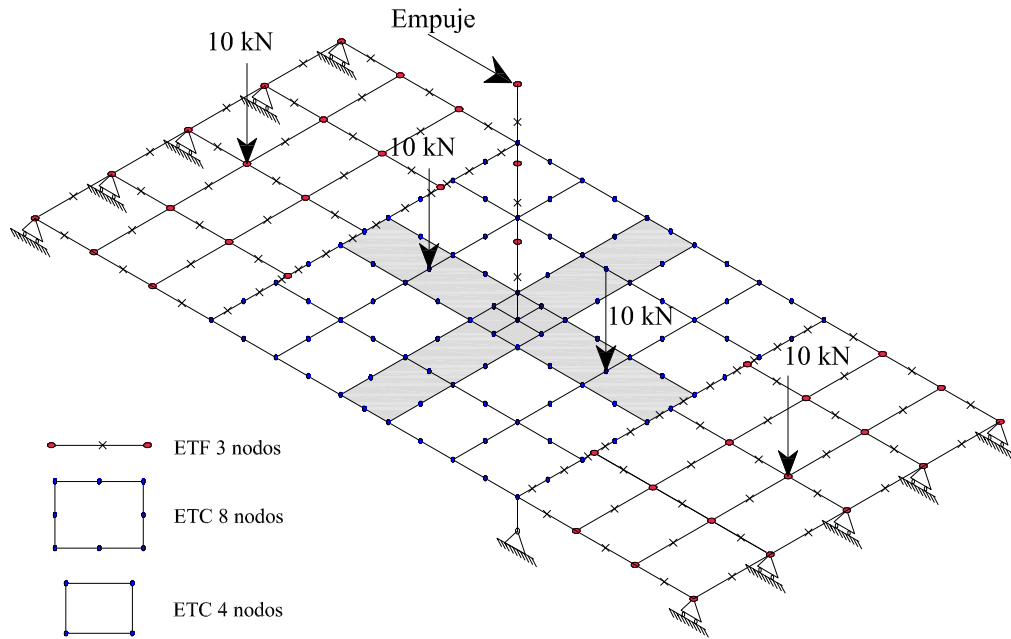


Fig. 3.11: Modelo 2 con crucetas modelizadas con ETC 8 nodos y unión pilar-fojado con ETC 4 nodos

c) Modelo 3

En este caso, se utiliza el modelo 2 con la diferencia de que en este caso la unión pilar-ábaco se hizo rigidizando los 4 ETC de la zona de unión ábaco-pilar.

d) Modelo 4

En este modelo se utilizan ETF isoparamétricos de 4 nodos (Fig. 3.9), con un tamaño de retícula menor con objeto de simplificar el MEF de cara a mejorar el tiempo de cálculo y la convergencia. El tamaño de malla elegido fue de 0.135 x 0.135 m en las crucetas y de 0.184 x 0.184 m en el resto de ábaco. De esta forma, se garantizaba la unión de dos elementos ETC de la cruceta transversal al pilar, mejorando la modelización de los esfuerzos de torsión que se generan en esta zona. Asimismo, se estableció la misma tipología y el mismo tamaño de elemento finito para el ábaco, estando por tanto el entorno del pilar más discretizado y con un elemento finito más sencillo.

3.2.3. Cargas aplicadas y proceso de cálculo

3.2.3.1. Cargas aplicadas

Las cargas aplicadas a los modelos se dividen en gravitatorias y cíclicas, aunque el estudio que nos ocupa está centrado en la respuesta frente a las segundas. Las cargas gravitatorias consideradas son las siguientes: (i) peso propio de los elementos (24.5 kN/m^3 para el hormigón y 77 kN/m^3 para el acero), (ii) carga puntual centrada según el eje del pilar de 335 kN que simula el axil del resto de plantas superiores, (iii) sobrecarga de uso, representada por cuatro cargas puntuales de 10 kN cada una aplicadas en los puntos del forjado que se indican en la Fig. 3.9. Para analizar la capacidad frente a cargas laterales de la conexión interior objeto de estudio, se realizó

un análisis de empuje incremental (AEI) para cada uno de los cuatro modelos planteados. Para ello, se estableció un desplazamiento objetivo de 100 mm a realizar en 333 pasos (0.3 mm/paso), tras haber aplicado las cargas gravitatorias. El modelo seleccionado, se sometió a la carga cíclica indicada en la Fig. 3.4, con el mismo ratio de desplazamiento impuesto por paso que en el AEI, para analizar el comportamiento histerético de la conexión.

3.2.3.2. Proceso de cálculo

El cálculo no-lineal se realiza utilizando el programa Engineer 's Studio (Forum-8, 2012), estableciendo una secuencia paso a paso, realizando iteraciones en cada uno de ellos hasta alcanzar el equilibrio según el criterio de convergencia establecido, con un error máximo relativo del 3 % y un error absoluto en fuerzas y momentos de 3 kN y 3 kN·m respectivamente. En el inicio de la secuencia de cálculo y en cada punto de Gauss, se aplican las leyes constitutivas correspondientes al modelo EPAF; en el momento que se produce una fisura hay un cambio a EPDF. Dependiendo del número de fisuras que aparecen, se establecen distintas formas de seleccionar la fisura activa en la que se establece el sistema de referencia local para aplicar el modelo EPDF.

a) Secuencia de cálculo en los ETF

En los ETF, la fisuración se considera ortogonal a la directriz y, por tanto, el sistema de referencia local permanece invariable durante toda la secuencia de carga en cada uno de los pasos. La fase de cálculo se realizará teniendo en cuenta que, las integrales de superficie sobre la sección del ETF para obtener los esfuerzos en cada paso necesarios para la ejecución del MEF, se calcularán de manera discreta sumando los esfuerzos generados por cada fibra de la sección. Finalmente, la submatriz de rigidez del ETF se calculará por el método de integración numérica de Gauss-Legendre con dos puntos de Gauss, siendo éstos últimos los puntos óptimos de consulta tanto de tensiones como de esfuerzos.

b) Secuencia de cálculo en los ETC

Los ETC son una extensión a dos dimensiones de los ETF, con una secuencia de cálculo parecida una vez que se establece el sistema de referencia local de cada elemento finito. Es decir, para obtener la submatriz de rigidez se sustituirán las integrales de superficie por sumas discretas en cada capa, obteniendo los esfuerzos de sección en el desarrollo del MEF. Se empleará el método de integración numérica de Gauss-Legendre, con un esquema reducido completo pasando de 3x3 a 2x2 puntos de Gauss para eliminar el bloqueo por cortante y membrana en láminas de reducido espesor. En dichos puntos de cada capa, se analizarán las tensiones dentro de cada elemento finito para generar el mapa de fisuras en el postproceso. Sin embargo, debido al carácter bidimensional, las fisuras que se generen en cada capa de un elemento finito determinado pueden tener cualquier orientación en el plano. Dado que los modelos EPDF dentro de la teoría FFD definen un sistema de referencia ligado a la fisura fija activa, este será variable en función de la que se considere activa en cada paso. Surgen tres posibles rutinas de cálculo en función de la disposición de las fisuras en cada punto de Gauss del elemento: (i) dos direcciones ortogonales, (ii) dos direcciones cuasi-ortogonales y (iii) dos direcciones no ortogonales. Si en el proceso de cálculo se produce una

fisura en una capa determinada, se asigna a ésta la coordenada X del sistema de referencia local que será ortogonal a la fisura; si no existen mas fisuras, ésta será la activa computándose en ella las tensiones del elemento así como la actualización de los parámetros del modelo dependientes de la historia de deformaciones. Cuando aparecen dos fisuras ortogonales en el elemento se asigna el eje Y a la segunda fisura. El cálculo de tensiones y la actualización de parámetros deben ser llevados a cabo respecto al eje de la fisura activa; en este caso, aquella que tenga una apertura superior será la activa y la otra será considerada como durmiente. Una vez obtenidas las tensiones medias del hormigón, se sumarán a las obtenidas para el acero calculadas en otra rutina diferente obteniéndose la tensión media en el elemento hormigón armado. Si las dos fisuras no son perfectamente ortogonales (Fig. 3.12) y, sin embargo la desviación respecto al ángulo recto es de 22.5° , se puede aplicar con suficiente precisión lo indicado anteriormente para las fisuras ortogonales (Maekawa et al., 2003).

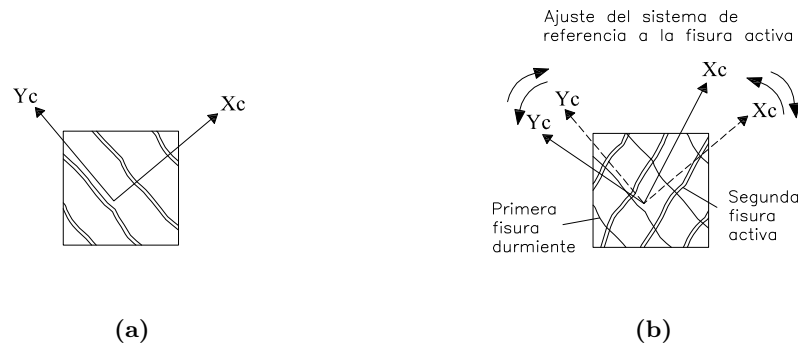


Fig. 3.12: Fisuras Cuasi-Ortogonales: (a) una fisura; (b) dos fisuras cuasi-ortogonales

Finalmente, si la desviación respecto al ángulo recto del ángulo que forman dos fisuras es superior a 22.5° , el cálculo de tensiones y la actualización de parámetros del modelo no representan correctamente las condiciones de tensión de la otra fisura, considerada como durmiente. Se aplica entonces la tercera rutina de cálculo para un máximo de cuatro fisuras. En este caso, se establece un nuevo sistema de referencia, con una nueva coordenada X' ortogonal a la nueva fisura; en el caso completo se tendrán dos parejas de fisuras formando sistemas cuasi-ortogonales, como se aprecia en la Fig. 3.13. De cada sistema, se seleccionará la fisura activa local, siguiendo el criterio de mayor apertura y se calcularán las tensiones respecto a la misma. Para determinar la fisura activa global del elemento, se seleccionará entre las fisuras activas locales, la que tenga mayor deformación normal a la fisura; la de menor deformación será denominada como fisura durmiente global. Si durante la secuencia de cálculo no hay cambios en la selección de las fisuras activas locales, la fisura activa global del elemento permanecerá siempre que la deformación normal no sea inferior a 1.4 veces de la considerada durmiente. Una vez que se define la fisura activa junto con su cálculo de tensiones, se actualizan los parámetros del modelo que dependen de la historia de deformación y se suman las tensiones medias obtenidas del hormigón fisurado a las del acero, resultando la tensión media en la capa de hormigón armado.

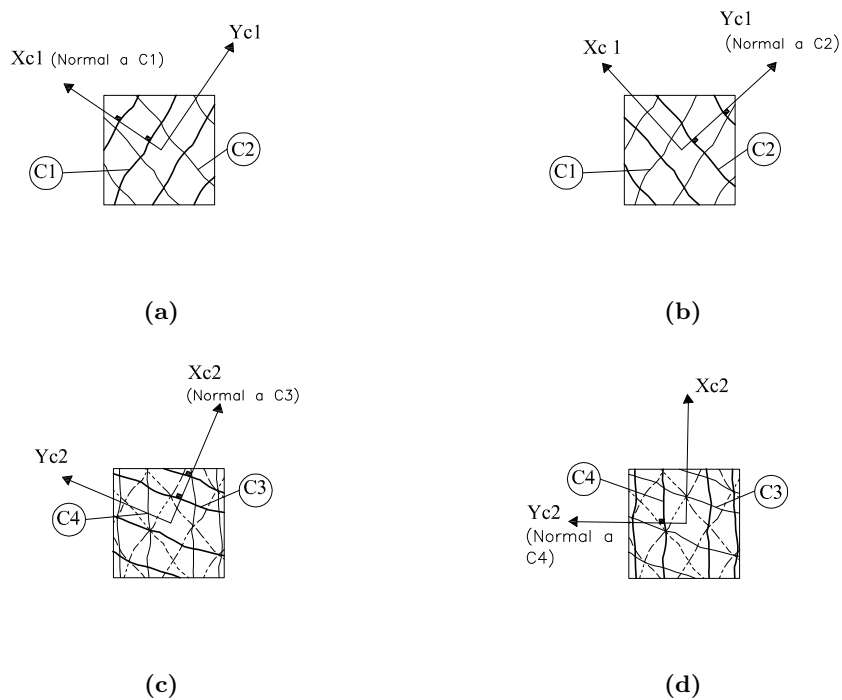


Fig. 3.13: Disposición de cuatro fisuras en un ETC según el sistema de referencia (SR): (a) SR1, fisura activa C1; (b) SR1, fisura activa C2; (c) SR2, fisura activa (C3); (d) SR2, fisura activa (C4)

Por tanto, para establecer el cálculo de tensiones en un elemento finito de hormigón armado, se seguirá la siguiente secuencia en cada punto de Gauss: antes de fisurar el hormigón, sigue el modelo establecido para hormigón armado sin fisurar elasto-plástico de fractura continua; una vez que se produce la primera fisura, se inicia la rutina de cálculo en hormigón fisurado. En primer lugar, se fija el sistema de referencia con el eje X ortogonal a esa primera fisura y se calculan las tensiones medias según este sistema de coordenadas, de manera independiente para hormigón fisurado y acero. Finalmente ambas se suman estableciendo la tensión media en el elemento hormigón armado. Si al calcular las tensiones en el hormigón, se produce una nueva fisura pueden ocurrir dos casos: (i) fisura ortogonal o cuasi-ortogonal y (ii) fisura no ortogonal. En función de la orientación de la fisura, se activan las rutinas de cálculo correspondientes citadas anteriormente.

3.2.4. Comparación entre la predicción de los modelos numéricos y los resultados experimentales

3.2.4.1. Comparación de la curva obtenida con AEI con la envolvente experimental

Los diferentes modelos realizados de la conexión interior, se someten a un AEI con control de desplazamientos para obtener la curva de capacidad, obteniéndose las curvas que se representan en la Fig. 3.14. Se incluye asimismo, la curva obtenida del ensayo realizado al espécimen bajo carga cíclica correspondiente a los desplazamientos positivos del pistón, δ , en la que hay que resaltar la degradación en la resistencia lateral y rigidez a partir de $\delta = 59$ mm, con un valor de desplazamiento relativo entre plantas, *IDI*, de 3.2 %. A partir de este punto, se observaron fallos de adherencia en la armadura longitudinal inferior del ábaco junto al pilar, así como grandes fisuras de torsión en la viga transversal fuera del plano del ábaco como se aprecia en la Fig. 3.15. La capacidad última resistente del espécimen se considera que se alcanza cuando la resistencia lateral disminuye un 20 % respecto a la máxima alcanzada, hecho que se produjo para un $\delta = 79$ mm con *IDI* = 4.4 %.

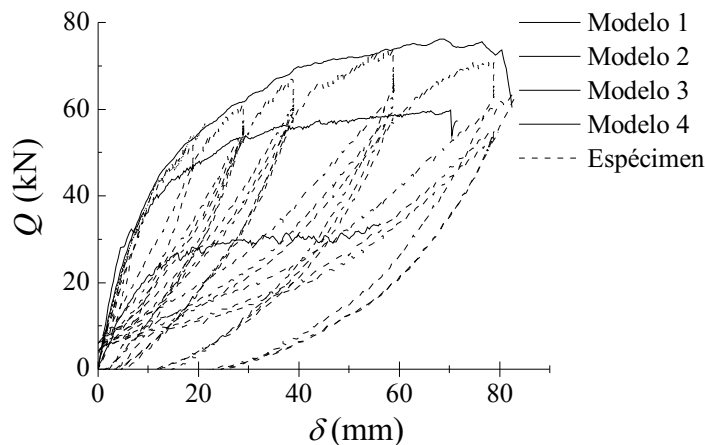


Fig. 3.14: Curvas de capacidad de los diferentes modelos



Fig. 3.15: Fallo de adherencia y rotura a torsión en espécimen

La curva de capacidad obtenida del AEI aplicado en cada modelo, $Q - \delta$, constituye teóricamente la envolvente de la curva que resulta del ensayo realizado al espécimen. Analizando las distintas curvas de capacidad respecto a la del espécimen ensayado, se obtiene: (i) el modelo 1 presenta una rigidez inicial ligeramente superior, así como una resistencia lateral final menor en un 25 %. Asimismo, el desplazamiento último alcanzado se situó en $\delta = 70$ mm y un *IDI* = 3.88 %, (ii) el modelo 2 presentó una desviación notable en cuanto a resistencia, rigidez inicial y desplazamiento último debido fundamentalmente a la falta de rigidización en la unión de los pilares inferior y superior con el ábaco, (iii) en el modelo 3 se produjeron fallos de convergencia antes de llegar al desplazamiento objetivo, debido probablemente a la baja discretización realizada en la zona que rodea el pilar, y (iv) el modelo 4 fue el que mejor ajuste presentó sobre la curva experimental hasta el punto de máxima resistencia lateral del espécimen ($Q = 73$ kN, *IDI* = 3.2 %), a partir del cual se producen los fenómenos de fallo de adherencia y fisuras a torsión comentadas anteriormente que no se tuvieron en cuenta de manera explícita en el modelo sino de forma indirecta limitando en valor último tanto la tensión como la deformación del acero.

Así pues, se selecciona inicialmente el modelo 4 según el análisis efectuado bajo cargas monotónicas mediante AEI, para representar numéricamente al espécimen. Será el modelo utilizado en los siguientes apartados, para completar el estudio de la conexión interior.

3.2.4.2. Comparación entre modelo numérico y ensayos bajo cargas cíclicas

Se pretende en esta sección, analizar el comportamiento histerético de la conexión pilar-forjado reticular frente a cargas cíclicas aplicadas sobre el modelo 4, seleccionado en el apartado anterior. La historia de carga es la reflejada en la Fig. 3.4. El modelo sigue la secuencia de cálculo paso a paso, teniendo en cuenta las leyes histeréticas definidas para el hormigón y el acero en el espacio de las tensiones-deformaciones medias. Las curvas carga cíclica lateral-desplazamiento sobre la coronación del pilar, $Q - \delta$, según el grado de desplazamiento máximo alcanzado en cada etapa, δ_{max} , se muestran en la secuencia (a)-(d) de la Fig. 3.16.

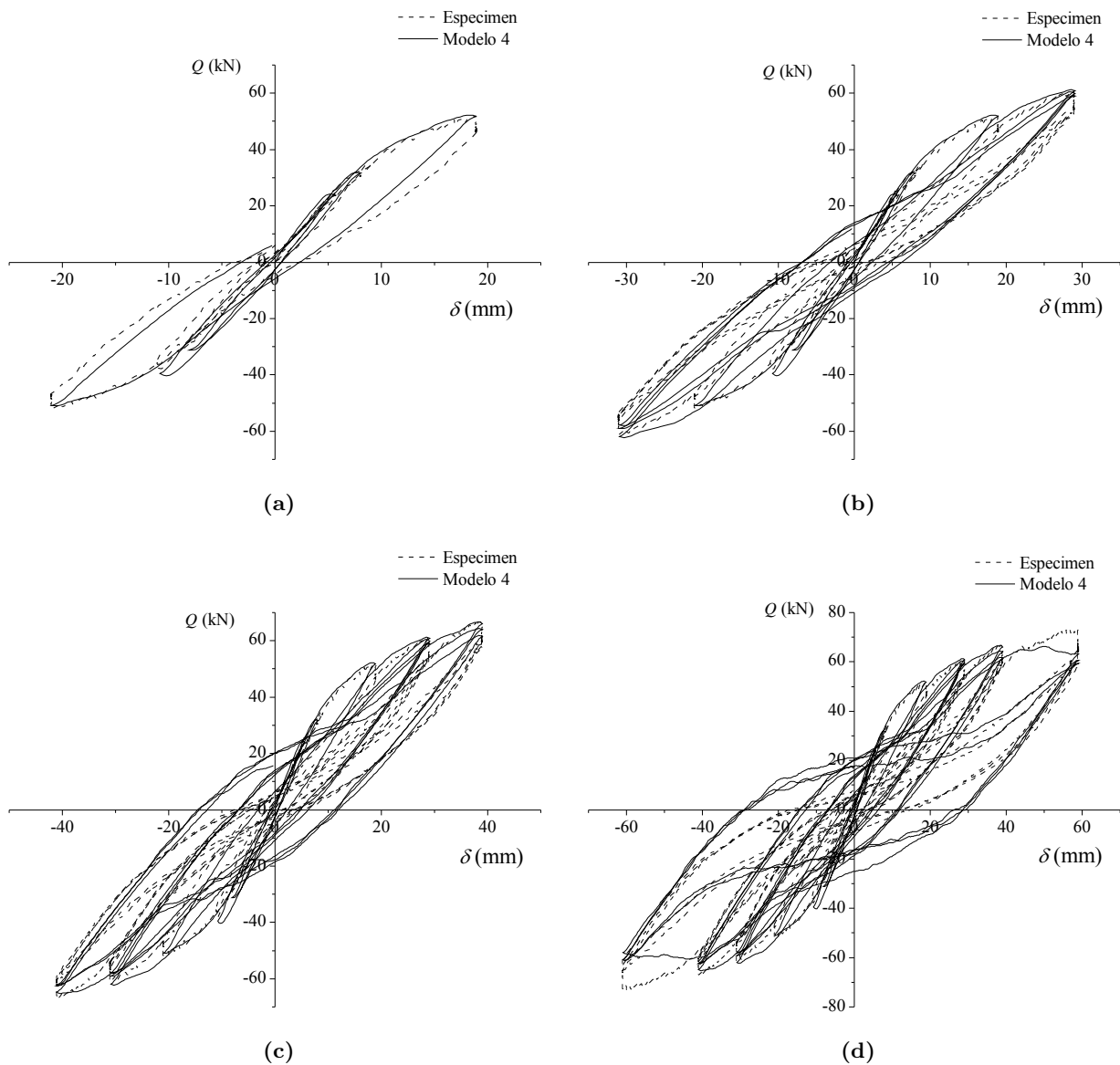


Fig. 3.16: Carga lateral vs desplazamiento en coronación del pilar: (a) $\delta_{max} = 21$ mm, $IDI = 1.16$ %; (b) $\delta_{max} = 31$ mm, $IDI = 1.72$ %; (c) $\delta_{max} = 41$ mm, $IDI = 2.27$ %; (d) $\delta_{max} = 61$ mm, $IDI = 3.38$ %.

En los primeros ciclos, existe buena correlación tanto en la resistencia lateral, rigidez y efecto de pinzamiento. Sin embargo, para desplazamientos cercanos a la capacidad máxima de la conexión, $IDI = 3.8\%$, se empeora la correspondencia en el efecto de pinzamiento. Esto se debe a que las leyes hysteréticas contempladas, no tienen en cuenta la degradación tanto en la adherencia hormigón-acero como en la capacidad de transmitir tensiones tangenciales en las fisuras por desgaste del árido ante fisuras a torsión fuera del plano de la capa. Estos fenómenos se manifestaron a partir de ese valor de desplazamiento entre plantas, debido a la acumulación de ciclos de la historia de carga. No obstante, el modelo numérico capta muy bien los valores de resistencia lateral máxima en cada etapa y pone de manifiesto el severo efecto de pinzamiento que se produce en la conexión interior de un forjado reticular, verificado por el experimento.

3.2.4.3. Comparación entre el patrón de fisuras obtenido con el modelo numérico y el experimental

Del modelo 4, se obtiene el patrón de fisuración en cada capa del forjado y paso analizado. En cada punto de Gauss de los ETC se analiza el estado tensional, representando en cada paso las fisuras que se presentan de las que solo una será la activa a efectos de cálculo. En general se puede afirmar que existe una buena correlación entre la fisuración que predice el modelo numérico y la observada experimentalmente, y esa es una de las principales razones por las que la tanto la curva envolvente como la obtenida bajo cargas cíclicas se aproxima tanto a la experimental. En las Fig. 3.17 y 3.18 se comparan el modelo y el espécimen fisurado en planta, tanto de la zona superior como inferior, para un desplazamiento lateral de la coronación del pilar superior $\delta = 60$ mm de izquierda a derecha. Se observan fisuras tanto a flexión a lo largo de todo el ancho del ábaco como por torsión en las proximidades del pilar (líneas diagonales), reflejándose una buena correspondencia entre el modelo y el espécimen. Las fisuras de torsión marcan la dirección de las tensiones principales de compresión, pudiéndose intuir el flujo del campo de compresiones de las bielas comprimidas de hormigón dirigiéndose al entorno del pilar. Asimismo, se observa tanto en la zona anterior como posterior al pilar un estado multifisurado que indica un cambio en las direcciones principales de tensión con el incremento de desplazamiento del modelo.

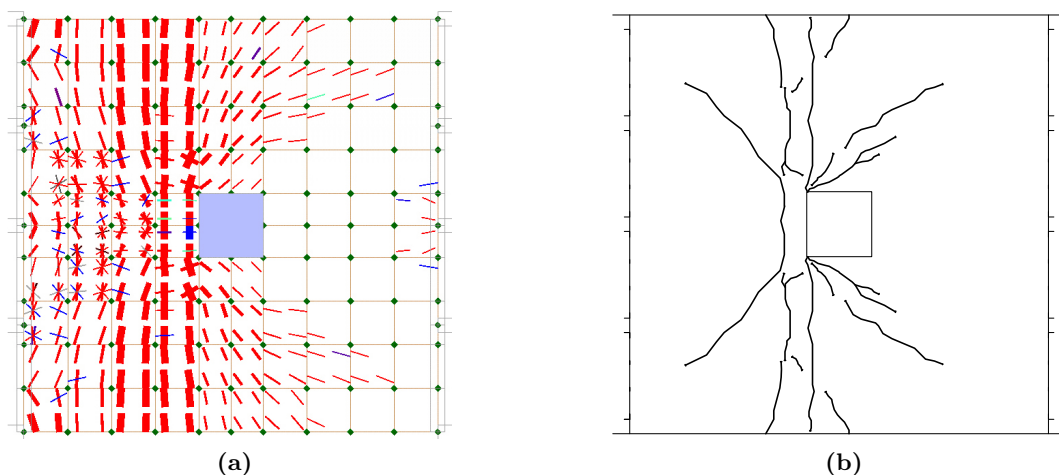


Fig. 3.17: Fisuras en capa superior del ábaco para: (a) Modelo 4; (b) Espécimen

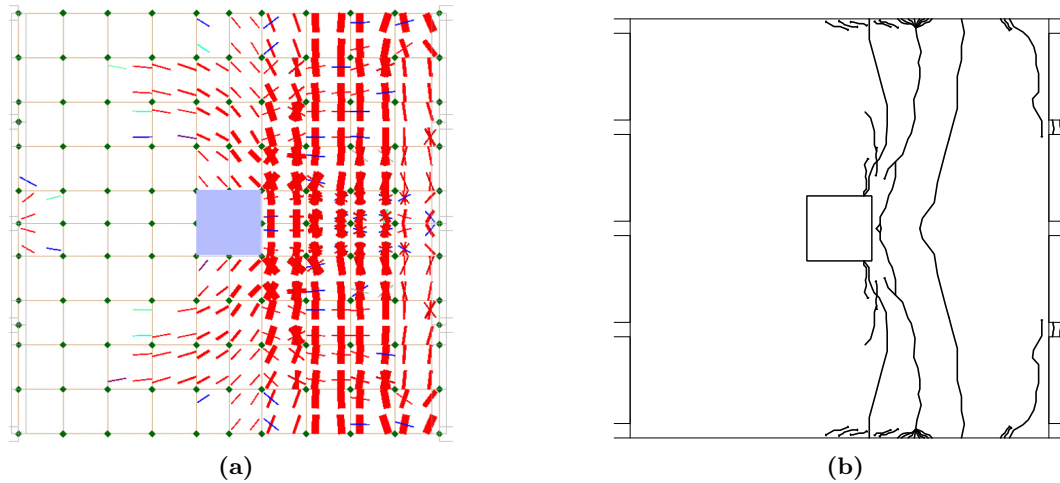


Fig. 3.18: Fisuras en capa inferior del ábaco para $\delta = 60$ mm; (a) Modelo 4; (b) Espécimen

3.2.5. Conclusiones

Se han presentado en este artículo diferentes modelos para simular numéricamente el comportamiento sísmico de una conexión interior de estructuras con forjado reticular, basados en la mecánica no lineal de hormigón armado. En las leyes histeréticas del hormigón armado, se distinguen los estados antes y después de fisurar, aplicados tanto en elementos tipo fibra, ETF, como en elementos tipo capa, ETC. Uno de los modelos es seleccionado para validar numéricamente el comportamiento cíclico de la conexión, siguiendo el criterio de mayor aproximación de la curva de capacidad, obtenida mediante análisis de empuje incremental, como envolvente a la curva experimental obtenida del ensayo de un espécimen pilar-forjado reticular de hormigón armado sometido a carga cíclica pseudo-estática. Se elige el modelo 4 formado por ETF isoparamétricos de tres nodos en pilares y nervios, ETC rectangulares de 4 nodos en el ábaco y elementos rígidos bidimensionales en la unión pilar-ábaco. Sobre este modelo, se aplica la historia de carga cíclica que se utilizó en el ensayo del espécimen, comparándose la curva carga cíclica lateral-desplazamiento así como el estado de fisuración con los resultados experimentales obtenidos en el ensayo del espécimen.

Del estudio realizado, una vez seleccionado el modelo que valida numéricamente la conexión, se extraen las siguientes conclusiones:

1. La elección de modelos de fibras y de capas, para los elementos lineales y bidimensionales respectivamente, ha sido idónea para poder simular de forma muy cercana a la real obtenida experimentalmente el comportamiento del hormigón fisurado.
2. Es fundamental realizar una discretización lo más tupida posible en la zona que rodea el pilar, sobre todo para reproducir el estado de torsión de forma cercana a la realidad. El modelo seleccionado converge a la solución experimental a partir de una discretización mínima de dos elementos tipo lámina en el contacto de la unión pilar-forjado con las vigas embebidas en el ábaco. De esta forma, se mejora el modelo para captar de manera adecuada los esfuerzos de torsión que se producen en la cruceta transversal.

3. Los modelos constitutivos elegidos para simular el comportamiento de los materiales tanto para el AEI bajo carga monotónica como para las cargas cíclicas, se han basado en la teoría avanzada de mecánica no-lineal del hormigón armado, dentro del espacio de las tensiones-deformaciones medias. Se han mostrado muy eficaces, según se desprende tanto del ajuste realizado a la curva experimental, así como del estado de fisuración obtenido en la zona macizada o ábaco que rodea al pilar.
4. Se ha comprobado que es imprescindible realizar una modelización adecuada de la transición pilar-ábaco entre componentes de distinta dimensión, con elementos bidimensionales rígidos para simular correctamente la transmisión de esfuerzos en todo el perímetro de la sección del pilar al entorno del ábaco.
5. El modelo numérico predice de forma muy satisfactoria el comportamiento no lineal de la conexión hasta el punto de máxima carga, a partir del cual existen fallos de adherencia en la armadura inferior longitudinal así como degradación de la resistencia en la tensión tangencial de las fisuras a torsión, no recogidas en el modelo numérico. Por esta razón, se va produciendo un aumento en el desfase del efecto de pinzamiento con el incremento de ciclos en la historia de carga.

3.3. Transferencia del momento desestabilizador e influencia de las vigas transversales en las conexiones pilar-placa interiores de forjados reticulares bajo carga lateral

Una de las cuestiones fundamentales cuando se proyectan estructuras con forjado reticular sometidas a cargas laterales es como se distribuye el momento desestabilizador provocado por la carga lateral en las conexiones pilar-placa, entre los mecanismos de flexión y cortante excéntrico. Este tema ha sido tratado por las normas técnicas Eurocódigo-2 (EC-2) (CEN, 2004a) y ACI 318-11 (ACI, 2011), proporcionando diferentes soluciones dependiendo donde son aplicadas. Las investigaciones realizadas en este campo se han centrado fundamentalmente en las estructuras con losa maciza de hormigón armado (Hanson y Hanson, 1968; Ritchie et al., 2006), asumiendo que las estructuras con forjado reticular y losa maciza se comportan de igual forma bajo los mismos tipos de carga. El hecho es que, sin embargo, existen diferencias (Abdul-Wahab y Khalil, 2000) destacando el mayor ratio entre la rigidez a flexión y la torsional en el forjado reticular, el cual puede producir a una substancial reducción en la carga transmitida por torsión.

Normalmente, las vigas transversales con descuelgues se incluyen en los forjados reticulares, como se muestra en la Fig. 3.19, cuando la longitud del vano es importante (mayores a 10 m) para incrementar la rigidez tanto a flexión como a torsión. La rigidez transversal de las vigas puede influir en el ancho de la placa denominado eficaz en la transmisión de la parte de momento desestabilizador asignado al mecanismo de flexión. Esta rigidez también puede afectar a la ductilidad de la conexión y, por tanto, a la capacidad de disipar energía que esta representa.

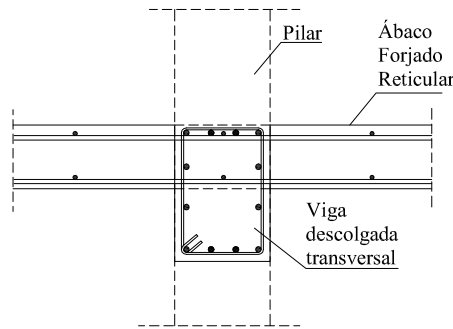


Fig. 3.19: Sección Transversal de una conexión pilar-placa interior en un forjado reticular con viga transversal descolgada

Este estudio presenta una investigación de tipo numérico dirigida a clarificar la distribución del momento desestabilizador entre los mecanismos de flexión y cortante excéntrico, y evaluar la influencia de las vigas transversales en conexiones pilar-placa interiores en sistemas con forjado reticular. A diferencia de anteriores estudios en los que se usaron modelos lineales y elásticos (Mast, 1970; Elgabry y Ghali, 1996), en este caso se utilizan modelos no-lineales de elementos finitos (MEF) calibrados con resultados experimentales.

El MEF correspondiente al modelo 4 desarrollado en el Apartado 3.2.2, denominado MEF-Referencia, es el utilizado como referencia para este estudio, ya que fue el que mejor simuló numéricamente el comportamiento tanto monótono como histerético del espécimen ensayado en laboratorio. A partir de él, se desarrollan variantes para estudiar el efecto de las vigas transversales.

3.3.1. Distribución del momento desestabilizador entre flexión y cortante excéntrico

3.3.1.1. Obtención del momento desestabilizador en el MEF-Referencia

Para una determinada sección crítica realizada en el MEF-Referencia definida por un perímetro crítico, tal y como se indica en la Fig. 3.20, el modelo numérico proporciona las distribuciones de tensiones normal σ_y y tangenciales τ_{yz} , τ_{xz} a lo largo del espesor de la placa. Los momentos M_f^+ y M_f^- transmitidos por flexión a través de las dos secciones opuestas perpendiculares a la dirección de carga (lados AB y CD de la Fig. 3.20) son calculados a partir de tensiones normales, σ_y , actuando en cada capa sobre el espesor de la sección transversal. La integración de las tensiones normales actuando en la cara AB de la sección crítica multiplicada por la distancia z al plano medio de la placa proporciona el momento M_f^+ , mientras que la correspondiente integración con las tensiones normales actuando en la cara CD de la sección crítica proporciona el momento M_f^- . El momento transferido por flexión, M_f , es calculado mediante la expresión $M_f = |M_f^+| + |M_f^-|$. El momento transmitido por cortante excéntrico, M_ν , es calculado integrando el momento inducido respecto al eje $a - a'$ que pasa por el centroide de la sección crítica mediante las tensiones tangenciales τ_{yz} y τ_{xz} (Fig. 3.20) actuando en cada capa sobre el espesor de la sección transversal y a lo largo del perímetro crítico (lados AB, BC, AD y CD en la Fig. 3.20). El momento desestabilizador, M_{des} es calculado en cada paso de la secuencia de cálculo multiplicando el valor de la carga horizontal Q aplicada en cada extremo del pilar por la

distancia H (Fig. 3.9). Para un determinado perímetro crítico y en cada paso de la historia de carga, el resultado del análisis siempre verifica que $M_{des} = M_f + M_\nu$.

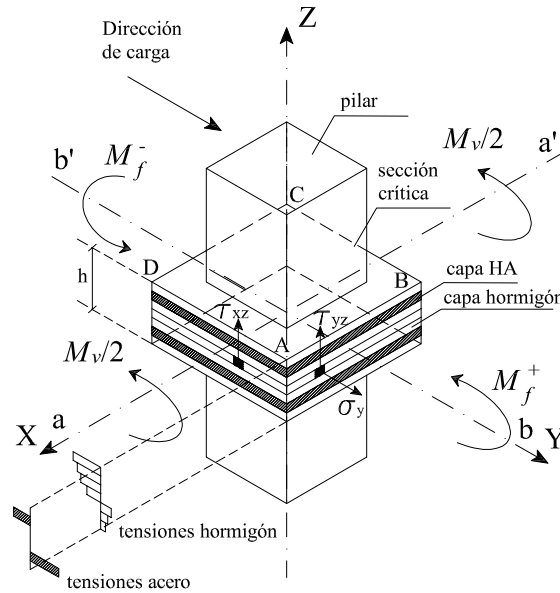


Fig. 3.20: Distribución de tensiones en elementos tipo capa de la sección crítica

3.3.1.2. Distribución del momento desestabilizador en diferentes secciones críticas

El momento desestabilizador actuando en la conexión debido a acciones laterales es transferido del pilar a la zona del ábaco del forjado mediante dos tipos de mecanismos: flexión y cortante excéntrico. El primero implica tensiones normales en las secciones transversales de la placa, mientras que el segundo induce tensiones tangenciales en la sección crítica que rodea al pilar.

De acuerdo a la norma ACI 318-11 (ACI, 2011), la proporción del momento desestabilizador transferido por flexión, $M_f = \gamma_f M_{des}$ es determinada por un coeficiente γ_f definido como sigue:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{c_1}{c_2}}} \quad (3.35)$$

donde c_1 y c_2 son las dimensiones longitudinal y transversal del pilar, respectivamente, a la dirección de carga. Para pilares de sección cuadrada $\gamma_f = 0.60$. La norma ACI 318-11 (ACI, 2011) asume que M_f es resistido por una franja de placa de ancho $b_{ef} = 3h_f + c_2$, donde h_f es el canto del forjado. La cantidad restante del momento desestabilizador, $M_\nu = (1 - \gamma_f) M_{des}$, se considera transmitido a la placa mediante cortante excéntrico respecto al centroide de la sección crítica cuyo perímetro es definido de diferentes formas dependiendo de la norma técnica que se emplee. Para la norma ACI 318-11 (ACI, 2011), el perímetro crítico es definido a una distancia $d/2$, donde d es el canto útil de la sección del forjado, medido desde las caras del pilar tal y como se muestra en la Fig. 3.21 a. Es necesario destacar que la dimensión de este perímetro perpendicular a la dirección de carga lateral, $(d + c_2)$, no coincide con el ancho $b_{ef} = 3h_f + c_2$ adoptado por ACI 318-11 para transferir M_f . Este tema ha sido tratado en anteriores estudios (Hanson y Hanson,

1968). Aparentemente mas consistente, sin embargo, es la aproximación realizada por la norma ACI 318-62 (ACI-Committee_318, 1965), que asume un perímetro crítico donde la dimensión perpendicular a la dirección de carga coincide con el ancho eficaz $b_{ef} = 3h_f + c_2$ que transmite la flexión, como se muestra en la Fig. 3.21 b. A su vez, EC-2 (CEN, 2004a) define el perímetro de la sección crítica a una distancia $2d$ de las caras del pilar como se muestra en la Fig. 3.21 c. En contraste con lo planteado por ACI 318-11, para pilares de sección cuadrada la fracción de momento desestabilizador transferido por flexión que propone EC-2 es $\gamma_f = 0.40$.

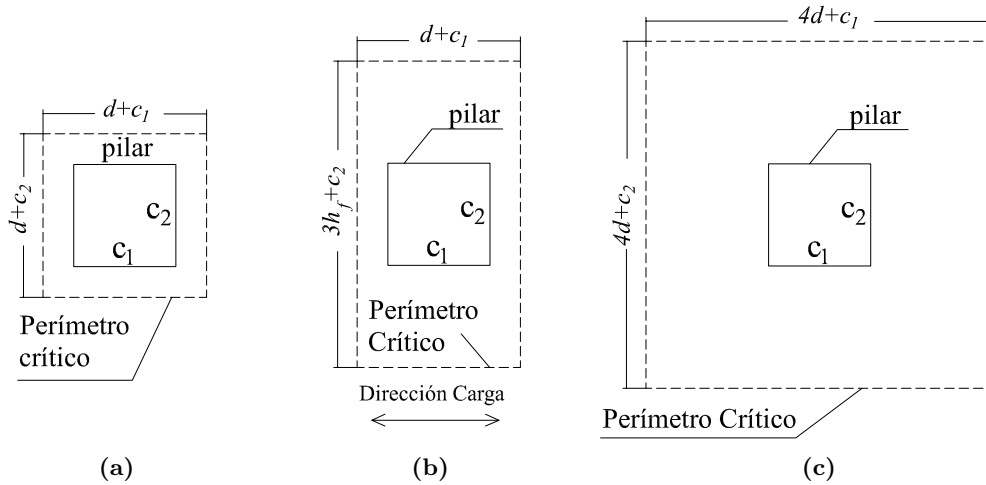


Fig. 3.21: Perímetros críticos de acuerdo a: (a) ACI 318-11, (b) ACI 318-62 y (c) EC-2

En esta sección, la distribución de M_{des} entre los mecanismos de flexión y de cortante ex-céntrico en el MEF-Referencia es analizado y comparado con las disposiciones establecidas por las normas ACI 318-11, ACI 318-62 y EC-2. Para ello, se utilizarán los resultados numéricos del análisis de empuje incremental realizado sobre el MEF-Referencia incluidos en el Apartado 3.2.4.1. El momento desestabilizador alcanzado por el MEF-Referencia cuando alcanzó la máxima carga lateral, Q_m , fue $M_{des,m} = 131.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$, el cual incluye los producidos por las cargas gravitatorias.

Como se ha indicado, conforme a la norma ACI 318-11, la parte de $M_{des,m}$ transmitida por el mecanismo de flexión $\gamma_f M_{des,m}$ es resistido en la zona de la cara del pilar por una sección de ancho $b_{ef} = 3h_f + c_2$. El momento de flexión total, M_f transmitido a las dos caras opuestas del MEF-Referencia (Fig. 3.21 b) cuando el momento desestabilizador alcanza su máximo valor fue $M_f = M_f^- + M_f^+ = 49.0 + 25.0 = 74.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$, y representa la capacidad a flexión de las secciones. Este valor de $M_f = 74.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ representa una fracción de $0.56 (= 74.0/131.20)$ del momento desestabilizador aplicado, $M_{des,m}$. Esta fracción de $M_{des,m}$ transmitida por flexión en el modelo numérico es muy próxima al límite inferior del rango de valores prescrito por ACI 318-11 para γ_f , establecido entre 0.60 y $1.25 \cdot 0.60 = 0.75$. La Sección 13.5.3.3 de ACI 318-11 permite este incremento de γ_f hasta 0.75 cuando se cumplen dos condiciones relacionadas con el valor de la fuerza cortante producida por las cargas gravitatorias y la cuantía de armadura a flexión; tales condiciones son satisfechas por la conexión pilar-placa interior usada como modelo de referencia en este estudio.

La norma ACI 318-11 considera que el resto de momento desestabilizador $M_{des,m}$, es decir,

$131.20 - 74.0 = 57.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$, es transmitido por excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección crítica definida en la Fig. 3.21 a. El momento transmitido por excentricidad del cortante respecto al centroide en el MEF-Referencia fue calculado obteniendo un valor de $M_\nu = 90.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$, el cual representa una fracción de momento desestabilizador de $0.69 (= 90.3/131.2)$. Este valor de 0.69 es similar al obtenido en estudios previos (Mast, 1970; Elgabry y Ghali, 1996) obtenidos de simulaciones numéricas con modelos elásticos (desde 0.55 a 0.66), aunque claramente muy superiores y fuera del rango prescrito por la norma ACI 318-11 establecido entre $0.40 (= 1.0 - 0.6)$ y $0.25 (= 1.0 - 0.75)$. Las diferencias entre las respuestas elástica e inelástica en este tipo de conexión han sido abordadas en estudios previos (Yamazaki y Hawkins, 1979). Lo que es destacable aquí es que, de acuerdo con estos resultados es que, comprobando la capacidad resistente de la conexión estimando las tensiones tangenciales en la sección crítica definida por ACI 318-11 con valores de γ_ν entre 0.40 y 0.25 no es realista y puede conducir a proyectos que no estén del lado de la seguridad.

Asimismo, hay que resaltar que $M_f = 74.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y $M_\nu = 90.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ no están calculados en la misma sección crítica, siendo esta la razón que justifica que la suma de ambas no resulte ser el $M_{des,m} = 131.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Como se indicado anteriormente, $M_f = 74.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ fue calculado para un ancho de $3h_f + c_2$ mientras que $M_\nu = 90.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ fue estimado para la sección crítica mostrada en la Fig. 3.21 a, cuya dimensión perpendicular a la dirección de la carga no es $3h_f + c_2$, siendo $d + c_2$. El valor de M_ν obtenido con el modelo numérico en el perímetro crítico mostrado en la Fig. 3.21 b (cuyo ancho perpendicular a la dirección de carga $3h_f + c_2$ coincidió con el utilizado para calcular $M_f = 74.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$) fue $57.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$, y por tanto, $74.0 + 57.20 = 131.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

En contraste con la norma ACI 318-11, en la norma ACI 318-62 el ancho eficaz de la losa asumido para transferir M_f coincidía con la dimensión del perímetro crítico perpendicular a la dirección de carga, como muestra la Fig. 3.21 b. El momento transmitido por cortante excéntrico a través de la sección crítica de la Fig. 3.21 b en el MEF-Referencia fue calculada obteniendo un valor de $M_\nu = 57.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$, el cual representa una fracción del momento desestabilizador de $0.44 (= 57.2/131.2)$. La suma del momento transmitido por flexión a lo largo del ancho $b_{ef} = 3h_f + c_2$, es decir $74.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$, y por cortante excéntrico a través de la sección crítica prescrita por la norma ACI 318-62 proporciona el momento desestabilizador $M_{des,m} = 131.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$, como se esperaba.

El momento transmitido debido a la excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección crítica definida por EC-2 (Fig. 3.21 c) también fue calculada en el MEF-Referencia obteniendo un valor de $M_\nu = 87.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Este valor de M_ν representa una fracción de momento desestabilizador de $0.67 (= 87.9/131.2)$, cercana al valor de γ_ν implícito en la norma EC-2, es decir, $\gamma_\nu = 0.60 (= 1.0 - 0.4)$.

La Tabla 3.1 resume las fracciones de momento desestabilizador consideradas para ser transmitidas por excentricidad del cortante propuestas por las normas ACI 318-11 y EC-2, $\gamma_{\nu, Norma}$, y las fracciones calculadas con las correspondientes secciones críticas utilizando el MEF-Referencia, $\gamma_{\nu, Modelo}$. Como se desprende de la Tabla 3.1 la sección crítica definida por EC-2 es consistente con el valor de γ_ν que esta norma prescribe para comprobar la capacidad a cortante de la conexión. Sin embargo, ACI 318-11 proporciona un valor para γ_ν que representa el 58% de las tensiones tangenciales que actúan en la sección crítica definida por la misma norma de acuerdo al

modelo numérico. ACI 318-62 no proporcionaba un valor de γ_ν , sin embargo la Tabla 3.1 muestra que las tensiones tangenciales en la sección crítica definida por la norma ACI 318-62 puede ser estimada con precisión mediante el límite superior propuesto para el valor de γ_ν prescrito por ACI 318-11 (es decir, $\gamma_\nu = 0.40$). Gayed y Ghali (2008) realizaron análisis no-lineales con modelos de elementos finitos para analizar esta cuestión y concluyeron que tanto para conexiones pilar-placa interiores como exteriores el valor de γ_ν permitido por ACI 318-11 es demasiado pequeño.

Tabla 3.1: Comparación entre γ_ν prescrito por las normas técnicas y el obtenido en los resultados numéricos

	Norma Técnica		
	ACI 318-11	EC-2	ACI 318-62
$\gamma_{\nu, Norma}$	0.40	0.60	-
$\gamma_{\nu, Modelo}$	0.69	0.67	0.44
$\gamma_{\nu, Norma} / \gamma_{\nu, Modelo}$	0.58	0.90	-

3.3.2. Influencia de las vigas transversales en conexiones pilar-placa interiores

3.3.2.1. Modelos numéricos con vigas transversales de diferente canto

Es usual proyectar estructuras con forjado reticular con longitudes de vano elevadas (8-15 m), pudiendo ser diferentes en ambas direcciones en planta. Es también usual proyectar estructuras con un número de vanos superior en una dirección respecto a la perpendicular. Estas situaciones pueden conducir a considerar diferentes valores en el canto de las vigas longitudinales y transversales. Para investigar la influencia de las vigas transversales varios modelos numéricos han sido desarrollados a partir del MEF-Referencia incrementando el canto D de la viga transversal. Aparte del MEF-Referencia, cuyo canto es de $D = 0.18$ m (referido de aquí en adelante como D18), siete nuevos modelos numéricos fueron desarrollados con $D = 0.21, 0.24, 0.27, 0.30, 0.36, 0.42$ y 0.48 m. Son nombrados como modelos D21, D24, D27, D30, D36, D42 y D48, respectivamente. Teniendo en cuenta que el MEF-Referencia fue obtenido mediante un factor de escala de $3/5$ para la geometría, el canto de la viga transversal en los prototipos a escala real de las conexiones pilar-placa de forjados reticulares corresponden a valores que van desde 0.30 m hasta 0.80 m, correspondiendo a valores realistas representativos de las estructuras actuales. En el MEF-Referencia la viga transversal está embebida en el espesor del ábaco, con una armadura longitudinal compuesta por cuatro barras de acero corrugado de 6 mm de diámetro ($\phi 6$), y estribos de diámetro $\phi 6$ con una separación de 45 mm. La armadura de torsión de la viga transversal de las vigas descolgadas consistió en barras longitudinales y estribos como armadura transversal, siendo proyectadas para resistir la torsión inducida por la carga lateral, de acuerdo a la norma técnica española EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c). La cuantía de armadura utilizada para impedir el fallo a torsión en la viga transversal se muestra en la Tabla 3.2, donde A_{Lp} es la cantidad de armadura longitudinal colocada en el perímetro de la sección, M_{TD} es la capacidad a momento torsor de la viga transversal y Q_m es la carga lateral máxima alcanzada en la conexión que corresponde al máximo momento desestabilizador $M_{des,m}$.

Tabla 3.2: Armadura y capacidad resistente de las vigas transversales descolgadas

Modelo	c_1 (mm)	D (mm)	A_{Lp}	Estribos (s/mm)	M_{TD} (kN·m)	Q_m (kN)	$M_{des,m}$ (kN·m)
D21	270	210	14 ϕ 12	1 ϕ 8@15	67.88	74.17	133.51
D24	270	240	14 ϕ 12	1 ϕ 8@15	73.41	77.38	139.28
D27	270	270	14 ϕ 12	1 ϕ 8@20	78.11	79.25	142.65
D30	270	300	14 ϕ 12	1 ϕ 8@20	82.12	79.73	143.51
D36	270	360	16 ϕ 10	1 ϕ 8@20	73.48	81.37	146.47
D42	270	420	16 ϕ 10	1 ϕ 8@20	77.35	80.55	145.00
D48	270	480	16 ϕ 10	1 ϕ 8@20	80.23	80.99	145.78

Las vigas transversales fueron modeladas con elementos tipo capa (ETC) de 4 nodos como se muestra en la Fig. 3.22.

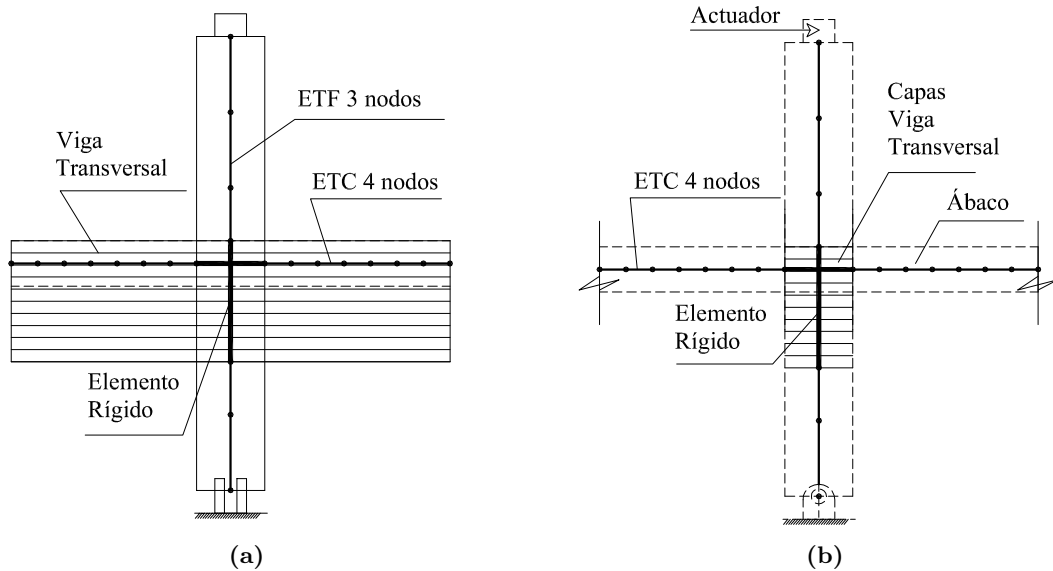


Fig. 3.22: MEF de conexiones interiores pila-placa de forjado reticular con vigas transversales descolgadas: (a) Sección longitudinal de la viga (perpendicular a la dirección de carga) y (b) Sección transversal de la viga (paralela a la dirección de carga)

Cada ETC es configurado con diez capas para modelar la sección transversal de la viga descolgada. El pilar fue modelado con ETF de tres nodos. La unión entre el pilar, el ábaco y la viga transversal fue considerada rígida. Para materializarla, se dispusieron elementos de tipo rígido que fueron incluidos en el modelo conectando todos los nodos de la unión, como se muestra en la Fig. 3.19 con línea gruesa. De manera similar a los supuestos realizados para el MEF-Referencia, se utilizaron modelos no-lineales multilineales para el acero así como los modelos para el hormigón de fractura continua antes de fisurar y el elastoplástico después de fisurar descritos en el Apartado 3.2.1, como modelos constitutivos de los materiales.

3.3.2.2. Análisis de la influencia de las vigas transversales

Basado en el MEF-Referencia D18, se realizaron análisis de empuje incremental (AEI) para los modelos numéricos D21, D24, D27, D30, D36, D42 y D48. Estos modelos fueron sometidos a

una carga monótona de amplitud creciente aplicada en el extremo superior del pilar, hasta que se produjo el fallo de flexión en el forjado. Se estimó que el fallo de flexión se producía cuando el hormigón alcanzaba su máxima resistencia a compresión mientras que el acero localizado en la zona de tracción plastificaba. El fallo a flexión se produjo en la zona de momentos flectores negativos (barras longitudinales superiores de la placa en tracción). Las curvas de capacidad obtenidas de cada AEI se muestran en la Fig. 3.23. Se puede observar en estas curvas que el canto D de la viga transversal no influye en la rigidez inicial de la conexión pilar-placa. Asimismo, el canto D de la viga transversal apenas influye en la resistencia lateral. La resistencia lateral del MEF-Referencia D18 cuyo canto tiene un valor de $D = 0.18$ m es 72.89 kN, mientras que la resistencia lateral del modelo D48 cuyo canto es de $D = 0.48$ m es 80.99 kN. Esto representa un incremento del 11 %.

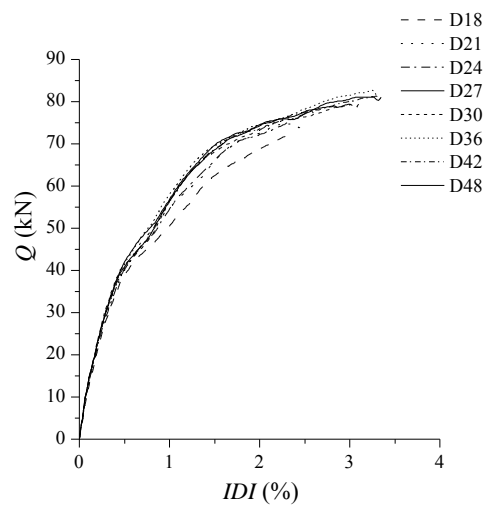


Fig. 3.23: Curvas de capacidad de los modelos numéricos con diferentes cantos para la viga transversal

La Fig. 3.24 muestra la distribución de fisuras en la parte superior del ábaco obtenida para dos de los modelos investigados, D18 y D48 (sentido de la carga lateral de derecha a izquierda). La Fig. 3.24 a corresponde al modelo con la viga transversal embebida en el ábaco (D18) y la Fig. 3.24 b al modelo con descuelgue en la viga (D48).

Los pequeños segmentos en las figuras indican la dirección de las fisuras horizontales, siendo su espesor proporcional al ancho de la fisura. Las fisuras en cada elemento tipo capa (ETC) están localizadas en los puntos de Gauss de cada capa. El ancho de fisura es calculado en cada punto de Gauss mediante el valor de la deformación de tracción perpendicular a la dirección de la fisura (Maekawa et al., 2003). En el modelo con vigas embebidas en el ábaco (D18), las fisuras inclinadas tienden a concentrarse cerca de la esquina del pilar. Sin embargo, en el modelo D48 el nivel de fisuración diagonal en el entorno del pilar es notablemente reducido. El mayor canto de la viga transversal del modelo D48 en comparación con el modelo D18 conduce a una reducción en el nivel de fisuración del hormigón.

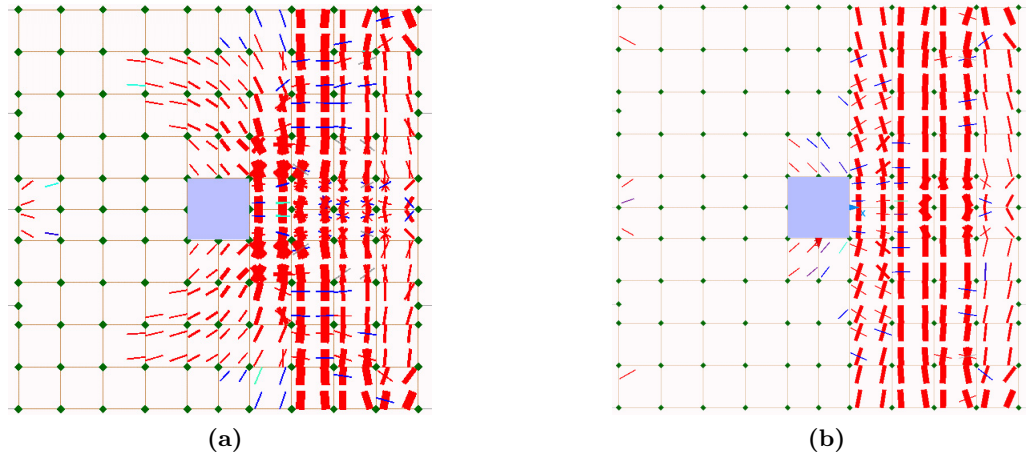


Fig. 3.24: Fisuración en el hormigón de la parte superior del ábaco en los modelos: (a) D18 y (b) D48

a) Influencia del canto de la viga transversal en la distribución de momentos flectores

La distribución de momentos flectores a lo largo de la sección transversal en la que se produce el fallo a flexión en los modelos numéricos fue calculada en todos los modelos numéricos, como se muestra en la Fig. 3.25. Esta distribución fue calculada teniendo en cuenta todo el ámbito de la sección del ábaco perpendicular a la dirección de la carga situada a $d/2$ de la cara del pilar, cuando ocurrió el fallo a flexión bajo momentos flectores negativos. Esta sección abarca diez ETC, cada uno con cuatro puntos de Gauss en un esquema de 2x2. A su vez, cada ETC fue dividido en 10 capas a lo largo del canto. Una capa es clasificada de hormigón armado si contiene armadura; en caso contrario es definida como una capa de hormigón en masa. En las capas de hormigón armado (HA), la armadura se considera uniformemente distribuida a lo largo del canto de cada capa; de esta forma, aplicando las ecuaciones constitutivas la tensión total puede ser calculada como la suma de las tensiones del hormigón y del acero. El programa Engineer's Studio utilizado en este estudio calcula la tensión normal σ_{yi} en la mitad del espesor de cada capa asumiendo que la distribución de tensiones de σ_{yi} es uniforme en el espesor t_i y a lo largo de la longitud b de cada capa. Esto proporciona una aproximación por tramos escalonada de la distribución de tensiones a lo largo del espesor del elemento finito tipo lámina, como se muestra en la Fig. 3.20. El momento flector M_f transmitido por flexión a lo largo de la sección transversal de cada ETC es calculado a partir de las tensiones normales σ_{yi} actuando en cada capa "i" mediante la expresión $M_f = \sum z_i \sigma_{yi} t_i b$, donde z_i es la distancia desde la mitad del espesor de cada capa a la mitad del espesor del elemento finito ETC y la suma es extendida a todas las capas del ETC.

La línea horizontal continua dibujada a cada lado del pilar (Fig. 3.25) representa la capacidad nominal a flexión por unidad de longitud, 61.21 kN·m/m, calculada mediante la aproximación dada por la ecuación:

$$M_f = A_s f_y d \left[1 - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c d} \right] \quad (3.36)$$

donde A_s es el área de la armadura traccionada por unidad de longitud en el ábaco no incluida en el ancho del pilar, f_y es el límite de fluencia de la armadura y f'_c es la resistencia a compresión

del hormigón. La Ec. 3.36 fue deducida de acuerdo a los siguientes supuestos: (i) se ignora en el cálculo la armadura de compresión, (ii) la fuerza a tracción por unidad de longitud, $A_s f_s$ es equilibrada por el bloque de compresiones rectangular con una tensión de cálculo de $0.85 f'_c$, cuya extensión a lo largo del canto es $\beta_1 c$. Aquí, β_1 es una constante de valor 0.85 de acuerdo a lo estipulado en la norma ACI 318-11, y c es la distancia desde la fibra superior comprimida hasta el eje neutro de la sección que es obtenido igualando la resultante de las fuerzas de compresión y tracción.

En la franja de ábaco situada en el ancho del pilar, la cuantía de armadura longitudinal A_s es mayor que en el resto puesto que incluye la armadura longitudinal necesaria para colocar los estribos utilizados como armadura de punzonamiento. En la zona del ancho del pilar, el momento flector nominal estimado con la Ec. 3.36 es de 81.23 kN·m/m.

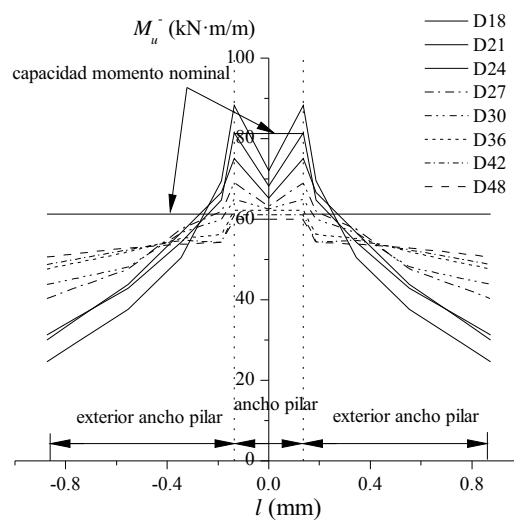


Fig. 3.25: Distribución de momento flector

Cuando el canto de la viga transversal es pequeño, y por tanto su rigidez torsional, se produce una concentración de tensiones en la zona cercana a las esquinas del pilar, resultando unos valores de momento flector superiores a los obtenidos con la Ec. 3.36. A cierta distancia de las caras laterales del pilar, el momento flector decrece rápidamente llegando a valores mínimos de incluso de la mitad del estimado con la Ec. 3.36. La distribución de momento flector tiende a hacerse mas uniforme a la largo de la sección cuando el canto D de la viga transversal; sin embargo, siempre se produce un incremento brusco en la distribución de momento flector en las cercanías a las esquinas del pilar atribuible a los valores elevados de las tensiones tangenciales inducidas por el momento torsor de la viga transversal. La Tabla 3.3 muestra para cada modelo, el valor de la fuerza total Q_m aplicada a cada modelo, el correspondiente momento flector total, $M_{u,tot}^-$, de la sección transversal completa localizada a $d/2$ de la cara del pilar, sometida a flexión negativa, y el momento desestabilizador total de la conexión, $M_{des,m}$.

Tabla 3.3: Valores de Q_m , $M_{u,tot}^-$ y $M_{des,m}$ para los modelos con diferentes cantos en la viga transversal

Modelo	Q_m (kN)	$M_{u,tot}^-$ (kN·m)	$M_{des,m}$ (kN·m)
D18	72.89	85.40	131.20
D21	74.17	89.10	133.51
D24	77.38	90.20	139.28
D27	79.25	93.40	142.65
D30	79.73	93.50	143.51
D36	81.37	94.20	146.47
D42	80.55	93.90	145.00
D48	80.99	94.00	145.78

b) *Influencia del canto de la viga transversal en la ductilidad*

Cada curva carga-índice del desplazamiento entre plantas, $Q - IDI$, obtenida de cada AEI hasta que se produce el fallo a flexión (Fig. 3.23) fue idealizada por una curva bilineal como se muestra en la Fig. 3.26. Un tramo de la curva pasa por el origen y es secante a la curva $Q - IDI$ en el punto $Q = 2/3Q_{max}$. El otro tramo es horizontal y su ordenada coincide con el valor de la máxima carga lateral alcanzada por la conexión, Q_{max} . De manera similar a otros estudios (Pan y Moehle, 1989), la intersección de los dos segmentos es considerada en este estudio como el punto de fluencia a partir del cual se obtiene el índice de fluencia del desplazamiento entre plantas, IDI_y . El valor último del índice del desplazamiento relativo entre plantas, IDI_u , se alcanza cuando se produce el fallo a flexión en la conexión interior. Al ratio $\mu_G = IDI_u/IDI_y$ se le denomina ductilidad al desplazamiento.

La Fig. 3.27 muestra la variación del ratio de ductilidad μ_G con el canto D de la viga transversal expresado en términos del espesor del forjado, h_f . Se observa que para valores $D/h < 2$ la ductilidad tiende a incrementarse con D/h . A partir del límite $D/h = 2$, el incremento de la relación D/h no implica una mejora de μ_G . Al contrario, la Fig. 3.27 muestra que incrementando el valor de D/h por encima de un límite (aproximadamente $D/h = 2$ para la conexión investigada en este estudio) se puede producir una reducción de la ductilidad de la conexión. El incremento de ductilidad en el rango $D/h < 2$ es atribuible a la reducción en la concentración de tensiones en el entorno de la cara del pilar y a la distribución más uniforme de la ley de momentos flectores del forjado (Fig. 3.25). Debido a estos dos factores, se pueden alcanzar mayores desplazamientos laterales de la conexión antes de que el hormigón alcance su máxima resistencia a compresión y se produzca el fallo a flexión del forjado. A partir de estos resultados, se desprende que incrementando el canto de la viga mas de dos veces el espesor del forjado no se produce mejora alguna en la ductilidad de la conexión.

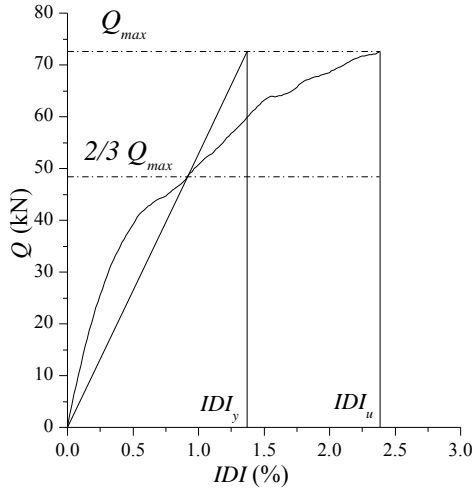


Fig. 3.26: Definición de los límites de fluencia y último del desplazamiento relativo entre plantas (IDI_y e IDI_u)

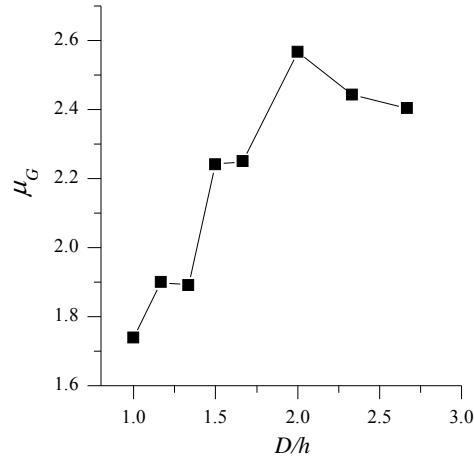


Fig. 3.27: Influencia del canto de la viga transversal normalizado por el del MEF-Referencia en la ductilidad de la conexión

c) Influencia del canto de la viga transversal en el ancho eficaz

El ancho eficaz b_{ef} del forjado reticular es definido en este estudio como el ancho de una viga virtual cuya capacidad última de flexión (asumiendo que plastifica todo el acero localizado a la misma distancia de la fibra neutra) coincide con el momento flector máximo que puede ser soportado por el forjado reticular.

En los análisis de los modelos numéricos sometidos a carga monótona, la máxima capacidad de carga lateral Q_m de la conexión se alcanzó cuando la sección transversal del forjado reticular situada a un lado del pilar alcanzó su capacidad última de flexión bajo momentos flectores negativos $M_{u,Tot}^-$. El valor de $M_{u,tot}^-$ fue obtenido de cada modelo numérico (Tabla 3.3), a partir del cual se define b_{ef} resolviendo la siguiente ecuación:

$$|M_{u,tot}^-| = A_{s,ef} f_y d \left[1 - \frac{A_{s,ef} f_y}{1.7 b_{ef} f'_c d} \right] \quad (3.37)$$

donde $A_{s,ef}$ es el área de la armadura a tracción (superior) localizada en el ancho b_{ef} . En la Fig. 3.28 se muestra el b_{ef} obtenido en este sentido por cada modelo numérico caracterizado por el ratio D/h . En el eje vertical, b_{ef} es normalizado por el valor correspondiente en el modelo D18, $b_{ef,D18}$ ($1.31 \text{ m} \approx 6h_f + c_2$). La Fig. 3.28 muestra que para valores de $D/h \leq 1.50$, el ancho eficaz b_{ef} se incrementa casi de forma lineal en relación con el canto de la viga transversal; sin embargo, para valores $D/h > 1.50$ el incremento del canto de la viga transversal no se traduce en una mejora en el valor del ancho eficaz del forjado reticular.

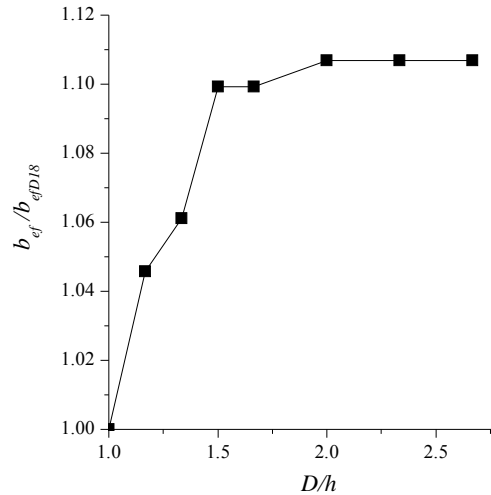


Fig. 3.28: Relación entre el ancho eficaz del forjado reticular y el canto de la viga transversal

3.3.3. Conclusiones

Se ha realizado un estudio numérico sobre conexiones pilar-placa interiores de forjados reticulares para investigar el reparto del momento desestabilizador provocado por cargas laterales entre flexión y cortante excéntrico, así como la influencia de las vigas transversales. Se ha tomado como referencia el MEF no-lineal correspondiente al modelo 4 de la conexión pilar-placa interior del Apartado 3.2.2 que mejor comportamiento mostró tanto bajo cargas monótonas como cíclicas respecto al espécimen ensayado en laboratorio bajo carga cíclica cuasi-estática. A partir de este MEF-Referencia, se desarrollaron modelos adicionales variando el canto de las vigas transversales. Del estudio realizado se extraen las siguientes conclusiones:

1. La proporción de momento desestabilizador transmitido por cortante excéntrico respecto al centroide de la sección crítica definida por EC-2 considerando los resultados numéricos, es muy cercana al valor (0.60) prescrito por esta norma técnica.
2. Sin embargo, la proporción de momento desestabilizador considerado por la norma ACI 318-11 para ser transmitido por cortante excéntrico es muy inferior ($< 42\%$) al valor obtenido de las simulaciones numéricas. Esto conduce teóricamente a una situación de proyecto insegura para la conexión.
3. La sección 13.5.3.3 de la norma ACI 318-11 permite una posible reducción en el factor γ_ν desde 0.40 hasta 0.25 si dos condiciones relacionadas con el valor de la fuerza cortante producida por las cargas gravitatorias y la cuantía de armadura son satisfechas, tal y como ocurre en el caso de la conexión forjado reticular-pilar investigada. Sin embargo, los resultados de este estudio muestran que tal reducción en el valor de γ_ν es insegura pues γ_ν puede alcanzar valores de hasta $\gamma_\nu = 0.69$. A esta conclusión también se ha llegado en anteriores estudios (Mast, 1970; Elgabry y Ghali, 1996; Gayed y Ghali, 2008). Por lo tanto, sería recomendable eliminar la sección 13.5.3.3 de la norma ACI 318-11 puesto que conduce a situaciones de proyecto inseguras producidas por tensiones de punzonamiento.

4. El incremento del canto D de la viga transversal sobre el espesor del forjado h_f , produce una distribución de momentos flectores más uniforme a lo largo de la sección transversal del forjado e incrementa la ductilidad de la conexión hasta en un 50 % para $D/h = 2$. Incrementos adicionales del canto por encima de $2h_f$ no proporcionan una mejora adicional en la ductilidad de la conexión.
5. Se ha presentado una nueva definición de ancho eficaz, b_{ef} , para forjados reticulares basado en la equivalencia de la resistencia a flexión. Para las vigas transversales con el mismo canto que el forjado se ha encontrado que b_{ef} puede aproximarse por el ancho del pilar mas seis veces el espesor del forjado. Aunque b_{ef} se puede incrementar hasta un 10 % con el aumento de D , incrementos del canto de la viga transversal por encima de $1.50 h_f$ no proporcionan una mejora adicional en el valor de b_{ef} .

Capítulo 4

Modelos numéricos macroscópicos de conexiones pilar-placa en estructuras con forjado bidireccional plano

4.1. Introducción

La utilización de modelos microscópicos de conexiones pilar-placa, como el descrito en el Capítulo 3, presenta numerosos inconvenientes a la hora de integrarlos en un modelo de una estructura completa, entre los que destacan: (i) tiempos de cálculo muy elevados cuando se realizan análisis dinámicos directos con acelerogramas, (ii) requerimientos de equipos informáticos de altas prestaciones para el cálculo y postproceso, y (iii) imposibilidad de simular la fisuración oblicua al plano de la placa que produce tanto una disminución de rigidez torsional de la misma como la rotura debido al cortante excéntrico (punzonamiento).

Para solventar estos inconvenientes, se presentan en este capítulo como alternativa la realización de modelos numéricos macroscópicos de conexiones pilar-placa interiores y exteriores, en los que se utilizan elementos tipo barra tanto de comportamiento lineal y elástico como no-lineal (elementos de plasticidad distribuida tipo fibra), así como muelles (elementos de plasticidad concentrada) con los que se simula el comportamiento no-lineal de la placa. Estos modelos son calibrados y validados experimentalmente con los resultados de ensayos de laboratorio realizados sobre conexiones pilar-placa del mismo tipo, lo que permite simular el comportamiento cíclico de dichas conexiones pilar-placa con un grado de aproximación elevado.

4.2. Macromodelo de barras en conexiones interiores pilar-placa de forjados planos

4.2.1. Descripción del modelo de barras para una conexión interior

El modelo se basa en los trabajos realizados por Hawkins y Corley (1971) en forjados planos de hormigón, en los que se planteaba un método para calcular la transferencia del momento desestabilizador entre placa y pilares tanto en conexiones interiores como exteriores. Para ello, se consideraban como elementos transmisores de esfuerzos en la placa aquella zona de la misma

que enlazaba directamente a las caras de los pilares configurando elementos lineales a modo de vigas de sección resistente la intersección de la placa con las distintas caras del pilar mas un canto útil (stub beam model). Es decir, el modelo de placa continua se sustituía por otro equivalente configurado por una cruceta de vigas en torno al pilar, dos transversales y otras dos longitudinales según la dirección de carga lateral. Es necesario indicar que, si bien estos autores consideraron como sección resistente de la vigas las determinadas por la sección del pilar mas un canto útil, investigaciones posteriores han puesto de manifiesto la idoneidad de considerar otras dimensiones distintas (ACI, 2011), sobre todo para el cálculo de la capacidad a flexión. No obstante, este hecho afecta a la capacidad de las barras y no resta interés a la forma de plantear un modelo macroscópico de la conexión pilar-placa mediante barras.

Sobre este modelo equivalente de barras, se plantearon diferentes modos de rotura de las conexiones: línea continua de flexión, momento-torsión y cortante-torsión. En el primero de ellos, se consideraba que la placa formaba una línea de plastificación por flexión perpendicular a la dirección de carga entre las distintas conexiones sin desarrollar esfuerzos de torsión en los elementos transversales. La rotura momento-torsión era tal que el momento desestabilizador hacía plastificar por flexión las vigas longitudinales y por torsión las transversales, con rotaciones significativas de las conexiones, correspondiendo a fallos por flexión y torsión de la placa en la conexión con el pilar. La última tipología, rotura por cortante-torsión, se corresponde con el fallo de cortante de los elementos longitudinales junto con la rotura a torsión de los transversales que se identifica con el fallo por punzonamiento en una de las secciones transversales de la placa a la dirección de carga lateral junto con la posible prolongación del mismo a las secciones laterales debido a la presencia de esfuerzos de torsión. En este último caso, las rotaciones en las conexiones que preceden a la rotura son menores que para el tipo momento-torsión, lo que indica una menor ductilidad.

Vanderbilt y Corley (1983) proponen utilizar el modelo planteado por Hawkins y Corley (1971) para realizar macromodelos de conexiones pilar-placa en estructuras con forjados planos de hormigón armado (Fig. 4.1). Es decir, plantean modelos de barras para realizar análisis en régimen no-lineal capaces de representar los tipos de rotura que se pueden experimentar en las conexiones pilar-placa. La limitación surge al emplear modelos de barras en los que los esfuerzos de flexión y cortante están desacoplados, ya que en este caso solo se puede representar la fisuración ortogonal al eje de la barra provocada por esfuerzos normales de flexión. Como consecuencia, la rotura cortante-torsión no se incluye numéricamente por este modelo dado que este tipo de fallo implica acoplamiento de los esfuerzos comentados y, por tanto, fisuras inclinadas como son las de punzonamiento. Por tanto, estos macromodelos para conexiones pilar-placa solo recogen el fallo momento-torsión, dado que la rotura por línea continua de flexión que afecta al ámbito total de una sección de placa ortogonal a la dirección de carga lateral íntegra implicaría representar la totalidad de la placa incluyendo la zona de la misma entre conexiones.

El modelo de barras de las conexiones pilar-placa, tanto interiores como exteriores, surge como consecuencia de la relación biunívoca entre los esfuerzos que se presentan y la fisuración del hormigón en la placa en torno al pilar. En primer lugar, si se analiza el entorno de la conexión pilar-placa sometida a carga lateral (Fig. 4.1a), se identifican zonas en las que se producen esfuerzos de flexión y cortante (F_1 y F_2) y otras en las que se transmiten esfuerzos de torsión y

cortante (T_1 y T_2), siguiendo el modelo de barras con momento-torsión planteado anteriormente. Por otro lado, existen unas zonas que conectan estas vigas ficticias unas con otras (áreas rayadas en la Fig. 4.1a), configurando el volumen de placa maciza en torno al pilar. En estos recuadros de esquina, generalmente sin armadura vertical en forma de estribos y horquillas, se producen fisuras inclinadas en planta y oblicuas en alzado, lo que produce una baja rigidez a torsión con escasa transmisión de este tipo de esfuerzos desde las zonas F_1 y F_2 . No obstante, sí se transmiten esfuerzos cortantes que en definitiva son los que producen momentos torsores sobre las vigas T_1 y T_2 .

Según Vanderbilt y Corley (1983), los ensayos han mostrado que la rotación por unidad de longitud se hace mínima (cerca de cero) en las vigas T_1 y T_2 para una distancia desde la cara del pilar de $1.5h_f$, siendo h_f el canto de la placa. Por otro lado, la zona de plastificación de flexión en placas se sitúa en torno a una distancia de h_f respecto a la cara del pilar (la norma ACI 318-11 ACI (2011) fija el perímetro crítico a $h_f/2$ respecto a la cara del pilar). De esta forma, queda determinada la geometría de la conexión pilar-placa en la cual se concentra el comportamiento no-lineal.

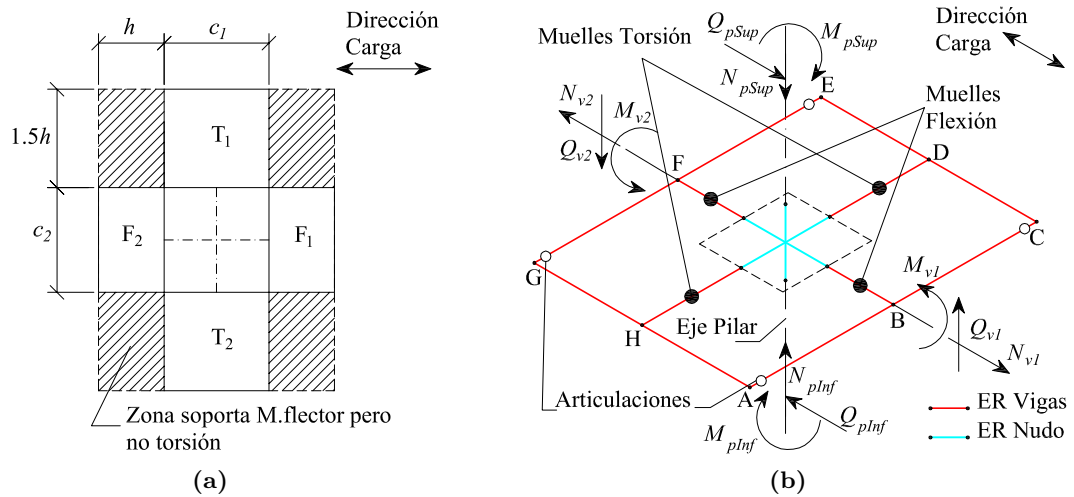


Fig. 4.1: Modelo de Hawkins y Corley para una conexión interior pilar-placa: (a) Vista en planta modelo 3D ; b) Modelo macroscópico de barras

En la Fig. 4.1b, se presenta el modelo matemático de una conexión interior pilar-placa sometida a cargas laterales según una dirección ortogonal a la cara del pilar (la dirección de las fuerzas cortantes Q_{pSup} y Q_{pInf}), de acuerdo a las dimensiones indicadas anteriormente. Está compuesto por los siguientes elementos:

- Muelles de torsión y flexión en las que se concentran las deformaciones plásticas del modelo de barras, conectadas al resto del modelo mediante elementos infinitamente rígidos (ER Vigas).
- Articulaciones. Dado que las esquinas fisuradas de la conexión (zonas rayadas en la Fig. 4.1a) transmiten esfuerzos cortantes aunque no torsiones, se colocan estos elementos que impiden la transmisión de momentos torsión-flexión entre las barras BA-AH, BC-CD, FE-ED, y FG-GH. Estas barras, se consideran infinitamente rígidas para garantizar la compatibilidad

de deformaciones ante los desplazamientos verticales.

- El nudo de la conexión pilar-placa, se simula mediante elementos infinitamente rígidos con ausencia de deformaciones, a los que se conectan las vigas ficticias y los pilares.

Este macromodelo se conecta al resto de la estructura a través de los pilares superior e inferior así como a la placa en los puntos B y F, siendo usual representar la misma con modelos de vigas equivalentes del forjado que será el empleado en este trabajo.

Las leyes de comportamiento que gobiernan la relación entre momento y giro bajo cargas monótonas (curva esqueleto) y bajo cargas cíclicas (histéresis) de los muelles a flexión y torsión, deberán tener en cuenta que el material utilizado es el hormigón armado con las particularidades que se derivan de la naturaleza del mismo: fisuración, efecto de pinzamiento, degradación de resistencia, etc.

Cuando el macromodelo se somete a un momento desestabilizador y la conexión responde a un modelo de pilar fuerte placa débil, se producen una serie de desplazamientos y giros compatibles con la disposición y rigidez, tanto de las barras como de los muelles que componen el modelo (Fig. 4.2a). Las articulaciones en los extremos de las alineaciones transversales E-G y A-C impiden la transmisión de momentos torsores a las longitudinales A-G y C-E (momentos flectores) y permiten que los muelles de flexión puedan experimentar desplazamientos verticales y, por tanto, capacidad de generar giros diferenciales en las barras que enlazan a ellas (giro $\beta_{vc} + \varphi$ en la Fig. 4.2b) produciendo la plastificación y disipación de energía a flexión de la placa. Este movimiento produce a su vez el giro del eje del pilar toda vez que éste está unido de manera rígida a la placa a través del nudo (giro φ en la Fig. 4.2b).

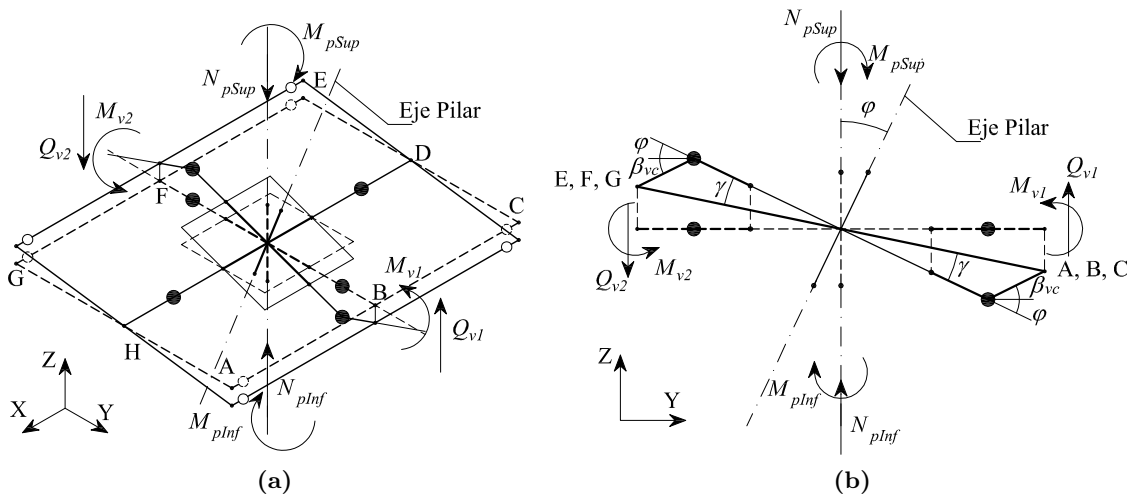


Fig. 4.2: Desplazamientos y giros del modelo macroscópico de la conexión interior sometido a momento desestabilizador: (a) Vista tridimensional. (b) Alzado longitudinal según el plano de flexión

Una vez que los muelles de flexión han experimentado giros relativos importantes, las alineaciones de barras A-G y C-E experimentarán giros relativos (γ en la Fig. 4.2b) respecto al eje del pilar que producirán torsiones en las vigas T_1 y T_2 que enlazan el pilar con los puntos H y D. Estos giros y momentos torsores actúan en los muelles a torsión hasta llegar a producir la plastificación con la consecuente disipación de energía.

De esta forma, se llegará a un valor de momento desestabilizador tal que todos los muelles (a flexión y a torsión) de la conexión hayan plastificado. Es decir, se habrá alcanzado el fallo momento-torsor anteriormente comentado. En el caso de conexiones exteriores o de esquina pilar-placa, el macromodelo se consigue fácilmente a partir del comentado eliminando las partes necesarias para configurar la geometría de la conexión en cuestión.

4.2.2. Validación experimental del macromodelo de conexión interior

El modelo macroscópico de la conexión interior pilar-placa presentado, es una simplificación del modelo tridimensional real. Así pues, es necesario comprobar si el macromodelo es capaz de reproducir el comportamiento no-lineal de la conexión real sometido, tanto a cargas de tipo monótono como cíclicas. Es decir, es necesario validar el modelo con ensayos de laboratorio para que tanto la historia de desplazamientos entre plantas como la energía disipada sean las realmente observadas en una conexión real, permitiendo de esta forma establecer reglas de proyecto válidas para que dicho modelo pueda ser utilizado en el análisis completo de una estructura sometida a carga cíclica.

Para realizar la validación experimental del modelo se utilizan los resultados de los ensayos llevados a cabo sobre conexiones pilar-placa de estructuras de forjado reticular interior, llevado a cabo en el año 2007 según Proyecto número 2004/39-80020/A04 perteneciente al Programa Nacional de Construcción 2004-2007 financiado por el Ministerio de Fomento (Gobierno de España), descrito en el trabajo realizado por Benavent-Climent et al. (2008).

En la conexión interior, se utiliza el mismo espécimen que se usó para validar experimentalmente el modelo numérico microscópico del Capítulo 3, el cual representaba la conexión interior a escala 3/5 de la planta tercera de un edificio prototipo con forjado reticular de 6 plantas diseñado según la normativa vigente a finales del siglo XX. En este caso, se plantea un modelo de elementos finitos (MEF) con barras, en el cual se incorpora el modelo macroscópico de conexión interior descrito en el apartado anterior tal y como se aprecia en la Fig. 4.3. Mientras los pilares se modelan como elementos lineales con sección real, el forjado (ábaco mas zona nervada) se define como una viga equivalente cuyo ancho es de $3h_f + c_2$, donde h_f es el canto del forjado y c_2 es la dimensión del pilar perpendicular a la dirección de carga lateral. Tomando este ancho se comprobó que la rigidez elástica inicial de la curva fuerza cortante-desplazamiento horizontal entre plantas del pilar-viga equivalente constituye una buena aproximación a la experimentada por el espécimen (Benavent-Climent et al., 2008).

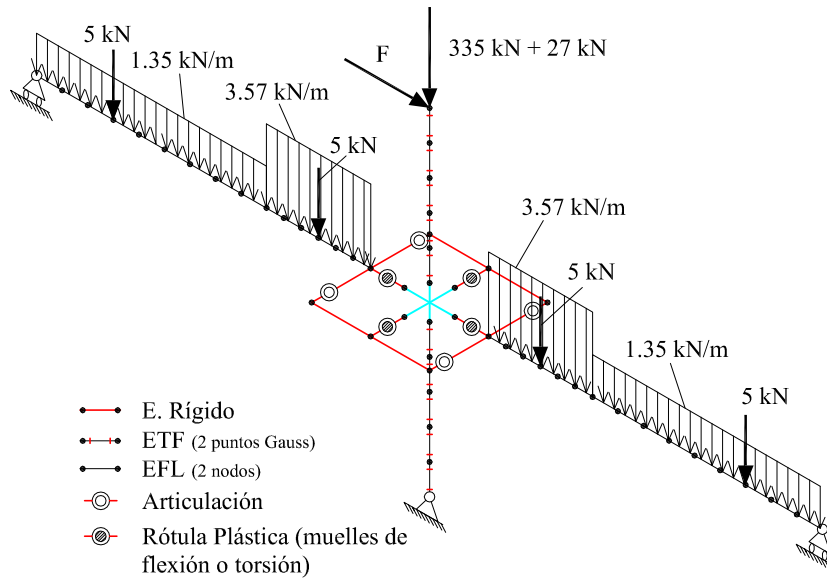


Fig. 4.3: MEF del espécimen de la conexión interior pilar-forjado

El MEF que representa este espécimen se desarrolla en el programa de análisis no-lineal Engineer's Studio (Forum-8, 2012). Se define de la siguiente forma:

- Pilares. Se utilizan elementos finitos de tipo fibra (ETF) isoparamétricos de 3 nodos y dos puntos de Gauss. De esta forma, se logra modelizar la interacción momento-axil, $M - N$, en el campo no lineal. La longitud de estos ETF se fija en 162 mm (división del pilar, tanto superior como inferior, en 5 elementos), dado que la sección transversal es cuadrada de canto, $c = 270$ mm, y se establece como límite inferior la cantidad $0.5 \cdot c$ (Forum-8, 2012). La sección se divide en 20×20 fibras de hormigón junto con la definición de los redondos de acero que definen la armadura longitudinal, contribuyendo ambos de manera independiente según las leyes constitutivas de los respectivos materiales, a la obtención de los esfuerzos en la sección. Al hormigón HA-17.5 (HA significa hormigón armado según la norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c)) se le asigna una ley constitutiva tipo COM3 (Forum-8, 2012) para estados tensión-deformación uniaxiales, descrita en el Apartado 3.2.1.2 (Fig. 3.7). Queda definida por su módulo de deformación $E_c = 20\,487$ N/mm², por su resistencia característica, $f_c = 19.50$ N/mm² a 28 días obtenida de las probetas extraídas durante el ensayo y por el coeficiente $c = 0.4$ para el modelo de tracción, considerando toda la sección transversal de la barra de hormigón armado.

Para el acero B400, con límites de fluencia y máximo de $f_y = 400$ N/mm² y $f_u = 480$ N/mm², respectivamente, así como un $E_s = 200\,000$ N/mm² se propone también el modelo COM3 (Forum-8, 2012), que configura una ley multilineal en el espacio de las tensiones-deformaciones medias, descrita en el Apartado 3.2.1.2 (Fig. 3.8), con modelo de histéresis de multi-capas (Fukuura y Maekawa, 1999). Se adopta un valor de $\rho_{eff} = 2.74\%$ ($h_p = 166$ mm) tanto para el pilar inferior como para el superior.

- Macromodelo de barras que modeliza tanto el nudo pilar-placa como el entorno de la placa alrededor del nudo encargado de transmitir el momento desestabilizador mediante flexión y torsión. Las dimensiones son las reflejadas en la Fig. 4.1a, con $h_f = 180$ mm y $c_2 = 270$ mm.

- Muelles de flexión. Se plantean dos opciones en la definición del esqueleto de la ley de comportamiento: bilineal y tetralineal. La primera de ellas sería la más sencilla y contempla un estado elasto-plástico, con posibilidad de endurecimiento por deformación en el tramo plástico. En el segundo caso, se incluyen los estados: elástico pre-fisurado, elástico post-fisurado, post-fluencia con endurecimiento por deformación y post-fluencia con degradación de resistencia. Para el cálculo de la relación momento-giro, $M - \theta_r$, que definen los distintos puntos característicos de las leyes de comportamiento, se utiliza el programa Response 2000 (Bentz y Collins, 2000) del cual se obtiene la relación momento-curvatura, $M - \phi$, para la sección de hormigón armado de ancho $3h_f + c_2$. El ángulo de giro se obtiene multiplicando la curvatura por la longitud de rótula plástica (L_{pl}), tomándose en este caso $L_{pl} = h_f/2$ (Paulay y Priestley, 1992), resultando $\theta_r = L_{pl} \cdot \phi$. Una vez definida la curva esqueleto, es necesario definir la ley histerética que describe el comportamiento cíclico de los muelles a flexión. Para ello se consideran como posibles opciones dos modelos muy aceptados en los elementos de hormigón armado (Akiyama, 1985) y que son conocidos como Clough (Clough, 1966) y Takeda (Takeda et al., 1970), respectivamente. El primero de ellos (Fig. 4.4a), tiene como característica la degradación de rigidez que se produce cuando se supera el límite de fluencia, aunque esta degradación no se manifiesta en los tramos de descarga permaneciendo la rigidez en este caso igual a la elástica equivalente definida por el límite de fluencia. El programa Engineer's Studio (Forum-8, 2012) incluye este modelo solo para curvas esqueleto bilineales (sin degradación de resistencia), aunque incorpora de manera explícita el control sobre el efecto de pinzamiento mediante el parámetro β_c (Fig. 4.4a), denominándose al mismo como modelo Clough-slip. De esta forma, es posible controlar el incremento de pinzamiento sobre el observado en elementos de hormigón armado, debido a fenómenos de deslizamiento de barras en la conexión con el nudo pilar-placa (Bertero y Popov, 1977). El otro modelo planteado es el de Takeda (Fig. 4.4b), el cual constituye una evolución del anterior pues plantea la inclusión de la degradación de rigidez en los tramos de descarga según la expresión $K_{des} = K_e \cdot (\theta_{r,max}/\theta_{ry})^{-\alpha_t}$, donde K_{des} y K_e son las rigideces del tramo de descarga e inicial, respectivamente, $\theta_{r,max}$ y θ_{ry} son los ángulos máximos hasta el instante considerado y de fluencia, respectivamente y, finalmente α_t es un coeficiente que se determina experimentalmente. Este modelo se plantea para la curva esqueleto tetralineal y, por tanto, puede ser utilizado incluso para simular estados avanzados de deformación en los que pueda producirse degradación de resistencia. En este caso, aunque existen estudios (Ibarra et al., 2005) para estimar la pendiente del tramo de degradación, K_d , en elementos lineales como vigas y pilares que podrían ser aplicados al modelo macroscópico, se ha considerado como mejor aproximación obtener este valor del espécimen ensayado en laboratorio dado que el modo de fallo en la placa fue de flexión. De esta forma, tanto este parámetro como los correspondientes a la definición de las posibles leyes histeréticas son ajustados utilizando los resultados de ensayos de laboratorio, resultando modelos numéricos calibrados a flexión para conexiones interiores de forjados reticulares.

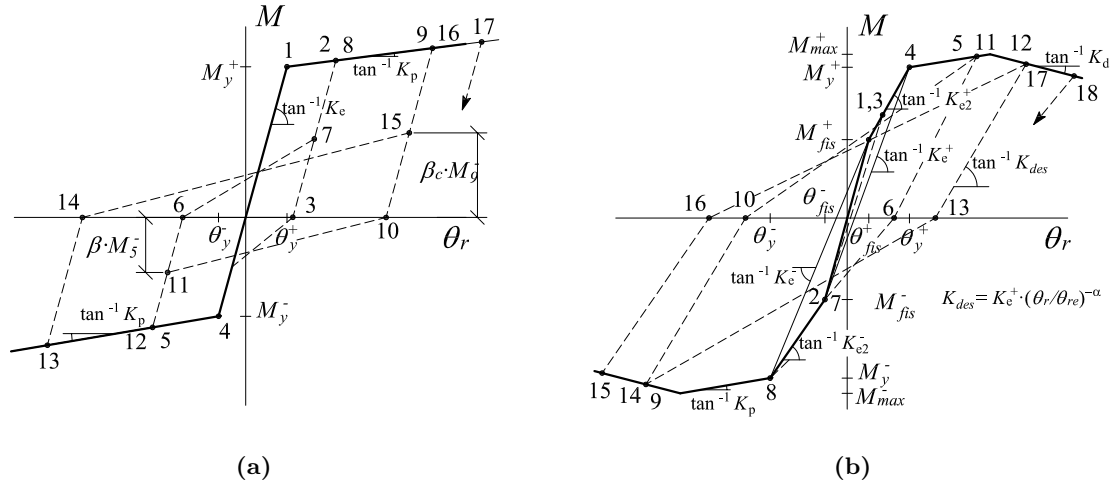


Fig. 4.4: Modelos Histeréticos en Rótulas Plásticas: (a) Bilineal Clough-Slip y (b) Tetralineal Takeda

- Muelles de torsión. Se utiliza un modelo bilineal simplificado momento-giro, $M_T - \theta_{rT}$, para formar la curva esqueleto. En este caso, para definir esta relación se calcula por separado la capacidad resistente, M_{Ty} y el giro de fluencia, $\theta_{r,Ty}$. En el primer caso, Hawkins y Corley (1971) proponían el uso de expresiones sancionadas por la práctica para calcular M_{Ty} en elementos de hormigón armado. En este trabajo, se propone la indicada por la norma ACI (2011), mediante la expresión:

$$M_{Ty} = \frac{2 A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot \varphi \quad (4.1)$$

donde $A_0 = 0.85 A_{0h}$ siendo A_{0h} el área interior de hormigón encerrada por los estribos, A_t el área de la sección transversal de un estribo, s la separación longitudinal de estribos y φ el ángulo que forman las ramas de los estribos con las bielas comprimidas de hormigón. Para el cálculo de $\theta_{r,Ty}$, se acepta como válida la teoría de torsión de St. Venant en la cual $M_{Ty} = G J \theta_{r,Ty} / l_T$, donde $G = E_c / (2(1 + \nu))$ es el módulo de rigidez transversal del hormigón (E_c módulo de deformación del hormigón y $\nu = 0.2$ el coeficiente de Poisson del hormigón), $\theta_{rT} = \phi_T l_T$ es el ángulo de torsión producto de aplicar la curvatura a torsión, ϕ_T considerada uniforme por la longitud del elemento, $l_T = 1.5h_f$ (Fig. 4.1a) y J es el módulo de torsión de la sección rectangular 270 x 180 mm correspondiente a la zona de hormigón que embebe a la cruceta transversal de punzonamiento. A la variable $K_\theta = G \cdot J / l_T$ se la denomina rigidez bruta a torsión. Para la sección de 270 mm de ancho por 180 mm de canto y una $l_T = 270$ mm resultó una $K_\theta = 9757$ kN·m/rad. Es necesario destacar que, si bien en la expresión anterior de K_θ , la variable J , se ha considerado sobre sección bruta de hormigón, en realidad el hormigón se fisura y por tanto es necesario tener en cuenta este aspecto a la hora de definir el ángulo de torsión real, $\theta_{r,Ty}^{fis}$, mediante el parámetro $\beta_{Tfis} \geq 1$ que minor a K_θ , y que puede ser obtenido mediante formulación (Calavera, 2008) o con la ayuda del ensayo de laboratorio. De esta forma queda definida la rigidez fisurada, $K_{\theta fis}$, que se obtiene conocidas K_θ y β_{Tfis} mediante la expresión $K_{\theta fis} = K_\theta / \beta_{Tfis}$. Respecto al modelo histerético, fue seleccionado el modelo de Clough-Slip con parámetro $\beta_c = 0$ (Fig. 4.4a) para simular un elevado efecto de pinzamiento

provocado por las fisuras oblicuas tanto a la armadura longitudinal como a la transversal, así como por el desgaste de la rugosidad en los bordes de fisuras y elevada apertura de las mismas, lo que provoca una tensión tangencial efectiva del hormigón armado fisurado baja (Maekawa et al., 2003).

- **Viga equivalente.** Se toma el ancho comentado de $3h_f + c_2$ en toda la franja longitudinal del forjado, a ambos lados del pilar, con EF de tipo lineal y elástico puesto que la plastificación se concentra en los muelles de flexión incluidos en el macromodelo. En la zona correspondiente al ábaco, la sección será maciza de hormigón de ancho $b_{vc}^{int} = 3h_f + c_2 = 810$ mm y canto $h_f = 180$ mm con una longitud de EF de 93 mm. En la zona nervada, la sección es de tipo T, con una capa de compresión de 30 mm de espesor y 810 mm de ancho, mientras que el alma de la viga tendrá el ancho correspondiente al número de nervios que entran en el ámbito $3h_f + c_2$, es decir 3 nervios que se corresponden con un ancho de $b_{vc}^{int} = 3 \cdot 60 = 180$ mm. La longitud de los EF correspondientes a la zona nervada sera de 137 mm. En ambas zonas, el material asignado ha sido el hormigón HA-17.5 empleado en pilares, con las mismas características mecánicas.
- **Cargas aplicadas.** La carga puntual aplicada sobre el pilar de 335 kN, se sitúa como tal sobre el MEF. Sin embargo, para las cargas gravitatorias repartidas sobre la superficie del forjado se toma el criterio (Kang, 2004) de aplicar sobre la viga equivalente únicamente aquellas que se recogen en el ámbito geométrico de la misma, es decir, sobre el ancho definido de $3h_f + c_2$, aplicándose sobre los nudos pilar-viga el resto de carga gravitatoria en función del área tributaria de placa que reciba. De esta forma, el resto de carga del forjado no representado en el MEF se coloca como carga puntual aplicada directamente en el nudo de la conexión pilar-placa para que el pilar reciba con exactitud la carga gravitatoria a la que realmente está siendo sometido. De esta forma, el peso propio de la viga equivalente queda definido por el peso propio del hormigón armado (25 kN/m^3) aplicado sobre las distintas secciones (ábaco y nervada) de la misma. Por otro lado, la sobrecarga de 40 kN aplicada en cuatro secciones específicas mediante una línea de sacos de arena colocados en dirección perpendicular a la dirección de la carga lateral, quedará aplicada en la viga equivalente en un 50 %, es decir, 5 kN en cada uno de los cuatro puntos, dado que el ancho de la viga constituye aproximadamente ese porcentaje respecto al total del espécimen. En estas condiciones, la resultante total de cargas gravitatorias sobre el modelo de barras simplificado asciende a 349 kN. Puesto que el peso total del espécimen es de 376 kN, esto significa que la carga puntual a aplicar tendrá un valor de 27 kN.

4.2.2.1. Comportamiento bajo cargas monótonas de la conexión interior pilar-forjado reticular: Análisis de Empuje Incremental

Sobre este MEF así definido, se llevaron a cabo análisis bajo cargas laterales tanto monótonas como cíclicas, siendo ambas de carácter cuasi-estático, es decir con una velocidad muy baja en la aplicación de la carga lateral de tal forma que se pudieran despreciar las fuerzas de amortiguamiento. En el primer caso, el objetivo era encontrar una curva esqueleto de la conexión que constituyera una envolvente de la histerética carga aplicada frente a desplazamiento

entre plantas, $Q - \delta$, obtenida en el ensayo de laboratorio, logrando reproducir de esta forma los valores de rigidez, capacidad lateral máxima y degradación de resistencia del espécimen ensayado en el MEF. Una vez validado el MEF frente a cargas monótonas, se procedió a ajustar los modelos histeréticos en los muelles para aproximar el comportamiento cíclico mostrado por el espécimen. En este caso, el interés quedaba centrado sobre todo en reproducir en el MEF la energía histerética disipada en el espécimen sometida a carga cíclica. Es necesario resaltar, que la conexión interior mostraba a priori un comportamiento de pilar fuerte-placa débil, pues la capacidad a momento desestabilizador (“*unbalanced moment*” según ACI318-11 (ACI, 2011)) de los pilares era superior a la mostrada por el forjado reticular. Este comportamiento quedó confirmado experimentalmente, manifestándose la rotura de la conexión en el forjado.

El análisis del MEF sometido a carga lateral monótona se llevó a cabo mediante empuje incremental de la estructura (AEI o “*push-over*”) con control de desplazamientos. En los muelles a flexión, se utilizó el modelo de comportamiento tetralineal, al objeto de reproducir la degradación de resistencia en su último tramo tal y como se observó en el ensayo de laboratorio. En caso de utilizar un modelo bilineal, solo sería reproducible el comportamiento monótono creciente hasta el punto de máxima resistencia lateral, muy próximo al modelo tetralineal. La tasa de incremento elegida para δ aplicada sobre la parte superior del pilar donde se aplicaba la carga del actuador en laboratorio fue de 1 mm/paso hasta llegar a un desplazamiento como mínimo de 100 mm ($IDI = 5.55\%$, siendo $IDI = \delta/h_p$ el índice de desplazamiento relativo entre plantas (δ) y h_p la altura entre plantas), a partir del cual el espécimen presentó una rotura generalizada por fallo frágil de cortante en todo el ancho del mismo, no reproducible por el MEF. En la Fig. 4.5 se representa la curva de capacidad del MEF (curva “*pushover*”) junto con la curva histerética obtenida en el ensayo de laboratorio, observándose un buen ajuste de la primera como envolvente de la segunda provocada por la plastificación de los muelles de flexión y torsión, mientras que en los pilares el hormigón alcanzó en torno a un 50 % de su resistencia característica (19 N/mm²) y el acero no llegó a plastificar.

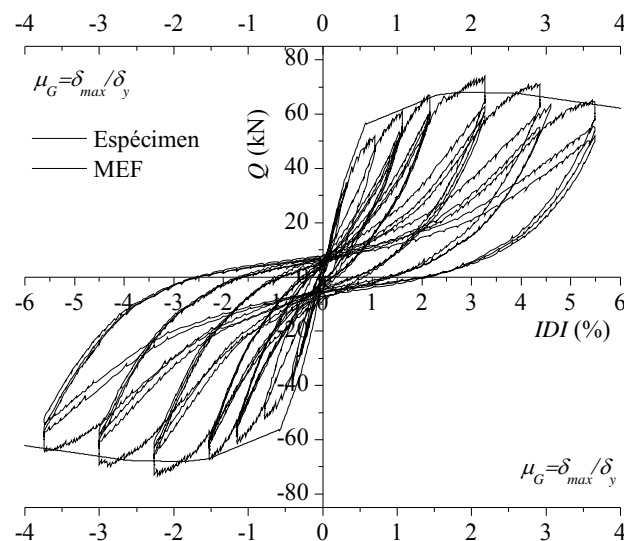


Fig. 4.5: Curva AEI del MEF sobre la curva $Q - \delta$ del espécimen conexión interior pilar-forjado

Se logra reproducir la pendiente del tramo elástico y se alcanza una precisión del 95 % en el valor de la resistencia máxima lateral (68 kN sobre 72 kN). La zona con degradación de resistencia lateral del MEF se realiza determinando la pendiente, K_d , del tramo de degradación en el esqueleto de la ley de comportamiento de los muelles a flexión, que mejor ajuste produce en esa zona de la curva AEI sobre la $Q - IDI$ obtenida en el ensayo de laboratorio. La degradación de resistencia se concentra en los muelles a flexión, dado que éstas deben simular tanto la plastificación de la placa como la degradación en la adherencia de las barras de acero de la misma. En la Tabla 4.1 se indica la relación $\kappa = K_d/K_e^{fis}$ para la ley $M - \theta_r$ de la rótula de flexión tanto para el dominio positivo como el negativo, así como su valor medio, teniendo en cuenta la pendiente del tramo elástico fisurada, $K_e^{fis} = M_y/\theta_{ry}$. Asimismo, se indica en la Tabla 4.1 cual sería el valor del giro último, θ_{ru} , en relación al giro de fluencia, θ_{ry} , para ambos dominios de deformación cuando se alcanza el valor último de resistencia lateral del MEF, Q_{ult} . Este valor de Q_{ult} se determina para aquel valor de IDI de la curva del ensayo de laboratorio tal que por primera vez en algún ciclo el decremento de Q respecto a la resistencia lateral máxima, Q_{max} , sea del 20 % (Park, 1986). Este valor resulta ser $IDI_{Q_{ult}} = 4.44\%$ (Benavent-Climent et al., 2008). Es necesario indicar que, aunque se han determinado los valores últimos de giros de flexión, a partir de los cuales los muelles a flexión no tendrían capacidad resistente, se ha permitido que se superen estos valores en la ley $M - \theta_r$ dando continuidad a la misma para alcanzar el desplazamiento último que se produjo en el espécimen ensayado en laboratorio ($IDI = 5.55\%$), obteniendo también en este caso una buena representación de la degradación de Q sobre el límite teórico establecido tal y como se observa en la Fig. 4.5.

Tabla 4.1: Definición tramo degradación de resistencia en muelles de flexión de la conexión interior

	$\theta_{ru}^+/\theta_{ry}^+$	$\theta_{ru}^-/\theta_{ry}^-$	$\overline{\theta_{ru}/\theta_{ry}}$	κ^+	κ^-	$\bar{\kappa}$
Rótula Flexión	38	26	32	0.0065	0.0056	0.0061

Respecto a los muelles a torsión, la rigidez real que produjo un mejor ajuste del modelo numérico sobre el experimental fue $K_{\theta fis} = 2222 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$. Teniendo en cuenta que $K_{\theta} = 9757 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$, esto implica que el factor $\beta_{Tfis} = 4.40$.

El MEF confirmó el comportamiento de pilar fuerte-placa débil, determinado previamente para la conexión tanto por cálculos teóricos como por vía experimental. De esta forma, la curva AEI obtenida en el MEF constituye la curva esqueleto de la conexión interior pilar-placa del modelo ensayado sobre la que se puede analizar el comportamiento histerético de la misma, quedando validado el comportamiento bajo carga monótona de los muelles a flexión y torsión.

En la Fig. 4.5, se representan los valores de ductilidad para la conexión pilar-forjado, definida como $\mu_G = IDI_{max}/IDI_y$, siendo $IDI_{max} = \delta_{max}/h_p$ e $IDI_y = \delta_y/h_p$ los índices de desplazamientos relativos entre plantas máximo hasta ese instante y de fluencia ($IDI_y = 1.5\%$, (Benavent-Climent et al., 2008)), respectivamente, con $h_p = 1.80 \text{ m}$. Se observa que el valor de ductilidad obtenido cuando se alcanza la máxima resistencia lateral ($Q_{max} = 72 \text{ kN}$, con $IDI_{max} = 3.3\%$) es $\mu_{G,Q_{max}} = 2$, que suele ser el considerado por la actual norma sismorresistente española (Ministerio Fomento, 2003) para este tipo de estructuras. No obstante, si se considera la degradación de resistencia hasta un máximo del 20 % sobre Q_{max} llegando a una

capacidad última de Q_{ult} (valor alcanzado en el espécimen ensayado en el grupo de ciclos correspondientes a un $IDI = 4.4\%$) se llega a valores de ductilidad $\mu_{G,Q_{ult}}$ en torno a 3. Para el máximo de desplazamiento entre plantas de la conexión, se llega a un valor último de $\mu_G = 3.5$. Este valor máximo se alcanza debido a que el modo de fallo de la conexión es dúctil por flexión y no se produce fallo frágil de punzonamiento.

4.2.2.2. Comportamiento cíclico de la conexión interior pilar-forjado reticular

Una vez obtenido el esqueleto (envolvente) de la curva fuerza-desplazamiento lateral de la conexión bajo caras monótonas con el modelo numérico desarrollado en el apartado anterior, se aplicó al modelo la historia de deformaciones cíclicas impuestas hasta $IDI = 5.55\%$ que se muestra en la Fig. 4.6 y que es la aplicada durante el ensayo al espécimen.

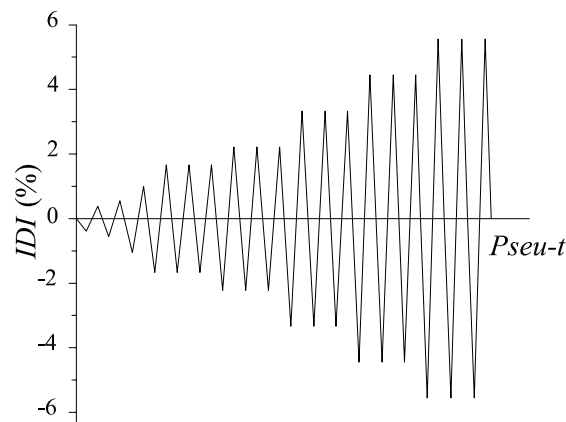


Fig. 4.6: Ley cíclica de desplazamientos impuestos sobre conexión interior pilar-forjado

Dado que la rotura de la conexión tuvo lugar en la placa y (no en los pilares) , en el modelo numérico se plantearon como posibles modelos histeréticos para idealizar la relación momento-giro de los muelles de flexión los de Clough-Slip y de Takeda. Los parámetros que gobiernan ambos modelos histeréticos se calibraron con la premisa fundamental que la energía de deformación plástica disipada, E_h , fuese lo más aproximada posible a la obtenida del espécimen ensayado en laboratorio.

Con el modelo de Clough-Slip (Fig. 4.4a) se obtiene una mejor representación de las pendientes del tramo de descarga en los diferentes ciclos. Sin embargo, al ser éstas constantes y no contemplar degradación de rigidez, el ajuste de E_h del modelo se consigue empleando un valor del factor β_c que controla el estrangulamiento de las curvas relativamente bajo. El mejor ajuste energético se produjo para un valor de $\beta_c = 0.17$ (Fig. 4.7). No obstante, como se puede observar el IDI máximo alcanzado con este modelo histerético es del 3.33% , puesto que a partir de este desplazamiento se produce una degradación de resistencia en el espécimen ensayado imposible de reproducir por el modelo de Clough-Slip. De esta forma, solo serán reproducibles estados de deformación lateral con una ductilidad máxima en torno a $\mu_G = 2$.

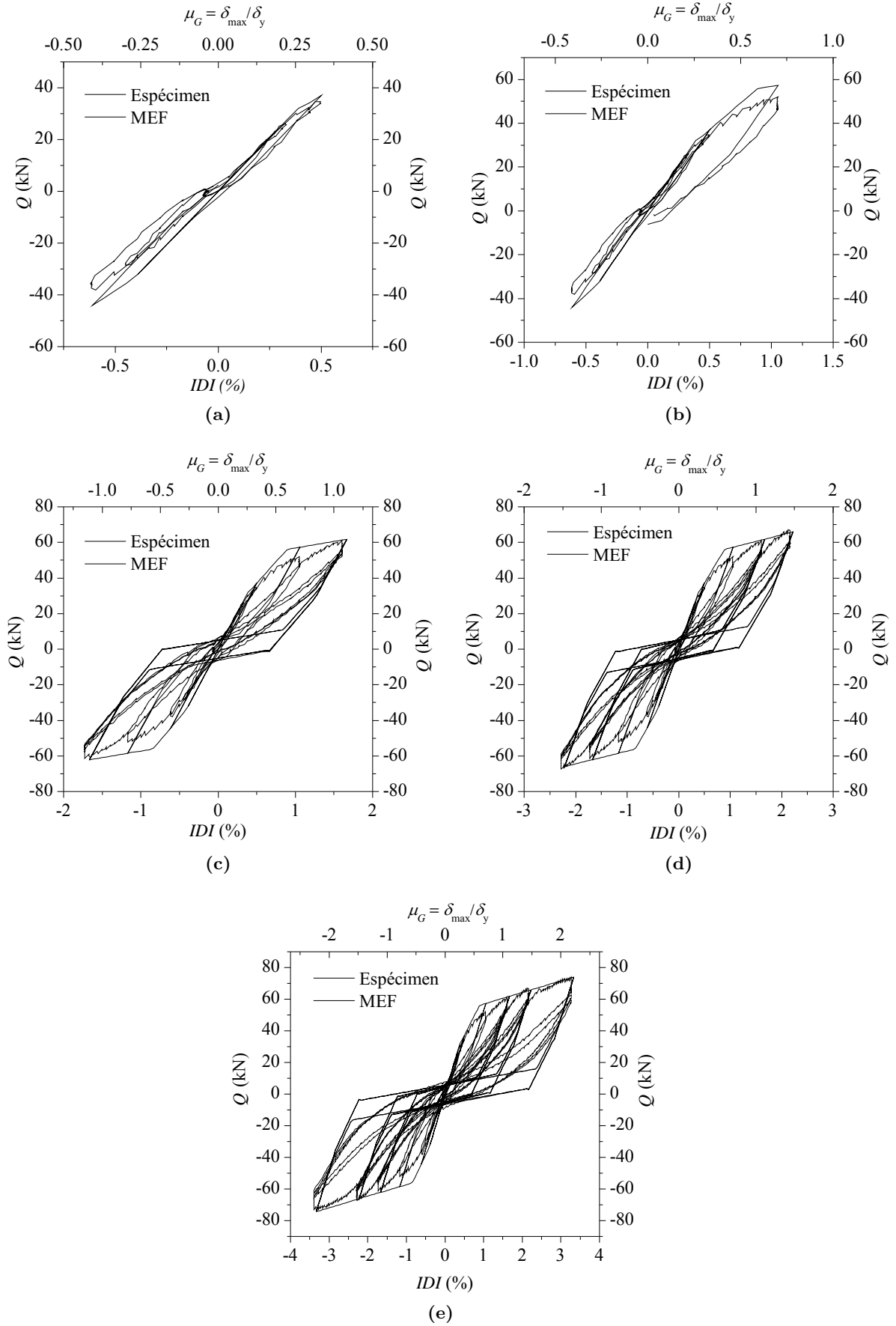


Fig. 4.7: Comportamiento cíclico MEF modelo Clough-Slip $\beta_c = 0.17$: (a) $IDI_{max} = 0.61\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$

En la Fig. 4.8 se puede observar el grado de ajuste de la energía de deformación plástica E_h obtenida en el MEF respecto a la del espécimen en función del grado de desplazamiento en la historia de carga, tanto en valor relativo (respecto a la energía histerética total disipada en el espécimen hasta el IDI máximo considerado, E_{htESP}) como en valor absoluto. Este último dato es interesante conocerlo, para poder comparar la E_h de esta conexión interior con otro tipo de conexiones como por ejemplo las exteriores de borde o esquina.

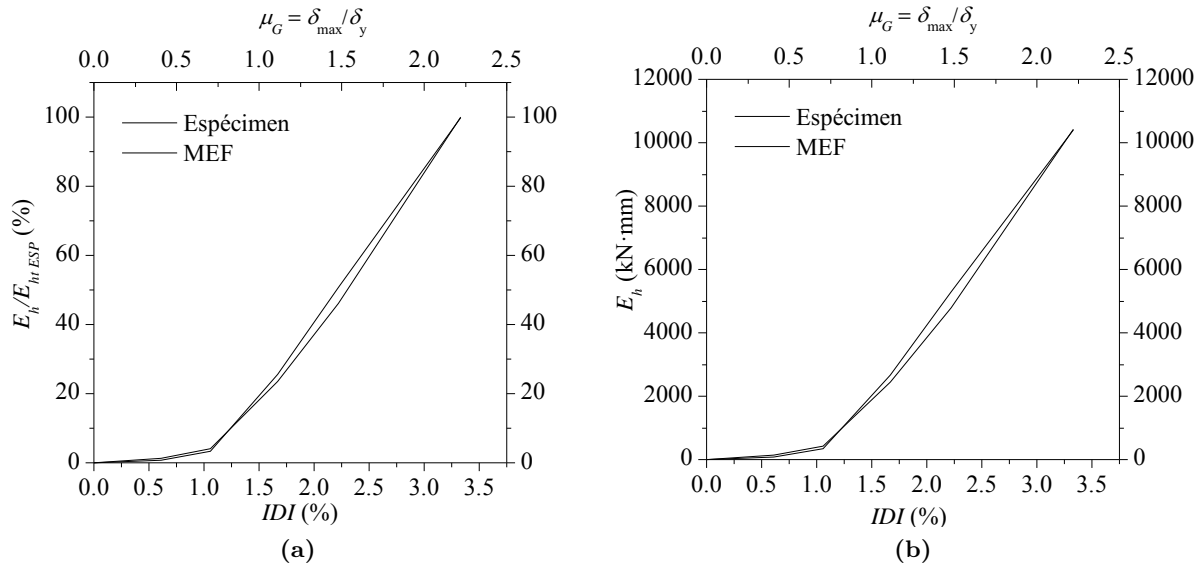


Fig. 4.8: Evolución de E_h del MEF con modelo Clogh-Slip $\beta_c = 0.17$ sometido a carga cíclica: (a) E_h / E_{htESP} , (b) E_h

Al emplear el modelo de Takeda (Fig. 4.4b), se consigue reflejar la degradación en la rigidez de los tramos de descarga, así como la degradación de resistencia del espécimen, pudiendo alcanzar los ciclos de máximo desplazamiento del ensayo con $IDI = 5.55\%$. Sin embargo, para representar el severo efecto de pinzamiento que se produce en el espécimen, originando una disminución importante de E_h en los distintos ciclos, es necesario emplear valores elevados del parámetro α_t . Como se aprecia en la Fig. 4.9, el valor de la pendiente del tramo de descarga, K_{des} , tiende rápidamente a cero para valores crecientes de $\mu_{\theta_r} = \theta_{r,max} / \theta_{r,y}$ y $\alpha_t \geq 1.5$.

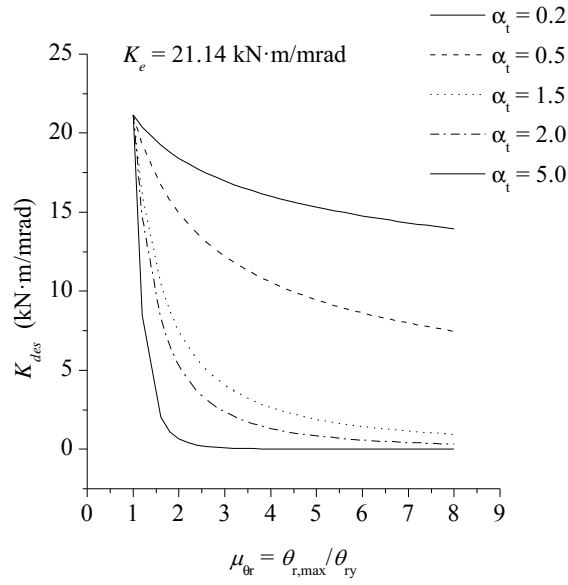


Fig. 4.9: Valores de K_{des} en diferentes modelos de Takeda

En el macromodelo de conexión interior se utilizó un valor de $\alpha_t = 2$, mediante el cual se obtuvo una correlación con la energía disipada por el espécimen semejante a la obtenida utilizando el modelo de Clough-Slip, aunque en este caso contemplando todo el desarrollo de la carga cíclica utilizada en el ensayo de laboratorio (Fig. 4.10), es decir, hasta $IDI = 5.55\%$.

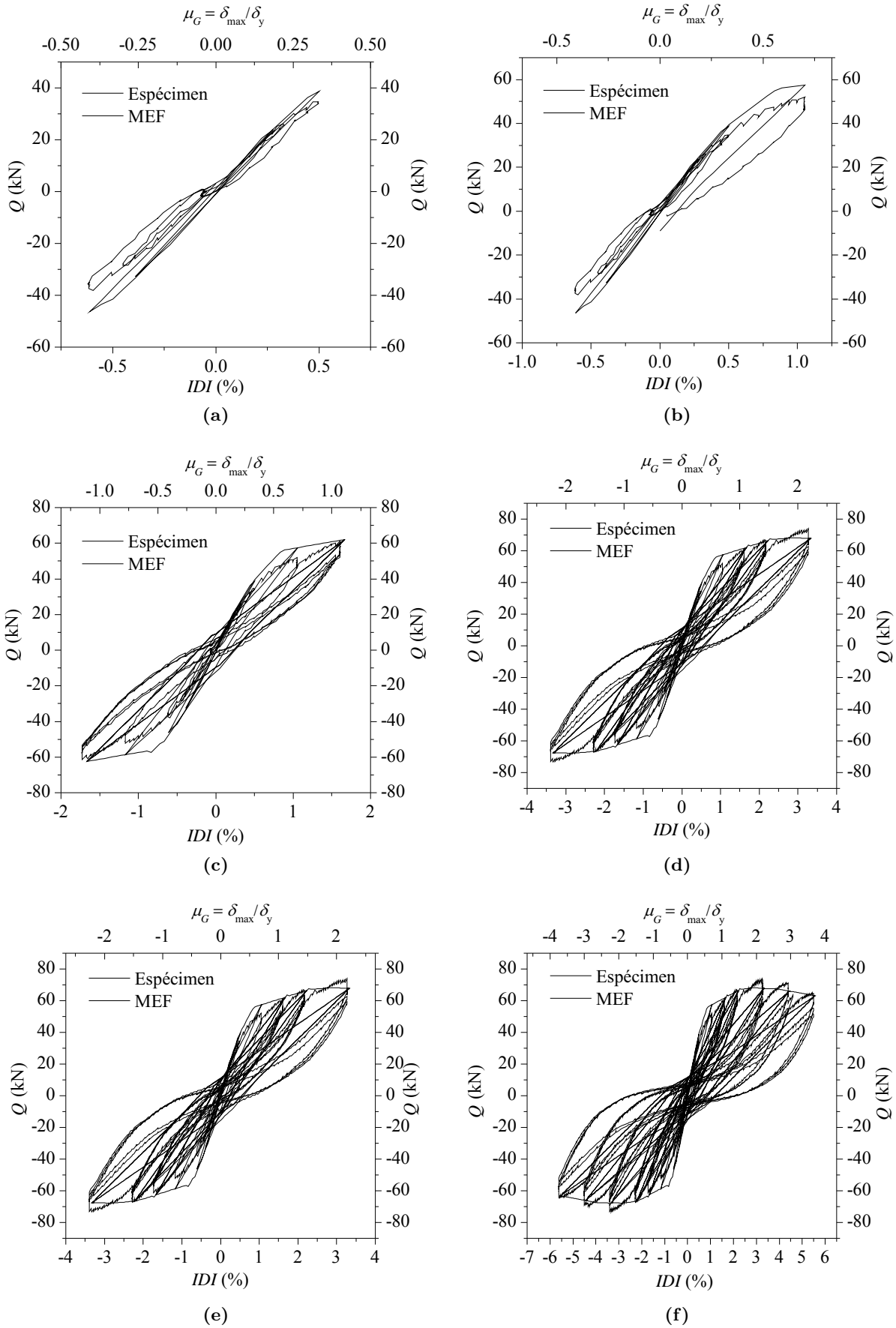


Fig. 4.10: Comportamiento cíclico MEF modelo Takeda $\alpha_t = 2.0$: (a) $IDI_{max} = 0.61\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$, (f) $IDI_{max} = 5.55\%$

En la Fig. 4.11 se incluye el desarrollo de E_h en función de la demanda de desplazamiento de la carga cíclica, tanto del MEF con modelo de Takeda $\alpha_t = 2.0$ como del obtenido en el ensayo de laboratorio, al igual que se ha hecho para el modelo de Clough-Slip, aunque en este caso completando todo el desarrollo de la carga cíclica llegando a un $IDI = 5.55\%$ e incluyendo degradación de resistencia lateral. Se observa una buena predicción de E_h en el MEF tanto en cada conjunto de ciclos intermedios como a la finalización de la ley de desplazamientos impuestos (Fig. 4.6).

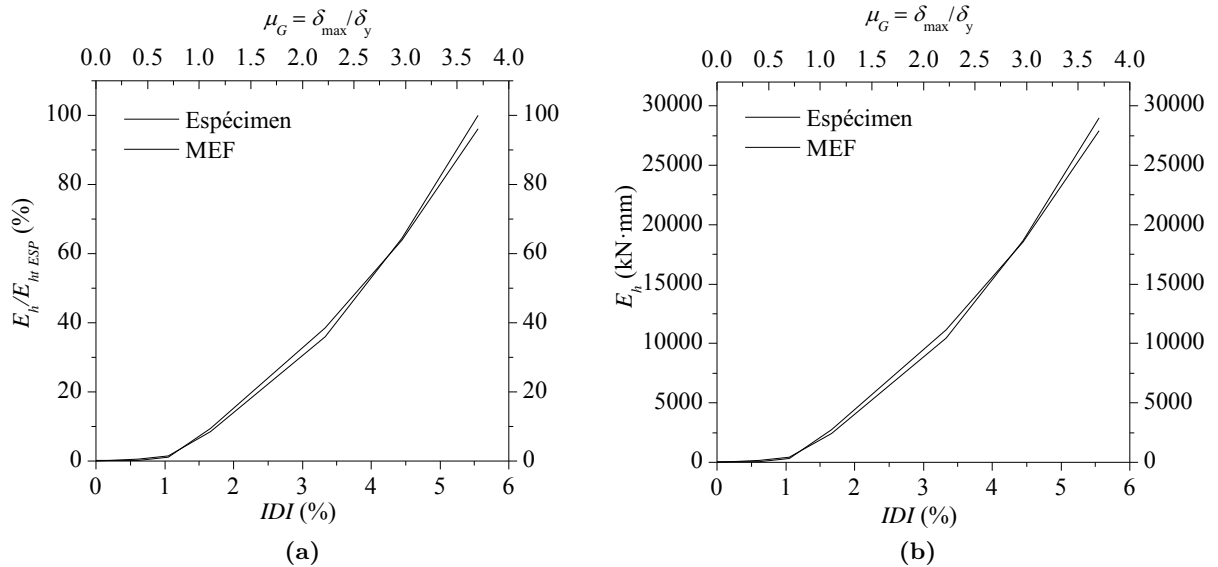


Fig. 4.11: Evolución de E_h del MEF con modelo Takeda $\alpha_t = 2.0$ respecto al Especimen: (a) E_h/E_{hESP} , (b) E_h

Finalmente, se presenta en la Fig. 4.12 a el error acumulado, $\Delta E_{h,MEF-ESP}$, al estimar E_h comparando la energía de deformación plástica proporcionada por el MEF, E_{hMEF} , y la del espécimen, E_{hESP} , en función del grado de desplazamiento lateral impuesto por la ley cíclica (4.6). De esta forma, se puede analizar para cada modelo el grado de precisión en el cálculo de E_h con independencia del número de ciclos que se produzcan en un nivel de desplazamiento entre plantas determinado, como ocurre al someter la estructura a un terremoto real. Se representan los valores con $\mu_G \geq 1$ en los que teóricamente se produce la plastificación de la sección de hormigón armado $3h_f + c_2$ de la placa. Se observa que con el modelo de Clough-Slip se produce un error máximo acumulado por exceso del 10% tendiendo a reducirse esta diferencia al aumentar el valor del desplazamiento lateral. Este valor máximo en el error, se produce al sobrestimar E_h en los primeros grupos de ciclos como se aprecia en la Fig. 4.12 b, en la que se representa el error de cada grupo de ciclos de oscilación, $\Delta E_{h,MEF-ESP}^{Ciclos}$, con amplitud IDI constante. Se observa que para $\mu_G > 1.50\%$ el MEF con modelo de Clough-Slip ($\beta_c = 0.17$) presenta un $\Delta E_{h,MEF-ESP}^{Ciclos}$ respecto al del espécimen, E_{hESP}^{Ciclos} , menor al 10%, presentándose el mayor desfase en el entorno de $\mu_G = 1.00$ cuyo comportamiento es complejo de simular al producirse ciclos de histéresis muy esbeltos (Fig. 4.7). Asimismo, al emplear el bajo factor $\beta_c = 0.17$, en los ciclos de mayor amplitud se produce en este caso un $\Delta E_{h,MEF-ESP}^{Ciclos}$ por defecto, con un máximo del 10% para valores de $\mu_G = 2$. En el caso de emplear el modelo de Takeda ($\alpha_t = 2.0$), se observa también una tendencia

en la reducción del error acumulado con un valor inferior al 10 % para $\mu_G > 1.50$ %, siendo en este caso mayor dicho error en el entorno de $\mu_G = 1.00$ respecto al del modelo de Clough-Slip. Para valores de $\mu_G > 2.00$ el $\Delta E_{h,MEF-ESP}^{Ciclos}$ oscila entre los valores ± 10 % (Fig. 4.12 b). Esto implica que para valores elevados en la demanda de μ_G con posible degradación de resistencia lateral, este modelo puede ser utilizado con un grado de aproximación de E_h razonable. No se plantea la opción de utilizar valores del parámetro $\alpha_t > 2.0$ pues se ha comprobado que apenas se producía variación en el tramo de máximo error ($\mu_G \leq 1.50$).

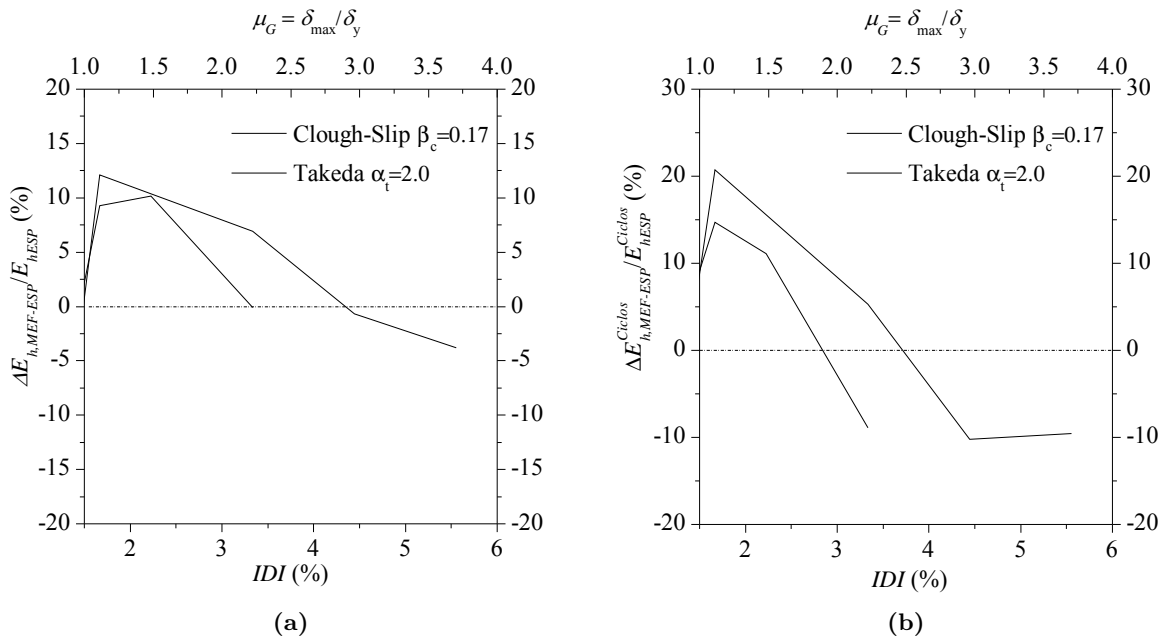


Fig. 4.12: ΔE_h MEF-Espécimen en la conexión interior: (a) Acumulada, y (b) Por ciclos

Se puede concluir que para sismos de intensidad moderada con una demanda de ductilidad $\mu_G < 2.0$, el MEF con modelo de Clough-Slip ($\beta_c = 0.17$) en rótulas de flexión, proporciona la mejor estimación de E_h . Sin embargo, cuando la estructura se vea sometida a sismos de intensidad elevada con demandas de ductilidad $\mu_G > 2.50$, solo el modelo de Takeda podrá simular la degradación de resistencia lateral de la conexión interior, proponiendo para el parámetro α_t el valor 2.0 con el objeto de no sobrestimar la E_h de la conexión interior. Esta indicación debe tenerse especialmente en cuenta en el caso de terremotos de tipo impulsivo, que producen pocas oscilaciones pero de una amplitud elevada.

4.3. Macromodelo de barras en conexiones exteriores pilar-placa de forjados planos

4.3.1. Descripción del modelo de barras de la conexión exterior

El modelo macroscópico de barras planteado en el apartado anterior es válido para todo tipo de conexiones. No obstante, si bien la investigación realizada en conexiones interiores (Benavent-Climent et al., 2008; ACI, 2011) ha puesto de manifiesto la validez y baja dispersión en los resultados para determinar las capacidades a flexión al considerar secciones resistentes propuestas en la actualidad (ACI, 2011), en conexiones exteriores existe más disparidad en los resultados. Precisamente, Benavent-Climent et al. (2009) determinaron mediante ensayos cuasi-estáticos que la sección resistente propuesta por la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) para el cálculo de la capacidad a flexión de la conexión no reproducía con precisión los resultados obtenidos en laboratorio. Para solventar este problema, Benavent-Climent et al. (2009) plantearon un nuevo modelo de cálculo para estimar la capacidad resistente de la conexión exterior frente al momento desestabilizador, con resultados satisfactorios respecto a los obtenidos en ensayos sobre especímenes a escala.

El modelo para conexiones exteriores pilar-placa planteado por Benavent-Climent et al. (2009), está basado en la hipótesis de que el momento desestabilizador que actúa sobre la conexión es resistido únicamente por esfuerzos de flexión. Es decir, no existe interacción entre el momento desestabilizador y el esfuerzo cortante en la placa. Este caso corresponde a la formación de una línea continua de flexión según Hawkins y Corley (1971). Según la norma ACI 318-11 (ACI, 2011), apartado 13.5.3.3 este modo de fallo se da en conexiones exteriores cuando $V_u \leq 0.75\Phi V_c$ indicada por la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) en el apartado 13.5.3.3, donde V_u es la fuerza cortante que se transmite a la conexión, Φ es un coeficiente de minoración de resistencia y V_c es la capacidad resistente a esfuerzo cortante del hormigón de una placa en torno al pilar. Cumpliendo esta condición, el modelo plantea dos vías para transmitir el momento desestabilizador (Fig. 4.13a): (a) directamente al pilar mediante un mecanismo de flexión en el que participa la armadura longitudinal de la placa (paralela a la dirección de carga) en una banda centrada en el pilar de ancho $2b_L + c_2$, donde c_2 es la dimensión del pilar perpendicular a la dirección de carga lateral (en esta zona, la armadura longitudinal de la placa está anclada directamente en el pilar) y b_L es el ancho a cada lado del pilar en el que la armadura longitudinal de la placa puede transmitir momentos directamente al pilar a través de la formación de un mecanismo de bielas y tirantes; (b) mediante un mecanismo de torsión en la viga de borde (perpendicular a la dirección de carga), en dos bandas laterales fuera del ancho $2b_L + c_2$, y a cada lado del pilar. De esta forma, sumando ambas contribuciones se obtiene la capacidad de la conexión exterior para resistir el momento desestabilizador. Es necesario resaltar, que la dimensión de las bandas laterales depende de la rigidez a torsión de la placa, que en el caso de forjados reticulares es baja debido a los aligeramientos pudiendo considerar la extensión de las mismas hasta el borde del ábaco.

Dado que la banda central de placa se comporta como una viga, se desprecia por tanto la interacción en la conexión entre momentos flectores y torsores para que se forme un modelo de barras como el propuesto por Vanderbilt y Corley (1983). Es necesario plantear un modelo de barras diferente en el que las dos vías de transmisión del momento desestabilizador se realicen de

manera independiente. Es decir, en el modelo de barras de Vanderbilt y Corley (1983) existe una dependencia entre las deformaciones a flexión y torsión, pues se da la segunda si existe la primera. En el modelo para la conexión exterior planteado, no existe tal dependencia predeterminada entre la banda central por un lado, y el conjunto de bandas laterales con la viga de borde por otro. Para ello, se plantea conectar la conexión exterior a la estructura mediante tres vigas equivalentes (una central y dos laterales) en lugar de una (Fig. 4.13b).

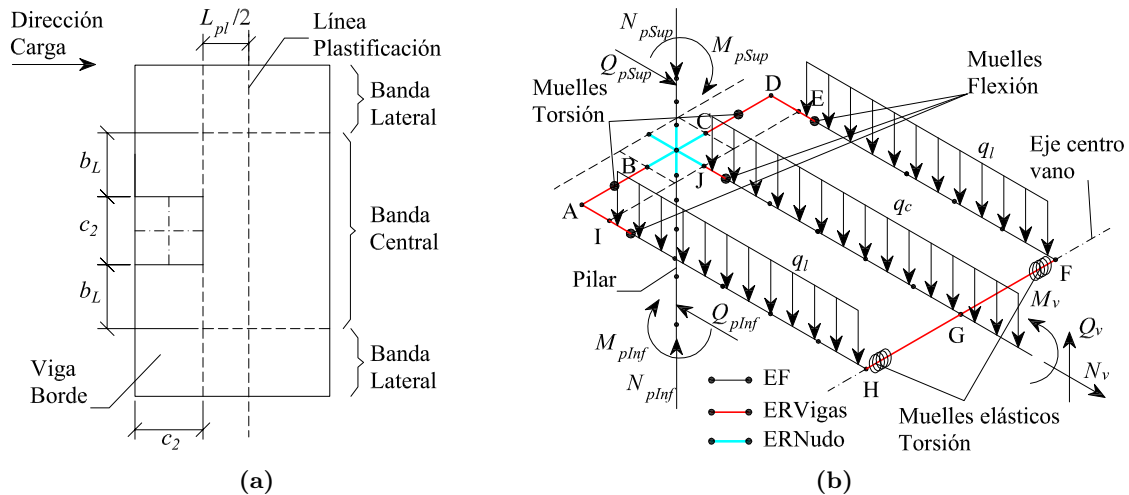


Fig. 4.13: Conexión Exterior Pilar-Placa: (a) Vista en planta; (b) Modelo macroscópico de barras

Teniendo en cuenta estas consideraciones, la configuración del modelo macroscópico a considerar se muestra en la Fig. 4.13b. En el mismo se observan:

- Muelles de flexión correspondientes tanto a la viga la central J-G, como a las dos laterales E-F e I-H, situados en el centro de la longitud de la rótula plástica, L_{pl} , formándose una línea de plastificación por flexión a lo ancho de la placa (Fig. 4.13a).
- Barras que representan a las vigas centrales y laterales divididas en elementos finitos (EF) de tipo elástico, estando sus extremos H, G y F situados en el punto medio del vano entre conexiones según la dirección de la carga lateral y conectados entre si por un elemento rígido. Este elemento rígido será el encargado de repartir los esfuerzos transmitidos por el resto del vano, representado en la Fig. 4.13b por una viga equivalente que enlaza con una conexión interior. Como se puede apreciar, los elementos rígidos GH y GF están conectados a las vigas laterales mediante muelles elásticos que representan la rigidez al giro de torsión entre distintas zonas de la placa. Se intenta simular con estos elementos, la diferente sollicitación a esfuerzos de flexión que se produce entre las vigas central y laterales provocada por la acción de cargas laterales sobre la estructura. Placas con una rigidez torsional baja, como es el caso de los forjados reticulares, producirán una transmisión de esfuerzos baja entre las bandas de placa laterales y central. No obstante, hay que indicar que bajo cargas laterales, en la zona cercana al centro del vano tanto los valores de desplazamiento vertical como el de momento flector presentan valores muy bajos o nulos, de tal forma que es usual representar el eje del centro del vano con un apoyo articulado (similar a lo representado en la Fig. 4.14). De esta forma, la calibración de la rigidez de

estos muelles de torsión pierde importancia, pudiendo considerarlos articulaciones o incluso llegar a eliminar los mismos considerando empotramientos perfectos en aras de simplificar el modelo.

- Barras correspondientes a los pilares superiores e inferiores formadas por EF elásticos en su zona central y de tipo fibra en las próximas a los nudos para recoger las posibles deformaciones plásticas por efecto de la carga normal a la sección derivada de los esfuerzos axil y de flexión.
- La carga por m.l. soportada por la viga central, q_c , será la correspondiente al ámbito del forjado correspondiente a mitad de luces entre vanos perpendiculares a la dirección de carga lateral.
- Muelles de torsión de la viga de borde a ambos lados del pilar en las barras A-B y C-D, consideradas como elementos rígidos, dado que el comportamiento elasto-plástico de la barra se considera concentrado en el muelle. Para transmitir el giro de la viga de borde a las vigas laterales, se conectan con una unión infinitamente rígida AB-AI y DC-DE con ER.
- Las barras correspondientes a la viga de borde y viga central se conectan al nudo, el cual se forma con elementos rígidos (ER Nudo).

Si se somete este modelo macroscópico de conexión exterior a un momento desestabilizador experimentando el tipo de fallo de pilar fuerte placa débil, al igual que en la conexión interior, se producirán una serie de giros y desplazamientos como se observan en la Fig. 4.14.

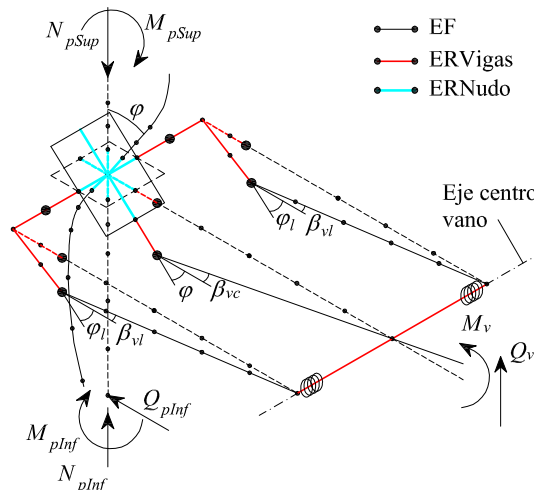


Fig. 4.14: Desplazamientos y giros del modelo macroscópico de la conexión exterior sometido a un momento desestabilizador

En el caso de que plastifiquen todas los muelles de flexión contenidos en la vigas central y laterales, se forma la denominada rotura por línea de flexión. Es decir, los ángulos $\varphi + \beta_{vc}$ (viga central) y $\varphi_l + \beta_{vl}$ (vigas laterales) que se alcanzan en dichas rótulas superan el ángulo de fluencia de sus respectivas curvas de comportamiento momento-giro. En el caso de que la

capacidad a momento del muelle a flexión de la viga lateral sea superior al muelle de torsión de la viga de borde, será esta última la que plastifique permaneciendo la primera en régimen elástico (antes de fisurar) o pseudo-elástico (después de fisurar). El giro que experimentarán los muelles a torsión será la diferencia entre el que experimenta el pilar y el del ER que conecta la viga lateral con la viga de borde, esto es $\varphi - \varphi_l$.

4.3.2. Validación experimental del macromodelo de conexión exterior con ensayo de laboratorio

El modelo macroscópico de la conexión exterior pilar-placa presentado, constituye una aproximación del modelo tridimensional real, al igual que se hizo para la conexión interior.

Dicho modelo se valida experimentalmente a partir de los resultados del ensayo sobre conexión interior pilar-forjado reticular (Fig. 4.15) realizados en el marco de un proyecto de investigación financiado por el Ministerio de Fomento, dentro del Programa Nacional de Construcción 2004-2007 (Benavent-Climent et al., 2009), el mismo al que pertenece la conexión interior comentada en la anterior sección.

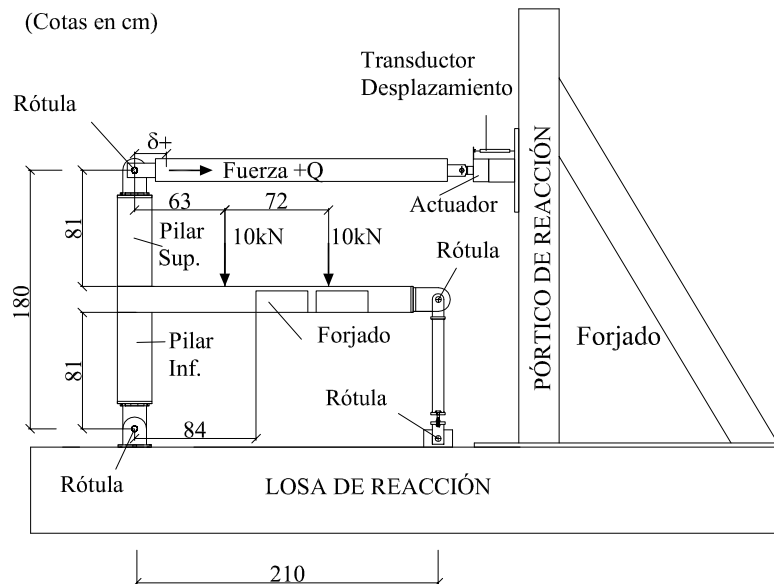


Fig. 4.15: Montaje del espécimen de la conexión exterior en laboratorio

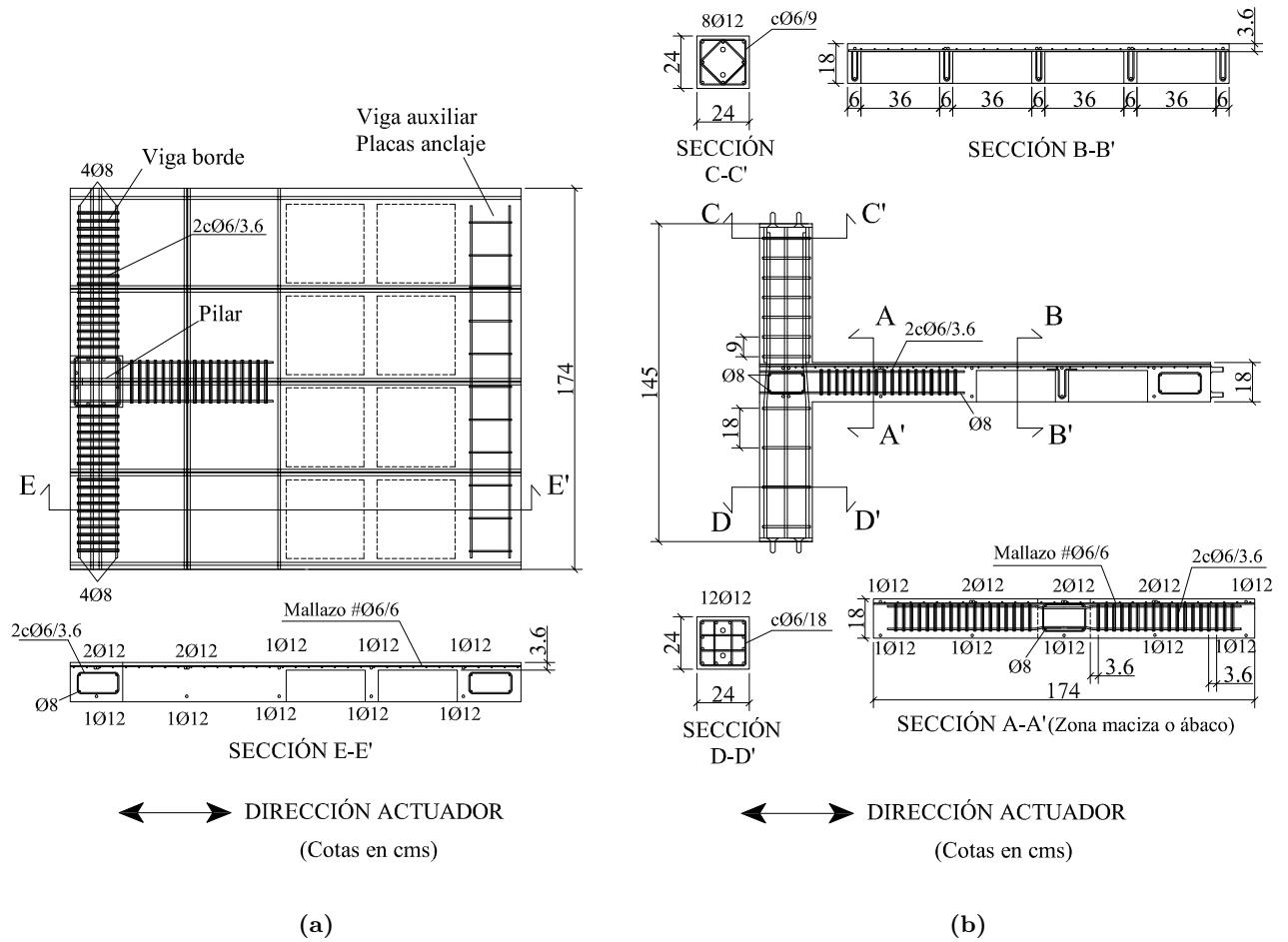


Fig. 4.16: Geometría y armadura del espécimen de la conexión exterior: (a) Planta, (b) Alzado

El espécimen representa la conexión exterior pilar-forjado reticular a escala 3/5 de la planta tercera del mismo edificio prototipo con forjado reticular de 6 plantas proyectado para la conexión interior (Fig. 4.16). El modelo de elementos finitos (MEF) planteado con barras, consta por un lado de pilares modelados con elementos tipo barra de sección real y el forjado (ábaco mas zona nervada) por otro, definido por un conjunto de vigas con elementos tipo barra: (a) dos vigas de borde de sección real (especimen) y (b) tres vigas longitudinales (una central y dos laterales) definidas con anchos eficaces específicos que representan las diferentes formas de transmitir los esfuerzos entre pilar y forjado. La viga central tendrá un ancho correspondiente a la media del ancho $2b_L + c_2$ obtenido tanto para la flexión positiva (fibra superior comprimida) como para la flexión negativa, que produce el mismo resultado que considerar el ancho $2\bar{b}_L + c_2$, siendo $\bar{b}_L = (b_L^+ + b_L^-)/2$ donde b_L^+ y b_L^- son los valores de b_L obtenidos para la flexión positiva y negativa, respectivamente. Por otro lado, las vigas laterales tendrán el ancho correspondiente a la mitad de la diferencia entre el ancho total del ábaco y el de la viga central. Finalmente, como se ha descrito en el apartado anterior, las deformaciones plásticas del forjado se concentran en muelles de flexión incluidos en las vigas longitudinales y muelles de torsión en las vigas de borde. Las primeras se definen según el ancho eficaz determinado en cada viga, diferenciando esta vez el correspondiente a cada dominio (positivo o negativo), y las últimas quedan definidas en función de la sección de la viga de borde. Con esta composición, se comprobó que la rigidez

elástica inicial ante desplazamiento entre plantas originado por la fuerza cortante dada por el conjunto pilar-vigas equivalentes constituye una buena aproximación a la experimentada por el espécimen. Benavent-Climent et al. (2009) comprobaron que empleando una viga con un ancho eficaz de $3h_f + c_2$ (muy similar en este caso al mayor valor del ancho de la viga central $2b_L + c_2$) se obtenía una rigidez elástica inicial semejante a la del espécimen ensayado.

El MEF que representa a este espécimen de conexión exterior (Fig. 4.17) se desarrolla en el programa de análisis no-lineal Engineer's Studio (Forum-8, 2012), tal y como se realizó para la conexión interior.

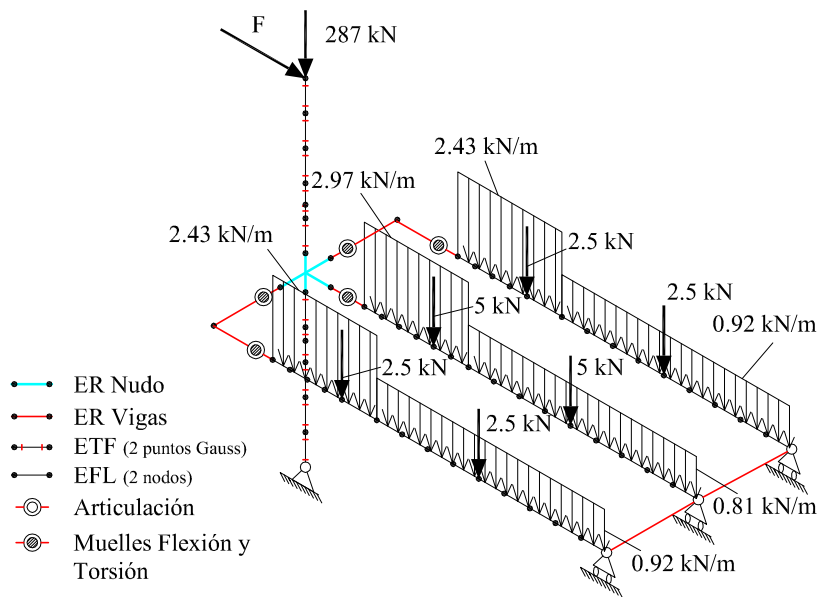


Fig. 4.17: MEF del espécimen de la conexión exterior pilar-forjado

Se define de la siguiente forma:

- Pilares. Se utilizan elementos finitos de tipo fibra (ETF) isoparamétricos de 3 nodos y dos puntos de Gauss, de igual forma que en la conexión interior, con las mismas características mecánicas tanto para el acero como para el hormigón. La única diferencia se centra en la dimensión de los pilares, siendo tanto para el inferior como el superior de lado $c = 240$ mm. No obstante, el valor de $\rho_{eff} = 2.74\%$ ($h_p = 166$ mm) sigue siendo el mismo, tanto para el pilar inferior como para el superior.
- Macromodelo de barras que modeliza tanto el nudo pilar-placa como el del forjado en torno al mismo encargado de transmitir el momento desestabilizador mediante flexión y torsión. Las dimensiones son las reflejadas en las Fig. 4.15 y 4.16, con $h_f = 180$ mm y $c_2 = 240$ mm. Para la flexión positiva (fibra superior comprimida) el ancho $b_L^+ = 268$ mm y para la flexión negativa $b_L^- = 152$ mm, siendo por tanto $\bar{b}_L = 210$ mm. Los anchos eficaces de la viga central para cada tipo de flexión serán $b_{vc}^+ = 2b_L^+ + c_2 = 776$ mm y $b_{vc}^- = 2b_L^- + c_2 = 544$ mm. De esta forma, el ancho eficaz de cálculo de la viga central será $b_{vc}^{ext} = (b_{vc}^+ + b_{vc}^-)/2 = 660$ mm (o $b_{vc}^{ext} = 2\bar{b}_L + c_2 = 2 \cdot 210 + 240 = 660$ mm). El ancho eficaz de las vigas laterales, $b_{v,lat}^{ext}$, resultará al considerar la diferencia entre el ancho total del ábaco, $b_{ab} = 1.74$ m, y el ancho eficaz de la viga central, esto es $2 \cdot b_{v,lat}^{ext} = 1740 - 660 = 1080$ mm,

de donde $b_{v,lat}^{ext} = 540$ mm. La viga de borde tendrá la consideración de elemento rígido en su definición, de tal forma que toda la deformación a torsión se concentrará en los muelles colocados en estos elementos para tal efecto.

- Muelles de flexión. Se emplean las mismas consideraciones que se realizaron en la conexión interior, para definir tanto los muelles a flexión de la viga central como de las laterales, con esqueletos de modelos de comportamiento bilineales (elasto-plásticos) y tetralineales (elasto-plástico con degradación de resistencia). Para el cálculo de la relación momento-giro en cada una de ellos, $M - \theta_r$, se utiliza el programa Response 2000 (Bentz y Collins, 2000) del cual se obtiene la relación momento-curvatura, $M - \phi$, para la sección de hormigón armado en las vigas central y laterales de ancho b_{vc}^{ext} y $b_{v,lat}^{ext}$, respectivamente. Es decir, se tienen en cuenta en dicho cálculo la sección de hormigón, nervios y armadura que estén incluidas en los anchos eficaces referidos. Para el cálculo del giro, $\theta_r = \phi \cdot L_{pl}$ se considera que la longitud de rótula plástica es $L_{pl} = h_f/2$ (Paulay y Priestley, 1992). Para el comportamiento histerético, de la misma forma, se tendrán en cuenta los modelos indicados para los muelles de flexión de la conexión interior, esto es, Clough-Slip (Fig. 4.4a) y Takeda (Fig. 4.4b) con curvas esqueleto bilineal y tetralineal, respectivamente.
- Muelles de torsión en viga de borde. En ellas se concentra toda la deformación a torsión de las vigas de borde. Se va a considerar un modelo de comportamiento bilineal con ley histerética de Clough-Slip con $\beta_c = 0$, al igual que se ha hecho para los muelles a torsión en las conexiones interiores. De esta forma, para definir su modelo de comportamiento momento torsor-giro, $M_T - \theta_r$, es necesario hallar tanto la capacidad a momento torsor de la viga de borde (Ec. 4.1) como la relación entre el momento torsor que transmite la viga a los pilares, $T/2$ (siendo T el momento torsor total que transmiten las dos vigas laterales a los pilares) y el giro relativo de torsión que se produce en la viga entre la sección de encuentro con el pilar y aquella en la que el giro unitario de torsión es nulo. Es decir, obtener la rigidez a torsión de las vigas de borde, K_θ . El cálculo de esta última variable es complejo, puesto que la distribución del momento torsor no es uniforme a lo largo de la viga de borde. Para ello, se tendrá en cuenta que la ley de torsión unitaria, m_T , desde el eje del pilar tiene la distribución que se representa en la Fig. 4.18 b, en la que se ha considerado: (a) un tramo de longitud a que corresponde a la distancia desde el eje del pilar hasta el extremo definido por el segmento b_L desde la cara del pilar (se considera el valor de \bar{b}_L) en la que se produce un sistema de transmisión de esfuerzos de la viga al pilar mediante bielas y tirantes (flexión viga central) y en la que, por tanto, la distribución de m_T se supone uniforme y (b) otro tramo de viga hasta el borde del ábaco de longitud $b - a$, en el que la distribución de m_T se considera lineal decreciente haciéndose nula en el extremo. Aunque esta consideración es totalmente válida para el espécimen (puesto que queda limitado entre los bordes laterales del ábaco), sería una aproximación válida para forjados reticulares, ya que el entramado de nervios a partir del ábaco transmite algo de carga a la viga de borde que produciría un valor de $m_T \neq 0$ en el contacto con el ábaco.

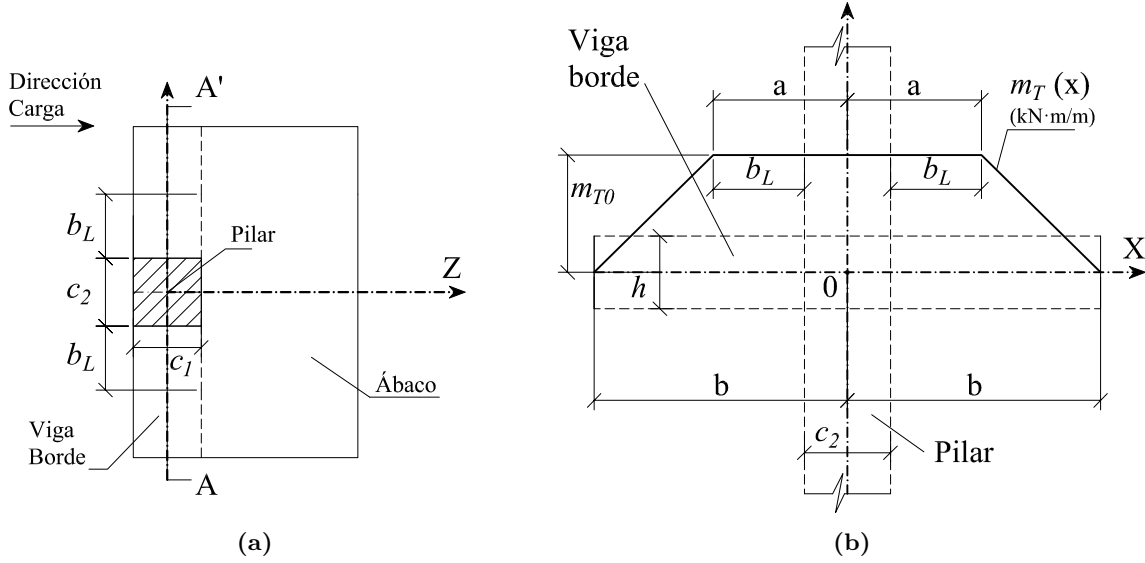


Fig. 4.18: Zona ábaco-pilar de la conexión exterior: (a) Planta , (b) Ley de m_T en sección longitudinal (A-A') viga de borde

Con esta configuración, se tiene que T valdría:

$$T = 2 \cdot \frac{(a+b)}{2} \cdot m_{T0} \quad \text{de donde} \quad m_{T0} = \frac{T}{(a+b)}$$

A partir de esta expresión, se puede deducir la ley de torsión unitaria (kNm/m) en la viga de borde:

$$m_T(x) = \begin{cases} \frac{T}{(a+b)} & \text{si } 0 \leq x < a \\ \frac{T}{(a+b)} \left(1 - \frac{(x-a)}{(b-a)} \right) & \text{si } a \leq x \leq b \end{cases}$$

De esta forma, se puede calcular la ley de torsión absoluta (kNm) como $M_T = \int_x^b m_T(x) dx$, resultando:

$$M_T(x) = \begin{cases} \frac{T}{(a+b)} \left(\frac{b-a}{2} + (a-x) \right) & \text{si } c_2/2 \leq x < a \\ \frac{T}{(a+b)} \left(\frac{b-x}{2} \right) \left(1 - \frac{(x-a)}{(b-a)} \right) & \text{si } a \leq x \leq b \end{cases}$$

Aplicando la teoría de torsión de Saint-Venant, $M_T = G \cdot J \cdot \phi$, donde $\phi = d\theta/dx$ es la curvatura a torsión y θ es el ángulo de torsión. De esta forma, conociendo M_T , se puede obtener el giro entre dos puntos mediante la expresión:

$$\theta_{x_1-x_2} = \int_{x_1}^{x_2} d\theta = \frac{1}{GJ} \int_{x_1}^{x_2} M_T(x) dx$$

Aplicando la ley de M_T sobre la ecuación de $\theta_{x_1-x_2}$ entre los puntos $x_1 = c_2/2$ y $x_2 = b$

resulta que:

$$\theta_{c_2/2-b} = \frac{T}{8(a+b)GJ} \left[(c_2^2 + 2a(2b - c_2) - 2bc) + \frac{4(b-a)^2}{3} \right]$$

A partir de esta expresión, se puede calcular K_θ para cada viga de borde adyacente al pilar, teniendo en cuenta que el momento que absorbe cada una es $T/2$:

$$K_\theta = \frac{T}{2 \cdot \theta_{c_2/2-b}} = \frac{4GJ(a+b)}{\left[(c_2^2 + 2a(2b - c_2) - 2bc_2) + \frac{4(b-a)^2}{3} \right]} \quad (4.2)$$

Teniendo en cuenta que $c_2 = 240$ mm, $b = b_{ab}/2 = 870$ mm, $\bar{b}_L = 210$ mm, $a = 330$ mm, $E_c = 4700\sqrt{19} = 20487$ N/mm² (ACI, 2011), $G = 20487/2(1 + 0.2) = 8536$ N/mm² con coeficiente de Poisson para el hormigón $\nu = 0.2$ y $J = 2.48 \cdot 10^{-4}$ m⁴ para una sección de la viga de borde igual a 240x180 mm², se obtiene $K_\theta = 9894$ kN·m/rad como rigidez elástica bruta a torsión.

- Muelles de torsión que conectan las vigas laterales con la central. En aras de simplificar el modelo, se consideraron los casos tanto de rigidez a torsión nula (rótulas perfectas) como infinita (empotramientos elásticos). El comportamiento cíclico de la conexión no mostró diferencia alguna respecto a la rigidez considerada en los muelles.
- Cargas aplicadas. La carga puntual aplicada de 287 kN, se sitúa sobre el pilar del MEF. Sin embargo, para las cargas gravitatorias repartidas sobre la superficie del forjado se toma el criterio (Kang, 2004) de aplicar sobre las vigas equivalentes únicamente aquellas que se recogen en el ámbito geométrico de las mismas, es decir, sobre el ancho definido de b_{vc}^{ext} para la viga central y el resto del ábaco repartido entre las dos vigas laterales. Con esta disposición, a diferencia de la conexión interior, se cubre todo el ámbito de forjado del espécimen, siendo innecesario colocar carga puntual alguna sobre el nudo de la conexión pilar-ábaco. De esta forma, el peso propio de las vigas equivalentes laterales y central queda definido por el peso propio del hormigón armado (25 kN/m³) aplicado sobre las distintas secciones (ábaco y nervada) de la misma. Por otro lado, la sobrecarga de 20 kN correspondientes a dos líneas de sacos de arena quedan aplicadas en dos secciones específicas perpendicular a la dirección de la carga lateral. De esta manera, en cada sección la carga de 10 kN se reparte al 50 % entre la viga central (5 kN) y el resto a igual proporción en las vigas laterales (2.5 kN cada una).

4.3.2.1. Comportamiento bajo cargas monótonas de la conexión exterior pilar-forjado reticular: Análisis de Empuje Incremental

Una vez definido el MEF que representa la conexión exterior pilar-forjado reticular ensayada en laboratorio, se llevaron a cabo los mismos análisis bajo cargas monótonas y bajo cargas cíclicas laterales de tipo cuasi-estático realizado sobre la conexión interior, con los mismos objetivos: (a) en el primer caso, encontrar una curva envolvente o esqueleto de la relación carga-desplazamiento lateral entreplantas de la conexión, $Q - \delta$, obtenida en el ensayo de laboratorio, logrando repro-

ducir de esta forma los valores de rigidez, capacidad lateral máxima y degradación de resistencia del espécimen ensayado en el MEF; (b) en el segundo análisis con carga cíclica, se pretende ajustar los modelos histeréticos en los muelles para aproximar el comportamiento mostrado por el espécimen en el ensayo de laboratorio, intentando reproducir en el MEF la energía histerética disipada en el espécimen sometida a carga cíclica. Al igual que la conexión interior, el cálculo a priori de la capacidad a momento desestabilizador según la norma ACI318-11 (ACI, 2011), mostraba un comportamiento de pilar fuerte-placa débil. Este comportamiento quedó confirmado experimentalmente, manifestándose la rotura de la conexión la viga de borde del forjado reticular (Benavent-Climent et al., 2009).

El análisis del MEF sometido a carga lateral monótona, se llevó a cabo mediante empuje incremental de la estructura (AEI, o “pushover”) con control de desplazamientos, con una tasa de desplazamiento lateral $\Delta\delta$ de 1 mm/paso hasta llegar a un desplazamiento máximo de 100 mm ($IDI = 5.55\%$), a partir del cual el espécimen presentó una rotura en la viga de borde con amplias fisuras en la zona b_L de transmisión de esfuerzos en ambos lados del pilar. En la Fig. 4.19 se representa la curva de capacidad o esqueleto del MEF (curva “pushover”) junto con la curva histerética obtenida en el ensayo de laboratorio. Para obtener la primera, se sigue el procedimiento analítico descrito anteriormente para los muelles a flexión, es decir, el diagrama momento-giro ($M - \theta_r$ cálculo) obtenido a partir de la ley momento-curvatura ($M - \phi$) de cada sección de hormigón armado. La rigidez lateral elástica inicial antes de alcanzarse el momento de fisuración en los muelles, coincide con la rigidez elástica proporcionada por una conexión exterior pilar-forjado compuesta por una sola viga equivalente de ancho eficaz tanto $3h_f + c_2$ como $2b_L + c_2$ (valor medio de $2b_L^- + c_2$ y $2b_L^+ + c_2$) tal y como proponían Benavent-Climent et al. (2009), representadas en la 4.19 por rectas con pendiente correspondiente a esos anchos. Sin embargo, esta rigidez es ligeramente superior a la mostrada por el espécimen debido entre otras causas a una mayor fisuración de la placa que implicaría un menor ancho eficaz de la viga equivalente.

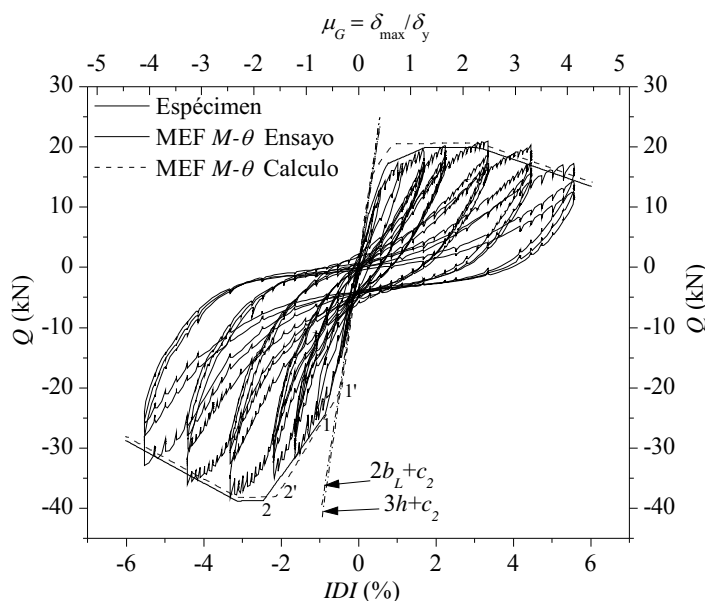


Fig. 4.19: Curva AEI del MEF de conexión exterior sobre la histerética obtenida en laboratorio

Aunque este modelo macroscópico podría ser válido para representar el comportamiento elasto-plástico de la conexión exterior, en aras de conseguir una mejor aproximación a la rigidez lateral del espécimen ensayado, se realiza un ajuste sobre los giros de fisuración y fluencia en la ley $M - \theta_r$ de los muelles a flexión tanto en la viga central como en las laterales manteniendo la geometría del MEF. El resultado se indica en la Tabla 4.2 en la que se proponen relaciones entre los giros que mejor aproximan la curva AEI como envolvente de la curva histerética del espécimen, θ_r^{Ens} , respecto a los obtenidos a partir de leyes $M - \phi$ de secciones de hormigón armado, θ_r^{Calc} , siendo M_{fis} y M_y (positiva, M_y^+ y negativa M_y^-) los momentos flectores de fisuración y fluencia, respectivamente. Con estas nuevas leyes de comportamiento, se obtiene una nueva curva AEI denominada MEF $M - \theta_r$ Ensayo. De esta forma, se evitaría la alteración de los anchos específicos propuestos en el procedimiento para definir las vigas equivalentes del macromodelo. No obstante, hay que resaltar que las diferencias que se producen entre las curvas $Q - \delta$ denominadas Ensayo y Cálculo, no son significativas, pudiendo emplearse ambas en conexiones exteriores pilar-placa de un modelo numérico completo de una estructura.

Tabla 4.2: Definición tramo elástico en rótulas a flexión $M - \theta_r$ calibrada vs calculada

	$\theta_{r,Mfis}^{Ens} / \theta_{r,Mfis}^{Calc}$	$\theta_{r,M_y^+}^{Ens} / \theta_{r,M_y^+}^{Calc}$	$\theta_{r,M_y^-}^{Ens} / \theta_{r,M_y^-}^{Calc}$
Central	7	6	4
Laterales	10	11	-

Las curvas AEI obtenidas proporcionan un buen ajuste tanto en la zona elástica inicial como en la post-fisurada. Asimismo, como se puede observar en la Fig. 4.19, en ambos casos se produce un ajuste gradual de la curva AEI del MEF sobre la del espécimen como consecuencia de la secuencia de plastificación rótula central-rótulas laterales flexión en el dominio positivo y rótula central-rótulas de torsión en el dominio negativo.

La zona con degradación de resistencia lateral del MEF se realiza determinando la pendiente, K_d , del tramo de ablandamiento por deformación del esqueleto de la ley de comportamiento de los muelles a flexión, siguiendo el mismo análisis efectuado sobre estos elementos en la conexión interior. En la Tabla 4.3 se muestra la relación para la ley $M - \theta_r$ tanto de $\kappa = K_d / K_e^{fis}$ como de $\theta_{ru} / \theta_{ry}$ de los muelles de flexión en ambos dominios de deformación, así como sus valores medios, teniendo en cuenta las dos posibles opciones de AEI planteadas anteriormente. En esta conexión el valor teórico de resistencia lateral última alcanzada, $Q_{ult} = 0.80 \cdot Q_{max}$ se alcanza para un $IDI_{Q_{ult}} = 5.55\%$ (Benavent-Climent et al., 2009), es decir hasta el final del recorrido establecido en la ley cíclica de desplazamientos impuestos (Fig. 4.20). Se obtiene también en este caso una buena representación de la degradación de Q tal y como se observa en la Fig. 4.19. En los muelles a torsión de las vigas de borde, al emplear el valor $K_\theta = 9894 \text{ kN}\cdot\text{m/rad}$ como rigidez elástica bruta a torsión se consiguieron buenos ajustes de la rigidez inicial del MEF de la conexión exterior sobre la curva histerética obtenida del ensayo.

Tabla 4.3: Definición tramo de degradación de resistencia en muelles a flexión de la conexión exterior

Modelo	Rótulas	$\theta_{ru}^+/\theta_{ry}^+$	$\theta_{ru}^-/\theta_{ry}^-$	$\overline{\theta_{ru}/\theta_{ry}}$	κ^+	κ^-	$\bar{\kappa}$
MEF $M - \theta_r$ Cálculo	Central	63	40	52	0.010	0.024	0.017
	Laterales	62	-	62	0.008	-	0.008
MEF $M - \theta_r$ Ensayo	Central	11	10	11	0.064	0.096	0.080
	Laterales	6	-	6	0.088	-	0.088

No obstante, debido a la fisuración del hormigón y a la degradación del mismo debido al carácter cíclico de la carga, el valor de K_θ se ve sustancialmente reducido al aumentar el valor de desplazamiento lateral del MEF. En la Fig. 4.19, se puede observar como el MEF (en este caso con $M - \theta_r$ Ensayo) sometido al AEI en el dominio negativo, al llegar al punto 1, en el cual se alcanza el momento de fluencia de la rótula central, se inicia un tramo hasta el punto 2 con una rigidez controlada fundamentalmente por los muelles de torsión de la viga de borde. En el caso de emplear el MEF con $M - \theta_r$ Cálculo, el recorrido sería el 1'-2'. El valor de rigidez fisurada a torsión que contribuyó a la mejor simulación del MEF sobre el espécimen ensayado en laboratorio fue $K_{\theta_{fis}} = 1175 \text{ kN}\cdot\text{m/rad}$. Esto implica un factor de reducción para la rigidez a torsión de $\beta_{Tfis} = 8.42$. El Código Modelo (CEB-FIP, 1990) recomendaba unos valores para β_{Tfis} entre 5 y 9.

En los pilares del MEF el hormigón alcanzó en torno a un 75 % de su resistencia característica (19 N/mm^2) y el acero no llegó a plastificar. Es decir, mediante el MEF se confirma el tipo de rotura de pilar fuerte-placa débil. Es interesante destacar, que si se realiza el AEI con valores IDI positivos (coronación pilar desplazándose hacia el interior de la estructura) se alcanza un valor de resistencia lateral inferior que al realizar el AEI en sentido contrario (dominio negativo), como consecuencia de la distinta capacidad mecánica en los muelles a flexión en sentido positivo o negativo. Analizando en este caso las fibras de los pilares ambos casos, se observa que la tensión máxima del hormigón a compresión en el primer caso no sobrepasa el 42 %, mientras que en el último llega al referido 75 %. Esto confirma la asimetría en el comportamiento cíclico de la conexión, debido a la mayor cuantía de armadura colocada en la zona superior del forjado respecto a la inferior.

En la Fig. 4.19, se representan los valores de ductilidad para la conexión exterior pilar-forjado, definida como $\mu_G = IDI_{max}/IDI_y$, tal y como se definió para la conexión interior pilar-forjado. En este caso, el valor del índice de desplazamiento relativo de fluencia no es único, puesto que existe asimetría en la relación $Q - IDI$. En el dominio positivo el límite de fluencia alcanza un valor $IDI_y^+ = 1.70 \%$, mientras que en el dominio negativo este valor llega a $IDI_y^- = 1.0 \%$, ambos valores obtenidos por Benavent-Climent et al. (2009) basándose en la envolvente bilineal según el método de la secante sobre la curva AEI para $Q = 2/3 Q_{max}$ (Pan y Moehle, 1989). Al objeto de poder establecer un valor de referencia de ductilidad para la conexión, se empleará el valor IDI medio entre el obtenido para los dominios positivo y negativo, esto es $IDI_y = (IDI_y^+ + IDI_y^-) / 2 = 1.35 \%$. Teniendo en cuenta esto, se observa que el valor de ductilidad de la conexión (respecto a IDI_y) obtenido cuando se alcanza la máxima resistencia lateral tanto en el dominio positivo ($Q_{max}^+ = 23 \text{ kN}$, con $IDI_{max}^+ = 3.3 \%$) como en el negativo ($Q_{max}^- = -36.3 \text{ kN}$, con $IDI_{max}^- = -3.3 \%$), en ambos casos es $\mu_{G,Qmax}^+ = \mu_{G,Qmax}^- = \mu_{G,Qmax} = 2.35$. Es decir,

se alcanza un valor de $\mu_{G,Q_{max}}$ en torno a 2, al igual que en la conexión interior que, tal y como se comentó anteriormente suele ser el considerado por la norma sismorresistente española vigente NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) para este tipo de estructuras. Si se considera la degradación de resistencia hasta un máximo del 20 % sobre Q_{max} que supone un valor de resistencia lateral última de Q_{ult} (valor alcanzado en el espécimen ensayado en el grupo de ciclos correspondientes a un $IDI = 5.55\%$), se llegan a alcanzar valores ductilidad de $\mu_{G,Q_{ult}} = 4$, el cual además coincide con el máximo alcanzado en el ensayo. Es decir, tanto en la conexión interior como en esta exterior, se alcanzan valores últimos de ductilidad superiores a 2 debido a que la rotura experimentada en ambas es de tipo dúctil debido al fallo por flexión con ausencia de punzonamiento.

4.3.2.2. Comportamiento cíclico de la conexión exterior pilar-forjado reticular

Una vez que el MEF correspondiente a la conexión exterior pilar-forjado ha sido calibrado mediante el AEI, es sometido a la carga cíclica de valores crecientes que se aplicó sobre el ensayo del espécimen (Fig. 4.20), llegando a valores máximos de $IDI = 5.55\%$ alcanzados igualmente por el MEF de la conexión interior.

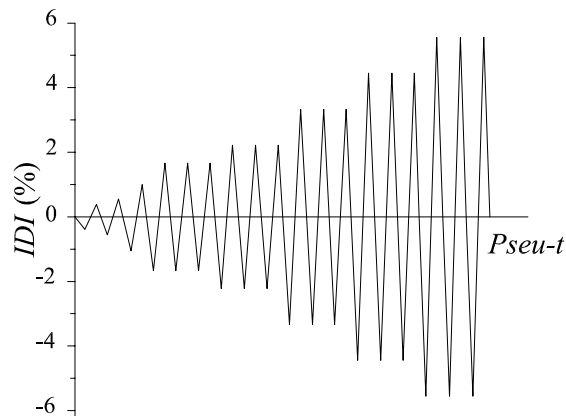


Fig. 4.20: Ley cíclica de desplazamientos impuestos sobre conexión exterior pilar-forjado

En esta conexión también se produce la plastificación en el forjado y, por tanto, en los muelles del MEF. Los modelos planteados para simular el comportamiento cíclico en las rótulas de flexión son los modelos de Clough-Slip y de Takeda. En ambos casos es necesario calibrar los parámetros histeréticos de los modelos para que la energía de deformación plástica disipada, E_h , sea lo más aproximada a la obtenida del espécimen ensayado en laboratorio.

Con el modelo de Clough-Slip (Fig. 4.4a) se obtiene una mejor representación de las pendientes del tramo de descarga en los diferentes ciclos así como el fallo de adherencia en cada grupo de ciclos. Sin embargo, no es posible simular la degradación de rigidez con el aumento de deformación lateral. El mejor ajuste energético se produjo para un valor de $\beta_c = 0.20$ (Fig. 4.21). No obstante, como se puede observar el IDI máximo alcanzado con este modelo histerético es del 3.33 %, puesto que a partir de este desplazamiento se produce una degradación de resistencia no reproducible por el modelo de Clough-Slip. De esta forma, solo serán reproducibles estados de deformación lateral con una demanda de ductilidad máxima en torno a $\mu_G = 2.50$.

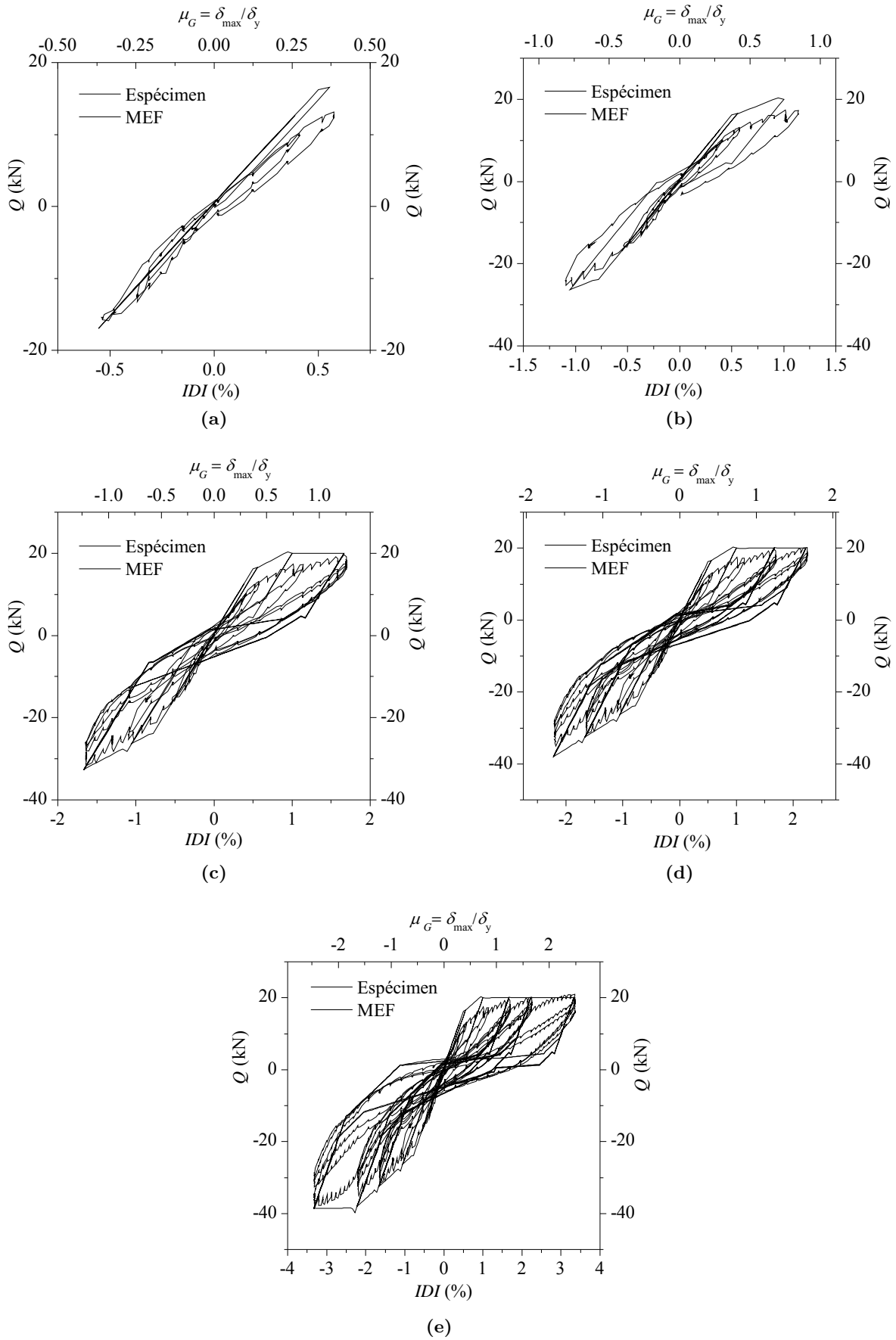


Fig. 4.21: Comportamiento cíclico MEF Conexión Exterior (Clough-Slip $\beta_c = 0.20$): (a) $IDI_{max} = 0.56\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$

En la Fig. 4.22 se representa la energía de deformación plástica E_h de la conexión exterior, tanto en valor relativo (respecto a la energía histerética total disipada en el espécimen hasta el IDI máximo considerado, E_{htESP}) como en absoluto hasta un $IDI = 3.33\%$. En la misma se compara la E_h estimada con el MEF respecto a la que se obtuvo del espécimen ensayado en laboratorio. Se observa que en todo momento, la estimación de E_h que se realiza con el MEF es inferior a la obtenida del espécimen, alcanzando un 10% de desfase al finalizar el último ciclo con $IDI = 3.33\%$ en la ley de desplazamientos impuestos recogidos en la Fig. 4.20.

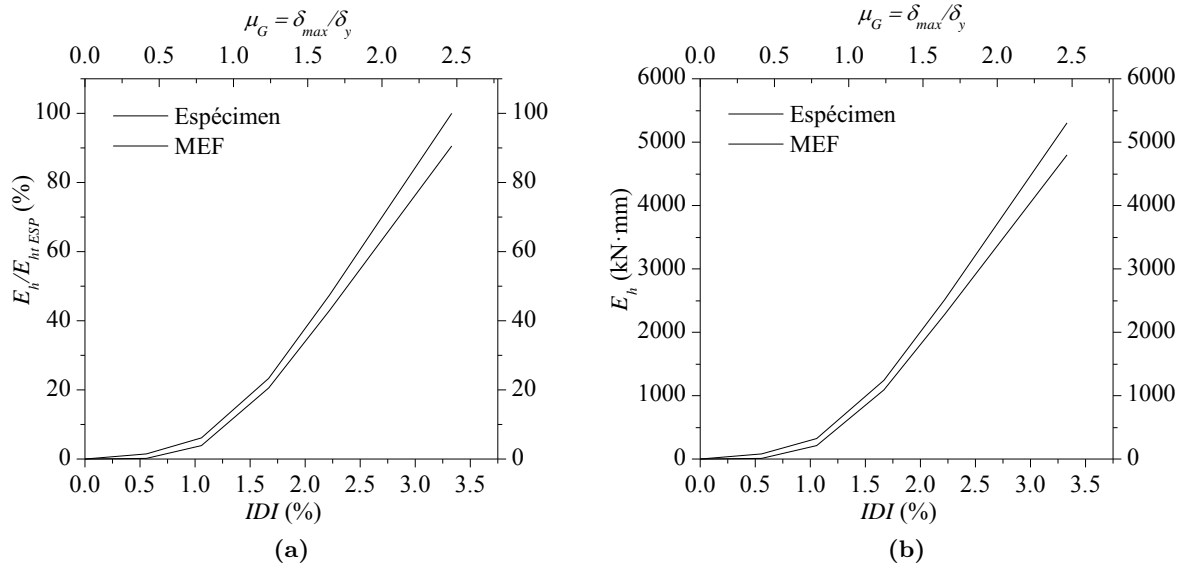


Fig. 4.22: Evolución de E_h en la conexión exterior con modelo Clough-Slip ($\beta_c = 0.20$) sometida a carga cíclica: (a) E_h/E_{htESP} , (b) E_h

Asimismo, si se comparan las E_h absolutas de la conexión interior (Fig. 4.8) respecto a la conexión exterior (Fig. 4.22) hasta el $IDI = 3.33\%$, se observa que en la primera se alcanza casi el doble de E_h que en la segunda.

Empleando el modelo de Takeda (Fig. 4.4b), se consigue simular la degradación tanto de rigidez en los tramos de descarga de los ciclos histeréticos como de resistencia lateral del espécimen. De esta forma, se pueden alcanzar los ciclos de máximo desplazamiento del ensayo con $IDI = 5.55\%$. No obstante, no se puede reflejar el fallo de adherencia de las armaduras de flexión que produce la disminución de resistencia lateral en las distintas fases de un mismo ciclo de carga.

En la Fig. 4.23 se muestra el comportamiento cíclico del MEF de la conexión en función de la demanda de desplazamiento lateral impuesto, el cual incluye rótulas de flexión con modelo histerético de Takeda con parámetro $\alpha_t = 0.90$ y ley $M - \theta_r$ calibrada con ensayo. No obstante, cabe señalar que dado que lo que se pretende es obtener un modelo simplificado que aproxime la energía disipada del espécimen, el empleo de leyes $M - \theta_r$ obtenidas a partir de cálculo a partir de secciones producen valores muy similares. El valor del coeficiente de ductilidad último alcanzado está en torno a $\mu_G = 4$, lo que puede considerarse un valor elevado. El obtenido en la conexión interior cuando se alcanzaba el valor último considerado de Q para $IDI = 4.45\%$ era $\mu_G = 3$, aunque si se tiene en cuenta el valor alcanzado para $IDI = 5.55\%$ resulta un valor

similar al obtenido en la conexión exterior. En definitiva, se puede concluir que si se consideran los valores últimos de ductilidad, una estructura de edificación con forjados reticulares y rotura generalizada en sus conexiones del tipo pilar fuerte-placa débil en la que se asegure que no se produce el fallo por punzonamiento podría considerarse de ductilidad alta.

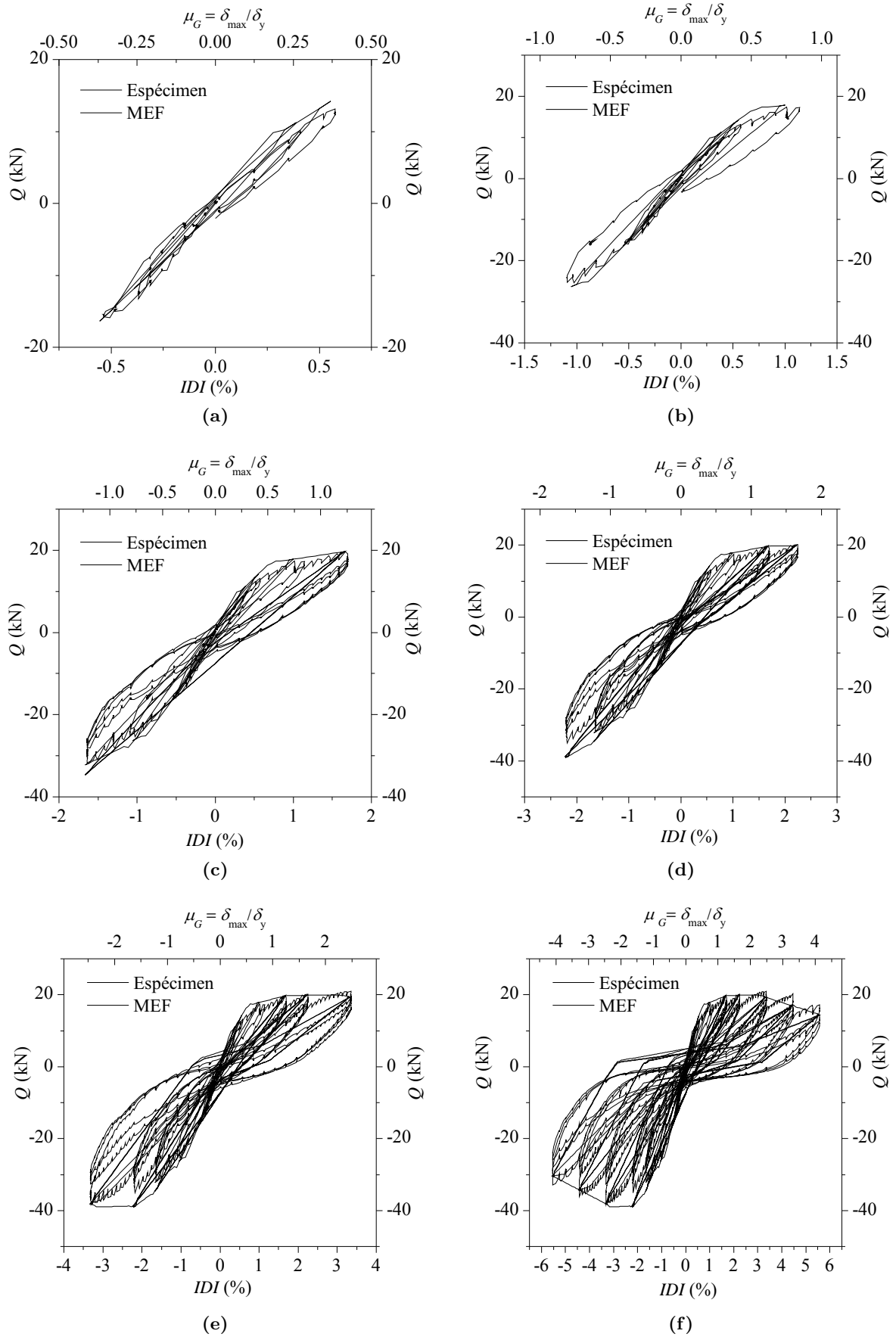


Fig. 4.23: Comportamiento cíclico MEF Conexión Exterior Mod. Takeda ($\alpha_t = 0.90$): (a) $IDI_{max} = 0.56\%$, (b) $IDI_{max} = 1.06\%$, (c) $IDI_{max} = 1.67\%$, (d) $IDI_{max} = 2.22\%$, (e) $IDI_{max} = 3.33\%$, (f) $IDI_{max} = 5.55\%$

En la Fig. 4.24 se incluye el desarrollo de E_h en función de la demanda de desplazamiento de la carga cíclica, tanto del MEF con modelo de Takeda ($\alpha_t = 0.90$) como del obtenido en el ensayo de laboratorio, al igual que se ha hecho para el modelo de Clough-Slip. En este caso se ha completando todo el desarrollo de la carga cíclica llegando a un $IDI = 5.55\%$, incluyendo el tramo en el que el espécimen mostraba degradación de resistencia lateral. Se observa que, al igual que para el MEF con modelo de Clough-Slip ($\beta_c = 0.20$) la distribución de E_h en el MEF con modelo de Takeda ($\alpha_t = 0.90$) en función del grado de desplazamiento lateral impuesto es inferior a la obtenida del espécimen en laboratorio. No obstante, en este caso, al completarse el conjunto de ciclos de la demanda de desplazamiento impuestos, se obtiene que la E_h tanto del MEF como del espécimen prácticamente coinciden.

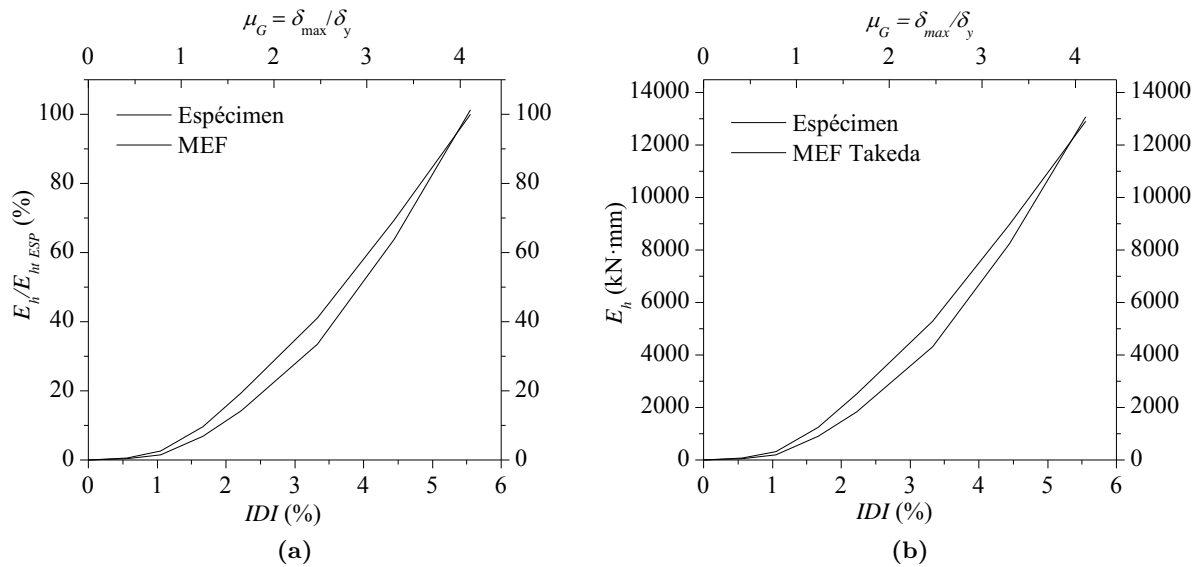


Fig. 4.24: Evolución de E_h en la conexión exterior con modelo Takeda ($\alpha_t = 0.90$) sometida a carga cíclica: (a) $E_h / E_{ht\ ESP}$, (b) E_h

Si se aplica la carga cíclica al MEF con modelo de Takeda ($\alpha_t = 0.85$), es decir reduciendo ligeramente el valor del parámetro α_t , se obtiene el resultado que se muestra en la Fig. 4.25. En este caso, se observa que para pequeñas variaciones en el parámetro α_t provoca que a partir de $\mu_G = 3$, la E_h obtenida del MEF sea superior a la del espécimen, alcanzando una diferencia máxima al final del ciclo de carga de un 10 %. Es decir, la estimación de E_h mediante el MEF con modelo de Takeda para los muelles a flexión es sensible a las variaciones de α_t .

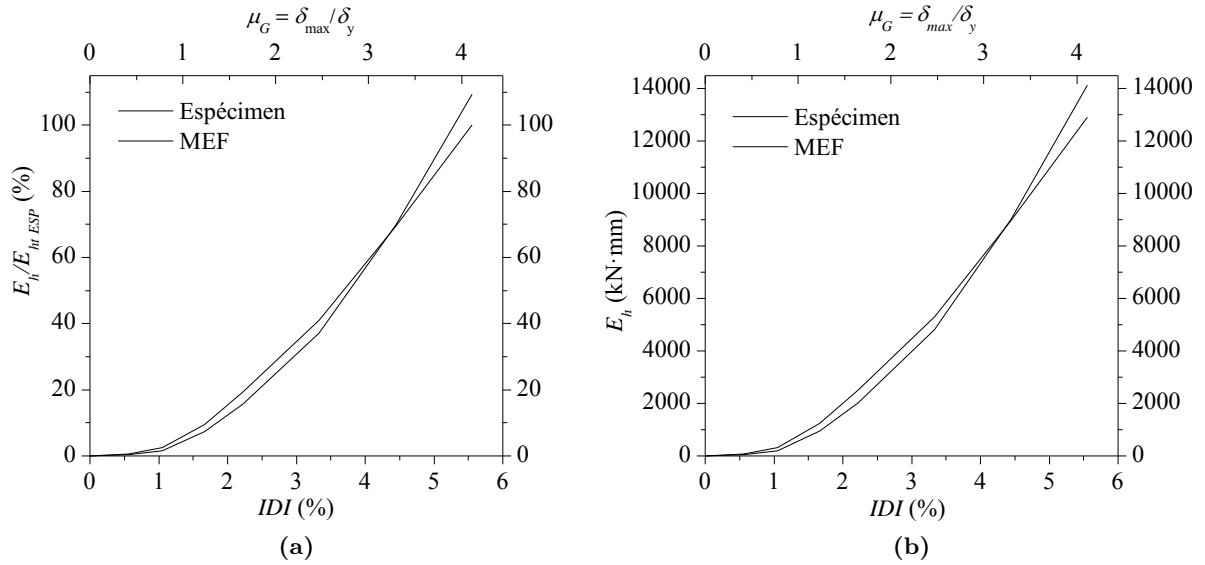


Fig. 4.25: Evolución de E_h en la conexión exterior con modelo Takeda ($\alpha_t = 0.85$) sometida a carga cíclica: (a) E_h / E_{htESP} , (b) E_h

Como se puede observar en las Fig. 4.24 b y 4.25 b, la energía de deformación plástica total disipada, E_h , al finalizar la aplicación de la carga cíclica con un $IDI = 5.55\%$ es la mitad de la E_h obtenida en la conexión interior (4.11). Es la misma proporción que se alcanza en el MEF de la conexión exterior con el modelo de Clough-Slip, cuando solo se llegaba a un $IDI = 3.33\%$. Se puede afirmar pues, que en estructuras de hormigón armado con forjado reticular las conexiones interiores juegan un papel predominante en la cantidad de energía de deformación plástica total disipada por la estructura, tanto mas cuanto mayor es el número de vanos entre pilares y, por tanto, de conexiones interiores.

Finalmente, de la misma forma que se realizó para la conexión interior, se presenta en la Fig. 4.26 a el error acumulado al estimar E_h al comparar la energía de deformación plástica acumulada proporcionada por el MEF, E_{hMEF} , respecto a la del espécimen, E_{hESP} , en función del grado de desplazamiento lateral impuesto por la ley cíclica (Fig. 4.20). Se representan los valores con $\mu_G \geq 1$ para los que se produce la plastificación del forjado. Cuando los muelles de flexión incluyen el modelo de Clough-Slip se observa una tendencia a la estabilización del error acumulado en la estimación de E_h en torno al 10% por defecto. Este hecho se confirma en la Fig. 4.26 b, en la que se representa la diferencia de E_h del MEF respecto al espécimen, E_{hESP}^{Ciclos} , en cada conjunto de ciclos con IDI constante, $\Delta E_{h,MEF-ESP}^{Ciclos}$. Se observa que a partir de $\mu_G = 1.25$ el error por defecto se incrementa levemente para cada conjunto de ciclos en un IDI determinado, situándose siempre por debajo del 10%. Esto se debe a la buena simulación del efecto de deslizamiento de barras en los ciclos de mayor desplazamiento, presentando disminuciones de la capacidad de carga lateral para oscilaciones con el mismo IDI , controladas por el parámetro β_c . Al emplear el modelo de Takeda, este efecto no se puede simular. En la 4.26 se ha representado el MEF con modelo de Takeda, variando el parámetro α_t . Se observa que en todos los casos, para $\mu_G \leq 3.25$, el MEF tiene un error acumulado por defecto siendo el modelo con $\alpha_t = 0.85$ el que menor valor presenta ($\Delta E_h < 20\%$ (por defecto) para $\mu_G \geq 1.25$), aunque para valores de $\mu_G > 3.25$ el MEF presenta errores por exceso en E_h de hasta un 10%. Sin embargo, como

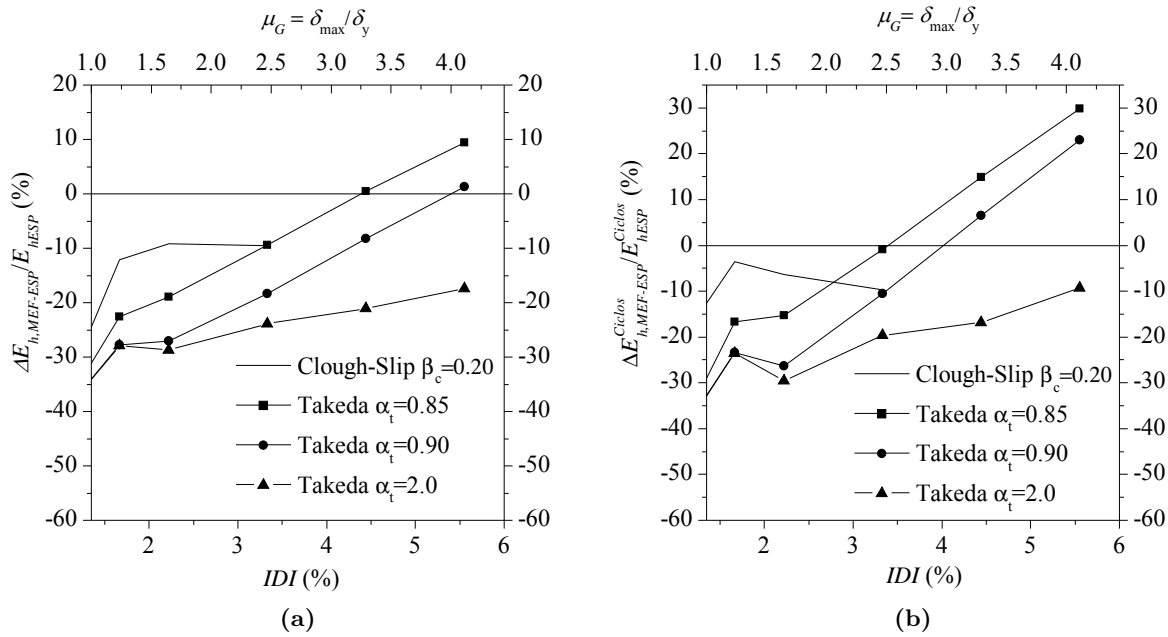


Fig. 4.26: ΔE_h MEF- Espécimen en la conexión exterior: (a) Acumulada, y (b) Por ciclos

se observa en la Fig. 4.26 b la disminución en el error acumulado al aumentar el IDI se debe al incremento en el error en cada conjunto de ciclos cuando crece la amplitud de la oscilación, puesto que con el modelo de Takeda no se contemplan reducciones de resistencia lateral en cada grupo como en el modelo de Clough-Slip. Por tanto, si la demanda de ductilidad es elevada, se puede reducir este error de manera indirecta, situando el parámetro α_t entre los valores 0.90 y 2.00 (Fig. 4.26 b). De esta forma, para valores de $\mu_G \geq 1.50$ se tendrían errores por defecto en la estimación de E_h de cada conjunto de ciclos menores al 20 %. No obstante, en los casos en los que la demanda de ductilidad sea relativamente baja (hasta $\mu_G = 2.50$) el modelo de Takeda ($\alpha_t = 0.85$) proporcionaría la mejor estimación de E_h .

Se concluye por tanto que, para sismos de intensidad moderada con una demanda de ductilidad $\mu_G < 2.50$, el MEF con modelo de Clough-Slip ($\beta_c = 0.20$) en muelles de flexión, proporciona la mejor estimación de E_h . En este caso, si se emplea el modelo de Takeda, se propone como mejor valor del parámetro $\alpha_t = 0.85$. Sin embargo, cuando la estructura se vea sometida a sismos de intensidad elevada con una demanda de ductilidad $\mu_G > 2.50$ solo el modelo de Takeda podrá simular la degradación de resistencia lateral de la conexión exterior, proponiendo para el parámetro α_t valores entre 0.90 y 2.00 con el objeto de no sobrestimar la E_h de la conexión exterior. Esta indicación sería de máxima aplicación en el caso de terremotos de tipo impulsivo, en el que se producen pocas oscilaciones pero de una amplitud elevada.

Capítulo 5

Prototipos de estructuras con forjado reticular proyectados bajo cargas gravitatorias

5.1. Introducción

El método de proyecto basado en prestaciones (PBP) para las estructuras mixtas rígido-flexibles que se propone en la Tesis, considera como parte flexible una estructura de hormigón con forjado reticular calculada para soportar cargas gravitatorias. De esta forma, los disipadores de energía constituyen la parte rígida primaria resistente de la estructura frente a acciones sísmicas, mientras que la estructura de hormigón armado sería la parte secundaria encargada de soportar las cargas gravitatorias en todos los niveles de prestaciones del proyecto, debiendo garantizarse un grado adecuado de ductilidad por planta para alcanzar los desplazamientos máximos considerados CEN (2004b).

En este capítulo, se presenta el cálculo de la estructura de edificios prototipos de viviendas de de 3, 6 y 9 plantas bajo acciones gravitatorias, de la tipología de hormigón armado formadas por pilares y forjados reticulares con disposición regular en planta de pilares, que sirven de base para proyectar sobre las mismas disipadores de energía para resistir las acciones sísmicas de proyecto que se determinen.

Estos prototipos serán utilizados, por un lado, en modelos de masas concentradas con un grado de libertad (1 g.d.l.) por planta para realizar cálculos dinámicos directos, analizando el comportamiento de la estructura mixta rígido-flexible con disipadores de energía en la que la estructura principal de hormigón armado permanece en régimen elástico.

Para analizar el comportamiento de la estructura de hormigón cuando plastifica, es necesario plantear un modelo no-lineal de elementos finitos. Para ello, del prototipo de 6 plantas se selecciona una alineación de pilares con una franja de forjado que constituye lo que se conoce como pórtico virtual de cálculo para resistir las acciones sísmicas (ACI, 2011). Esta parte de la estructura se utilizará para verificar la propuesta de cálculo de la estructura mixta en la Tesis mediante la realización de cálculos dinámicos con acelerogramas de terremotos reales sobre modelos numéricos no-lineales del pórtico virtual con los disipadores que resulten del cálculo en cada nivel de prestaciones, en los que la estructura de hormigón puede plastificar. El pórtico

virtual está constituido por pilares y conexiones pilar-placa tanto interiores como exteriores, que pueden ser simuladas numéricamente con modelos tanto microscópicos (Capítulo 3) como macroscópicos (Capítulo 4). En este último caso, la plastificación de la placa se concentra en rótulas plásticas tanto de flexión como de torsión, cuya definición y leyes de comportamiento se establecen en función del armado del forjado.

Dado que la estructura mixta se va a someter a acciones sísmicas, el cálculo de las conexiones pilar-placa frente al esfuerzo de punzonamiento se realiza teniendo en cuenta tanto las cargas gravitatorias como las derivadas de las acciones sísmicas de acuerdo con la capacidad resistente de la placa frente al momento desestabilizador, M_{des} , que se produce en las conexiones pilar-placa de la estructura. Para realizar este cálculo se sigue el procedimiento propuesto por la norma ACI (2011) para estructuras con forjado plano proyectadas en áreas de sismicidad moderada.

5.2. Cálculo de Prototipos de 3, 6 y 9 Plantas bajo cargas gravitatorias

Se consideran prototipos de 3, 6 y 9 plantas correspondientes a edificios de viviendas con una estructura de hormigón armado formada por pilares y forjados reticulares, calculados para soportar únicamente cargas gravitatorias. Para el cálculo de los distintos elementos de la estructura de hormigón, se utiliza como referencia la norma de cálculo de hormigón española vigente hasta la fecha, EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c) (basada en la norma europea EuroCódigo-2 (CEN, 2004a)) y los documentos básicos de Acciones de Edificación (Ministerio Fomento, 2008b) y Seguridad Estructural (Ministerio Fomento, 2008a) pertenecientes ambos al Código Técnico de la Edificación.

5.2.1. Predimensionado de las estructuras: geometría, materiales y acciones

5.2.1.1. Definición de la geometría de la estructura de los prototipos

Los prototipos presentan una distribución regular de pilares en planta, con luces máximas en cada uno de ellos de 6.00 m. En ese rango de luces, un forjado típico empleado para vivienda es el que cuenta con un ancho de nervio, $b_w = 12$ cm y un intereje entre nervios de $s_n = 72$ cm. En las Fig. 5.1, 5.2 y 5.3 se incluyen los planos que definen la geometría de la estructura de los prototipos de 3, 6 y 9 plantas, respectivamente. Se ha considerado la misma sección para todos los pilares de una misma planta en cada uno de los prototipos.

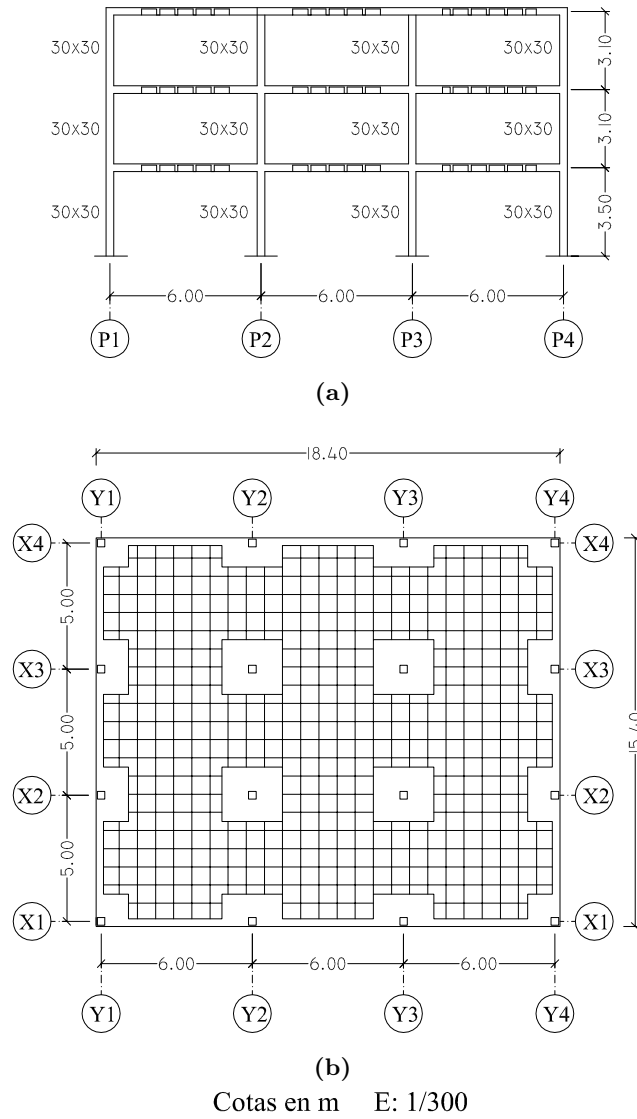


Fig. 5.1: Prototipo de 3 Plantas: (a) Alzado alineación pilares X, (b) Planta tipo de forjado

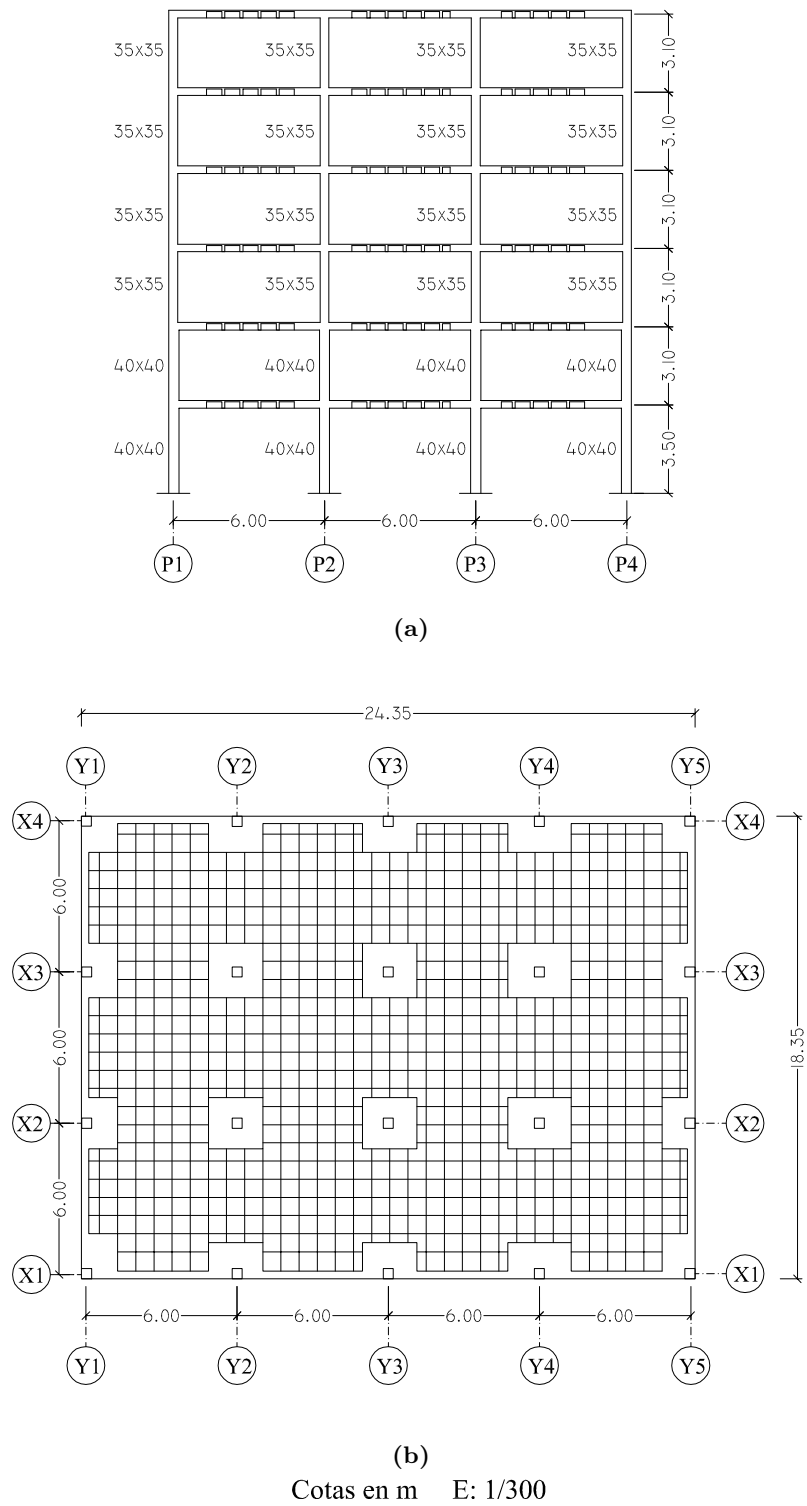
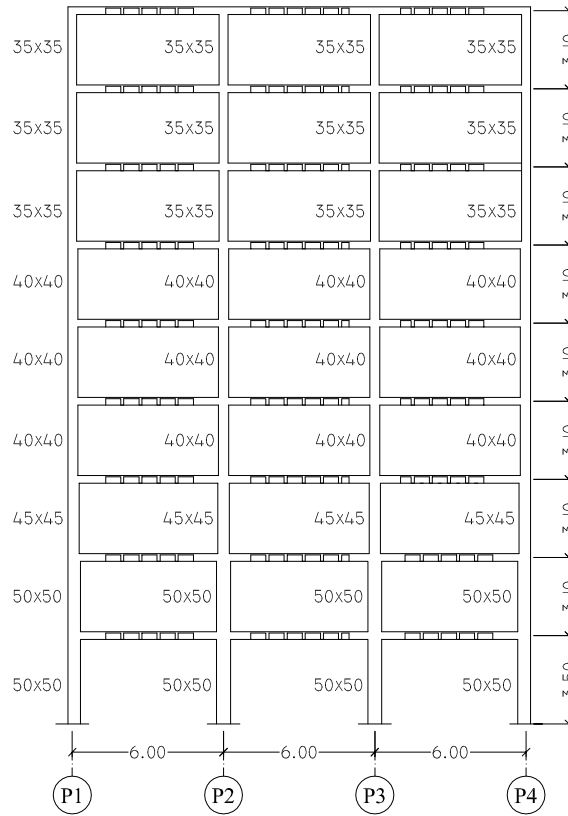
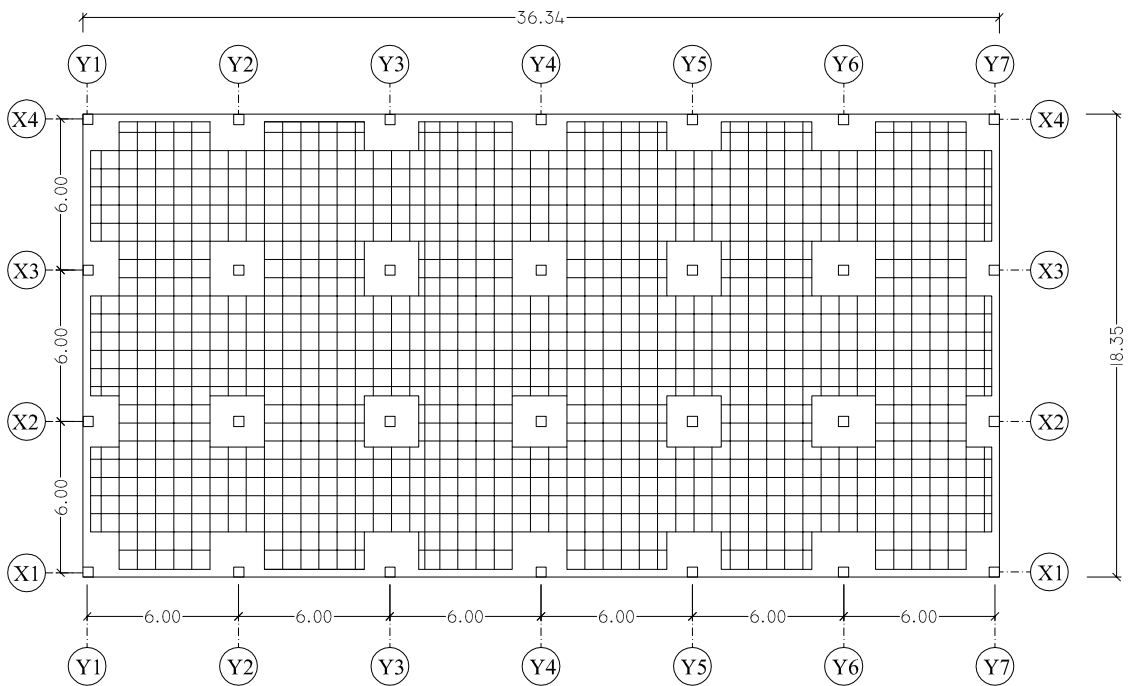


Fig. 5.2: Prototipo de 6 Plantas: (a) Alzado alineación pilares Y, (b) Planta tipo de forjado



(a)



(b)

Cotas en m E: 1/300

Fig. 5.3: Prototipo de 9 Plantas: (a) Alzado alineación pilares Y, (b) Planta tipo de forjado

El recubrimiento considerado desde el exterior del estribo es de $r = 20$ mm, correspondiente al ambiente Tipo I ((Ministerio Fomento, 2008c). Es decir, desde el eje de la armadura longitudinal hasta la superficie exterior del elemento habrá una distancia $r_c = r + \Delta\phi \simeq 20 + 10 = 30$ mm, siendo r_c el recubrimiento de cálculo.

De acuerdo con esta luz máxima, es posible predimensionar el canto del forjado reticular, siguiendo los criterios establecidos en la norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c), en la que se indica un criterio de cálculo para determinar el canto sin necesidad posterior de comprobar la flecha en los mismos en el estado límite de servicio. Concretamente, se indica que para forjados con conexiones placa-pilar exteriores o en esquina, la relación $l_v/d = 23$, donde l_v es la luz del vano entre ejes de pilares y d es el canto útil de la sección del forjado. Para conexiones pilar-placa interiores se propone una relación más favorable de $l_v/d = 24$. De esta forma, para $l_v = 6.00$ m resulta un valor de $d = 26$ cm en conexiones pilar-placa exteriores o de esquina. No obstante, se hace notar que para placas aligeradas de sección en T con una relación entre el ancho del ala y el del nervio de $b_{ala}/b_w \geq 3$ el valor l_v/d debe afectarse por 0.80. Por tanto, si se aplica este criterio, para el forjado de proyecto la relación $b_{ala}/b_w = 6$ resultaría un valor de $d = 32$ cm. Puesto que el forjado reticular cuenta con zonas macizadas, se considera como valor de cálculo un valor intermedio para el canto, con un valor final de $d = 29$ cm. Teniendo en cuenta el valor de r_c , el valor del canto total de forjado podría alcanzar al valor de $h_f = d + r_c = 32$ cm. Los cantos usuales en el entorno del valor obtenido son $h_f = 30$ cm y $h_f = 35$ cm. Se opta finalmente por dimensionar el canto del forjado con un valor de $h_f = 30$ cm igual en todas las plantas para no incrementar la carga por peso propio en zona sísmica. Al ser ligeramente inferior al valor de referencia indicado, sería necesaria la comprobación del estado límite de servicio calculando las flechas máximas alcanzadas considerando la fisuración del hormigón en los recuadros de placa que incluyesen conexiones pilar-placa de esquina o exteriores.

En la Fig. 5.4, se muestra una sección tipo del forjado con la geometría propuesta en una conexión pilar-placa de un prototipo.

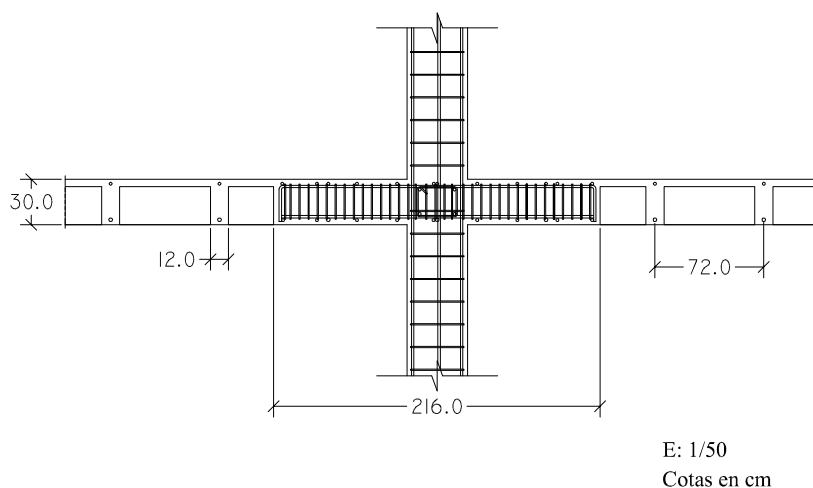


Fig. 5.4: Geometría de forjado reticular: Sección conexión pilar-ábaco interior

La única diferencia en la geometría de las conexiones pilar-placa de los distintos prototipos puede darse en la dimensión de los pilares y de los ábacos o zonas macizadas. Se considera como

criterio de proyecto una dimensión mínima del ábaco en las conexiones pilar-placa, $l_{ab,j}$ de un vano concreto, “j”, medida desde el eje del pilar, no inferior a $1/6 l_v$ (Calavera, 2008). De esta forma, la longitud total del ábaco de una conexión pilar-placa interior en una dirección concreta quedará determinada por los dos vanos adyacentes a la misma, $l_{ab,t} = l_{ab,j-1} + l_{ab,j}$. Dado que $l_v \leq 6$ m en todos los prototipos, se propone una dimensión para los ábacos de $l_{ab,t} \geq 2.00$ m.

5.2.1.2. Características de los materiales

Las características de los materiales empleados en el cálculo son:

- Hormigón HA-25:
 - Resistencia característica, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 - Coeficiente de minoración de resistencia, $\gamma_c = 1.50$
- Acero B 500 S:
 - Límite elástico, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 - Coeficiente de minoración de resistencia, $\gamma_s = 1.15$

5.2.1.3. Cálculo de acciones gravitatorias

Las acciones que se tienen en cuenta sobre la estructura son las siguientes:

- Permanentes (G_k) (Ministerio Fomento, 2008b):
 - Peso propio forjado reticular de caseton perdido de hormigón aligerado ($s_n = 72$ cm y $h_f = 30$ cm): 4.20 kN/m^2
 - Tabiquería: 1.00 kN/m^2
 - Solería y Falsos Techos: 1.00 kN/m^2
 - Cerramientos: 7.00 kN/m (salvo en el último forjado, en el que se considera que no hay cerramientos)
- Variables (L_k):
 - Sobrecarga Uso: 2.00 kN/m^2 (Residencial (Ministerio Fomento, 2008b))

5.2.1.4. Cálculo de masas en modelos de 1 g.d.l. por planta

Para realizar cálculos dinámicos directos, es necesario definir una matriz de masas. Para los prototipos descritos, se considera un modelo de masas concentradas por planta. Las masas se calculan considerando en cada planta las acciones gravitatorias que actúen sobre ella según la relación (Ministerio Fomento, 2003):

$$m_i = \frac{1}{g} \left[\sum_{j=1}^{n_G} N_{Gj} + N_L \chi_L \right] \quad (5.1)$$

donde $\chi_L = 0.50$ es el valor de reducción de sobrecargas de uso en viviendas para el cálculo de masas ((Ministerio Fomento, 2003), $g = 981 \text{ cm/s}^2$ es la aceleración de la gravedad y n_G el número de acciones gravitatorias. En la Tabla 5.1, se recoge el cálculo de las masas de cada prototipo aplicando la Ec. 5.1 sobre la resultante de las n_G acciones permanentes cada una de valor N_{Gj} , y variables, N_{Lj} , de cada planta calculadas en función tanto de su superficie, S_i , como de su perímetro, P_i .

Tabla 5.1: Cálculo de masas para prototipos en modelos de masas concentradas de 1 g.d.l.

Pl.	Prototipo 3 Pl.			Prototipo 6 Pl.			Prototipo 9 Pl.		
	S_i (m ²)	P_i (m.l.)	m_i (kN·s ² /cm)	S_i (m ²)	P_i (m.l.)	m_i (kN·s ² /cm)	S_i (m ²)	P_i (m.l.)	m_i (kN·s ² /cm)
9							666.75	109.37	5.24
8							666.75	109.37	5.68
7							666.75	109.37	5.68
6				446.83	85.40	3.51	666.75	109.37	5.68
5				446.83	85.40	3.89	666.75	109.37	5.68
4				446.83	85.40	3.89	666.75	109.37	5.68
3	283.36	67.60	2.22	446.83	85.40	3.89	666.75	109.37	5.68
2	283.36	67.60	2.56	446.83	85.40	3.89	666.75	109.37	5.68
1	283.36	67.60	2.56	446.83	85.40	3.89	666.75	109.37	5.68

5.2.2. Cálculo de esfuerzos y armadura

Una vez definidos los prototipos, se procede al cálculo de esfuerzos de la estructura de los prototipos sobre las que actúan cargas gravitatorias, que permiten validar la geometría de pilares y forjados predimensionada. Estos esfuerzos, se utilizan para realizar el armado de estos elementos, cumpliendo con las cuantías mínimas establecidas en la norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c).

5.2.2.1. Rigidez lateral de los prototipos en la dirección Y

El cálculo de la rigidez lateral de los prototipos se lleva a cabo una vez validado el predimensionamiento de los prototipos mediante el cálculo de esfuerzos. Para ello, se somete a la estructura a una distribución de carga lateral triangular inversa, calculando los desplazamientos en régimen elástico de cada planta utilizando el programa TRICALC-v7.1 (ARKTEC, 2010). De esta forma, es posible calcular para cada planta la relación fuerza cortante frente a desplazamientos entre planta, $Q_i - \delta_i$, determinando la rigidez lateral como $f k_i^{br} = Q_i / \delta_i$. En la Tabla 5.2 se recogen los valores obtenidos de $f k_i^{br}$ de cada planta en los diferentes prototipos, según la dirección Y.

Tabla 5.2: Rigidez lateral de los prototipos (Dirección Y)

Pl.	Prototipo 3 Pl.	Prototipo 6 Pl.	Prototipo 9 Pl.
	$f k_i^{br}$ (kN/cm)	$f k_i^{br}$ (kN/cm)	$f k_i^{br}$ (kN/cm)
9			1523
8			1572
7			1618
6		1071	2149
5		1120	2191
4		1126	2206
3	571	1141	2707
2	569	1518	2803
1	510	1636	3259

5.2.2.2. Armadura de prototipos

El cálculo del armado de la estructura de cada prototipo se realiza a partir del cálculo de esfuerzos según la norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c). En la Tesis se incluye el detalle de armado únicamente para el pórtico virtual de forjado reticular del prototipo de 6 plantas en el que las barras pueden llegar a plastificar cuando se someten a sismos de niveles superiores del PBP. Para ello, es necesario determinar la capacidad resistente de los mismos en función de la geometría y características mecánicas de los materiales (hormigón y acero), así como de la cuantía de armado que dispongan.

En algunos apartados específicos, como son el cálculo a punzonamiento de los forjados y los criterios de armado de torsión en las vigas de borde, se recurrirá a las disposiciones establecidas en la norma ACI (2011).

En el cálculo a punzonamiento, las normas EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c) y Eucódigo-2 (CEN, 2004a) consideran que no sería necesario disponer armadura a punzonamiento según los esfuerzos obtenidos en la fase de cálculo bajo acciones gravitatorias. No obstante, dado que la estructura se va a someter a acciones sísmicas, se propone realizar el cálculo a punzonamiento de acuerdo al procedimiento propuesto por ACI (2011) para estructuras con forjado plano situadas en áreas de sismicidad moderada, dado que tanto la norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008c) como Eucódigo-8 (CEN, 2004b) no contemplan procedimientos semejantes en la actualidad. Se llevará a cabo sobre las conexiones del pórtico virtual de 6 plantas, siendo extensivo al resto de prototipos debido a la semejanza que existe entre ellos de cargas aplicadas y geometría.

En el caso de las vigas de borde, la norma ACI (2011) establece de manera específica una separación máxima, s_{max} , de los estribos en elementos sometidos a esfuerzos de torsión, determinada por la relación $s_{max} = p_h/8$ siendo p_h el perímetro de un cerco. Esta limitación se establece para garantizar la capacidad resistente a torsión de los elementos de hormigón armado (Ec. 4.1) así como la integridad del hormigón mediante el control en la apertura de fisuras, lo que permite prevenir una pérdida excesiva en la rigidez torsional. Para zunchos de borde de dimensiones 30x30 cm, resulta una separación máxima según este criterio de $s_{max} = p_h/8 = 104/8 = 13$ cm, que será la considerada en los prototipos calculados.

5.3. Pórtico virtual del prototipo de 6 Plantas

El cálculo de acciones laterales de una estructura de hormigón armado con forjado plano bidireccional se puede llevar a cabo mediante el método de los pórticos virtuales (ACI, 2011). Se puede aplicar, siempre que la geometría de la estructura tenga una distribución de pilares ortogonal, permitiéndose ligeras desviaciones sobre las alineaciones teóricas. De esta forma, se puede analizar el comportamiento sismorresistente de la estructura realizando un modelo plano de barras de los diferentes pórticos virtuales que componen la estructura. En este trabajo, se va a considerar un pórtico virtual del prototipo de 6 plantas, sobre el que se proyectarán disipadores de energía para someterlo a cálculos dinámicos directos con acelerogramas reales. Para ello, se realizará un modelo de elementos finitos (MEF) utilizando la geometría y leyes de comportamiento en los muelles que se obtienen del pórtico virtual de hormigón armado.

El pórtico virtual corresponde a una la alineación de pilares central del prototipo de 6 plantas denominada Y3 en la Fig. 5.2. Está compuesto por los pilares de sección real del prototipo y por franjas de forjado simétricas respecto al eje de alineación de pilares que forman las vigas virtuales con un ancho ficticio definido en función de las conexiones pilar-placa que tengan en sus extremos. De esta forma, desde el centro del vano el ancho de la viga virtual será el que determine el ancho eficaz de la conexión pilar-placa que tenga en sus extremos, pudiendo llegar a tener dos anchos diferentes para cada mitad de viga. Se seguirán las indicaciones establecidas en el Capítulo 4 para el cálculo de los anchos virtuales en las conexiones pilar-placa interiores y exteriores de manera que la rigidez lateral del pórtico virtual sea equivalente a la de la alineación de pilares en la estructura completa.

Además de los pilares y las vigas virtuales, el pórtico virtual incluye las conexiones pilar-placa en las cuales se produce la transferencia del momento desestabilizador, M_{des} , entre la placa y los pilares. En la placa, el M_{des} se equilibra mediante mecanismos de flexión y cortante excéntrico. Para modelizar de manera adecuada la transmisión de esfuerzos entre placa y pilares, se han propuesto macromodelos de barras y muelles tanto para las conexiones interiores como exteriores (Capítulo 4). Los muelles de flexión se definen en función de la sección de hormigón definida por los anchos virtuales propuestos. Los muelles de torsión se definen en función de la armadura longitudinal y transversal que exista en las crucetas de punzonamiento y en la viga de borde exterior.

5.3.1. Detalles de armado del pórtico virtual

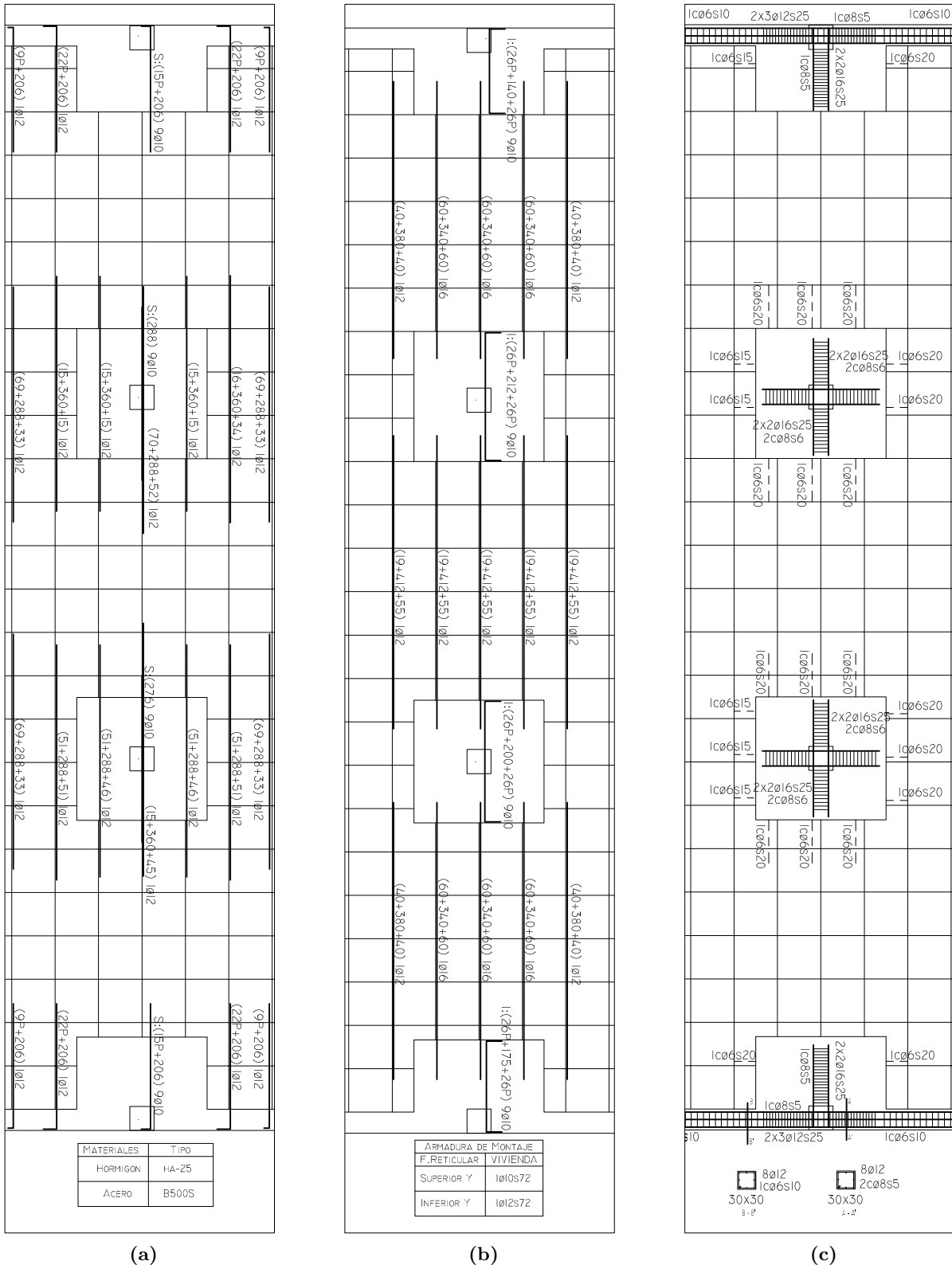
En las Fig. 5.5 y 5.6 se muestran los detalles de la armadura longitudinal de los forjados reticulares de la franja de estructura correspondiente a la alineación de pilares Y3 a partir de la cual se obtiene el pórtico virtual. Asimismo, en la Fig. 5.7, se obtiene el cuadro de pilares del pórtico virtual para cada alineación de pilares “Pj” ($j = 1, \dots, 4$) en altura.

La estructura es simétrica respecto al centro de la alineación Y3. Esta propiedad se pone de manifiesto en la armadura dispuesta tanto en forjados como en pilares.

Se considera una armadura base situada en toda la superficie del forjado, tanto superior como inferior, a lo largo de las alineaciones de los nervios longitudinales y transversales, en la siguiente cuantía (Fig. 5.5 b y 5.6 b):

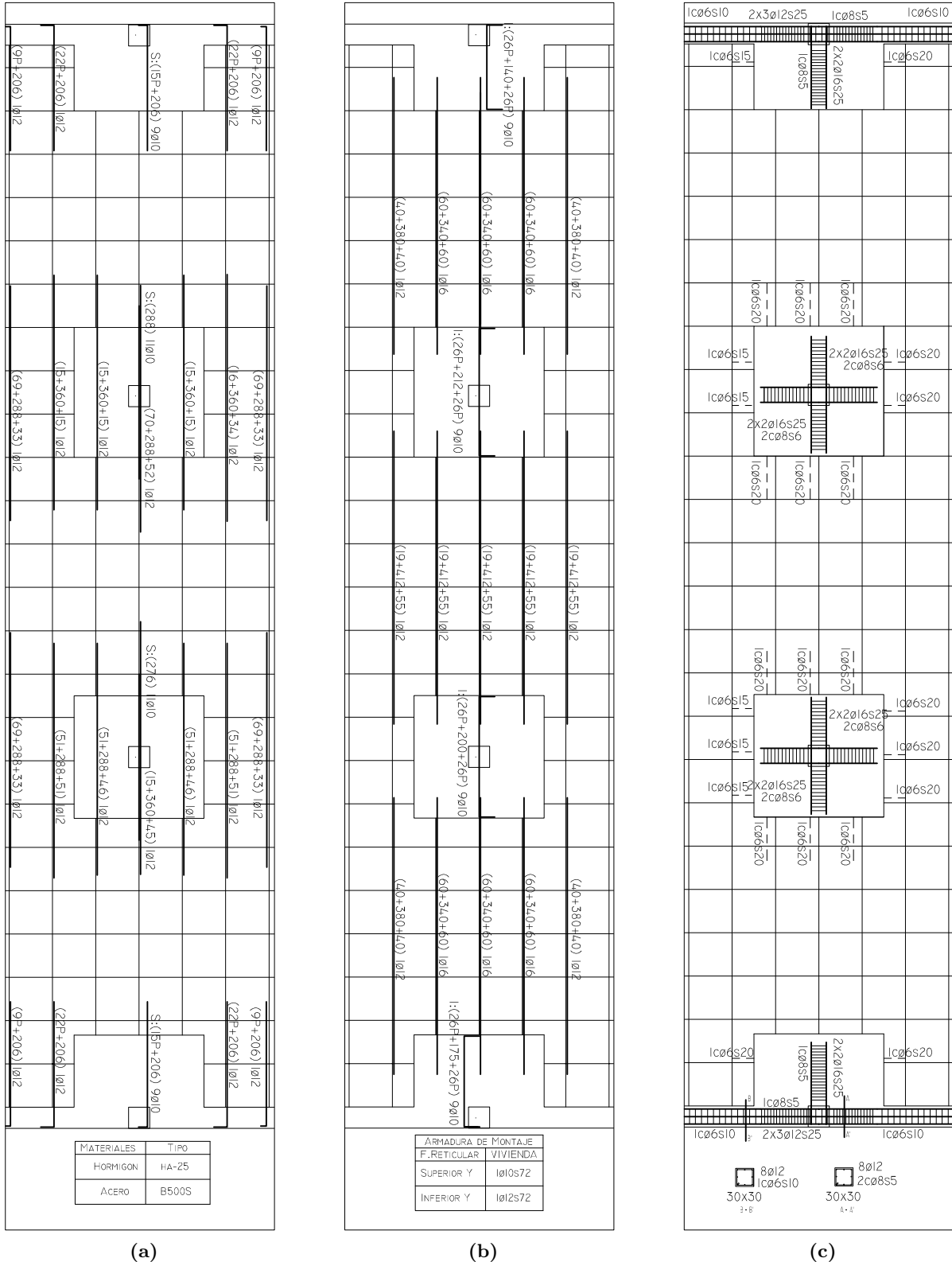
- Superior: $1\phi 10/72$ cm
- Inferior: $1\phi 12/72$ cm

En los ábacos se propone una armadura de refuerzo que se coloca uniformemente distribuida (Fig. 5.5 a y b, Fig. 5.6 a y b), tanto en la parte superior como en la inferior. No obstante, es normal en la práctica constructiva actual agrupar esta armadura en las alineaciones de los nervios que enlazan con los ábacos.



Distancias en cm E: 1/100

Fig. 5.5: Armado del pórtico virtual Y3 del prototipo de 6 plantas en los forjados intermedios: (a) Superior, (b) Inferior y (c) Cortante



Distancias en cm E: 1/100

Fig. 5.6: Armado del pórtico virtual Y3 del prototipo de 6 plantas en el forjado de cubierta: (a) Superior, (b) Inferior y (c) Cortante

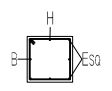
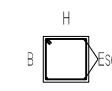
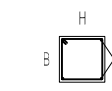
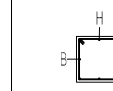
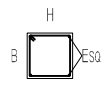
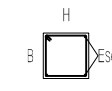
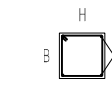
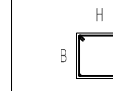
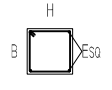
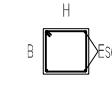
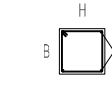
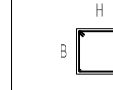
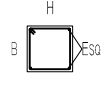
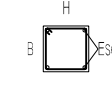
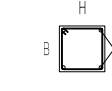
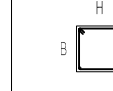
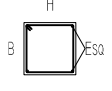
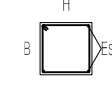
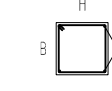
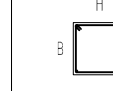
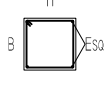
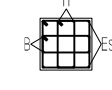
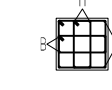
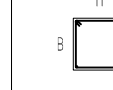
P1	P2	P3	P4
HOR 35x35 L=310 LB=30 LA=21  Eso: 4Ø12 B/H: 2x1Ø12/2x1Ø12 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LA=28  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LA=28  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=30 LA=21  Eso: 4Ø12 B/H: 2x1Ø12/2x1Ø12 1cØ6s15
HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15
HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15
HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=94 LS=188  Eso: 4Ø25 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=94 LS=188  Eso: 4Ø25 1cØ6s15	HOR 35x35 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15
HOR 40x40 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 40x40 L=310 LB=40 LS=188  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 40x40 L=310 LB=40 LS=188  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 40x40 L=310 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15
HOR 40x40 L=350 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15	HOR 40x40 L=350 LB=30 LS=80  Eso: 4Ø12 B/H: 2x2Ø12/2x2Ø12 2+1cØ6s15	HOR 40x40 L=350 LB=30 LS=80  Eso: 4Ø12 B/H: 2x2Ø12/2x2Ø12 2+1cØ6s15	HOR 40x40 L=350 LB=40 LS=80  Eso: 4Ø16 1cØ6s15

Fig. 5.7: Cuadro de Pilares del Pórtico Virtual Y3 del prototipo de 6 plantas

5.3.2. Cálculo de esfuerzos Axiales en pilares

En la Tabla 5.3 se recogen los valores obtenidos del cálculo de los esfuerzos axiales en pilares interiores y exteriores del pórtico virtual (estructura simétrica), tanto los derivados de acciones permanentes, $N_G = \sum_{j=1}^{n_G} N_{Gj}$ como los obtenidos de las acciones variables, $N_L = \sum_{j=1}^{n_L} N_{Lj}$, donde n_G y n_L corresponden al número total de cargas permanentes y variables, respectivamente.

En este caso $n_G = 4$ y $n_L = 1$.

Tabla 5.3: Cálculo de esfuerzos axiles en pilares de la estructura (cargas gravitatorias)

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	Interiores		Exteriores	
		N_G (kN)	N_L (kN)	N_G (kN)	N_L (kN)
6	35x35	295	38	145	17
5	35x35	552	113	324	52
4	35x35	807	188	502	87
3	35x35	1 062	262	678	121
2	40x40	1 318	336	862	156
1	40x40	1 576	410	1 043	190

5.3.3. Modelo de masas concentradas

El modelo de masas concentradas del pórtico virtual se realiza considerando la masa correspondiente al área tributaria de forjado en cada nudo de las conexiones pilar-placa. Se calcula, mediante la diferencia de fuerzas axiles de los pilares que se conectan al nudo incluidos en la Tabla 5.3, teniendo en cuenta la Ec. 5.1. En la Tabla 5.4 se recogen las masas de los nudos correspondientes a conexiones pilar-placa interiores y exteriores (estructura simétrica). Se incluye también la masa del pórtico virtual por planta.

Tabla 5.4: Masas del modelo concentradas en elementos rígidos

Pl.	Nudos exteriores		Nudos interiores		Planta
	ΔN (kN)	m_i (kN·s ² /cm)	ΔN (kN)	m_i (kN·s ² /cm)	m_i (kN·s ² /cm)
6	154	0.156	314	0.320	0.953
5	197	0.200	295	0.300	1.001
4	196	0.199	293	0.298	0.995
3	193	0.197	292	0.298	0.989
2	202	0.205	293	0.299	1.008
1	198	0.202	295	0.301	1.005

5.3.4. Cálculo del ancho de la viga virtual

Para calcular los anchos de las vigas virtuales, es necesario disponer de la armadura longitudinal respecto a la alineación seleccionada, así como el detalle de la armadura longitudinal de la viga de borde perimetral (Fig. 5.5 y 5.6).

5.3.4.1. Ancho de vigas virtuales en conexiones pilar-placa exteriores

Los límites de la viga virtual central de la conexión exterior pilar-placa se extienden a ambos lados de la cara del pilar la distancia b_L , de tal forma que el ancho total de la viga que resulta es $b_{vc}^{ext} = 2b_L + c_2$, siendo c_2 la dimensión transversal de la sección del pilar a la dirección de carga lateral.

El cálculo de b_L se realiza mediante la siguiente expresión (Benavent-Climent et al., 2009):

$$b_L = \sqrt{\frac{1.8 s' d_1 A_{sT}}{A_{si}}}$$

donde A_{si} es el área unitaria de las barras de acero que forman parte de la armadura longitudinal traccionada del ábaco (sin considerar las que se incluye en el ámbito del pilar c_2 en la dirección de aplicación de la carga lateral) separadas una distancia s' , A_{sT} es el área de la armadura longitudinal de la viga de borde (inferior o superior, dependiendo del sentido de aplicación de la carga lateral) situada junto a la cara exterior del forjado donde se produce el anclaje en patilla de la armadura A_{si} y $d_1 = c_1 - r_c$ la distancia de A_{sT} a la esquina interior del pilar (más alejada del borde exterior). De esta forma, existirán distintos valores para b_L si se analiza la conexión exterior pilar-placa a flexión positiva, b_L^+ , (armadura inferior traccionada, A_{si}^+) o a flexión negativa, b_L^- (armadura superior traccionada, A_{si}^-). Cuando la armadura longitudinal del ábaco es heterogénea, se realiza el cálculo de una cuantía media, $A_{si}/s' = \sum A_{si}/(b_{ab} - c_2)$ donde b_{ab} es el ancho del ábaco y $\sum A_{si}$ la cuantía total de armadura longitudinal del ábaco sin considerar la incluida en el ámbito del pilar c_2 .

El valor de A_{sT} corresponde en este caso al área de $1\phi 12$, armadura que se coloca en las esquinas de la viga de borde.

En la tabla Tabla 5.5 se incluye el valor de las variables que intervienen en el cálculo de b_L .

Tabla 5.5: Ancho de cálculo para las vigas virtuales de la conexión pilar-placa exterior

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	b_{ab} (cm)	ΣA_{si}^- (mm ²)	A_{si}^-/s' (mm ² /mm)	b_L^- (cm)	ΣA_{si}^+ (mm ²)	A_{si}^+/s' (mm ² /mm)	b_L^+ (cm)	b_{vc}^{ext} (cm)	$b_{v,lat}^{ext}$ (cm)
6	35x35	216	785.40	0.433	36.76	854.52	0.472	35.24	107.00	54.50
5	35x35	216	785.40	0.433	36.76	854.52	0.472	35.24	107.00	54.50
4	35x35	216	785.40	0.433	36.76	854.52	0.472	35.24	107.00	54.50
3	35x35	216	785.40	0.433	36.76	854.52	0.472	35.24	107.00	54.50
2	40x40	216	785.40	0.446	38.98	854.52	0.486	37.37	116.34	49.83
1	40x40	216	785.40	0.446	38.98	854.52	0.486	37.37	116.34	49.83

El ancho de las vigas central (b_{vc}^{ext}) y laterales ($b_{v,lat}^{ext}$) que se considera para materializar el modelo de barras (Tabla 5.5) se calcula con \bar{b}_L (valor medio de b_L), teniendo en cuenta que el límite para las vigas laterales está en el borde lateral del ábaco (paralelo a la dirección del pórtico).

Por su parte, las leyes de comportamiento de los muelles a flexión, tanto centrales como laterales, vendrán determinadas por los distintos valores de b_L^+ y b_L^- indicados en la Tabla 5.5.

5.3.4.2. Ancho de vigas virtuales en conexiones pilar-placa interiores

El ancho de cálculo de la viga virtual en conexiones interiores se determina mediante la expresión $b_{vc}^{int} = 3h_f + c_2$, donde h_f es el canto del forjado, independiente de la cuantía de armadura del forjado. En la Tabla 5.6 se muestran los anchos de cálculo propuestos, para $h_f = 30$ cm.

Tabla 5.6: Ancho de cálculo para las vigas virtuales de la conexión pilar-placa interior

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	b_{ab} (cm)	b_{vc}^{int} (cm)
6	35x35	216	125
5	35x35	216	125
4	35x35	216	125
3	35x35	216	125
2	40x40	216	130
1	40x40	216	130

5.3.5. Leyes de comportamiento en los muelles a flexión de las conexiones pilar-placa

El comportamiento plástico del forjado reticular se considera concentrado en el interior de las conexiones pilar-placa, simulando su comportamiento mediante macromodelos de barras rígidas y muelles. Las leyes de comportamiento momento flector-giro, $M - \theta_r$, de los muelles se calculan a partir de la ley momento flector-curvatura, $M - \phi$, obtenida de las secciones de las vigas virtuales, a partir de la armadura que se incluye en ellas. Definidas estas leyes así como la longitud de rótula plástica, L_{pl} , se puede suponer que la curvatura se mantiene constante en la longitud L_{pl} y obtener el ángulo que se forma en el muelle mediante la expresión $\theta_r = \phi \cdot L_{pl}$. Es decir, el giro del muelle simula la parte de la viga que plastifica formando una rótula plástica de longitud L_{pl} . De esta forma, el muelle se sitúa en el centro de L_{pl} conectado al resto del modelo mediante elementos tipo rígido.

La longitud de rótula plástica depende entre otros factores del grado de confinamiento que produce la armadura transversal en forma de cercos o estribos (ACI, 2011). Los forjados reticulares poseen estribos en los ábacos, únicamente en las crucetas o vigas de punzonamiento en el ámbito del ancho del pilar. El resto del ábaco, carece de este tipo de armadura. Por esta razón, se considera para las vigas virtuales una longitud de rótula plástica conservadora $L_{pl} = 0.50 h_f = 0.50 \cdot 0.30 \text{ cm} = 0.15 \text{ cm}$ (Paulay y Priestley, 1992).

Las leyes $M - \phi$ se calculan con el programa informático Response 2000 (Bentz y Collins, 2000), tanto para flexión positiva (superíndice “+”) como para flexión negativa (superíndice “-”). Se obtienen los valores característicos correspondientes a los estados de: (i) fisuración (M_{cr} y ϕ_{cr}), (ii) fluencia (M_y y ϕ_y) y (iii) valor máximo (M_{max} y ϕ_{max}). A partir de L_{pl} y ϕ se obtiene el giro θ_r de dichos estados, esto es, $\theta_{r,cr}$, θ_{ry} y $\theta_{r,max}$, respectivamente. Los valores últimos considerados de M_u y θ_{ru} se han obtenido a partir de los resultados obtenidos en el análisis de las conexiones pilar-placa interiores y exteriores realizado en el Capítulo 4. Concretamente, utilizando los valores medios de los parámetros $\kappa = K_d / K_e^{fis}$ y $\theta_{ru} / \theta_{ry}$, calibrados con ensayos de laboratorio, donde K_e^{fis} y K_d corresponden a la pendiente elástica fisurada y degradada, respectivamente, de la ley $M - \theta_r$ del muelle. En este caso, K_e^{fis} se estima mediante la expresión $K_e^{fis} = M_y / \theta_{ry}$.

5.3.5.1. Leyes de comportamiento $M - \theta_r$ en muelles a flexión conexión pilar-placa interior

En las Tablas 5.7 y 5.8 se incluyen los valores de los estados característicos de M y θ_r para flexión positiva (armadura inferior traccionada) y negativa, respectivamente, obtenidos del análisis de la sección de hormigón armado considerada en los muelles a flexión de las conexiones pilar-placa interiores de dimensiones $b_{vc}^{int} \cdot h_f$, teniendo en cuenta la armadura que se incluye en la misma:

- Forjados intermedios: (los $\phi 16$ correspondiente al armado de punzonamiento)
 - Armadura superior: $13\phi 10 + 3\phi 12 + 2\phi 16$
 - Armadura inferior: $9\phi 10 + 3\phi 12 + 2\phi 16$
- Forjado superior: (los $\phi 16$ correspondiente al armado de punzonamiento)
 - Armadura superior: $14\phi 10 + 3\phi 12 + 2\phi 16$
 - Armadura inferior: $9\phi 10 + 3\phi 12 + 2\phi 16$

Para obtener los valores M_u y θ_{ru} se utilizan los valores $\bar{\kappa} = 0.0061$ y $\overline{\theta_{ru}/\theta_{ry}} = 32$ (Tabla 4.1).

Tabla 5.7: Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión positiva en conexiones interiores

Pl.	ϕ_{cr} (rad/km)	ϕ_y^+ (rad/km)	ϕ_{max}^+ (rad/km)	$\theta_{r,cr}$ (mrad)	θ_{ry}^+ (mrad)	$\theta_{r,max}^+$ (mrad)	θ_{ru}^+ (mrad)	M_{cr} (kNm)	M_y^+ (kNm)	M_{max}^+ (kNm)	M_u^+ (kNm)
6	1.11	10.40	150.04	0.17	1.56	22.51	49.94	48.30	108.10	122.20	110.61
5	1.11	10.40	150.04	0.17	1.56	22.51	49.94	48.20	108.20	122.20	110.60
4	1.11	10.40	150.04	0.17	1.56	22.51	49.94	48.20	108.20	122.20	110.60
3	1.11	10.40	150.04	0.17	1.56	22.51	49.94	48.20	108.20	122.20	110.60
2	1.11	9.40	136.00	0.17	1.41	20.40	45.12	50.00	109.00	127.00	115.00
1	1.11	9.40	136.00	0.17	1.41	20.40	45.12	50.00	109.00	127.00	115.00

Tabla 5.8: Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión negativa en conexiones interiores

Pl.	ϕ_{cr} (rad/km)	ϕ_y^- (rad/km)	ϕ_{max}^- (rad/km)	$\theta_{r,cr}$ (mrad)	θ_{ry}^- (mrad)	$\theta_{r,max}^-$ (mrad)	θ_{ru}^- (mrad)	M_{cr} (kNm)	M_y^- (kNm)	M_{max}^- (kNm)	M_u^- (kNm)
6	1.11	13.84	150.04	0.17	2.08	22.51	66.43	48.30	134.30	151.00	133.67
5	1.11	16.76	150.04	0.17	2.51	22.51	80.43	48.20	129.60	145.30	127.08
4	1.11	16.76	150.04	0.17	2.51	22.51	80.43	48.20	129.60	145.30	127.08
3	1.11	16.76	150.04	0.17	2.51	22.51	80.43	48.20	129.60	145.30	127.08
2	1.11	10.40	150.04	0.17	1.56	22.51	49.93	50.00	129.60	145.30	130.75
1	1.11	10.40	150.04	0.17	1.56	22.51	49.93	50.00	129.60	145.30	130.75

5.3.5.2. Leyes de comportamiento $M - \theta_r$ en muelles centrales a flexión de la conexión pilar-placa exterior

En las Tablas 5.9 y 5.10 se incluyen los valores de los estados característicos de M y θ_r para flexión positiva y negativa, respectivamente, obtenidos del análisis de la sección de hormigón

armado considerada en los muelles centrales a flexión de las conexiones exteriores pilar-placa de dimensiones $b_{vc}^{ext} \cdot h_f$, teniendo en cuenta la cuantía de armadura A_{si}/s' que se incluye en la Tabla 5.5.

Para obtener los valores M_u y θ_{ru} se utilizan los valores de cálculo $\bar{\kappa} = 0.017$ y $\overline{\theta_{ru}/\theta_{ry}} = 52$ (Tabla 4.3).

Tabla 5.9: Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión positiva en viga central de conexiones exteriores.

Pl.	ϕ_{cr} (rad/km)	ϕ_y^+ (rad/km)	ϕ_{max}^+ (rad/km)	$\theta_{r,cr}$ (mrad)	θ_{ry}^+ (mrad)	$\theta_{r,max}^+$ (mrad)	θ_{ru}^+ (mrad)	M_{cr} (kNm)	M_y^+ (kNm)	M_{max}^+ (kNm)	M_u^+ (kNm)
6	1.11	29.68	150.00	0.17	4.45	22.50	231.50	42.49	120.50	130.80	34.63
5	1.11	29.68	150.00	0.17	4.45	22.50	231.50	42.49	120.50	130.80	34.63
4	1.11	29.68	150.00	0.17	4.45	22.50	231.50	42.49	120.50	130.80	34.63
3	1.11	29.68	150.00	0.17	4.45	22.50	231.50	42.49	120.50	130.80	34.63
2	1.11	10.40	150.00	0.17	1.56	22.50	81.15	45.00	120.00	136.40	59.73
1	1.11	10.40	150.00	0.17	1.56	22.50	81.15	45.00	120.00	136.40	59.73

Tabla 5.10: Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión negativa en viga central de conexiones exteriores

Pl.	ϕ_{cr} (rad/km)	ϕ_y^- (rad/km)	ϕ_{max}^- (rad/km)	$\theta_{r,cr}$ (mrad)	θ_{ry}^- (mrad)	$\theta_{r,max}^-$ (mrad)	θ_{ru}^- (mrad)	M_{cr} (kNm)	M_y^- (kNm)	M_{max}^- (kNm)	M_u^- (kNm)
6	1.11	10.40	136.00	0.17	1.56	20.40	81.15	43.54	118.00	132.94	54.85
5	1.11	10.40	136.00	0.17	1.56	20.40	81.15	43.54	118.00	132.94	54.85
4	1.11	10.40	136.00	0.17	1.56	20.40	81.15	43.54	118.00	132.94	54.85
3	1.11	10.40	136.00	0.17	1.56	20.40	81.15	43.54	118.00	132.94	54.85
2	1.11	10.40	150.00	0.17	1.56	22.50	81.15	46.70	123.00	138.60	60.02
1	1.11	10.40	150.00	0.17	1.56	22.50	81.15	46.70	123.00	138.60	60.02

5.3.5.3. Leyes de comportamiento $M - \theta_r$ en muelles laterales a flexión de la conexión pilar-placa exterior

En las Tablas 5.11 y 5.12 se incluyen los valores de los estados característicos de M y θ_r para flexión positiva y negativa, respectivamente, obtenidos del análisis de la sección de hormigón armado considerada en los muelles laterales a flexión de las conexiones exteriores pilar-placa de dimensiones $b_{v,lat}^{ext} \cdot h_f$, teniendo en cuenta la cuantía de armadura A_{si}/s' que se incluye en la Tabla 5.5.

Para obtener los valores M_u y θ_{ru} se utilizan los valores de cálculo $\bar{\kappa} = 0.008$ y $\overline{\theta_{ru}/\theta_{ry}} = 62$ (Tabla 4.3).

Tabla 5.11: Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión positiva en vigas laterales de conexiones exteriores

Pl.	ϕ_{cr} (rad/km)	ϕ_y^+ (rad/km)	ϕ_{max}^+ (rad/km)	$\theta_{r,cr}$ (mrad)	θ_{ry}^+ (mrad)	$\theta_{r,max}^+$ (mrad)	θ_{ru}^+ (mrad)	M_{cr} (kNm)	M_y^+ (kNm)	M_{max}^+ (kNm)	M_u^+ (kNm)
6	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	23.40	33.00	39.40	27.64
5	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	23.40	33.00	39.40	27.64
4	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	23.40	33.00	39.40	27.64
3	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	23.40	33.00	39.40	27.64
2	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	23.40	33.00	39.40	27.64
1	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	23.40	33.00	39.40	27.64

Tabla 5.12: Definición de las leyes $M - \phi$ y $M - \theta_r$ para flexión negativa en vigas laterales de conexiones exteriores

Pl.	ϕ_{cr} (rad/km)	ϕ_y^- (rad/km)	ϕ_{max}^- (rad/km)	$\theta_{r,cr}$ (mrad)	θ_{ry}^- (mrad)	$\theta_{r,max}^-$ (mrad)	θ_{ru}^- (mrad)	M_{cr} (kNm)	M_y^- (kNm)	M_{max}^- (kNm)	M_u^- (kNm)
6	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	22.72	32.00	38.30	26.89
5	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	22.72	32.00	38.30	26.89
4	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	22.72	32.00	38.30	26.89
3	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	22.72	32.00	38.30	26.89
2	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	22.72	32.00	38.30	26.89
1	1.77	9.46	165.00	0.27	1.42	24.75	87.98	22.72	32.00	38.30	26.89

5.3.6. Cálculo a punzonamiento de la estructura de hormigón

La estructura de hormigón armado con forjado reticular, pertenece a la clase de estructuras denominadas de forjado plano. Una de las características singulares que presentan este tipo de estructuras es el denominado fallo de punzonamiento de la placa en torno a los soportes. Es un fallo de tipo frágil que debe ser evitado para evitar colapsos bruscos totales o parciales de este tipo de estructuras sometidas a acciones tanto de tipo estático como dinámico.

La estructura con forjado reticular cuando se ve sometida a acciones sísmicas, experimenta incrementos de tensiones tangenciales respecto al caso de cargas estáticas gravitatorias debido a la actuación de momentos desestabilizadores, M_{des} , en las conexiones pilar-placa que es equilibrado en la placa por momentos flectores M_f , producidos por tensiones normales y momentos, M_ν , producidos por cortante excéntrico de tal forma que $M_{des} = M_f + M_\nu$. Por equilibrio en la conexión, $M_{des} = \sum_{j=1}^2 M_{cj}$, donde M_{cj} son los momentos flectores del pilar superior e inferior a la conexión pilar-placa. Asimismo, se debe tener en cuenta que tanto en las conexiones exteriores como en aquellas interiores con vanos de longitud diferente a ambos lados de la misma, se producen incrementos netos de esfuerzo cortante para equilibrar el momento de vuelco de la estructura completa como consecuencia de la traslación de la estructura, que deben sumarse a los producidos por las cargas gravitatorias.

Por lo tanto, es absolutamente necesario calcular en este tipo de estructura un armado de punzonamiento que impida este tipo de fallo frágil con un margen adecuado de seguridad, permitiendo tipos de rotura dúctiles, como los producidos por flexión de placas y pilares.

Para llevar a cabo el cálculo de la armadura de punzonamiento de estructuras con forjado plano sometida a acciones sísmicas, se utiliza el procedimiento incluido en la norma ACI 318-11 (ACI, 2011), pues a diferencia de otras como Eurocódigo-8 (CEN, 2004b), contempla el tratamiento del M_{des} en las conexiones pilar-placa pues permite proyectar este tipo de estructuras en áreas de sismicidad moderada. De esta forma, se procede a realizar el cálculo de la armadura de punzonamiento para el pórtico virtual de referencia sobre el que se incluye como parte primaria el conjunto de disipadores de energía.

En las conexiones pilar-placa, la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) establece que el M_{des} es equilibrado en la placa, por flexión, M_f , y por momentos producidos por el cortante excéntrico, M_ν . Para el cálculo de punzonamiento, se define una sección denominada crítica para el cálculo de las tensiones tangenciales determinada por el perímetro crítico, b_0 . Se define como la línea que circunda al pilar situado a $d/2$ de sus caras, donde d es el canto útil del forjado. La norma ACI 318-11 (ACI, 2011) propone un reparto del M_{des} para la placa entre esfuerzos de flexión, $M_f = \gamma_f M_{des}$ y de cortante excéntrico $M_\nu = \gamma_\nu M_{des}$. El coeficiente γ_f se define como sigue:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (5.2)$$

donde b_1 y b_2 son las dimensiones del perímetro crítico en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, a la dirección de carga. El coeficiente γ_ν se define como $\gamma_\nu = (1 - \gamma_f)$.

Para el cálculo de las tensiones tangenciales que originan el fallo de punzonamiento, la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) propone una expresión de cálculo basada en el trabajos realizado por Di Stasio y Van Buren (1960):

$$\tau_u = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_\nu M_{des} c}{J_c} \quad (5.3)$$

donde V_u es la fuerza cortante total neta en la sección crítica, $A_c = b_0 d$ es el área de la sección crítica, J_c es el momento de inercia de A_c en torno al centroide y c es la distancia entre el extremo más alejado de la sección crítica en dirección longitudinal a la carga al centroide de A_c . Para evitar el fallo de punzonamiento, se deberá evaluar la capacidad de la conexión pilar-placa a esfuerzo cortante, $\tau_n = \tau_c + \tau_s$ (expresado en tensiones tangenciales) teniendo en cuenta la contribución tanto del hormigón, $\tau_c = V_c/(b_0 d)$, como de la armadura transversal necesaria, $\tau_s = V_s/(b_0 d)$, para resistir la tensión tangencial τ_u (Ec. 5.4), con unos niveles de seguridad determinados. De esta forma resulta:

$$\tau_u \leq \Phi \tau_n = \Phi (\tau_c + \tau_s) = \frac{\Phi (V_c + V_s)}{b_0 d} \quad (5.4)$$

donde Φ es el coeficiente de minoración de resistencia propuesto por ACI (2011), con un valor para esfuerzo cortante y de torsión de $\Phi = 0.75$. De esta forma, mediante las Ec. 5.3 y Ec. 5.4 se determina la demanda de τ_s , a partir de la cual es posible calcular la armadura necesaria, A_s , para resistir los esfuerzos de punzonamiento mediante la expresión (ACI, 2011):

$$\tau_s = \frac{V_s}{b_0 d} = \frac{A_s f_{yt} d}{s b_0 d} \quad (5.5)$$

donde s es la separación de la armadura dispuesta en perímetros concéntricos en torno al pilar y $f_{yt} \leq 420 \text{ N/mm}^2$ (ACI, 2011) es la resistencia de cálculo máxima permitida para el acero de la armadura transversal. A_s corresponderá a la suma de las secciones de armadura transversal incluidas en cada perímetro crítico con una separación radial respecto al pilar determinada por s .

Se puede dar una situación de proyecto en la que la cantidad A_s es insignificante, o incluso no es necesaria en la conexión sometida a acciones de carácter cíclico. Esta disposición, puede conducir a fallos de punzonamiento no previstos. Diversos estudios, (Kang et al., 2009; Hueste y Wight, 1999; Kang, 2004) han puesto de manifiesto la existencia de fallos de punzonamiento en estructuras sometidas a acciones sísmicas que carecían de armadura transversal de punzonamiento o bien la cuantía era escasa aún cumpliendo con el dimensionamiento propuesto por las Ec. 5.4 y Ec. 5.5. La norma ACI (2011) ha propuesto una relación $IDI_i - V_g/\Phi V_c$ (Fig. 5.8) en la que para valores superiores a los indicados es necesario colocar armadura de punzonamiento, en la que $V_g = 1.2V_G + 1.0V_L + 0.2V_{Nv}$ (ACI, 2011), donde V_G corresponde a la fuerza cortante producida por las cargas gravitatorias permanentes, V_L la correspondiente a las sobrecargas y V_{Nv} a la sobrecarga de nieve (según la zona). La contribución de V_L puede reducirse a 0.50 excepto en garajes y áreas con un valor de sobrecarga $q_L > 4.80 \text{ kN/m}^2$. Para situaciones de proyecto en España, se considera $V_{Nv} = 0$.

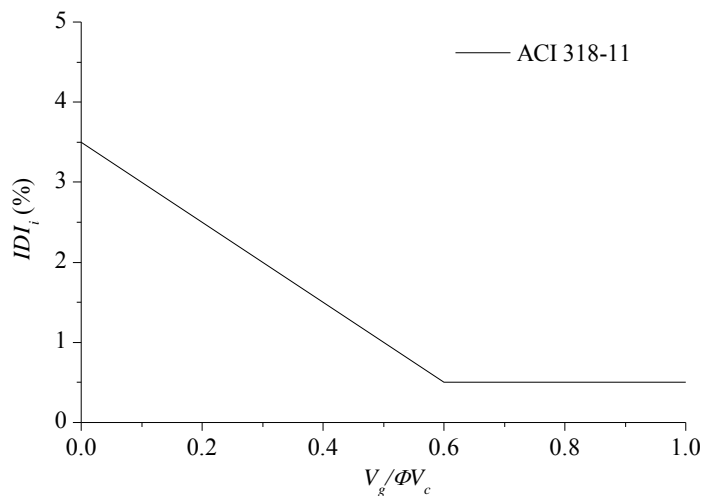


Fig. 5.8: Relación $IDI_i - V_g/\phi V_c$ en conexiones pilar-placa de la estructura de hormigón armado

Cuando sea necesario colocar armadura de punzonamiento de acuerdo con la relación $IDI_i - V_g/\Phi V_c$ (Fig. 5.8), la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) propone una cuantía mínima, $\tau_{s,min}$ indicada por la expresión:

$$\tau_{s,min} = \frac{V_{s,min}}{b_0 d} = 0.29 \sqrt{f'_c} \quad (5.6)$$

5.3.6.1. Cálculo a punzonamiento de conexiones exteriores pilar-placa

El cálculo de la armadura de punzonamiento para las conexiones pilar-placa del pórtico virtual se realiza tomando como referencia las que se incluyen del forjado de planta tercera

(forjado superior planta $i = 3$), dado que el peso propio de forjado y sobrecargas son iguales en todas las plantas y similares en cubierta. Asimismo, este forjado cuenta con una sección de pilar de 35x35 cms continua hasta el forjado superior de última planta, siendo la situación más desfavorable al tener el menor perímetro crítico posible. El armado de punzonamiento que resulte en esta conexión exterior pilar-placa se adoptará en las del mismo tipo del resto de plantas. En este caso, se considera la conexión exterior de la alineación de pilares en altura P4.

En este tipo de conexiones pilar-placa, se permite contemplar un coeficiente $\gamma_f = 1$ (ACI, 2011) (que implica $\gamma_\nu = 0$), cuando se cumple la relación $V_u < 0.75 \Phi V_c$, o dividiendo en ambos miembros por $(b_0 \cdot d)$ queda expresada en tensiones tangenciales $\tau_u < 0.75 \phi \tau_c$. Es decir, en estas condiciones se considera que la interacción entre los esfuerzos de flexión y cortante excéntrico son despreciables (ACI, 2011). Según esta condición, Benavent-Climent et al. (2009) plantean un nuevo modelo para equilibrar el M_{des} con esfuerzos de flexión en vigas centrales y laterales junto con esfuerzos de torsión en viga de borde de la placa (Fig. 5.9 a), tal y como se ha descrito en la Sección 4.3.

De esta forma, en primer lugar se procede a comprobar la condición $V_u < 0.75 \Phi V_c$ para poder aplicar el modelo alternativo. La geometría que presenta la conexión exterior pilar-placa se muestra en la Fig. 5.9 b, con las siguientes características:

- Longitud viga virtual, $l_v = 6.00$ m
- Canto forjado, $h_f = 0.30$ m
- Dimensiones del pilar respecto a la dirección de carga: (a) longitudinal, $c_1 = 0.35$ m y (b) transversal, $c_2 = 0.35$ m
- Recubrimiento de cálculo, $r_c = 30$ mm
- Canto útil, $d = h_f - r_c = 0.27$ m
- Longitud rótula plástica viga virtual, $L_{pl} = 0.5 h_f = 0.5 \cdot 0.30 = 0.15$ m
- Longitud entre rótulas plásticas de la viga virtual con macromodelos en conexiones pilar-placa, $l_{v,rot} = l_v - 2(L_{pl}/2) - c_1 = 5.50$ m
- Perímetro crítico, $b_0 = c_2 + d + 2(c_1 + d/2) = 1.59$ m
- Lados perímetro crítico respecto a la dirección de carga: (a) longitudinal $b_1 = (c_1 + d/2) = 0.485$ m y (b) transversal $b_2 = (c_2 + d) = 0.62$ m
- Sección crítica, $A_c = b_0 \cdot d = 4\,293$ cm²
- Distancia del centroide de A_c al centro de la cara lateral ($b_1 \cdot d$) de la sección crítica,

$$g = \frac{b_2 b_1}{2(2b_1 + b_2)} = 9.45$$
 cm
- Distancia del centroide de A_c : (a) al borde del forjado, $a_1 = g + b_1/2 = 33.71$ cm y (b) a la cara frontal ($b_1 \cdot d$) de A_c , $a_2 = b_1/2 - g = 14.79$ cm

- Momento inercia respecto al centroide de A_c , $J_c = \frac{d b_1^3}{6} + \frac{d^3 b_1}{6} + 2 d b_1 g^2 + (b_2 d) a_2^2 = 1.273.039 \text{ cm}^4$

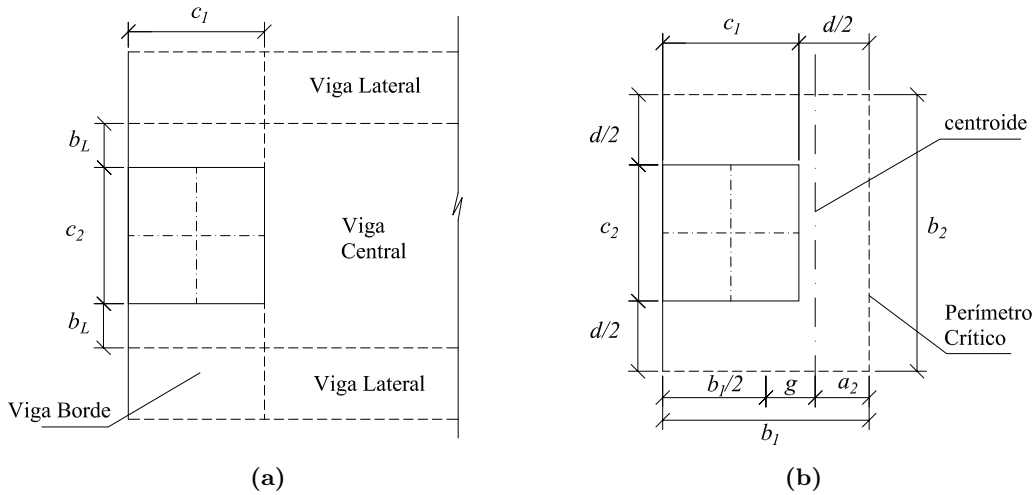


Fig. 5.9: Punzonamiento en conexión exterior pilar-placa: (a) Modelo de Flexión Pura ($\gamma_v = 0$), (b) Perímetro Crítico de Punzonamiento

Si se considera que la conexión exterior está sometida a momento flector negativo (armadura superior traccionada), en el extremo opuesto del mismo vano la conexión interior estará sometida a momento flector positivo debido a la acción sísmica. En esta situación, el cortante neto que actúa sobre la conexión exterior debido a la acción sísmica, V_{sis} , tendrá un valor distinto de cero con el mismo signo que V_g . De esta forma $V_u = V_g + V_{sis}$. Para estimar el máximo V_{sis} posible se puede suponer que el momento que actúa en ambos extremos de la viga virtual es el de fluencia (Paulay y Priestley, 1992). Asimismo, dado que se trata de una placa, el momento de fluencia en los extremos será el producido por la conexión pilar-placa, teniendo en cuenta la contribución de los esfuerzos de flexión y cortante excéntrico en la interior y el mecanismo completo de flexión de la viga central y laterales en la exterior:

- Momento fluencia positivo conexión pilar-placa interior (Tabla 5.7), $M_{int} = M_{max}^+ / \gamma_f = 122 / 0.60 = 203 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Momento fluencia negativo conexión exterior (Tabla 5.10), $M_{ext} = M_{max}^- + 2 M_{f,lat}^- = 132 + 2 \cdot 38 = 208 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (Para $M_{f,lat}^-$ se ha considerado la capacidad a flexión de las vigas laterales del macromodelo, (M_{max}^- de la Tabla 5.12). Una vez que se calcule la capacidad a torsión, M_{Ty} , de las vigas de borde será necesario comprobar si es inferior a M_{max}^- . En todo caso, el cálculo propuesto sería el más desfavorable)

De esta forma, el cálculo de V_{sis} que resulta es $V_{sis} = (M_{int} + M_{ext}) / l_{v,rot} = 74.79 \text{ kN}$. Se ha considerado como longitud para el cálculo de V_{sis} la distancia entre las rótulas plásticas de flexión de la viga virtual, $l_{v,rot}$.

El valor de V_g se calcula teniendo en cuenta la combinación $1.2G + 1.0L + 0.2S$:

- Diferencia axiles pilar superior e inferior al forjado para cargas permanentes (Tabla 5.3), $\Delta N_G = 1.2 (678 - 502) = 211 \text{ kN}$

- Diferencia axiles pilar superior e inferior al forjado para sobrecargas (Tabla 5.3), $\Delta N_L = 0.50 (121 - 87) = 17 \text{ kN}$

El valor de V_g será finalmente de $V_g = \Delta N_G + \Delta N_L = 228 \text{ kN}$ (considerando un valor de $\Delta N_{Nv} = 0$ para la acción producida por la sobrecarga de nieve en caso de sismo)

Finalmente, el valor de $V_u = V_{sis} + V_g = 303 \text{ kN}$. Expresada en tensiones tangenciales resulta $\tau_u = V_u / (b_0 d) = 0.71 \text{ N/mm}^2$.

Para estimar la capacidad del hormigón τ_c , la norma ACI (2011) propone el valor mínimo de las siguientes expresiones:

$$\tau_c = \frac{V_c}{b_0 d} = \min \begin{cases} 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} = 2.55 \text{ N/mm}^2 \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \\ 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} = 1.65 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (5.7)$$

donde $\beta = c_2/c_1 = 1$ es la relación del lado mayor al lado menor del pilar, $\alpha_s = 40$ para conexiones interiores, $\alpha_s = 30$ para conexiones exteriores y $\alpha_s = 20$ para conexiones de esquina. El coeficiente λ se refiere a la modificación de las propiedades del hormigón aligerado en relación a las que presenta el hormigón normal con la misma resistencia característica, siendo en este caso $\lambda = 1$.

Se verifica que $\tau_u = 0.71 \text{ N/mm}^2 < 0.75 \phi 1.65 = 0.93 \text{ N/mm}^2$ con $\Phi = 0.75$. Por tanto, es aplicable el método alternativo de cálculo en la placa de M_{des} mediante el mecanismo de viga central y laterales-viga de borde. Asimismo, se comprueba que teóricamente no sería necesaria armadura de punzonamiento, puesto que $\tau_u < 0.75 \Phi \tau_c$.

Como se ha indicado anteriormente, el comportamiento resistente de la conexión que carece de armadura a punzonamiento está limitado cuando existen desplazamientos laterales. Si se observa la gráfica propuesta por la norma ACI (2011) en la Fig. 5.8, el valor máximo de de desplazamiento lateral relativo que se podría alcanzar sin armadura de punzonamiento para $V_g/\Phi V_c = 0.43$ (donde se tiene en cuenta la capacidad del hormigón $V_c = 1.65$ obtenido en la Ec. 5.7 (ACI, 2011)) sería $IDI_3 = 1.35\%$. Los niveles de desplazamiento esperados en los sismos correspondientes a los sismos máximos de proyecto son superiores a estos valores. Por tanto, es necesario armar la conexión para alcanzar un valor mínimo de τ_s indicado por la Ec. 5.6.

Considerando $f_{yt} = 400 \text{ N/mm}^2$ y $\tau_{s,min}$ en la Ec. 5.5, resulta un armadura transversal compuesta por $1c\phi 8$ ("c" indicación de cerco cerrado o estribo) con $s = 50 \text{ mm}$ dispuestos en las tres extensiones de las vigas o crucetas de punzonamiento (Fig. 5.5 c) (se contabilizan en cada perímetro concéntrico una armadura transversal total de $6\phi 8$ correspondientes a los tres estribos de las crucetas). La separación $s = 50 \text{ mm}$ cumple con la máxima permitida por la norma ACI (2011) será $s_{max} = d/2 = 270/2 = 135 \text{ mm}$. Asimismo, la separación entre las barras verticales de los estribos no superan la distancia límite de $2d$, puesto que se considera un ancho para las crucetas igual a la dimensión c_1 del pilar, y en este caso, $c_1 < 2d$ en todos los pilares de la estructura.

Es importante enfatizar, que la separación establecida de $s = 50 \text{ mm}$ es menor en todos los casos a $p_h/8$ (ACI, 2011). En el caso más desfavorable, cuando $c_1 = 35 \text{ cm}$ el valor límite de s

corresponde a $p_h/8 = 1029/8 = 128.6 \text{ mm}$ (considerando $r_c = 30 \text{ mm}$, puesto que la totalidad de la armadura longitudinal de la cruceta queda recogida en el volumen del pilar).

La armadura longitudinal de las crucetas de punzonamiento estará constituida por $4\phi16$ dispuestos en las esquinas del estribo, aunque en las crucetas que se alinean con la viga de borde, se mantiene la continuidad del armado propuesto para la misma con $8\phi12$ repartidos en el perímetro de la sección (Fig. 5.5 c).

5.3.6.2. Cálculo a punzonamiento de conexiones interiores pilar-placa

El cálculo de la armadura de punzonamiento de las conexiones interiores pilar-placa del pórtico virtual se realiza tomando como referencia las del forjado de planta tercera, al igual que se ha realizado en la conexión exterior.

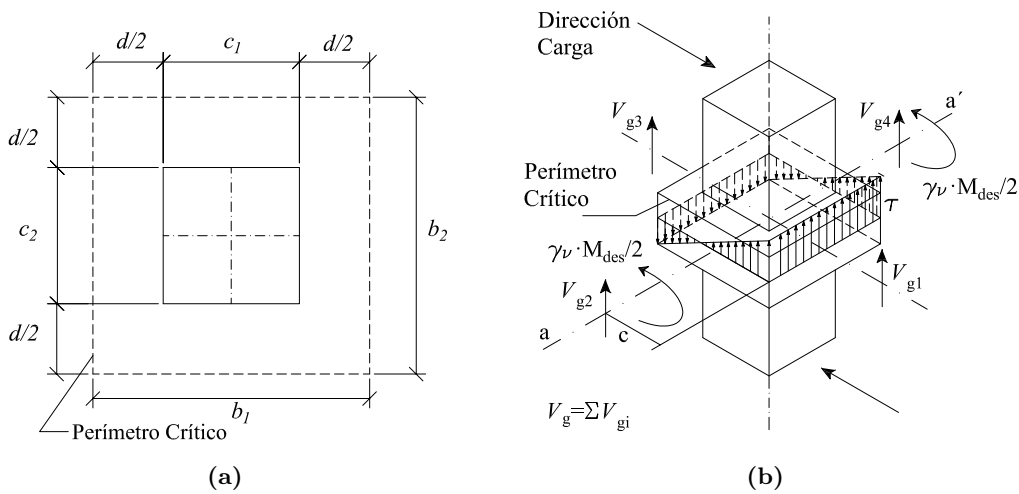


Fig. 5.10: Punzonamiento en conexión interior pilar-placa: (a) Perímetro crítico de punzonamiento, (b) Tensiones tangenciales debido al cortante excéntrico

En este caso, la geometría de la conexión en torno al perímetro crítico de punzonamiento se refleja en la Fig. 5.10, con las siguientes características:

- Longitud viga virtual, $l_v = 6.00 \text{ m}$
- Canto forjado, $h_f = 0.30 \text{ m}$
- Dimensiones del pilar respecto a la dirección de carga: (a) longitudinal, $c_1 = 0.35 \text{ m}$ y (b) transversal, $c_2 = 0.35 \text{ m}$.
- Recubrimiento de cálculo, $r_c = 30 \text{ mm}$
- Canto útil, $d = h_f - r_c = 0.27 \text{ m}$
- Perímetro crítico, $b_0 = 2(c_2 + d) + 2(c_1 + d) = 2.48 \text{ m}$
- Sección crítica, $A_c = b_0 \cdot d = 6\,696 \text{ cm}^2$
- Lados del perímetro crítico respecto a la dirección de carga: (a) longitudinal, $b_1 = (c_1 + d) = 0.62 \text{ m}$ y (b) transversal, $b_2 = (c_2 + d) = 0.62 \text{ m}$

- Momento inercia respecto al centroide ($a - a'$, Fig. 5.10 b) , $J_c = \frac{d b_1^3}{6} + \frac{d^3 b_1}{6} + \frac{(b_2 d) b_1^2}{2} = 4.493.295 \text{ cm}^4$

Con esta configuración, se obtiene un coeficiente $\gamma_f = 0.60$ tras aplicar la Ec. 5.2 con $b_1/b_2 = 1$. Teniendo en cuenta los momentos flectores positivos y negativos a ambos lados de la conexión, $M_{max}^+ = 122 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (Tabla 5.7) y $M_{max}^- = 145 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (Tabla 5.8), respectivamente, el $M_{des} = (122 + 145)/0.60 = 445 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

El cálculo de V_u se considera de manera simplificada que coincide con V_g puesto que V_{sis} producido en la conexión interior tiende a valores nulos al compensarse el cortante producido por las vigas virtuales adyacentes al tener la misma longitud de vano, estableciendo un valor neto muy reducido en comparación con V_g . El valor de V_g teniendo en cuenta la combinación $1.2G + 1.0L + 0.2S$:

- Diferencia axiles pilar superior e inferior al forjado para cargas permanentes (Tabla 5.3), $\Delta N_G = 1.2(1062 - 807) = 306 \text{ kN}$
- Diferencia axiles pilar superior e inferior al forjado para sobrecargas (Tabla 5.3), $\Delta N_L = 0.50(262 - 188) = 37 \text{ kN}$

El valor de V_g será finalmente de $V_g = \Delta N_G + \Delta N_L = 343 \text{ kN}$ (considerando un valor de $\Delta N_{Nv} = 0$ al igual que en las conexiones exteriores). En este caso, el valor neto que resultaría para $V_{sis} = 74.17 - 74.79 = -0.62 \text{ kN}$, resultando válida la aproximación de considerar $V_u = V_g = 343 \text{ kN}$.

El cálculo de la tensión tangencial en la esquina mas solicitada de la sección crítica (Fig. 5.10 b) se realiza mediante la Ec. 5.3, obteniendo $\tau_u = 1.74 \text{ N/mm}^2$ donde $c = b_1/2$ y $\gamma_v = 1 - 0.60 = 0.40$.

Esta acción deberá ser resistida mediante la contribución del hormigón y el acero según la Ec. 5.4. De esta forma, la demanda de τ_s será:

$$\tau_s = \frac{\tau_u}{\Phi} - \tau_c = \frac{1.74}{0.75} - 0.85 = 1.47 \text{ N/mm}^2$$

donde se ha considerado $\tau_c \leq 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.85 \text{ N/mm}^2$, limitación impuesta por la norma ACI (2011) cuando se contempla la contribución del hormigón y del acero para estimar la capacidad resistente de la placa. Los valores de τ_c de referencia son iguales a los obtenidos para la conexión exterior pilar-placa (Ec. 5.7), donde el valor mínimo $\tau_c = 1.65 \text{ N/mm}^2$ es superior a la limitación impuesta. Asimismo, establece la limitación de la tensión nominal $\tau_n = \tau_c + \tau_s \leq 0.50 \sqrt{f'_c} = 2.50 \text{ N/mm}^2$, no permitiendo estados que produzcan tensiones tangenciales elevadas que conducen a estructuras con niveles de ductilidad bajos. Dado que $\tau_u \leq \phi \tau_n$, esto implicaría que $\tau_u \leq 1.88 \text{ N/mm}^2$. En este caso, $\tau_u = 1.74 \text{ N/mm}^2$, resultando un valor válido.

Si se analiza la limitación de IDI_i determinada en la Fig. 5.8, se observa que para una relación de $V_g/\Phi V_c = 0.41$ (donde se tiene en cuenta la capacidad del hormigón $V_c = 1.65$ obtenido en la Ec. 5.7 (ACI, 2011)) se permitiría un valor máximo de $IDI_3 = 1.43\%$ sin armadura a punzonamiento. Dado que los niveles de desplazamiento esperados en los sismos correspondientes a los sismos máximos de proyecto son superiores a estos valores, es necesario armar la conexión para alcanzar un valor mínimo de τ_s indicado por la Ec. 5.6 al igual que en la conexión exterior.

El valor obtenido de $\tau_s = 1.47 \text{ N/mm}^2$ es superior al valor mínimo $\tau_{s,min} = 1.45 \text{ N/mm}^2$ de la Ec. 5.6. Por lo tanto, considerando $\tau_s = 1.47 \text{ N/mm}^2$ y $f_{yt} = 400 \text{ N/mm}^2$ en la Ec. 5.5, resulta una armadura de punzonamiento consistente en $2c\phi 8$ con una separación teórica de $s = 88 \text{ mm}$ dispuestos en las cuatro extensiones de las vigas o crucetas de punzonamiento. La separación máxima permitida por la norma ACI (2011) será $s_{max} = d/2 = 270/2 = 135 \text{ mm}$. Asimismo, la separación entre las barras verticales de los estribos no superan la distancia límite de $2d$, puesto que se considera que el un ancho para las crucetas igual a la dimensión c_2 del pilar, y en este caso, $c_2 < 2d$ en todos los pilares de la estructura. No obstante, se opta por establecer una separación final de $s = 60 \text{ mm}$ (Fig. 5.5 c) para tener un margen adicional en la conexión interior sometida a acciones sísmicas, sobre todo debido al posible incremento en la capacidad del momento del cortante excéntrico de la placa debido a la interacción con los disipadores de energía.

La armadura longitudinal de las crucetas de punzonamiento será de $4\phi 16$ situados en las esquinas de los estribos cerrados.

5.3.7. Leyes de comportamiento en los muelles a torsión de las conexiones pilar-placa

Se definen de acuerdo al planteamiento realizado en el análisis de los macromodelos de conexiones pilar-placa tanto interiores como exteriores incluido en el Capítulo 4. Es necesario, por tanto, calcular el momento torsor de fluencia, M_{Ty} , y la rigidez a torsión fisurada, $K_{\theta fis}$ de la zona de placa transversal a la dirección de carga cuyo ámbito se reduce a la dimensión longitudinal de la cara del pilar c_1 donde existe armadura transversal en forma de cercos colocados sobre la armadura longitudinal que penetra en el pilar, formando vigas o crucetas. El armado de estas crucetas corresponde al obtenido en el cálculo a punzonamiento.

Los valores de proyecto considerados en las conexiones pilar-placa son:

- Resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal, $f_{yt} = 420 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia característica del hormigón, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de deformación del hormigón (ACI, 2011), $E = 4700 \sqrt{f_{ck}} = 23\,500 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal del hormigón, $G = E/(2(1 + \nu)) = 9\,792 \text{ N/mm}^2$ para un valor del coeficiente de Poisson del hormigón $\nu = 0.20$
- Módulo de torsión, $J = \beta c_1 h_f^3$. Para pilares con $c_1 = 400 \text{ mm}$, el valor de $\beta = 0.179$ y $J = 193\,320 \text{ cm}^4$. Para valores de $c_1 = 350 \text{ mm}$, el valor de $\beta = 0.161$ y $J = 152\,145 \text{ cm}^4$

5.3.7.1. Muelles a torsión en conexiones pilar-placa interiores

Se aplica la teoría de torsión de St. Venant en la que $M_{Ty} = G J \theta_{Ty} / l_T$, donde θ_{Ty} es el giro a torsión total que se produce en la longitud del elemento transversal del macromodelo de longitud $l_T = 1.5 h_f = 45 \text{ cm}$. El valor de la rigidez a torsión fisurada queda determinado por $K_{\theta fis} = (G J / l_T) / \beta_{Tfis}$, considerando una reducción de la rigidez bruta por fisuración de $\beta_{Tfis} = 5$ (Sección 4.2). El cálculo de M_{Ty} se realiza aplicando la Ec. 4.1. En este caso, la armadura de cálculo que se considera es:

- Cuantía de armadura transversal ($2c\phi 8/60$ mm), $A_t/s = 2 \cdot 50.27/60 = 1.676$ mm²/mm
- Armadura longitudinal crucetas de punzonamiento para $c_1 = 40$ cm: $4\phi 16 + 3\phi 10 + 1\phi 12$ con un área total $A_l = 1\,152.86$ mm². El primer grupo de barras corresponde a la armadura de la cruceta de punzonamiento y el resto a la del ábaco en el ámbito de c_1 .
- Armadura longitudinal crucetas de punzonamiento para $c_1 = 35$ cm: $4\phi 16 + 2\phi 10 + 1\phi 12$, con un área total $A_l = 1\,074.32$ mm². El primer grupo de barras corresponde a la armadura de la cruceta de punzonamiento y el resto a la del ábaco en el ámbito de c_1 .

Según la norma ACI (2011), la armadura longitudinal para resistir la torsión de cálculo, no debe ser menor a la proporcionada por la Ec. 5.8:

$$A_{l,min} = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \varphi \quad (5.8)$$

donde p_h es el perímetro del cerco o estribo. El ángulo φ que forman las fisuras respecto al eje longitudinal de la cruceta, puede tomar valores comprendidos entre $30^\circ \leq \varphi \leq 60^\circ$.

En la Tabla 5.13 se incluyen los valores obtenidos para M_{Ty} , en función del ángulo φ considerado, y $K_{\theta fis}$, que definen la ley de comportamiento elástica-perfectamente plástica de los muelles. Se observa, que para el ángulo de fisuras $\varphi = 52.50^\circ$ indicado, el valor de A_l de las crucetas de punzonamiento transversales a la dirección de carga cumple con la limitación impuesta por la Ec. 5.8.

Tabla 5.13: Cálculo de M_{Ty} y $K_{\theta fis}$ para los muelles a torsión de la conexión pilar-placa interior

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	$A_{l,min}$ (mm ²)	M_{Ty} (kNm)	K_θ (kNm/rad)	$K_{\theta fis}$ (kNm/rad)
6	35x35	1 046	63.89	33 106	6 621
5	35x35	1 046	63.89	33 106	6 621
4	35x35	1 046	63.89	33 106	6 621
3	35x35	1 046	63.89	33 106	6 621
2	40x40	1 144	74.91	42 065	8 413
1	40x40	1 144	74.91	42 065	8 413

5.3.7.2. Muelles a torsión en conexiones pilar-placa exteriores

En este caso, al aplicar el modelo de vigas centrales y laterales para resistir el M_{des} , el valor de K_θ queda determinado por la distribución variable de momento torsor a lo largo de la viga de borde a partir de la distancia b_L de la cara del pilar y el valor uniforme de la misma en b_L . El cálculo de K_θ se realiza con la Ec. 4.2, considerando el valor de $a = b_{vc}^{ext}/2$ y $b = b_{ab}/2$ (Tabla 5.5). El valor de la rigidez a torsión fisurada queda determinado por $K_{\theta, fis} = K_\theta/\beta_{Tfis}$, considerando una reducción de la rigidez bruta por fisuración de $\beta_{Tfis} = 9$ (Sección 4.3). El cálculo de M_{Ty} se realiza aplicando la Ec. 4.1. En este caso, la armadura de cálculo que se considera es:

- Cuantía de armadura transversal ($1c\phi 8/50$ mm), $A_t/s = 50.27/50 = 1.001$ mm²/mm
- Armadura longitudinal vigas de borde para $c_1 = 40$ cm: $8\phi 12 + 3\phi 10 + 1\phi 12$ con un área

total $A_l = 1\,252.62\text{ mm}^2$. El primer grupo de barras corresponde a la armadura de la viga de borde y el resto a la del ábaco en el ámbito de c_1 .

- Armadura longitudinal vigas de borde para $c_1 = 35\text{ cm}$: $8\phi 12 + 2\phi 10 + 1\phi 12$, con un área total $A_l = 1\,174.08\text{ mm}^2$. El primer grupo de barras corresponde a la armadura de la viga de borde y el resto a la del ábaco en el ámbito de c_1 .

En la Tabla 5.14 se incluyen los valores obtenidos para M_{Ty} y $K_{\theta fis}$ que definen la ley de comportamiento elástica-perfectamente plástica de los muelles. Se observa también en este caso, que para el ángulo de fisuras $\varphi = 45.50^\circ$, el valor de A_l de las crucetas de punzonamiento transversales a la dirección de carga cumple con la limitación impuesta por la Ec. 5.8.

Se comprueba que para todas las plantas, el valor de M_{Ty} es superior a la capacidad a flexión de las vigas laterales de las conexiones pilar-placa exteriores tanto a flexión positiva, $M_{f,lat}^+$ (Tabla 5.11) como negativa $M_{f,lat}^-$ (Tabla 5.12). De esta forma, se valida la consideración realizada en el cálculo a punzonamiento de conexiones pilar-placa exteriores para estimar V_{sis} , en la que se suponía en principio que $M_{Ty} > M_{f,lat}^-$.

Tabla 5.14: Cálculo de M_{Ty} y $K_{\theta fis}$ para los muelles a torsión de la conexión pilar-placa exterior

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	$A_{l,min}$ (mm^2)	M_{Ty} (kNm)	a (cm)	b (cm)	K_θ (kNm/rad)	$K_{\theta fis}$ (kNm/rad)
6	35x35	1 029	49.09	53.50	108.0	56 636	6 293
5	35x35	1 029	49.09	53.50	108.0	56 636	6 293
4	35x35	1 029	49.09	53.50	108.0	56 636	6 293
3	35x35	1 029	49.09	53.50	108.0	56 636	6 293
2	40x40	1 126	57.55	58.20	108.0	75 130	8 348
1	40x40	1 126	57.55	58.20	108.0	75 130	8 348

Capítulo 6

Propuesta de distribución óptima de resistencia lateral. Dimensionado de disipadores en estructuras mixtas rígido-flexibles con comportamiento elástico de la parte flexible

6.1. Distribución óptima y estructura mixta rígido-flexible

La resistencia lateral de una estructura, Q_i , en cada planta “ i ” es una variable determinante en el proyecto sismorresistente. Se ha comprobado que la distribución de la resistencia lateral en altura juega un papel primordial en el reparto del daño en una estructura sometida a una acción sísmica horizontal. Normas sismorresistentes como la japonesa vigente desde 1950 hasta 1981 (Akiyama, 1985), exigían una distribución de resistencia lateral, Q_{yi} , normalizada respecto al peso total que actuaba por encima de la planta que fuese uniforme. Es decir, si se define el coeficiente de fuerza cortante de fluencia como $\alpha_i = Q_{yi} / \sum_{j=i}^n (m_j \cdot g)$, donde m_i es la masa de cada planta y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ es la aceleración de la gravedad, se pretendía que $\alpha_i = \text{cte}$. Akiyama (1985) demostró teórica y numéricamente mediante cálculos dinámicos que una distribución así planteada, en principio lógica dado que las fuerzas sísmicas son proporcionales a la masa de cada planta, concentraba el daño de manera determinante en las últimas plantas del edificio. Para salvar esta situación, llegó a la conclusión que era necesario investigar el tipo de distribución de α_i adecuada para evitar la concentración de daño en plantas concretas del edificio.

En primer lugar, se define el daño, $E_{ht} = \sum_{i=1}^N E_{hi}$, como la energía de deformación plástica acumulada en la estructura obtenida a partir de la contribución de cada planta, E_{hi} . Akiyama (1985) plantea evaluar el daño en una planta “ i ” de un edificio mediante el siguiente ratio de deformación plástica acumulada, $\eta_i = E_{hi} / (Q_{yi} \cdot \delta_{yi})$, donde δ_{yi} es el desplazamiento relativo entre plantas de fluencia en la planta “ i ”. Akiyama (1985) define la “distribución óptima de resistencia lateral” como aquella que hace que $\eta_i = \eta = \text{cte}$, en todas las plantas. De esta manera, se está obligando a que en todas las plantas la disipación de energía por deformación plástica sea un

múltiplo de la capacidad de absorber energía elástica en una proporción constante determinada por η y del mismo valor en todas las plantas.

Akiyama (1985) expresa la resistencia lateral de cada planta “ i ” mediante su coeficiente de fuerza cortante de fluencia, α_i , y la distribución óptima que denominaremos $\bar{\alpha}_i$ en adelante, definida por la Ec. 6.1:

$$\bar{\alpha}_i = \alpha_i / \alpha_1 \quad (6.1)$$

Akiyama (1985) planteó como hipótesis que $\bar{\alpha}_i$ fuese independiente del valor de η_i , lo que implicaba que en el límite cuando η_i se acercase a cero la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia coincidiría con la distribución de cortantes cuando el sistema se mantiene elástico.

Akiyama (1985) estudió la respuesta elástica de un edificio idealizado como un sistema continuo de masa distribuida consistente en una barra en voladizo con deformaciones únicamente a cortante, y sometido a una espectro bilineal de input de energía. De esta forma, si la hipótesis realizada fuese cierta, la distribución óptima coincidiría con la distribución de coeficientes cortantes en cada planta. Akiyama (1985) comprobó que para distintas configuraciones de rigidez en altura, la distribución de fuerza cortante de fluencia se mantenía prácticamente constante en los dos primeros tercios de la altura del edificio. Sin embargo se producían variaciones significativas en el tercio superior debido a la influencia de los modos altos de vibración, dependiendo de la altura del edificio.

Para encontrar una expresión empírica de la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, en los años 70 del siglo XX, Akiyama (1985) realizó numerosos cálculos dinámicos sobre estructuras con 3, 5, 7 y 9 plantas sometidas al terremoto de El Centro (1940). Del resultado obtenido en dichos cálculos, Akiyama (1985) propuso la siguiente distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia:

$$\bar{\alpha}_i = \begin{cases} 1 + 1.5927\bar{x} - 11.8519\bar{x}^2 + 42.5833\bar{x}^3 - 59.4827\bar{x}^4 + 30.1586\bar{x}^5 & \bar{x} > 0.2 \\ 1 + 0.5\bar{x} & \bar{x} \leq 0.2 \end{cases} \quad (6.2)$$

donde $\bar{x} = x/H = (i-1)/N$ siendo N el número de plantas, H la altura total del edificio y x la altura de la planta “ i ” respecto a la rasante. La Ec. 6.2 fue obtenida para sistemas dinámicos con una distribución uniforme de masas. Mediante cálculos dinámicos se ha comprobado que esta ecuación sigue siendo válida cuando existen distribuciones irregulares de masa tal que $m_{max}/m_{min} < 2$, donde m_{max} y m_{min} son los valores máximos y mínimos de las masas del edificio. Para distribuciones de masas extremadamente irregulares, se puede aplicar la Ec. 6.2 considerando para \bar{x} el valor dado por la expresión:

$$\bar{x} = 1 - \frac{\sum_{j=i}^N m_j}{M} \quad (6.3)$$

donde M es la masa total del edificio.

Más recientemente, Benavent-Climent (2011b) partiendo del estudio de la respuesta elástica de una barra con distribución continua de masa y deformaciones a cortante, sometida a un terremoto caracterizado por su espectro bilineal de input de energía, propuso la siguiente expresión:

$$\bar{\alpha}_i = \exp \left[\left(1 - 0.02 \frac{fk_1}{fk_N} - 0.16 \frac{T_1}{T_G} \right) \bar{x} - \left(0.50 - 0.05 \frac{fk_1}{fk_N} - 0.30 \frac{T_1}{T_G} \right) \bar{x}^2 \right] \quad (6.4)$$

donde fk_1 y fk_N son la rigidez lateral de la primera y última planta de la estructura, respectivamente, T_1 es el período fundamental y T_G define la transición de períodos cortos a medios en el espectro de input de energía $V_D - T$ siendo $V_D = \sqrt{2(E_e + E_{ht})/M}$ la energía que contribuye al daño expresada en forma de velocidad equivalente en la que E_e es la energía de vibración elástica, E_{ht} es la energía de deformación plástica o histerética. La distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia propuesta por Benavent-Climent (2011b) mediante la Ec. 6.4 coincide prácticamente con la distribución de Akiyama (Ec. 6.2) en los dos primeros tercios de la altura del edificio, pero varía notablemente en el tercio superior. En dicho tercio superior, la distribución de Benavent-Climent (2011b) captura la influencia de los modos altos de vibración a través del cociente T_1/T_G con mayor precisión que la distribución de Akiyama. En este sentido, en el tercio superior del edificio, la distribución de Akiyama proporciona un límite superior de la distribución óptima de la expresión de Benavent-Climent.

El principal problema que plantea la Distribución Óptima de Akiyama es que está basada en un acelerograma muy concreto, el de El Centro, y es obtenida mediante un proceso de prueba y error con cálculos directos de sistemas muy sencillos (sistemas de masas concentradas). En el caso de estructuras convencionales con pórticos o placas de hormigón armado o estructura metálica, donde la propia estructura constituye el sistema fundamental para resistir, tanto las acciones gravitatorias como las sísmicas, por cuestiones constructivas es complejo ajustar el dimensionado de los distintos elementos estructurales para conseguir la distribución $\bar{\alpha}_i$. Para lograrlo, se requerirían secciones en pilares con unas dimensiones posiblemente no estandarizadas y, además variables para cada planta en su desarrollo en altura, lo que encarece el proyecto hasta llegar incluso a hacerlo inviable desde el punto de vista económico. Este importante inconveniente se consigue paliar, si la estructura convencional comentada, se proyecta para soportar las cargas gravitatorias, y se incluyen disipadores histeréticos de energía para absorber la mayor parte de la acción sísmica. En este caso, se puede ajustar muy fácilmente el coeficiente de fuerza cortante de fluencia total de cada planta (suma de la aportación del pórtico principal y de los disipadores) a la distribución óptima, ya que es muy sencillo y económico ajustar la resistencia del disipador al valor deseado.

Tanto la distribución óptima de coeficiente de fuerza cortante de fluencia propuesta por Akiyama como por Benavent-Climent, tienen un ámbito de aplicación general, tanto a estructuras convencionales, como a estructuras innovadoras con sistemas de disipación de energía. En este capítulo, se plantea una nueva distribución de resistencia lateral pensada para estructuras con disipadores de energía de tipo histerético, que materializan el concepto de las "estructuras mixtas rígidos-flexibles".

El concepto de de la estructura mixta rígido-flexible propuesto por Akiyama (1985) considera que en la estructura coexisten en cada planta dos partes bien diferenciadas ante cargas

laterales: (i) una parte rígida caracterizada por una rigidez elástica inicial elevada y un desplazamiento de fluencia entre plantas (${}_s\delta_{yi}$) relativamente pequeño para que plastifique ante acciones laterales, disipando energía mediante deformación plástica (E_{hi}); esta parte rígida constituye el sistema primario frente a cargas sísmicas y, (ii) una parte flexible, caracterizada por una rigidez elástica inicial pequeña (en comparación con la parte rígida) y un desplazamiento de fluencia entre plantas (${}_f\delta_{yi}$) superior al de la parte rígida de tal forma que no llega a plastificar para el terremoto de proyecto considerado, experimentando únicamente deformaciones elásticas. Este sistema constituye lo que en la normativa (CEN, 2004b; ACI, 2011) se conoce como elementos que constituyen la parte primaria o principal frente a cargas laterales (Rígida) y elementos que soportan las cargas gravitatorias configurando el sistema secundario (Flexible) (Fig. 6.1). Ambas están acopladas de tal forma que trabajan en paralelo ante cargas laterales, esto es, con igualdad de desplazamientos y suma de la capacidad de carga lateral. Esta filosofía, permite proyectar estructuras de elevada eficiencia estructural, puesto que la parte rígida se puede configurar con componentes específicos (disipadores de energía, amortiguadores, etc.) con elevada capacidad para disipar energía mediante ciclos de histéresis, mientras que la parte flexible puede estar compuesta por una estructura convencional (metálica con forjados planos, hormigón armado con forjados uni o bidireccionales etc..) encargada fundamentalmente de resistir cargas gravitatorias, con baja capacidad de disipar energía, pero con una mínima capacidad de deformación lateral dentro del dominio elástico. En el caso de utilizar estructuras con forjados planos bidireccionales, concretamente con forjado reticular como parte flexible, se cuenta con la ventaja de la elevada flexibilidad lateral de las mismas pues: (i) permite mayor libertad para dimensionar los disipadores, ya que ${}_s\delta_{yi}$ puede adoptar mayores valores respecto a otras tipologías estructurales en la parte flexible, (ii) se exige menor demanda de ductilidad en la parte flexible (Pan y Moehle, 1989), lo que disminuye el riesgo de fallo frágil y facilita tanto el dimensionamiento como la puesta en obra de la estructura de hormigón. De esta forma, la flexibilidad lateral de esta tipología estructural, pasa de ser un inconveniente grave cuando se emplea como estructura convencional encargada de soportar simultáneamente cargas gravitatorias y cargas sísmicas, a convertirse en una ventaja en el marco de las estructuras mixtas rígido-flexibles.

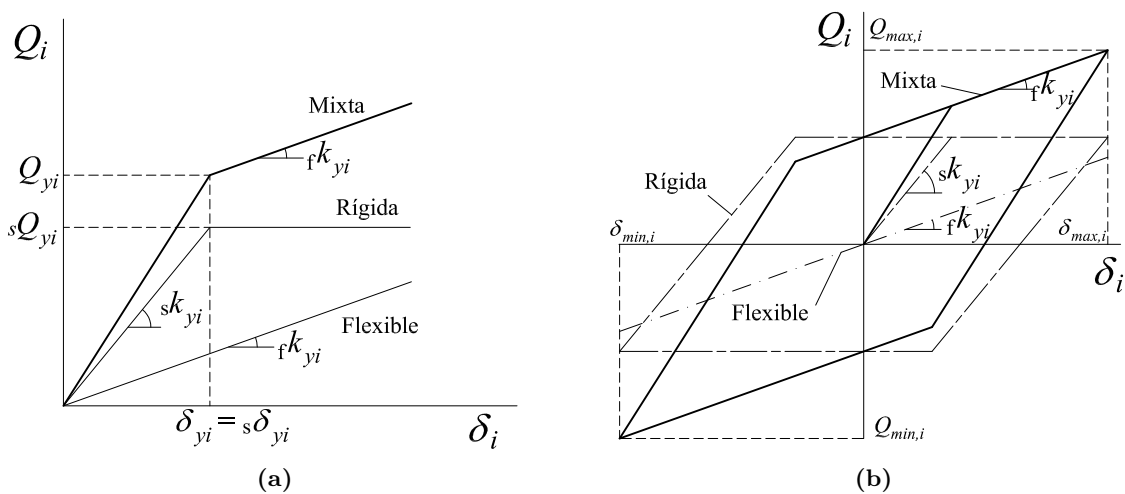


Fig. 6.1: Comportamiento de una estructura mixta rígido-flexible en una determinada planta, bajo cargas: (a) monótonas, (b) cíclicas

Akiyama (1985) demostró que el empleo de estructuras mixtas rígido-flexibles tiene grandes ventajas frente a acciones sísmicas. Aparte de la mencionada consistente en concentrar el daño en elementos proyectados específicamente para disipar grandes cantidades de energía, la parte flexible ejerce efecto de recentrado sobre la estructura una vez finalizado el terremoto al conservar su capacidad elástica; es decir, se tiende a disminuir o incluso eliminar los desplazamientos laterales remanentes de los edificios, difícilmente reparables y perjudiciales a la hora de proceder a la ocupación inmediata y consecuente explotación del inmueble.

6.2. Propuesta de Distribución Óptima para estructuras mixtas rígido-flexibles

Se propone en esta Tesis una nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia para las estructuras mixtas rígido-flexible. Se define como óptima aquella distribución del coeficiente de fuerza cortante de fluencia que hace que el ratio de deformación plástica acumulada η , bajo cargas cíclicas de tipo sísmico, valga lo mismo en todas las plantas. Tal como se desarrolla en lo que sigue, la distribución óptima planteada se apoya en las siguientes hipótesis:

1. Cuando la estructura entra en el campo no lineal, la energía histerética total introducida por el sismo en los sucesivos ciclos de desplazamientos se puede aproximar como la suma de las energía histeréticas introducidas en cada modo de vibración (modos definidos en el dominio elástico) bajo cargas cíclicas.
2. La energía histerética se introduce independientemente en cada modo de vibración, y la distribución de la energía histerética introducida en un determinado modo de vibración entre las distintas plantas de la estructura cuando ésta se somete a cargas cíclicas de origen sísmico, coincide aproximadamente con la distribución de energía histerética entre plantas cuando la estructura se somete a un sistema de fuerzas laterales monótonamente crecientes siguiendo un patrón definido por ese determinado modo de vibración.
3. La distribución de la energía histerética entre plantas cuando la estructura se somete a cargas monótonamente crecientes siguiendo el patrón de un determinado modo de vibración, se puede aproximar en base a las hipótesis de que: (i) todas las plantas plastifican simultáneamente; y (ii) la deformación plástica acumulada en cada planta, normalizada por la deformación de fluencia del elemento rígido de esa planta, vale lo mismo en todas las plantas.

Para ello, se parte del análisis modal de la estructura que proporciona los modos de vibración al objeto de poder relacionar la distribución de energía disipada por la estructura entre las distintas plantas bajo cargas monótonas para un sistema de cargas laterales que sigue el patrón de cada modo de vibración, con la distribución de energía histerética entre plantas introducida por un terremoto en los diferentes ciclos de carga. Se parte para ello de la hipótesis de Chou y Uang (2003), que en un estudio reciente demostraron que ambas distribuciones de energía eran aproximadamente iguales para estructuras del tipo viga débil-columna fuerte. Benavent-Climent (2011a) demostró que esta hipótesis se puede extender a estructuras que bajo cargas laterales no formen un mecanismo del tipo viga débil-columna fuerte.

Esta hipótesis es fundamental, pues permitiría configurar la estructura de tal forma que $\eta_i = \text{cte}$ en todas las plantas, obteniéndose por tanto la distribución óptima del coeficiente cortante de fluencia.

Sea pues una estructura mixta rígido-flexible, tal que la parte flexible no llega a plastificar en ninguna planta experimentando tan solo deformaciones elásticas (Fig. 6.1 a). A la parte rígida se le permite plastificar mediante una ley de comportamiento histerético elástica-perfectamente plástica (Fig. 6.1 b).

Sea asimismo un edificio de N plantas idealizado mediante un modelo discreto de masas concentradas con tres grados de libertad por planta. A cada planta se le asigna la masa que contiene, m_i , (variando i desde 1 hasta N) concentrada en un punto (centro de masas), constituyendo un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) de masas concentradas. Se considera que en cada planta las fuerzas recuperadoras que opone la planta frente a desplazamientos laterales es la suma de la fuerza que oponen la parte rígida y la flexible actuando en paralelo. Esto es, experimentan los mismos desplazamientos entre plantas debido a que se considera que los forjados se comportan como un diafragma rígido en el cual se permiten distintos desplazamientos verticales en cada uno de sus puntos, sin embargo quedan ligados los desplazamientos horizontales. De esta forma, los grados de libertad que se consideran en cada forjado por efecto de cargas laterales serán dos desplazamientos horizontales según dos ejes ortogonales (u_i, v_i) y un giro de conjunto, θ_i .

6.2.1. Energía de deformación plástica en una determinada planta “ i ” sometida a una distribución de fuerzas laterales monótonamente crecientes que siguen la distribución de un modo de vibración “ n ”, $E_{hmn,i}$

Sea el SMGL de la estructura mixta rígido-flexible sometido a un estado de vibración libre sin amortiguamiento en una dirección del espacio sin giro de conjunto (es decir, $u_i = \theta_i = 0$ para todo “ i ”). La ecuación diferencial que rige dicho comportamiento es la Ec. 6.5:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{K} \mathbf{v} = \mathbf{0} \quad (6.5)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \cdot & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \cdot & 0 \\ 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & m_N \end{bmatrix} \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdot & \cdot & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ k_{N1} & \cdot & \cdot & \cdot & k_{NN} \end{bmatrix} \quad \mathbf{v} = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ v_N \end{bmatrix}$$

donde \mathbf{M} es la matriz de masas, \mathbf{K} es la matriz de rigidez de la estructura mixta rígido-flexible y \mathbf{v} es el vector de desplazamientos de planta en una dirección determinada.

La solución de la Ec. 6.5 viene dada por $\mathbf{v} = \boldsymbol{\phi} \sin(\omega t + \theta)$, donde ω es la frecuencia angular, $\boldsymbol{\phi}$ es el vector de amplitud de desplazamientos, t es el tiempo y θ es el ángulo de fase. Sustituyendo en la Ec. 6.5 resulta:

$$\{\mathbf{K} - \mathbf{M}\omega^2\} \boldsymbol{\phi} = [0] \quad (6.6)$$

La Ec. 6.6 define un problema de valores propios, siendo posible obtener N-valores propios a partir de los cuales se obtienen los coeficientes ω_n (frecuencias angulares propias de vibración). Asimismo, se obtienen sus respectivos N-vectores propios (modos de vibración), $\boldsymbol{\phi}_{in}$ (donde los subíndices “ i ” y “ n ” hacen referencia a la componente “ i ” del modo de vibración “ n ”). La frecuencia angular se relaciona con el período de cada modo mediante la expresión: $\omega_n = 2\pi/T_n$, donde T_n es el período del modo de vibración n . Por tanto, teniendo en cuenta el modo de vibración n resulta:

$$\mathbf{F}_n = \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}_n = \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n \omega_n^2 \quad (6.7)$$

En la Ec. 6.7 queda definido el vector \mathbf{F}_n de fuerzas laterales aplicadas sobre el SMGL para el modo de vibración n que produce unos desplazamientos en régimen elástico dados por el vector $\boldsymbol{\phi}_n$. De esta forma, la fuerza cortante en una planta “ i ” cualquiera según el modo de vibración n :

$$Q_{in} = \sum_{j=i}^N F_{jn} \quad (6.8)$$

donde F_{jn} es la componente del vector F_n en la plantas “ j ”. En lo que sigue supondremos como aproximación, que todas las plantas empiezan a plastificar simultáneamente bajo las fuerzas F_{jn} . En ese caso, la fuerza cortante de fluencia de las plantas (es decir, la resistencia lateral) Q_{yin} se puede expresar como sigue:

$$Q_{yin} = s_y \sum_{j=i}^N F_{jn} = s_y \sum_{j=i}^N (m_j \phi_{jn} \omega_n^2) \quad (6.9)$$

donde s_y es un escalar.

Por otra parte, y tal como indica la Fig. 6.1 a, en una estructura mixta rígido flexible, $Q_{yin} = sQ_{yin} + s\delta_{yin} f k_i$, siendo sQ_{yin} y $s\delta_{yin}$, el cortante y el desplazamiento entreplantas de fluencia del elemento rígido de la planta “ i ”, y $f k_i$ la rigidez secante o fisurada de la parte flexible de la planta “ i ”.

Se define en cada planta la relación de rigideces entre la parte rígida y la parte flexible como el parámetro $K_i = s k_i / f k_i$. Esta variable es importante en el proyecto de estructuras mixtas rígido-flexibles, pues indica la eficiencia con la que el elemento rígido absorberá energía de deformación plástica puesto que a mayores valores de K_i mejor se controlará la deformación máxima del sistema para un input de energía sísmica dado (Akiyama, 1985). Asimismo, esta variable indica la viabilidad técnica a la hora de dimensionar los elementos rígidos. Valores de K_i hasta 20-25 se pueden considerar límites máximos razonables en disipadores histeréticos de energía usados en la parte rígida.

Empleando el parámetro K_i resulta:

$$Q_{yin} = {}_sQ_{yin} + {}_sQ_{yin} \frac{f k_i}{s k_i} = {}_sQ_{yin} \left(1 + \frac{1}{K_i}\right) = {}_sQ_{yin} \left(\frac{1 + K_i}{K_i}\right) \quad (6.10)$$

Igualando las ecuaciones Ec. 6.9 y Ec. 6.10 se pueden obtener los valores de ${}_sQ_{yin}$ para cada planta:

$${}_sQ_{yin} = \frac{K_i}{(1 + K_i)} s_y \omega_n^2 \left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn} \right) \quad (6.11)$$

Es decir, se obtiene el valor de la fuerza cortante de fluencia que debe tener el elemento rígido en cada planta para que plastifiquen todas simultáneamente bajo la distribución de fuerzas laterales correspondiente al modo de vibración n .

El vector $\mathbf{M} \phi_n$ de la Ec. 6.7 define una distribución de fuerzas laterales (correspondientes al modo de vibración n) que se podría aplicar de forma monótonamente multiplicándolas por un escalar s de valor creciente (análisis de empuje incremental). La fuerza lateral aplicada en un determinado paso en el grado de libertad “ i ” valdría $F_{in} = m_i \phi_{in} s$. Nótese que la estructura empieza a plastificar cuando s es igual a $s_y \omega_n^2$. Realizando este análisis incremental con la distribución de fuerzas laterales F_{in} , es posible calcular la energía de deformación plástica disipada por la estructura en cada planta, $E_{hmn,i}$. La deformación plástica máxima alcanzada en el elemento rígido de una planta “ i ” bajo estas cargas monótonamente aplicadas la llamaremos en adelante δ_{pmi} , es decir, $\delta_{pmi} = \delta_{maxi} - s \delta_{yi}$, siendo δ_{maxi} el desplazamiento entre plantas máximo en la planta “ i ”. Teniendo en cuenta que solo plastifica el elemento rígido de cada planta, y considerando la Ec. 6.11 se obtiene:

$$E_{hmn,i} = {}_sQ_{yin} \delta_{pmi} = \frac{K_i}{(1 + K_i)} s_y \omega_n^2 \left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn} \right) \delta_{pmi} \quad (6.12)$$

6.2.2. Estimación de la energía histerética acumulada bajo cargas cíclicas y su relación con la energía histerética acumulada bajo cargas monótonas

Para poder realizar el proyecto de la estructura de tal forma que la distribución de η_i sea uniforme ($\eta_i = \eta = \text{cte}$) es preciso conocer cual es el input de energía histerética, E_{ht} , al que se ve sometida la estructura y cual es su reparto en las distintas plantas del edificio. Para ello, se adoptan las hipótesis de Chou y Uang (2003) que se describen a continuación.

Chou y Uang (2003) plantearon que la energía total absorbida por un sistema SMGL no-lineal sometido a un terremoto E_a (aquí E_a representa la suma de la energía de deformación elástica y la energía de deformación plástica o histerética) se puede aproximar como suma de las energías introducidas en cada modo de vibración E_{an} (es decir, tal y como ocurre en sistemas elásticos). El procedimiento aplicado se expone a continuación.

Se parte del sistema de ecuaciones diferenciales que gobierna la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad no-lineal, que viene dada por:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{Z}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{Z}} + F(\mathbf{Z}) = -\mathbf{M} a_g \mathbf{r} \quad (6.13)$$

donde \mathbf{Z} es el vector de movimientos relativos (en coordenadas geométricas) en los grados de libertad de la estructura, \mathbf{M} y \mathbf{C} son la matriz de masas y amortiguamiento, respectivamente, $F(\mathbf{Z})$ es el vector de fuerzas recuperadoras ejercidas por la estructura, \mathbf{r} es el vector de arrastre, y a_g la aceleración del suelo en la dirección del terremoto considerada.

Particularizando la Ec. 6.13 para el caso lineal y elástico, en cuyo caso $F(\mathbf{Z}) = \mathbf{K}\mathbf{Z}$ (siendo \mathbf{K} la matriz de rigidez del sistema), expresando el vector \mathbf{Z} en coordenadas normales, $\mathbf{Z} = \Phi \cdot \mathbf{X}$ (Φ es la matriz modal espectral) multiplicando por un determinado modo de vibración ϕ_n , suponiendo una matriz de amortiguamiento proporcional, y teniendo en cuenta las propiedades de ortogonalidad de los modos de vibración, a partir de Ec. 6.13 se obtiene la ecuación que gobierna la respuesta en un determinado modo de vibración n en la coordenada normal x_n :

$$m_n \ddot{x}_n + c_n \dot{x}_n + k_n x_n = -m_n a_g \Gamma_n \quad (6.14)$$

donde $k_n = \phi_n^T \mathbf{K} \phi_n$ es la rigidez generalizada en el modo n , $m_n = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n$ es la masa generalizada en el modo n , $c_n = \phi_n^T \mathbf{C} \phi_n$ es el coeficiente de amortiguamiento generalizado en el modo n , y $\Gamma_n = \phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{r} / m_n$ es el factor de participación modal.

Por otro lado, la ecuación de equilibrio dinámico que gobierna un sistema de un grado de libertad no lineal, de masa m_n , amortiguamiento c_n y fuerza recuperadora $F(y)$, (donde y es la coordenada que describe el movimiento del sistema) sometido a un movimiento sísmico del suelo caracterizado por el acelerograma $a_g(t)$ es:

$$m_n \ddot{y} + c_n \dot{y} + F(y) = -m_n a_g \quad (6.15)$$

Multiplicando la Ec. 6.15 por un incremento de desplazamiento relativo $dy = \dot{y} dt$, e integrando a lo largo del tiempo que dura la acción sísmica, se obtiene la ecuación de balance de energía del sistema de un grado de libertad:

$$\int_0^t m_n \ddot{y} \dot{y} dt + \int_0^t c_n \dot{y} \dot{y} dt + \int_0^t F(y) \dot{y} dt = - \int_0^t m_n a_g \dot{y} dt \quad (6.16)$$

En la Ec. 6.16 se distinguen los siguientes términos:

- $E_K^{S1GL} = \int_0^t m_n \ddot{y} \dot{y} dy$ es la energía cinética.
- $E_\xi^{S1GL} = \int_0^t c_n \dot{y} dy$ corresponde a la energía disipada por efecto del amortiguamiento.
- $E_a^{S1GL} = \int_0^t F(y) dy$ es el trabajo realizado por las fuerzas recuperadoras elasto-plásticas, suma de la energía de deformación elástica (recuperable) E_s^{S1GL} , y de la energía de deformación plástica E_{ht}^{S1GL} (irrecuperable). También es frecuente sumar las energías cinética y elástica para obtener la denominada energía de vibración elástica, $E_e^{S1GL} = E_k^{S1GL} + E_s^{S1GL}$.
- $E_I^{S1GL} = - \int_0^t m_n a_g dy$ es, por definición, el input de energía relativa introducida por el terremoto en la estructura. Hay autores que emplean el input de energía absoluto que se define como la energía introducida al sistema desde el suelo, $E_{Ia}^{S1GL} = \int_0^t m_n \ddot{y}_t dy_g$ donde $y_t = y + y_g$ es el desplazamiento total del S1GL obtenido como suma del relativo, y , respecto al suelo mas el del suelo respecto a un sistema de referencia inercial, y_g . E_I^{S1GL}

y E_{Ia}^{S1GL} presentan diferencias mínimas en rangos de períodos entre 0.3 y 5.0 segundos (Bertero y Uang, 1988).

- Por otra parte, Housner (1956) definió la energía que contribuye al daño E_D^{S1GL} como $E_D^{S1GL} = E_e^{S1GL} + E_{ht}^{S1GL}$.

De esta forma, la ecuación de balance de energía para un S1GL se expresa de manera compacta como:

$$E_K^{S1GL} + E_\xi^{S1GL} + E_a^{S1GL} = E_I^{S1GL} \quad (6.17)$$

o expresada en función de la energía de deformación plástica y de vibración elástica:

$$E_e^{S1GL} + E_\xi^{S1GL} + E_{ht}^{S1GL} = E_I^{S1GL} \quad (6.18)$$

Si el S1GL gobernado por la Ec. 6.15 se mantuviese elástico con rigidez lateral k_n , la única diferencia entre las Ec. 6.14 y 6.15 es que en la primera la fuerza sísmica aplicada es Γ_n veces mayor en la Ec. 6.14 que en la Ec. 6.15 y por lo tanto los desplazamientos y las fuerzas de respuesta en el sistema gobernado por la Ec. 6.14 serán Γ_n veces mayores que los desplazamientos y las fuerzas en el sistema gobernado por la Ec. 6.15. Consecuentemente, dado que la energía es el producto de desplazamientos por fuerzas, se puede escribir:

$$E_{an} = \Gamma_n^2 E_a^{S1GL} \quad (6.19)$$

donde E_{an} es la energía absorbida mediante deformaciones elásticas por la estructura en el modo de vibración n . La Ec. 6.19 indica que esta energía E_{an} es Γ_n^2 veces mayor que la que absorbería un sistema de un grado de libertad ficticio que tuviese de masa m_n y de periodo el del modo de vibración n . Por otro lado, la ecuación de balance de energía en un SMGL en régimen general no-lineal se obtiene multiplicando la Ec. 6.13 por $d\mathbf{Z}^T = \dot{\mathbf{Z}}^T dt$ e integrando a lo largo del tiempo que dura la acción sísmica. Se tiene por tanto:

$$\int_0^t \dot{\mathbf{Z}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{Z}} dt + \int_0^t \dot{\mathbf{Z}}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{Z}} dt + \int_0^t \dot{\mathbf{Z}}^T F(\mathbf{Z}) dt = - \int_0^t \dot{\mathbf{Z}}^T \mathbf{M} a_g \mathbf{r} dt \quad (6.20)$$

De esta forma, resulta la ecuación de balance de energía para un SMGL en régimen general no-lineal:

$$E_K + E_\xi + E_a = E_I \quad (6.21)$$

que se puede reescribir empleando la energía de vibración elástica, E_e y la de deformación plástica, E_{ht} :

$$E_e + E_\xi + E_{ht} = E_I \quad (6.22)$$

Al igual que para el S1GL, la energía que contribuye al daño para un SMGL, E_D , se define como la suma de E_e y E_{ht} . Es decir:

$$E_D = E_e + E_{ht} = E_I - E_\xi \quad (6.23)$$

Particularizando en la Ec. 6.20, para el caso lineal y elástico $F(\mathbf{Z}) = \mathbf{K}\mathbf{Z}$ se obtiene:

$$\begin{aligned} & \int_0^t \left[\sum_{n=1}^N (\phi_n^T \dot{x}_n) \mathbf{M} \sum_{n=1}^N (\phi_n \ddot{x}_n) \right] dt + \int_0^t \left[\sum_{n=1}^N (\phi_n^T \dot{x}_n) \mathbf{C} \sum_{n=1}^N (\phi_n \dot{x}_n) \right] dt + \\ & + \int_0^t \left[\sum_{n=1}^N (\phi_n^T \dot{x}_n) \mathbf{K} \sum_{n=1}^N (\phi_n x_n) \right] dt = - \int_0^t \left[\sum_{n=1}^N (\phi_n^T \dot{x}_n) \mathbf{M} a_g \mathbf{r} \right] dt \end{aligned} \quad (6.24)$$

Cada uno de los términos de la Ec. 6.24 representa la integral de una suma de N expresiones (cada una correspondiente a un modo de vibración), que es igual a la suma de las integrales de cada expresión. Operando en la Ec. 6.24 y teniendo en cuenta las propiedades de ortogonalidad de los modos de vibración respecto a las matrices \mathbf{M} , \mathbf{K} , y \mathbf{C} se obtiene:

$$\begin{aligned} & \sum_{n=1}^N \left[\int_0^t m_n \ddot{x}_n \dot{x}_n \cdot dt \right] + \sum_{n=1}^N \left[\int_0^t c_n \dot{x}_n \dot{x}_n \cdot dt \right] + \\ & + \sum_{n=1}^N \left[\int_0^t k_n x_n \dot{x}_n \cdot dt \right] = \sum_{n=1}^N \left[-\Gamma_n \int_0^t m_n a_g \dot{x}_n \cdot dt \right] \end{aligned} \quad (6.25)$$

La expresión Ec. 6.25 indica que las energías (cinética, de amortiguamiento, absorbida por la estructura, e introducidas por el terremoto) en el SMGL, son la suma de sus correspondientes valores en cada modo de vibración. En adelante llamaremos E_{In} a la energía introducida por el terremoto en el modelo de vibración n ; y E_{an} a la energía absorbida por la estructura en el modo de vibración n . Empleando esta nomenclatura, el input de energía total en el SMGL sería $E_I = \sum_{n=1}^N E_{In}$ y la energía en el SMGL $E_a = \sum_{n=1}^N E_{an}$. Por otra parte, teniendo en cuenta que la fuerza sísmica en la ecuación que gobierna la respuesta en un modo de vibración (Ec. 6.14) es Γ_n veces mayor que en un S1GL ficticio que tuviese de masa m_n , de amortiguamiento c_n y de rigidez k_n , es obvio que las energías (cinética, de amortiguamiento, absorbida/disipada por el muelle, introducida por el terremoto) en un determinado modo de vibración serán Γ_n^2 veces mayor que el correspondiente valor en el S1GL ficticio.

Por lo tanto, tomando esta base, Chou y Uang (2003) propusieron extender esta superposición de energías correspondientes a cada modo de vibración al campo no-lineal para obtener una aproximación de E_a . Si se consideran únicamente los primeros r modos de vibración se obtiene la siguiente expresión aproximada para E_a en el campo no-lineal:

$$E_a = \sum_{n=1}^N E_{an} \simeq \sum_{k=1}^r (\Gamma_k^2 E_{ak}^{S1GL}) \quad (6.26)$$

Expresando las energía en forma de velocidades equivalentes definidas por $V = \sqrt{2E/M}$ la

Ec. 6.26 se puede reescribir como sigue::

$$E_a = \sum_{k=1}^r \frac{1}{2} m_k (V_{ak}^{S1GL} \Gamma_k)^2 \quad (6.27)$$

donde $V_{ak}^{S1GL} = \sqrt{2 E_{ak}^{S1GL} / m_k}$.

Este planteamiento fue validado numéricamente por (Chou y Uang, 2003) mediante cálculos dinámicos directos con acelerogramas de terremotos reales, teniendo en cuenta tan solo los dos primeros modos de vibración, para estructuras porticadas de tipo viga débil columna fuerte. El planteamiento fue aplicado con éxito posteriormente por Benavent-Climent (2011a) a estructuras que no cumplen este requisito, para evaluar su vulnerabilidad con métodos basados en el balance de energía.

Cuando la estructura plastifica debido a la acción sísmica, el valor de la energía de deformación elástica cuando finaliza el terremoto es muy inferior al de la energía de deformación plástica o energía histerética, sobre todo si ésta última se concentra en la parte rígida como son los disipadores de energía. En este caso, E_a se puede aproximar por la energía histerética (o deformación plástica), E_{ht} , despreciando la contribución de la deformación elástica. De esta forma, las Ec. 6.19, Ec. 6.26 y Ec. 6.27 se pueden expresar en función de E_{ht} de la siguiente forma:

$$E_{ht,n} = \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL} \quad (6.28)$$

$$E_{ht} = \sum_{k=1}^r (\Gamma_k^2 E_{ht,k}^{S1GL}) \quad (6.29)$$

$$E_{ht} = \sum_{k=1}^r \frac{1}{2} m_k (V_{hk}^{S1GL} \Gamma_k)^2 \quad (6.30)$$

Una vez calculada la demanda, se plantea la necesidad de conocer como se reparte $E_a \simeq E_{ht}$ entre las plantas del edificio. Para ello, Chou y Uang (2003) plantearon la hipótesis de que, cuando el sistema se somete a cargas cíclicas, la energía histerética en un determinado modo de vibración n , $E_{ht,n}$, se reparte entre las N plantas de la estructura, con la misma proporción en que se reparte la energía histerética cuando la estructura se somete a una distribución de fuerzas laterales que sigue el modo de vibración n , aplicadas monótonamente creciente (análisis de empuje incremental). Para ello, se define el ratio ψ_n que caracteriza la distribución de energía histerética bajo cargas monótonas como sigue:

$$\psi_{ni} = \frac{E_{hmn,i}}{\sum_{k=1}^N E_{hmn,k}} \quad (6.31)$$

donde $E_{hmn,i}$ representa la energía histerética en la planta “ i ” de la estructura sometida a un sistema de fuerzas monótonamente creciente que siguen la distribución del modo de vibración n .

De acuerdo con la hipótesis planteada, la energía histerética disipada en una planta “ i ” sometida a las cargas cíclicas impuestas por el terremoto $E_{hn,i}$ vale:

$$E_{hn,i} = \psi_{ni} E_{ht,n} \quad (6.32)$$

y teniendo en cuenta la hipótesis adoptada de que la energía hysterética total bajo cargas cíclicas en una planta “ i ”, E_{hi} se puede aproximar como suma de las correspondientes energía en r modos de vibración, se puede escribir:

$$E_{hi} = \sum_{n=1}^r E_{hn,i} = \sum_{n=1}^r \psi_{ni} E_{ht,n} \quad (6.33)$$

Teniendo en cuenta la Ec. 6.28, la Ec. 6.33 queda de la siguiente forma:

$$E_{hi} = \sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL} \quad (6.34)$$

Al igual que para la demanda de E_{ht} , (Chou y Uang, 2003) comprobaron la validez de la Ec. 6.34 mediante cálculos dinámicos con acelerogramas de terremotos reales.

6.2.3. Distribución de la energía hysterética entre las plantas de la estructura

La Ec. 6.12 definía para cada modo de vibración, la energía de deformación plástica bajo cargas monótonas, es decir cuando la estructura se somete a un conjunto de cargas laterales de valor creciente siguiendo el patrón establecido por el modo de vibración. Aplicando esta expresión sobre la Ec. 6.31 la distribución ψ_{ni} que se obtiene para un modo de vibración genérico es la siguiente:

$$\psi_{ni} = \frac{E_{hmn,i}}{\sum_{k=1}^N E_{hmn,k}} = \frac{\frac{K_i}{1 + K_i} \omega_n^2 s_y \left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn} \right) \delta_{pmi}}{\sum_{k=1}^N \left\{ \frac{K_k}{1 + K_k} \omega_n^2 s_y \left(\sum_{j=k}^N m_j \phi_{jn} \right) \delta_{pmk} \right\}} \quad (6.35)$$

Nótese que tanto el escalar s_y como la frecuencia ω_n pueden eliminarse en la Ec. 6.35 al estar en el numerador y en el denominador.

El desplazamiento plástico acumulado bajo cargas monótonas (en el dominio positivo o negativo del desplazamiento), δ_{pmi} , se puede expresar de manera adimensional mediante el coeficiente de ductilidad de la planta “ i ”, μ_{mi} , definido de la siguiente forma:

$$\mu_{mi} = \frac{\delta_{max,i} - s\delta_{yi}}{s\delta_{yi}} = \frac{\delta_{pmi}}{s\delta_{yi}} \quad (6.36)$$

donde $\delta_{max,i}$ es el valor del desplazamiento máximo entre plantas de la planta “ i ” que se alcanza en el dominio de desplazamiento analizado. El coeficiente μ_{mi} junto con el η_i presentado anteriormente constituyen dos variables adimensionales muy importantes dentro de los métodos energéticos de cálculo sismorresistente, puesto que la primera representa el comportamiento bajo cargas monótonas y la segunda el comportamiento hysterético de la estructura. Asimismo, la relación existente entre ambas variables, η_i/μ_{mi} , denominada eficiencia energética, juega un papel importante para el proyecto de estructuras sismorresistentes puesto que conocido el valor de este cociente se puede estimar la energía hysterética disipada de proyecto a partir de la capacidad de desplazamiento de la estructura bajo cargas monótonas. Es decir, conocidos el valor de $s\delta_{yi}$, el desplazamiento máximo, $\delta_{max,i}$ el cual se establece como límite de proyecto y el valor de η_i/μ_{mi} ,

es posible estimar el valor de E_{ht} que la estructura debe disipar en fase de proyecto.

El valor de η_i/μ_{mi} es diferente para cada tipo de estructura y depende asimismo de las características del terremoto al que está sometido. Autores como Akiyama (1985) proponen valores para esta relación independientemente del tipo de terremoto para S1GL con diferentes modelos de comportamiento histerético. Sin embargo otros autores como Manfredi et al. (2003) definen para el S1GL con modelo de comportamiento elástico-perfectamente plástico la relación η/μ_m como un número de ciclos equivalente, n_{eq} , dependiendo tanto de las características del terremoto al cual está sometido (cercanía o lejanía de falla, forma espectro de aceleración, forma de introducir la energía en la estructura) como de la capacidad de deformación plástica de la estructura.

El objetivo es encontrar la distribución de coeficientes de fuerza cortante de fluencia entre las plantas que produzca una distribución de daño, caracterizada por el ratio η_i uniforme ($\eta_i = \eta = cte$). A esta distribución la llamaremos “distribución óptima”. Investigaciones anteriores ((Akiyama, 1985; Benavent-Climent, 2011b)) han puesto de manifiesto que cuando η_i es aproximadamente el mismo en todas las plantas, también lo es el ratio η_i/μ_{mi} de tal forma que $\eta_i/\mu_{mi} = n_{eq} = cte$. Por lo tanto, la variable $\mu_{mi} = \mu_m = \eta/n_{eq} = cte$ tendría también una distribución uniforme en altura.

En lo que sigue adoptamos la hipótesis de que cuando la distribución de coeficiente de fuerza cortante de fluencia es la óptima, el cociente η_i/μ_{mi} vale lo mismo en todas las plantas, esto es $\eta/\mu_m = n_{eq}$. De esta forma, de la Ec. 6.36 se puede obtener el valor de $\delta_{pmi} = (\delta_{max,i} - s\delta_{yi}) = \mu_m s\delta_{yi}$, con $\mu_m = cte$. Por otro lado, teniendo en cuenta que $s\delta_{yi} = sQ_{yi}/sk_i$ el valor que se obtiene para el desplazamiento plástico acumulado sería $\delta_{pmi} = \mu_m sQ_{yi}/sk_i$. Por lo tanto, considerando que $sk_i = K_i fk_i$ y que el cortante de planta para el modo de vibración n es $sQ_{yi} = sQ_{yin}$, sustituyendo la Ec. 6.11 en la expresión de δ_{pmi} resulta la siguiente relación:

$$\delta_{pmi} = \frac{K_i}{(1 + K_i)} \omega_n^2 s_y \left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn} \right) \frac{\mu_m}{K_i fk_i} \quad (6.37)$$

Sustituyendo la Ec. 6.37 en la Ec. 6.35 resulta:

$$\psi_{ni} = \frac{\left(\frac{K_i}{1 + K_i} \right)^2 \left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn} \right)^2 \frac{1}{K_i fk_i}}{\sum_{k=1}^N \left\{ \left(\frac{K_k}{1 + K_k} \right)^2 \left(\sum_{j=k}^N m_j \phi_{jn} \right)^2 \frac{1}{K_k fk_k} \right\}} \quad (6.38)$$

La Ec. 6.38, cuando $K_i = K = cte$, queda simplificada de la siguiente forma:

$$\psi_{ni} = \frac{\left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn} \right)^2 \frac{1}{fk_i}}{\sum_{k=1}^N \left\{ \left(\sum_{j=k}^N m_j \phi_{jn} \right)^2 \frac{1}{fk_k} \right\}} \quad (6.39)$$

6.2.4. Distribución Óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia de cada planta

Aplicando la Ec. 6.34 para el cálculo del coeficiente η de la estructura se obtiene:

$$\eta_i = \frac{\sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}}{sQ_{yi} s\delta_{yi}} = \frac{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_i f k_i}{sQ_{yi}^2} \quad (6.40)$$

donde sQ_{yi} y $s\delta_{yi}$ son los valores de fluencia de cortante y desplazamiento entre plantas, respectivamente para el elemento rígido de una planta “ i ” determinada.

Se define como distribución óptima de la fuerza cortante de fluencia entre las plantas, como aquella que hace que η valga lo mismo en todas las plantas, es decir, $\eta_i/\eta_1 = 1$. Por tanto, resulta:

$$\frac{\eta_i}{\eta_1} = 1 = \frac{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_i f k_i sQ_{y1}^2}{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{n1} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_1 f k_1 sQ_{yi}^2} \quad (6.41)$$

Despejando de esta ecuación, el cociente sQ_{yi}/sQ_{y1} se obtiene:

$$\frac{sQ_{yi}}{sQ_{y1}} = \sqrt{\frac{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_i f k_i}{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{n1} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_1 f k_1}} \quad (6.42)$$

Teniendo en cuenta que $s\alpha_i = sQ_{yi}/\sum_{j=i}^N m_j \cdot g$ es, por definición, el coeficiente de fuerza cortante de fluencia de la parte rígida, se pueden obtener de esta expresión tanto sQ_{yi} como sQ_{y1} en cada caso, respectivamente, y sustituirlas en la 6.42, resultando la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia para la parte rígida, $s\bar{\alpha}_i$. Esto es:

$$s\bar{\alpha}_i = \frac{s\alpha_i}{s\alpha_1} = \sqrt{\frac{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_i f k_i}{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{n1} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_1 f k_1} \cdot \frac{\sum_{j=1}^N m_j}{\sum_{j=i}^N m_j}} \quad (6.43)$$

En el caso de que se desee obtener una aproximación para $s\bar{\alpha}_i$ utilizando un solo modo de vibración, por ejemplo el m , resultaría la siguiente expresión para $s\bar{\alpha}_{im}$:

$$s\bar{\alpha}_{i,m} = \sqrt{\frac{\psi_{mi} K_i f k_i}{\psi_{m1} K_1 f k_1} \cdot \frac{\sum_{j=1}^N m_j}{\sum_{j=i}^N m_j}} \quad (6.44)$$

Finalmente, para obtener la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de la estructura completa, es necesario emplear la Ec. 6.10 eliminando el subíndice “ n ” que hace referencia al modo de vibración, es decir empleando el valor de sQ_{yi} en lugar de sQ_{yin} , resultando:

$$Q_{yi} = sQ_{yi} + s\delta_{yi} f k_i = sQ_{yi} + sQ_{yi} \frac{f k_i}{s k_i} = sQ_{yi} \left(1 + \frac{1}{K_i}\right) \quad (6.45)$$

Si se divide esta expresión por $\sum_{j=i}^N m_j \cdot g$ se obtiene $\alpha_i = s\alpha_i \left(1 + \frac{1}{K_i}\right)$, particularizada para la primera planta ($i=1$) como $\alpha_1 = s\alpha_1 \left(1 + \frac{1}{K_1}\right)$.

Dividiendo la expresión de α_i por α_1 , teniendo en cuenta además la Ec. 6.43 según r modos de vibración, se obtiene la relación buscada para la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia de la estructura completa, $\bar{\alpha}_i$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} = \frac{s\alpha_i K_1 (K_i + 1)}{s\alpha_1 K_i (K_1 + 1)} = s\bar{\alpha}_i \frac{K_1 (K_i + 1)}{K_i (K_1 + 1)} \quad (6.46)$$

En el caso de que se emplee solamente un modo de vibración (modo “ m ”) en el cálculo, habría que sustituir en la Ec. 6.46 la variable $s\bar{\alpha}_i$ por $s\bar{\alpha}_{im}$ que corresponde a la Ec. 6.44 resultando la expresión para la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia de la estructura completa calculada con el modo de vibración m , $\bar{\alpha}_{im}$:

$$\bar{\alpha}_{im} = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} = s\bar{\alpha}_{im} \frac{K_1 (K_i + 1)}{K_i (K_1 + 1)} \quad (6.47)$$

Como se puede observar, tanto en la Ec. 6.46 como en la Ec. 6.47, cuando $K_i = K = \text{cte}$ la distribución del coeficiente de fuerza cortante de fluencia para la estructura completa será igual a la de la parte rígida.

6.3. Cálculo de disipadores hysteréticos de energía en estructuras de forjados reticulares sobre pilares aislados de hormigón armado

El objetivo de esta sección, es plantear un método de proyecto para estructuras mixtas rígido-flexibles compuestas por forjados reticulares sobre pilares aislados de hormigón armado (HA) y disipadores hysteréticos de energía. Para ello, se utilizará como base el método desarrollado por Benavent-Climent (2011b) para re-acondicionamiento sísmico de estructuras existentes con disipadores de energía, que se modifica básicamente con el empleo de la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, propuesta en esta Tesis.

6.3.1. Acelerogramas y espectros de energía

Los métodos convencionales de cálculo sísmico vigentes (análisis modal espectral o métodos basados en el desplazamiento) representan la acción sísmica mediante espectros elásticos (o inelástico) de respuesta que representan una envolvente de los espectros de terremotos individuales registrados en el pasado y caracterizan la sismicidad de la zona. Al “terremoto” virtual representado por estos espectros (asociado a periodos de retorno del orden de 500 años) se le suele denominar terremoto de proyecto. En el método de proyecto sismorresistente basado en el balance de energía que se aborda en esta Tesis, la acción sísmica se representa mediante espectros de input de energía, que representan la envolvente de los correspondientes espectros de un conjunto de acelerogramas representativos de la peligrosidad sísmica de la zona. Estos espectros representan la energía introducida por el “terremoto de proyecto” en sistemas de un grado de libertad, ya sea directamente en forma de energía E_I^{S1GL} , o en forma de velocidad equivalente V_E^{S1GL} .

Akiyama (1985) demostró que el input de energía de una estructura dependía principalmente de la masa total de la misma, M y de su período fundamental T_1 , siendo independiente de la distribución de: rigideces, masas y resistencias de planta (y por tanto, del grado de concentración de daño). Teniendo en cuenta esto, se concluye que dos sistemas, S1GL y SMGL, con los mismos valores de M y T_1 tendrán el mismo input de energía, es decir $E_I \simeq E_I^{S1GL}$. Para evitar la dependencia espectral de la masa de la estructura, se suele expresar E_I normalizado por M en forma de velocidad equivalente $V_E = \sqrt{2 \cdot E/M}$.

Los espectros de input de energía pueden ser tanto elásticos ($E_{ht} = 0$) como inelásticos ($E_{ht} \neq 0$), siendo frecuente en proyecto sismorresistente utilizar éstos últimos (Decanini y Mollaioli, 2001). Akiyama (1985) utiliza como espectro inelástico de proyecto para V_E , una envolvente bilineal (un tramo que pasa por el origen y otro horizontal) del espectro elástico que resulta de un S1GL con un amortiguamiento respecto al crítico $\xi = 0.10$; una vez establecida la envolvente, la pendiente del tramo de períodos cortos que pasa por el origen se incrementa en un 20% para tener en cuenta que en la zona de períodos cortos (primer segmento del espectro) el input de energía aumenta con el alargamiento del periodo que provoca la plastificación.

Otra forma de tener en cuenta el aumento de energía introducida en el sistema debido a la plastificación, consiste en usar el espectro calculado para un sistema elástico con un amortiguamiento estándar del 5%, pero entrando en él no con el período elástico inicial T_0 , sino con un período mayor T_m que tiene en cuenta el alargamiento debido a la plastificación del sistema. Por tanto, si T_0 es el período inicial e ΔT es el incremento en el período, siendo $T_m = T_0 + \Delta T$ el nuevo período del S1GL al final del terremoto, es posible calcular el input inelástico de E como la media ponderada de los valores espectrales de V_E en el intervalo entre T_0 y T_m . Teniendo en cuenta que, por definición, $E_I = 1/2 M V_E^2$ se obtiene:

$$E_I = \frac{M \int_{T_0}^{T_m} V_E^2(T) dT}{2 \cdot \Delta T} \quad (6.48)$$

Finalmente, si se desea expresar la E_I inelástica de la Ec. 6.48 en forma de velocidad equivalente se aplicaría la relación $V_E = \sqrt{2 \cdot E_I/M}$. Esta forma de proceder es muy útil desde el punto de vista computacional, puesto que a partir del espectro elástico es posible obtener aquellos valores del espectro inelástico que interesan sin necesidad de calcular el espectro completo.

Como se indicó anteriormente en el Apartado 6.2.2, la magnitud más utilizada en proyecto sismorresistente basado en métodos energéticos es el input de energía que contribuye al daño, E_D . Se puede obtener a partir de expresiones que relacionan esta variable con el input de energía E_I .

Al observar la Ec. 6.22 de balance de energía de un SMGL, para un valor dado de la energía total introducida por el terremoto E_I , existirán distintas configuraciones de reparto de esta energía entre los tres términos E_e , E_ξ y E_{ht} . La energía de vibración elástica, E_e se puede considerar independiente del valor de η (Akiyama, 1985) y depende de la resistencia lateral total de la estructura en la base (del cortante basal). La energía disipada por amortiguamiento E_ξ depende fundamentalmente de la fracción de amortiguamiento intrínseco de la estructura, ξ , (Akiyama, 1985), aunque para valores de η pequeños el nivel de plastificación tiene una influencia notable en el ratio E_ξ/E_I . Existen expresiones propuestas en la literatura que tienen en cuenta este efecto (Benavent-Climent et al., 2002). La energía disipada mediante deformaciones plásticas

E_{ht} depende fundamentalmente del ratio η ; cuanto mayor sea el valor de η admitido en proyecto, menor podrá ser el valor del termino E_e y por lo tanto menor la resistencia lateral requerida a la estructura.

Por tanto, la dependencia del ratio E_D/E_I , o en velocidades equivalentes, V_D/V_E , del grado de plastificación η de la estructura que se produce para valores pequeños de η comentada anteriormente se le denomina acoplamiento entre el amortiguamiento viscoso y el histerético, siendo esta última otra denominación para la energía disipada por deformaciones plásticas.

En proyecto sismorresistente, es usual emplear la energía que contribuye al daño, V_D , (que representa la diferencia entre la energía total introducida por el terremoto y la energía disipada por el amortiguamiento intrínseco de la estructura), ya que esta variable controla la demanda de energía disipada por las fuerzas recuperadoras. Para estimarla, se pueden plantear espectros de ductilidad constante para V_D obtenidos para un S1GL con un modelo histerético determinado. La tendencia de estos espectros sigue aproximadamente la de V_E , salvo zonas concretas de alta y bajas frecuencias. Otra posibilidad que simplifica el problema, es utilizar el cálculo del espectro de V_E para obtener V_D a partir de relaciones propuestas para V_D/V_E . Siguiendo con lo indicado en el párrafo anterior sobre la relación entre E_ξ y E_I , existen numerosos estudios en los que se ha analizado la relación V_D/V_E de un S1GL (Kuwamura y Galambos, 1989; Fajfar y Vidic, 1994; Lawson y Krawinkler, 1995; Decanini y Mollaioli, 2001; Benavent-Climent et al., 2010; López-Almansa et al., 2013) proponiendo fórmulas empíricas en las que intervienen, entre otras variables, el grado de plastificación η . Benavent-Climent et al. (2002) plantearon una adaptada a las zonas de sismicidad moderada como la cuenca mediterránea. Se trata de la expresión :

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1.15\eta}{\{(0.75 + \eta)(1 + 3\xi + 1.2\sqrt{\xi})\}} \quad (6.49)$$

La propuesta se realizó como ajuste de un número considerable de terremotos de moderada intensidad, considerando distintos grados de $\xi = 0.02, 0.05$ y 0.10 .

Una forma de obviar la dependencia de η en la relación V_D/V_E es no considerar el acoplamiento entre E_ξ y E_{ht} de tal forma que E_D sea independiente de η . Akiyama (1985) lo propuso, tras realizar un conjunto de cálculos dinámicos de un S1GL en régimen inelástico con modelo histerético elástico-perfectamente plástico con diferentes grados de amortiguamiento, ξ , obteniendo el valor medio de V_D/V_E mediante la expresión:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1 + 3\xi + 1.2\sqrt{\xi}} \quad (6.50)$$

En el caso de S1GL en régimen elástico, Akiyama (1985) obtiene la expresión:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{\sqrt{1 + 4 \cdot \pi \cdot \xi \cdot n_c}} \quad (6.51)$$

donde $n_c = n_{eq}/4$ es el denominado número de ciclos histeréticos, en la que se considera el amortiguamiento intrínseco viscoso como uno histerético equivalente con n_c .

No obstante, la Ec. 6.51 proporciona valores para V_D/V_E que se sitúan en el límite inferior de los resultados obtenidos de los cálculos dinámicos sobre S1GL inelásticos y, por tanto menores a los obtenidos con la Ec. 6.50. Por tanto, de cara a obtener espectros de V_D de proyecto, la

mayor demanda se produciría empleando la Ec. 6.50, tanto en estructuras en régimen elástico como inelástico.

Las relaciones propuestas para V_D/V_E , presentan las siguientes características:

- El tipo de suelo influye, aunque no de manera determinante (López-Almansa et al., 2013).
- No existen diferencias apreciables entre terremotos de campo lejano y cercano, aunque en suelos de rigidez baja o media para los terremotos de campo cercano, se obtienen valores mayores del ratio V_D/V_E (Decanini y Mollaioli, 2001), debido a la presencia de pulsos de aceleración de larga duración.
- Existe una relación inversa respecto al valor de ξ , como ya había quedado expuesto.
- Es independiente de la magnitud del terremoto.
- Depende del modelo hysterético elegido en el S1GL, presentándose diferencias notables sobre todo en zona de medias y bajas frecuencias.
- Respecto a su variación con el período, T , existe una tendencia creciente de la relación V_D/V_E en la zona de períodos cortos, una zona de valle central y una rama decreciente de baja pendiente en el tramo de períodos largos, según los estudios de Decanini y Mollaioli (2001). Estos autores emplearon en sus estudios el input de energía absoluta. En caso de utilizar inputs de energía relativa, López-Almansa et al. (2013) proponen una relación monótona decreciente respecto a T , despreciando una posible disminución en la zona de períodos cortos.
- El cálculo con input de energía absoluta o relativa, presenta diferencias en dos zonas del espectro. Para frecuencias altas (períodos cortos), el cálculo con energía absoluta proporciona valores de V_D/V_E menores que cuando se emplea la energía relativa y viceversa en zona de frecuencias bajas. No obstante, Decanini y Mollaioli (2001) muestran que existe una dispersión de valores espectrales E_{ht}/E_{Ia} ($\simeq E_D/E_{Ia}$) elevada respecto a la envolvente propuesta sobre todo en la zona de períodos cortos, aunque mayor al emplear la forma relativa de la energía. Por tanto, indican que el uso de los espectros de E_{ht}/E_{Ia} realizados con input de energía absoluta se podría aplicar también cuando se utilice la forma relativa de la energía. Sin embargo en la zona de períodos muy cortos, las diferencias sí pueden ser apreciables, debiendo realizar algún ajuste en este sentido.
- La relación con el grado de plastificación es monótona creciente respecto al grado de plastificación, η , aunque tiende a estabilizarse a partir de cierto valor del mismo. En este caso, también existe una dispersión de valores importante en torno a los propuestos por los diversos autores. Por tanto, el empleo de formulación independiente de η tendría sentido, excepto en la zona de bajo grado de plastificación ($\eta < 15$) en el que el ratio V_D/V_E quedaría muy del lado de la seguridad, aunque existen estudios recientes (López-Almansa et al., 2013) que proponen en estos casos valores mínimos entre 0.50 y 0.60 para $\xi = 0.05$. En este caso, empleando la 6.50 se obtendría un valor de 0.71, que podría considerarse válido respecto a los anteriores teniendo en cuenta la dispersión de valores comentada anteriormente.

Así pues, una vez que se obtiene el espectro de V_E es posible calcular el de V_D a partir de alguna de las relaciones V_D/V_E propuestas considerando o no el acoplamiento del amortiguamiento viscoso e hysterético. Puesto que $V_E \simeq V_E^{S1GL}$, las relaciones teóricas V_D/V_E de sistemas S1GL planteadas para SMGL con igual grado de plastificación serán aplicables, dado que dichas relaciones coinciden en ambos sistemas cuando la distribución de daño es aproximadamente uniforme en el SMGL ($\eta_i = \eta = cte$). En caso contrario, se ha venido utilizando también la relación proporcionada por el S1GL por quedar del lado de la seguridad, ya que teóricamente la V_D de demanda obtenida mediante las relaciones empíricas V_D/V_E es superior a la obtenida en un SMGL con distribución no uniforme del daño e igual V_E . No obstante, sería interesante como futura línea de investigación analizar con mayor precisión la diferencia en la relación V_D/V_E de estructuras SMGL sometidas al mismo input de energía, pero con distinta configuración de resistencia y, por tanto, de distribución del daño.

6.3.2. Amplificación del período como consecuencia de la plastificación

En el apartado anterior, se ha constatado la posibilidad de calcular el espectro inelástico de input de energía a partir del elástico teniendo en cuenta la amplificación del período como consecuencia de la plastificación de la estructura. Akiyama (1985) propone para un S1GL expresiones para calcular el período amplificado T_m según distintos modelos de comportamiento hysterético. Para el modelo elástico-perfectamente plástico plantea la expresión:

$$T_m = \left(1 + \frac{\bar{\mu}}{8}\right) T_0 \quad (6.52)$$

siendo $\bar{\mu} = (\mu_m^+ + \mu_m^-)/2$ el coeficiente de ductilidad medio de los dominios positivo (μ_m^+) y negativo (μ_m^-) y T_0 el período en régimen elástico.

En el caso de una estructura mixta rígido-flexible con período ${}_mT$, existen dos elementos estructurales que funcionan en paralelo, plastificando tan solo el elemento rígido. Por tanto, es necesario proponer una expresión de ${}_mT_m$ para este tipo de estructuras.

Para ello, se plantea un método parecido al que propone Akiyama (1985) para un S1GL elástico-perfectamente plástico (EPP) (Fig. 6.2 a), en el que ${}_mT_m$ se calcula como el tiempo que tarda el sistema en vibración libre en recorrer un ciclo cuando el grado de plastificación de la estructura en cada dominio de deformación es $\Delta\eta_m$. Akiyama (1985) propone adoptar para este valor el coeficiente de ductilidad medio, $\Delta\eta_m \simeq \bar{\mu}$, tal y como se recoge en la Ec. 6.52. Se entiende por ciclo a la oscilación en la cual los puntos inicial y final presentan los mismos valores en sus características dinámicas. En la Fig. 6.2 b, se representa el recorrido O-A-B-C-D-E-O de la estructura mixta rígido-flexible correspondiente a un ciclo completo, en el cual la parte rígida plastifica hasta alcanzar $\Delta\eta_m \simeq \bar{\mu}$.

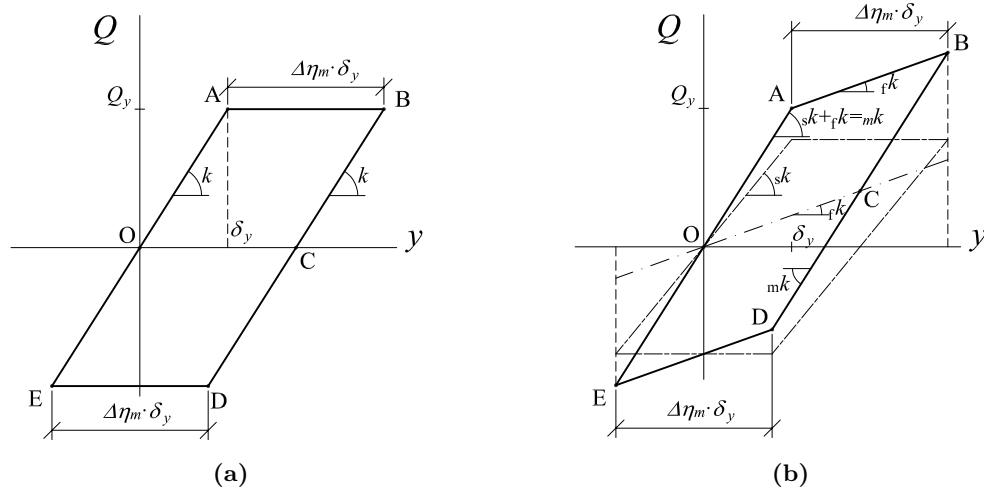


Fig. 6.2: Ciclo de deformación correspondiente a $\Delta\eta_m$ de un S1GL: (a) EPP y (b) Mixta rígido-flexible

Si se calcula el tiempo que tarda el sistema en recorrer cada tramo del recorrido O-A-B-C, la suma de todos ellos se corresponderá con el valor ${}_m T_m/2$. En los cálculos se desprecia el efecto de amortiguamiento, pues se trata de calcular el tiempo de un solo ciclo.

El tramo O-A está gobernado por la ecuación en vibración libre:

$$\begin{aligned} m \cdot \ddot{y} + {}_m k \cdot y &= 0 \\ \Downarrow \\ \ddot{y} + \omega_m^2 \cdot y &= 0 \end{aligned} \quad (6.53)$$

donde ${}_m k = {}_s k + {}_f k$ es la rigidez de la estructura mixta rígido-flexible, siendo ${}_s k$ y ${}_f k$ las rigideces de la parte rígida y flexible, respectivamente y m la masa del modelo. La rigidez de la estructura es la suma de las partes rígida y flexible pues los dos elementos están en paralelo. Al cociente $\omega_m = \sqrt{{}_m k/m}$ se le denomina frecuencia angular de la estructura mixta. Suponemos que las condiciones iniciales de las que parte la vibración libre (punto O) son desplazamiento y nulo y velocidad inicial v_O . La solución a esta ecuación diferencial es:

$$\begin{aligned} y(t) &= A \cdot \cos(\omega_m t) + B \cdot \text{sen}(\omega_m t) \\ y(0) = 0 &\Rightarrow A = 0 \\ \dot{y}(0) = v_O &\Rightarrow \omega_m B = v_O \Rightarrow B = \frac{v_O}{\omega_m} \end{aligned}$$

donde v_O es la velocidad del sistema en el punto O.

De esta forma, resulta:

$$\begin{aligned} y(t) &= \frac{v_O}{\omega_m} \operatorname{sen}(\omega_m t) \\ \dot{y}(t) &= v_O \cos(\omega_m t) \\ \ddot{y}(t) &= -v_O \omega_m \operatorname{sen}(\omega_m t) \end{aligned}$$

En el punto A, la velocidad $v_A = dy/dt > 0$. Por tanto, llamando t_{OA} al tiempo que el sistema emplea en pasar del punto O al punto A, como $\dot{y}(t_{OA}) = v_O \cos(\omega_m t_{OA}) > 0$ resulta que $\omega_m t_{OA} = \alpha_0 \cdot \pi/2$ con $\alpha_0 < 1$. Por tanto, el tiempo que emplea el sistema para recorrer el tramo O-A será:

$$t_{OA} = \frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2\omega_m} \quad \text{con} \quad 0 < \alpha < 1 \quad (6.54)$$

De esta forma, en el punto A se tiene:

$$y_A = \frac{v_O}{\omega_m} \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right) \quad (6.55a)$$

$$\dot{y}_A = v_O \cos\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right) \quad (6.55b)$$

$$\ddot{y}_A = -v_O \omega_m \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right) \quad (6.55c)$$

El tramo A-B queda definido por una ecuación en vibración libre, en la cual el valor de la fuerza restauradora en A es $\omega_m^2 y_A$ y la rigidez pasa a ser la de la parte flexible ${}_f k$ con una frecuencia angular $\omega_f = \sqrt{{}_f k/m}$, puesto que el elemento rígido plastifica en A y su pendiente pos-elástica se considera nula. De esta forma se tiene:

$$\begin{aligned} \ddot{y} + \omega_f^2 \cdot (y - y_A) + \omega_m^2 y_A &= 0 \\ \Downarrow \\ \ddot{y} + \omega_f^2 y + (\omega_m^2 - \omega_f^2) y_A &= 0 \end{aligned}$$

Esta es una ecuación diferencial lineal completa cuya solución sera suma de la solución de la ecuación homogénea mas una particular de la ecuación completa. Llamando $t' = (t - t_A)$ al tiempo medido desde el punto A, y aplicando como condiciones iniciales las definidas en el punto A (Ec. 6.55a), es decir, $y(t' = 0) = y_A$ e $\dot{y}(t' = 0) = \dot{y}_A$ se obtiene como solución en el

tramo A-B:

$$\text{Homogénea: } y(t') = A \cdot \cos(\omega_f t') + B \cdot \text{sen}(\omega_f t')$$

$$\text{Particular: } y(t') = \frac{(\omega_f^2 - \omega_m^2)}{\omega_f^2} y_A$$

$$\text{Solución Tramo A-B: } y(t') = A \cdot \cos(\omega_f t') + B \cdot \text{sen}(\omega_f t') + \frac{(\omega_f^2 - \omega_m^2)}{\omega_f^2} y_A \quad (6.56)$$

$$A = \frac{v_O \cdot \omega_m}{\omega_f^2} \text{sen}\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right)$$

$$B = \frac{v_O}{\omega_f} \cos\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right)$$

La velocidad del sistema en B será $v_B = 0$, puesto que se alcanza el punto de máximo desplazamiento y se produce el cambio de sentido en el movimiento. Por tanto, aplicando en la Ec. 6.56 $\dot{y}(t'_B) = 0$ se obtiene el tiempo para completar el tramo A-B:

$$\begin{aligned} \tan(\omega_f t'_B) &= \frac{\omega_f}{\omega_m} \cot\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right) \\ &\Downarrow \\ t_{AB} = t'_B &= \frac{1}{\omega_f} \tan^{-1} \left[\frac{\omega_f}{\omega_m} \cot\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right) \right] \end{aligned} \quad (6.57)$$

Finalmente, el tramo B-C se define con una rigidez en la descarga igual a ${}_m k$. Dado que $v_B = 0$ y $v_C \neq 0$, el tiempo para recorrer el tramo B-C, t_{BC} , sería el mismo que se emplearía si el sistema partiera de C con cierta velocidad ($v_C \neq 0$) y llegara a B donde se detiene. Es decir $t_{CB} = t_{BC}$ manteniendo las condiciones de contorno. De esta forma, se tiene el mismo modelo matemático que el definido para el tramo A-B por la Ec. 6.53. En este caso, $\dot{y}(t_{CB}) = v_C \cos(\omega_m t_{CB}) = 0$, lo que implica que $\omega_m t_{CB} = \pi/2$.

Por tanto, como $t_{BC} = t_{CB}$ se obtiene:

$$t_{BC} = \frac{\pi}{2\omega_m} \quad (6.58)$$

Sumando los tiempos de recorrido en cada tramo, se obtiene el empleado por el sistema para recorrer medio ciclo, $\Delta t_{1/2}$:

$$\Delta t_{1/2} = t_{OA} + t_{AB} + t_{BC} = \frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2\omega_m} + \frac{1}{\omega_f} \tan^{-1} \left[\frac{\omega_f}{\omega_m} \cot\left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2}\right) \right] + \frac{\pi}{2\omega_m} \quad 0 < \alpha_0 < 1 \quad (6.59)$$

La duración del ciclo completo será $\Delta t = 2 \cdot \Delta t_{1/2}$, puesto que $v_O = v_C$ al liberar la misma energía potencial elástica al partir de E y B, respectivamente. Por tanto, Δt se corresponderá con el período del S1GL para el grado de plastificación $\Delta \eta_m$. Es decir, ${}_m T_m = 2 \cdot \Delta t_{1/2} = \Delta t$. Como se observa en la Ec. 6.59, $\Delta t_{1/2}$ depende del valor parámetro α_0 . Es necesaria, por tanto, otra relación para poder determinar el valor de ${}_m T_m$.

Para ello, se calculará el valor de $\Delta\eta_m \simeq \bar{\mu}$ en el modelo de la Fig. 6.2 b. Dado que se trata de oscilaciones libres, el valor del coeficiente de ductilidad será igual al máximo en uno de los dominios, $\mu_m^+ = \mu_m^- = \mu_m$, siendo por tanto en este caso $\Delta\eta_m \simeq \mu_m = \bar{\mu}$. Se tiene, por tanto, que $\bar{\mu} = \mu_m = \Delta y_{AB}/y_A$, puesto que el desplazamiento de fluencia del sistema es $y_f = y_A$. Teniendo en cuenta las Ec. 6.55a y Ec. 6.56 se obtienen los valores y_A e $y(t_{AB})$, respectivamente. La expresión para $\bar{\mu}$ será entonces:

$$\begin{aligned} \Delta y_{AB} = y(t_{AB}) - y_A &= \frac{v_O \cdot \omega_m}{\omega_f^2} \operatorname{sen} \left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2} \right) [\cos(\omega_f t_{AB}) - 1] + \frac{v_O}{\omega_f} \cos \left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2} \right) \operatorname{sen}(\omega_f t_{AB}) \\ \bar{\mu} &= \left(\frac{\omega_m}{\omega_f} \right)^2 [\cos(\omega_f t_{AB}) - 1] + \frac{\omega_m}{\omega_f} \cot \left(\frac{\alpha_0 \cdot \pi}{2} \right) \operatorname{sen}(\omega_f t_{AB}) \end{aligned} \quad (6.60)$$

De esta forma, para hallar ${}_m T_m$ se procederá de la siguiente forma:

1. Para un valor de determinado de ductilidad denominado objetivo, $\bar{\mu}_{obj}$, se elige un valor para α_0 tal que $0 < \alpha_0 < 1$.
2. Se halla el valor de t_{AB} de la fórmula Ec. 6.57 en función del α_0 supuesto.
3. Se sustituye el valor de t_{AB} en Ec. 6.60 para calcular el valor de $\bar{\mu}$.
4. El objetivo es encontrar el valor de α_0 tal que $\bar{\mu} = \bar{\mu}_{obj}$.
5. Una vez que se cumple la condición anterior, se habrá obtenido el valor de t_{AB} para el cual el valor de ductilidad es $\bar{\mu}_{obj}$. Así pues, sustituyendo este valor en la ecuación Ec. 6.59 se obtendrá $\Delta t_{1/2}$ y, finalmente ${}_m T_m = 2 \cdot \Delta t_{1/2}$.

Se trata de un método de cálculo iterativo en el que la solución es única. Es decir, para cada valor de α_0 existe un valor de t_{AB} que genera un único valor de $\bar{\mu}$, puesto que: (a) en t_{AB} la función cotangente definida en $(0, \pi/2)$ (con $0 < \alpha_0 < \pi/2$) toma valores positivos y es monótona decreciente, (b) lo anterior implica también que en t_{AB} la función arco-tangente es monótona creciente, puesto que el rango de valores de su argumento está en el dominio positivo y, (c) en la Ec. 6.60, los argumentos de las funciones seno y coseno están definidos entre $(0, \pi/2)$ al sustituir t_{AB} , obteniéndose por tanto un valor único para $\bar{\mu}$. La relación de $\bar{\mu}$ en función de α_0 será monótona decreciente.

Un aspecto importante en fase de proyecto, puede ser la consideración del valor medio del coeficiente de ductilidad. En esta fase, se tendrá control sobre el valor máximo μ_{mi} ya que éste se define en función del factor desplazamiento máximo entre planta, IDI_i , que se determine para la estructura. Akiyama (1985) propone para estructuras mixtas rígido-flexibles relaciones $\mu_{mi}/\bar{\mu}_i = \mu_m/\bar{\mu} = \text{cte}$ en función de un parámetro $r_{qi} = f\bar{Q}_{max,i}/sQ_{yi}$, que relaciona la fuerza cortante media de ambos dominios de deformación, $f\bar{Q}_{max,i} = f k_i \bar{\delta}_{max,i}$ (donde $\bar{\delta}_{max,i}$ es el desplazamiento medio) que se alcanza en el elemento flexible para el IDI_i de referencia en función de la fuerza cortante de fluencia del elemento rígido. En estructuras mixtas rígido-flexibles, dado que $sQ_{yi} = s k_i s \delta_{yi}$ y $f\bar{Q}_{max,i} = f k_i \bar{\delta}_{max,i} = f k_i (1 + \bar{\mu}_i) s \delta_{yi}$, el r_{qi} de cada planta “i” viene dado por:

$$r_{qi} = \frac{(1 + \bar{\mu}_i)}{K_i} \quad (6.61)$$

Si tanto la distribución de $K_i = {}_s k_i / {}_f k_i$ como la de $\bar{\mu}_i$ son uniformes, esto es con valores K y $\bar{\mu}$ constantes, respectivamente, el valor de r_{qi} también será constante, es decir $r_{qi} = r_q = \text{cte}$. A efectos de proyecto se recomienda adoptar un valor $r_{q,min} = 0.80$ (valor mínimo de r_{qi}), pues para valores crecientes de r_{qi} a partir este valor mínimo el comportamiento de la estructura es mucho más estable con una menor tendencia hacia la concentración del daño Akiyama (1985). Para $K_i = K = \text{cte}$ y $r_q \geq r_{q,min}$, Akiyama (1985) concluyó que el valor medio de $\mu_m / \bar{\mu} \simeq 1$ para comportamiento elástico-perfectamente plástico en el elemento rígido, disminuyendo la dispersión de la relación a medida que aumenta r_q . Por tanto, en fase de proyecto con $r_q \geq r_{q,min} = 0.80$ se puede considerar que $\mu_m \simeq \bar{\mu}$. Para valores inferiores del factor r_q Akiyama (1985) propone valores de $\mu_m / \bar{\mu} > 1$.

En la ecuación Ec. 6.46 se define la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ en función, entre otras variables, del input de energía histerética, $E_{ht,n}^{S1GL}$, de los “r” sistemas S1GL asociados a los respectivos modos de vibración. Para hallar dichos valores, se utilizará la relación V_D/V_E de la ecuación Ec. 6.50 propuesta por Akiyama (1985) obteniendo en valores absolutos E_D/E_I , realizando la aproximación de que al finalizar el terremoto la energía de vibración elástica es pequeña, siendo por tanto $E_{ht} \simeq E_D$. Aplicando esta relación sobre el input inelástico de energía, E_{In}^{S1GL} de los “r” primeros modos de vibración, se obtendrían los respectivos valores de $E_{ht,n}^{S1GL}$ de los sistemas S1GL asociados.

En los sistemas mixtos rígidos-flexibles, la parte rígida y la flexible actúan en paralelo frente a cargas laterales. Para cada S1GL asociado a cada modo de vibración, se tendrán una rigidez y una masa generalizadas, k_n y m_n , respectivamente. Estas magnitudes k_n y m_n , se obtienen pre y post-multiplicando las respectivas matrices de rigidez, \mathbf{K} , y masa, \mathbf{M} , por el vector modo de vibración ϕ_n .

Si la relación de rigideces $K_i = {}_s k_i / {}_f k_i$ tiene una distribución uniforme en altura, la parte rígida y la flexible tendrán el mismo ϕ_n y, por tanto, los mismos valores de m_n . De esta forma, cuando en el S1GL asociado con m_n plastifica la parte rígida (Fig. 6.2 b), la parte flexible tendrá la misma masa a movilizar con una frecuencia ω_f asociada a la masa m_n . Es decir, es coherente el planteamiento realizado para calcular ${}_m T_{mn}$ del modo “n” en el S1GL de la estructura mixta-rígido flexible según el método propuesto en esta sección, cuando la masa de cálculo de cada parte es m_n .

En cambio, cuando K es variable en altura el vector ϕ_n será distinto en la parte rígida y en la flexible y, por tanto, lo será m_n . Es decir, si el sistema mixto S1GL vibra para el modo “n” con una masa m_n , cuando plastifica la parte rígida, la ω_f de ese modo tendrá asociada otra masa distinta. Si la diferencia de m_n es baja ($\simeq 10\%$), podría considerarse una aproximación válida emplear las frecuencias del modo “n”, ω_m y ω_f , en el método de cálculo de ${}_m T_{mn}$ aunque tengan m_n distintas.

Por lo tanto, una vez calculado el ${}_m T_{mn}$ para cada modo de vibración, será posible obtener el input de energía asociado, E_{In}^{S1GL} , y a partir de las relaciones E_D/E_I calcular $E_{ht,n}^{S1GL}$.

6.3.3. Método de cálculo de disipadores de energía

Una vez que se ha seleccionado el espectro de V_D , se tiene definida la demanda de energía que contribuye al daño que la estructura va a recibir. La capacidad para absorber y disipar energía, vendrá determinada por los elementos resistentes que componen la estructura. En el caso de la tipología mixta rígido-flexible, la disipación de energía se concentra en la parte rígida mientras que la parte flexible absorbe energía de vibración elástica que se disipa finalmente por efecto de amortiguamiento.

En esta Tesis, se analiza el caso en el cual la parte rígida está compuesta por disipadores histeréticos de energía y la parte flexible (estructura principal) por una estructura de hormigón armado con forjados reticulares. La filosofía de proyecto de esta estructura mixta rígido flexible es dimensionar la estructura de forjados reticulares sobre pilares para que soporte fundamentalmente las cargas gravitatorias y que sean los disipadores los encargados de disipar la mayor parte de la energía introducida por el terremoto que contribuye el daño (E_D). Es decir, el daño se concentra en los disipadores, y se cuantifica por medio del ratio $s\eta_i = sE_{hi}/(sQ_{yi} \cdot s\delta_{yi})$.

Para un determinado nivel de terremoto (que llamaremos en adelante nivel de terremoto de referencia) es razonable plantear que la estructura principal debe permanecer sin daño concentrándose éste en los disipadores de energía. Será necesario determinar en cada zona y según la importancia del edificio, cual es el nivel de terremoto de referencia para el cual se exige este comportamiento o prestación. Este nivel de terremoto de referencia podrá coincidir o no con el nivel del terremoto de proyecto que las normas sísmicas suelen asociar a un periodo de retorno en torno a los 500 años.

También es necesario analizar el daño permitido en componentes no estructurales del edificio como particiones, fachadas, instalaciones o equipamiento que necesitan ser protegidos según la importancia de los mismos para continuar con el uso del edificio. Para ello, se pueden limitar en fase de proyecto variables como aceleración por planta o el índice de desplazamiento relativo entre plantas, $IDI_i = \delta_i/h_{pi}$. En este trabajo, se planteará el control sobre los desplazamientos de planta limitando el valor del factor IDI_i tomando como referencia normas sismorresistentes (Building Research Institute, 2009a) o documentos de carácter científico-técnico (SEAOC, 1995).

Para terremotos de nivel superior al referido en el párrafo anterior, es razonable permitir ciertos daños en la estructura principal (forjados reticulares sobre pilares) por razones económicas. Esto es, se puede permitir la plastificación tanto en la parte rígida como en la flexible y admitir valores de desplazamientos entre plantas (IDI_i) superiores. Estos estados serían de comprobación, es decir, se establecerán los espectros de input de energía para V_D y se verificará que la estructura completa es capaz de disipar dicho input. Por tanto, se deberá hacer un primer cálculo o dimensionado (tentativo) de los disipadores de energía para el nivel de terremoto de referencia para el cual la estructura principal permanece en régimen elástico. Una vez realizado este paso, se deberá comprobar la estructura completa sometida a los sismos de nivel o intensidad superiores, realizando las variaciones necesarias sobre el dimensionado inicial. Esta estrategia o secuencia de cálculo es la planteada en la vigente norma sismorresistente japonesa (Building Research Institute, 2009a), que incluye los métodos de cálculo sísmico basados en el balance energético.

Según este planteamiento, la fase de cálculo inicial de la estructura mixta sometida al te-

rremoto de referencia con un IDI_i máximo, es en la que se definen las características de los disipadores de energía que deben instalarse en cada planta caracterizada por la rigidez lateral, ${}_s k_i$, límite de fluencia, ${}_s Q_{yi}$, el desplazamiento de fluencia ${}_s \delta_{yi} = {}_s Q_{yi} / {}_s k_i$ y la capacidad para disipar energía, ${}_s \eta_i$. La parte flexible correspondiente a la estructura de hormigón con forjados reticulares se dimensiona para soportar las cargas gravitatorias, y desplazarse lateralmente (dentro del dominio elástico) hasta el IDI_i máximo establecido para el terremoto de referencia. Esta estructura de hormigón se puede calcular con métodos matriciales convencionales en régimen lineal y elástico para ser dimensionada posteriormente cumpliendo los estados límites de servicio y últimos.

6.3.3.1. Base teórica y desarrollo de la formulación del método

Sobre la estructura de hormigón dimensionada para cargas gravitatorias y un cierto nivel de deformación lateral en dominio elástico, se pueden calcular los disipadores de energía para el terremoto de referencia con los que absorber el input de energía V_D . Para ello, se utiliza la filosofía de cálculo sísmico basados en el balance de energía de Housner-Akiyama. Basado en esta filosofía, Benavent-Climent (2011b) desarrolló un método de dimensionado de disipadores histeréticos de energía para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes, que fue validado numérica y experimentalmente. En el mismo, se plantean estructuras dimensionadas fundamentalmente bajo cargas gravitatorias o considerando una demanda sísmica muy inferior a la de la zona donde se sitúan. Así pues, las condiciones iniciales son parecidas a las planteadas para estructuras de nueva planta con disipadores de energía, puesto que la parte flexible compuesta por hormigón armado se proyecta para soportar cargas gravitatorias. Por lo tanto, esta metodología se utilizará como base para dimensionar los disipadores de energía en estructuras nuevas de forjados reticulares sobre pilares objeto de esta Tesis.

Sobre el método planteado por Benavent-Climent (2011b) se realizan una serie de modificaciones que refinan y adaptan la metodología a las estructuras de forjados reticulares sobre pilares de hormigón armado. En estas modificaciones se incluyen las propuestas realizadas en esta Tesis, y que afectan fundamentalmente a la selección del input de energía V_D y a la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia $\bar{\alpha}_i$. De esta forma, el marco teórico y desarrollo de la formulación específica propuesta en esta Tesis consta de los siguientes apartados:

1. Dimensionado de la estructura principal formada por forjados reticulares sobre pilares de hormigón armado, para que soporte las cargas gravitatorias. Para ese dimensionado, determinar el desplazamiento lateral máximo IDI_i que admite cada planta de la estructura principal sin sufrir daños (es decir, en dominio básicamente elástico), a partir del cual se define un desplazamiento máximo entre plantas, $\delta_{max,i}$. La estimación de estos desplazamiento máximos admisibles sin daños se puede obviar y emplear los valores propuestos en normativa o documentos técnicos (Building Research Institute, 2009a; SEAOC, 1995). Una vez dimensionada la estructura principal, es necesario estimar su rigidez lateral secante en cada planta, ${}_f k_i$. Para obtener ${}_f k_i$ a partir de la bruta sin fisurar, ${}_f k_i^{br}$, sería necesario recurrir a relaciones empíricas (Sugano, 1968) o aportadas por normas técnicas (ACI, 2011) que estiman coeficientes de reducción sobre la rigidez bruta para tener en cuenta la fisuración del hormigón. Otra posibilidad, es realizar un análisis de empuje

incremental AEI (“*push-over*”) sobre la estructura de hormigón según varios patrones de carga lateral (primeros modos vibración) para hacer plastificar todas las plantas. Con la curva AEI en cada planta, se puede calcular tanto el límite de fluencia, fQ_{yi} como el valor de la rigidez secante, $f k_i$, estimada a partir de la recta que pasa por el origen y por el 60 % de fQ_{yi} (ATC, 1997b), estableciéndose como desplazamiento máximo entre plantas $\delta_{lim,i} = f\delta_{yi} = fQ_{yi}/f k_i$, es decir, el de fluencia de la estructura de hormigón.

- Al objeto de emplear parámetros adimensionales para facilitar la interpretación de resultados, la rigidez de la estructura principal de hormigón en cada planta se representará en adelante por el parámetro χ_i mediante la expresión:

$$\chi_i = f k_i / k_{eq} \quad (6.62)$$

donde $k_{eq} = 4\pi^2 M / f T_1^2$ es la rigidez de un S1GL con la misma masa total, M , y el mismo período fundamental, $f T_1$, que el SMGL.

- Fijar un límite inferior del parámetro $r_{qi} = f\bar{Q}_{maxi}/sQ_{yi}$. Tal y como se ha comentado en el Apartado 6.3.2, al emplear valores de $r_{qi} \geq 0.80$ la respuesta dinámica de las estructuras mixtas rígido-flexibles se estabiliza (es decir, la dispersión se reduce) y disminuye también la tendencia a la concentración del daño, con $\mu_{mi} \simeq \bar{\mu}_i$. Por lo tanto, el valor mínimo a obtener en el desarrollo del cálculo será $r_{q,min} = 0.80$. Cuando $K_i = K = \text{cte}$, $r_{qi} = r_q \geq 0.80$. Si en alguna planta se permite un desplazamiento ligeramente superior al de fluencia con un nivel de daño despreciable o en el caso general de distribución variable de K_i , aunque $r_q \neq \text{cte}$ se establecerá también la condición $r_{qi} \geq r_{q,min} = 0.80$.
- Valor del coeficiente $\bar{\mu}_i$. Dado que uno de los objetivos del proyecto sismorresistente del tipo de estructura objeto de esta Tesis es evitar la concentración de daño en plantas concretas de la estructura, y para ello se plantea el emplear una distribución óptima del coeficiente α_i que implica $s\eta_i = \eta = \text{cte}$, la distribución del coeficiente de ductilidad medio se considerará uniforme, $s\bar{\mu}_i = \bar{\mu} = \text{cte}$ (Akiyama, 1985) y, como $r_{qi} \geq 0.80$, se puede estimar que $s\mu_{mi} = \mu_m = \bar{\mu} = \text{cte}$, como se ha visto en el anterior apartado.
- Seleccionar el input de energía V_D que caracteriza la demanda de disipación de energía histerética de la estructura. El valor de V_D se determinará como se ha expuesto en un apartado anterior de esta sección, a partir de un espectro elástico de V_E de un terremoto concreto, considerando el efecto de la plastificación del sistema mediante la amplificación del período a partir del grado de plastificación μ_m . Este aspecto es una de las aportaciones del método que plantea la Tesis, y que refina el método propuesto por Benavent-Climent (2011b). Posteriormente, se aplicará la relación V_D/V_E de la ecuación Ec. 6.50. Para calcular el período en régimen elástico de la estructura mixta rígido-flexible, mT_1 , se realizará un análisis modal sobre un sistema SMGL con $f k_i$ secante y rigidez del elemento rígido, $s k_i$ y la relación $K_i = s k_i / f k_i$. Posteriormente, se calculará el período amplificado, mT_{m1} en función de μ_m según el método descrito en el Apartado 6.3.2.
- Selección de una distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$. Se pueden emplear distribuciones propuestas en la literatura como la de Akiyama (1985), o

la propuesta por Benavent-Climent (2011b) por ejemplo. En apartados anteriores se ha propuesto una nueva distribución óptima que es la que se recomienda en esta Tesis.

7. Planteamiento de la ecuación de Balance de Energía. Una vez establecidas la demanda de disipación de energía mediante deformaciones plásticas de energía, V_D y la distribución de resistencias se procede a realizar el balance de energía en un SMGL aplicando la Ec. 6.23. Para ello, es necesario estimar las energías de vibración elástica y plástica, E_e y E_{ht} , respectivamente. E_e se puede calcular mediante la expresión (Akiyama, 1985):

$$E_e = \frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{f \alpha_{max1}^2}{2} \quad (6.63)$$

donde $f \alpha_{max1} = f k_1 \delta_{max1} / (M g)$ es el coeficiente de fuerza cortante basal de la estructura principal de hormigón, siendo δ_{max1} el desplazamiento entre plantas máximo que se alcanza en la planta baja. Para evaluar E_{ht} , es preciso conocer previamente la expresión de la energía de deformación plástica por planta, E_{hi} :

$$E_{hi} = {}_s \eta_i {}_s Q_{yi} {}_s \delta_{yi} = {}_s \eta_i \frac{{}_s Q_{yi}^2}{{}_s k_i} = {}_s \eta_i {}_s \alpha_i^2 \left(\sum_{k=i}^N m_k g \right)^2 \frac{1}{{}_s k_i} \quad (6.64)$$

La distribución de resistencia lateral aportada por los disipadores seguirá la distribución óptima, por lo tanto se puede escribir: ${}_s \alpha_i = {}_s \bar{\alpha}_i {}_s \alpha_1$. Teniendo en cuenta la relación entre ${}_s \bar{\alpha}_i$ de los disipadores de energía y $\bar{\alpha}_i$ de la estructura mixta completa dada por la Ec. 6.46, se tiene:

$${}_s \alpha_i = \bar{\alpha}_i {}_s \alpha_1 \frac{K_i (K_1 + 1)}{K_1 (K_i + 1)} \quad (6.65)$$

Teniendo en cuenta que al emplearse la distribución óptima ${}_s \eta_i = \eta = \text{cte}$, se puede calcular el factor de dispersión de daño en planta baja, γ_1 (Akiyama, 1985) mediante la expresión:

$$\gamma_1 = \frac{E_{ht}}{E_{h1}} = \frac{\sum_{i=1}^N E_{hi}}{E_{h1}} = \sum_{i=1}^N \left\{ \left[\bar{\alpha}_i \left(\sum_{j=i}^N \frac{m_j}{M} \right) \frac{(K_1 + 1)}{(K_i + 1)} \right]^2 \frac{f k_1 K_i}{f k_i K_1} \right\} \quad (6.66)$$

De la Ec. 6.66, se puede obtener el valor de E_{ht} en función de χ_1 y K_1 :

$$E_{ht} = \gamma_1 E_{h1} = \gamma_1 {}_s Q_{y1} {}_s \delta_{y1} \eta = \frac{\gamma_1 {}_s Q_{y1}^2 \eta}{K_1 f k_1} = \frac{\gamma_1 {}_s \alpha_1^2 M^2 g^2 \eta}{K_1 \chi_1 k_{eq}} = \frac{\gamma_1 {}_s \alpha_1^2 M g^2 \eta f T_1^2}{4\pi^2 K_1 \chi_1} \quad (6.67)$$

Así pues, teniendo en cuenta la contribución de E_e (Ec. 6.63) y de E_{ht} (Ec. 6.67) en la ecuación de balance de energía Ec. 6.23 y recordando que $\alpha_e = 2\pi V_D / (g f T_1)$ se obtiene:

$$\frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \left[\frac{f \alpha_{max1}^2}{2} + \frac{\gamma_1 {}_s \alpha_1^2 \eta}{K_1 \chi_1} \right] = \frac{M V_D^2}{2} \quad (6.68)$$

Si no hubiesen disipadores de energía, se introduciría el valor ${}_s \alpha_1 = 0$ en la Ec. 6.68, resultando:

$$f \alpha_{max1} = \alpha_e = \frac{2\pi V_D}{g f T_1} \quad (6.69)$$

Es decir, α_e representa el valor del coeficiente de fuerza cortante que debería tener la estructura principal para absorber en régimen elástico el input de energía V_D que posteriormente se disiparía por amortiguamiento. Sustituyendo el valor de α_e en la Ec. 6.68 resulta:

$$\frac{f\alpha_{max1}^2}{2} + \frac{\gamma_1 s\alpha_1^2 \eta}{K_1 \chi_1} = \frac{\alpha_e^2}{2} \quad (6.70)$$

Es interesante destacar, que la Ec. 6.70 constituye una expresión adimensional del balance de energía, y se puede interpretar como la relación entre la capacidad sismorresistente de la estructura y la demanda de acción sísmica.

8. Relación entre η y μ_m . La Ec. 6.70 indica cual es el balance de energía para un input V_D . Sin embargo, no refleja la forma en la que dicha energía se disipa en la estructura, y que influye en la demanda de desplazamiento, $\delta_{max,i}$. Esta consideración se tiene en cuenta mediante la relación η/μ_m , siendo μ_m la representación adimensional de la demanda de desplazamiento, $\delta_{max,i}$ bajo cargas monótonas. Este ratio representa en forma adimensional, la relación que existe entre la energía disipada mediante ciclos de histéresis y la monótona que se produce al desplazarse la estructura en un solo sentido hasta alcanzar $\delta_{max,i}$. De esta forma, influirá en su valor el modelo de comportamiento histerético de la estructura. Así mismo, también depende del tipo de acción sísmica a la que se ve sometida la estructura; terremotos impulsivos de corta duración que contienen pulsos de velocidad con magnitud y duración elevadas, producen unas amplias oscilaciones que implican bajos valores de η y elevados para μ_m , originando ratios η/μ_m mas bajos que los producidos para terremotos con el mismo input que presentan una mayor duración y ausencia de pulsos de velocidad. Los primeros son característicos para terremotos de campo cercano y los últimos de campo lejano. Esta relación ha sido estudiada por autores como Akiyama (1985), el cual propone valores de η/μ_m para cada modelo histerético de comportamiento en función del valor r_q , aunque sin tener en cuenta el tipo de acción sísmica. Manfredi et al. (2003) realizan una propuesta para modelos elásticos-perfectamente plásticos sometidos a terremotos de campo cercano y lejano, mediante la variable número de ciclos equivalentes, $n_{eq} = E_h/(Q_y (\delta_{max} - \delta_y))$, que coincide con la relación η/μ_m :

$$n_{eq} = \frac{\eta}{\mu_m} = 1 + c_1 I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{T}} (R - 1)^{c_2} \quad (6.71)$$

donde T_{NH} es el período inicial de la zona de velocidad constante en el espectro de Newmark-Hall (Newmark y Hall, 1982) de aceleración de respuesta S_a , $R = m S_a/Q_y$ es el factor de reducción de la acción sísmica, $c_1 = 0.23$ y $c_2 = 0.40$ factores propuestos por Manfredi et al. (2003) para terremotos de campo cercano, mientras que para campo lejano $c_1 = 0.18$ y $c_2 = 0.60$. Finalmente I_D es el factor o índice de daño de Cosenza y Manfredi (Cosenza y Manfredi, 1997) que establece la peligrosidad sísmica de una zona, cuya expresión es:

$$I_D = \frac{2g}{\pi} \frac{I_A}{PGA \cdot PGV} \quad (6.72)$$

en la cual, PGA y PGV corresponden a los valores pico de aceleración y velocidad, respectivamente, del suelo e $I_A = \pi/2g \int_0^{t_E} a_g^2(t) dt$ es la intensidad de Arias (Arias, 1970),

donde a_g es la aceleración del terreno y t_E es la duración del terremoto. Es decir, se tiene en cuenta en el factor I_D tanto la duración del terremoto como los valores pico de aceleración y velocidad. Particularizando para el caso de la estructura SMGL mixta rígido-flexible, Benavent-Climent (2011b) aproxima este modelo a un S1GL equivalente (puesto que $\eta_i = \text{cte}$) con las siguientes características: (a) $T = {}_f T_1$, (b) $m = M$, (c) $Q_y = {}_s Q_{y1} + {}_f k_1 {}_s \delta_{y1}$ con ${}_s Q_{y1}$ y ${}_s \delta_{y1}$ el cortante y desplazamiento, respectivamente, del punto de fluencia en planta baja del SMGL, y (d) $S_a = 2\pi/{}_f T_1 S_v = 2\pi/{}_f T_1 V_D$ en la que utiliza la hipótesis de Housner $S_v \simeq V_D$ (Akiyama, 1985). Sustituyendo en la Ec. 6.71, se obtiene:

$$n_{eq} = \frac{\eta}{\mu_m} = 1 + c_1 I_d \sqrt{\frac{T_{NH}}{{}_f T_1}} \left(\frac{K_1 \alpha_e}{(K_1 + 1)_s \alpha_1} - 1 \right)^{c_2} \quad (6.73)$$

Esta expresión será la utilizada en el proceso de cálculo de los disipadores propuesto en esta Tesis. Es importante destacar que al considerar que la distribución de daño es uniforme ($\eta_i = \eta = \text{cte}$), la distribución del coeficiente de ductilidad, μ_{mi} también lo será y por tanto n_{eq} tendrá el mismo para todas las plantas.

9. Cálculo de μ_m . Por definición, se tiene que $\mu_{m1} = (\delta_{max,1} - {}_s \delta_{y1})/{}_s \delta_{y1}$, de donde se puede despejar $\delta_{max,1} = {}_s \delta_{y1} (\mu + 1)$. De esta forma, se tiene que: (a) ${}_f \alpha_{max,1} = {}_f k_1 \delta_{max,1}/(M \cdot g) = {}_s \delta_{y1} (\mu_m + 1)/K_1$, y (b) $\eta = n_{eq} \mu_m$. Sustituyendo ambas expresiones en la Ec. 6.70, se puede obtener el valor de μ_m :

$$\mu_m = K_1 \left\{ \sqrt{\left(\frac{n_{eq} \gamma_1}{\chi_1} \right)^2 + \frac{2n_{eq} \gamma_1}{K_1 \chi_1} + \frac{\alpha_e^2}{s \alpha_1^2} - \frac{n_{eq} \gamma_1}{\chi_1}} \right\} - 1 \quad (6.74)$$

10. Cálculo de $\delta_{max,i}$. Teniendo en cuenta que $\mu_{mi} = \mu_m = (\delta_{max,i} - {}_s \delta_{yi})/{}_s \delta_{yi}$, ${}_s \delta_{yi} = {}_s \alpha_i \left(\sum_{j=i}^N m_j g \right) / ({}_f k_i K_i)$, así como el valor de ${}_s \alpha_i$ obtenido de la Ec. 6.65 se puede despejar de la Ec. 6.74 la variable $\delta_{max,i}$:

$$\delta_{max,i} = \frac{\bar{\alpha}_i {}_s \alpha_1 (K_1 + 1) \left(\sum_{j=i}^N m_j g \right)}{{}_f k_i (K_i + 1)} \left\{ \sqrt{\left(\frac{n_{eq} \gamma_1}{\chi_1} \right)^2 + \frac{2n_{eq} \gamma_1}{K_1 \chi_1} + \frac{\alpha_e^2}{s \alpha_1^2} - \frac{n_{eq} \gamma_1}{\chi_1}} \right\} \quad (6.75)$$

11. Determinar ${}_s \alpha_1$ y ${}_s k_i$. En la Ec. 6.75 se observa que, una vez definidos los parámetros dependientes de la estructura principal de hormigón, así como el input de energía V_D , el valor de $\delta_{max,i}$ de cada planta “i” dependerá exclusivamente de los disipadores de energía mediante las variables ${}_s \alpha_1$, K_1 y K_i (puesto que n_{eq} depende de K_1 , del terremoto y de la estructura principal). De esta forma, en fase de cálculo solo se podrá actuar sobre éstas últimas para conseguir el objetivo de disipar V_D con $\delta_i \leq \delta_{max,i}$. En el caso de estructuras de nueva planta, sería también posible actuar en caso necesario sobre la rigidez, ${}_f k_i$, de la estructura principal de hormigón. Finalizado el cálculo, es posible obtener ${}_s k_i = K_i {}_f k_i$.
12. Comprobación factor r_{qi} .

13. Determinar ${}_s\alpha_i$ y ${}_s\delta_{yi}$ en todas las plantas. Una vez que se ha obtenido ${}_s\alpha_1$, es posible calcular el valor de ${}_s\alpha_i$ mediante la Ec. 6.65. A continuación, se procede a calcular ${}_s\delta_{yi} = {}_sQ_{yi}/{}_sk_i = {}_s\alpha_i \left(\sum_{j=i}^N m_j g \right) / (K_i f k_i)$, debiendo comprobarse que ${}_s\delta_{yi} \leq f\delta_{yi}$ para obligar a que los disipadores plastifiquen antes que la estructura de hormigón con el objeto de que el daño se concentre en los primeros. Para ello, teniendo en cuenta la expresión del cálculo de ${}_s\delta_{yi}$ incluida en este apartado, sustituyendo ${}_s\alpha_i$ por la expresión de la Ec. 6.65, se tiene:

$${}_s\delta_{yi} = \bar{\alpha}_i {}_s\alpha_1 \frac{K_i (K_1 + 1) \sum_{j=i}^N m_j g}{K_1 (K_i + 1) K_i f k_i} \quad (6.76)$$

Sustituyendo el valor de ${}_s\delta_{yi}$ obtenido en la ecuación anterior en la desigualdad ${}_s\delta_{yi} \leq f\delta_{yi}$, se obtiene el valor máximo que puede alcanzar ${}_s\alpha_1$:

$${}_s\alpha_1 \leq \frac{f\delta_{yi} f k_i K_1 (K_i + 1)}{\bar{\alpha}_i (K_1 + 1) \sum_{j=i}^N m_j g} \quad (6.77)$$

6.3.3.2. Secuencia de cálculo para aplicar el método

Una vez descrita la base teórica del método, es necesario articular un algoritmo que permita realizar el cálculo de los disipadores de una manera secuencial. Tal y como se comentó en el inicio de la sección, el objetivo es determinar para los disipadores de cada planta de la estructura, sometida al terremoto de proyecto: (a) la rigidez lateral, ${}_sk_i$, (b) la resistencia lateral, ${}_sQ_{yi}$ y, (c) la demanda de energía de deformación plástica normalizada, $\eta_i = \eta = \text{cte}$. Todo ello, teniendo en cuenta que el cálculo se considerará válido si no se supera el desplazamiento máximo entre plantas permitido en cada planta, $\delta_{lim,i} = f\delta_{yi}$.

Los datos de partida que se consideran conocidos son:

- Las características de la estructura principal de hormigón con forjado reticular calculada para cargas gravitatorias: m_i , $f k_i$, $f\delta_{yi}$ y fT_1 .
- El terremoto de referencia caracterizado por su espectro de input de energía expresado en forma de velocidad equivalente $V_E - T$ ($\xi = 0.05$) y los valores de los parámetros que incluye las historias en el tiempo de aceleración y velocidad del terreno, de las que se pueden obtener T_{NH} , PGA , PGV e I_A .

Con estos datos iniciales, la secuencia de cálculo sería la siguiente:

1. Se fijan unos valores límite en los disipadores de los parámetros r_{qi} y K_i a cumplir en todas las plantas. En el primer caso, se establece que $r_{qi} \geq r_{q,min}$, puesto que, como se ha comentado anteriormente, el comportamiento de la estructura mixta rígido-flexible se vuelve mucho mas estable cuanto mayor es el valor de este parámetro. En el segundo caso, se establece un valor máximo de K_i denominado K_{max} , por razones tecnológicas/constructivas para materializar la rigidez de los disipadores. Valores de $K_{max} = 20$ suelen considerarse límite.
2. Cálculo de $k_{eq} = 4\pi^2 M / f T_1^2$ y χ_1 con la Ec. 6.62, en la que $i = 1$.
3. Se elige un valor de prueba para μ_m que se denomina μ_{test} .

4. Se establecen los valores iniciales de K_i en cada planta que determinan la distribución de esta variable en altura. En este trabajo, se va a considerar una distribución uniforme en altura, es decir, $K_i = K = \text{cte}$. Esto conducirá también a obtener valores $r_{qi} = r_q = \text{cte}$ según la 6.61, siempre que $\delta_{max,i} \leq f\delta_{yi}$. Se considerarán valores iniciales pequeños, que se irán aumentando en la secuencia de cálculo según las necesidades.
5. Se realiza un análisis modal de la estructura mixta completa, obteniendo tanto los períodos, ${}_mT_n$, como los vectores modo de vibración, ϕ_n de los N_ϕ modos elegidos para el cálculo. El número de modos de vibración a contemplar en el cálculo, N_ϕ , será aquel para el que la masa movilizada acumulada al considerar los N_ϕ -modos de vibración, $M_{mov,ac} = \sum_{k=1}^{N_\phi} M_{mov,k}$ donde $M_{mov,k} = \Gamma_k^2 m_k$ es la masa movilizada del modo de vibración “ k ”, sea superior a un porcentaje prefijado de la masa total movilizada por el sismo $M_{mov,tot}$ que vale $M_{mov,tot} = \mathbf{r}^T \mathbf{M} \mathbf{r}$. En los métodos de cálculo basados en representar el efecto de carga del sismo mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes de cada uno de los n -modos de vibración, el número mínimo de modos de vibración (n) que se suele emplear en el cálculo es aquel para el que el porcentaje de masa movilizada acumulada ($M_{mov,ac}$) en los n -modos respecto al total de masa movilizada de la estructura ($M_{mov,tot}$) alcanza un valor mínimo del 90 %. Este será, asimismo, el criterio adoptado para determinar el valor de N_ϕ en esta Tesis.
6. Se calculan los períodos amplificados de los “ n ” modos, ${}_mT_{mn}$ según se indica en el Apartado 6.3.2 en función de μ_{test} . Para determinar el input de energía V_{En} de cada modo de vibración, se toma la media ponderada del espectro $V_E - T$ ($\xi = 0.05$) entre los períodos ${}_mT_n$ y ${}_mT_{mn}$ de la estructura mixta rígido-flexible (Ec. 6.48). Se utiliza la relación V_D/V_E ($\xi = 0.05$) de la Ec. 6.50, para obtener los valores de V_{Dn} para cada modo de vibración que permiten hallar $E_{hn}^{S1GL} \simeq E_{Dn}^{S1GL}$. El input de energía V_D corresponde a V_{D1} . A partir de V_D se calcula α_e con la Ec. 6.69.
7. Se obtienen los valores de $\bar{\alpha}_i$ para cada planta “ i ” según la distribución óptima propuesta en esta Tesis u otras planteadas en la literatura. Esto permite el cálculo de γ_1 con la Ec. 6.66.
8. Cálculo del ${}_s\alpha_1$ necesario para que en la planta “ i ” $\delta_{max,i} \leq \delta_{lim,i}$. Para ello, se procede de la siguiente forma: comenzando con el valor ${}_s\alpha_1 = 0$, se itera en la Ec. 6.75 realizando el cálculo de n_{eq} con la Ec. 6.73, incrementando el valor de ${}_s\alpha_1$ hasta que se alcance el valor $\delta_{lim,i}$ dentro de una tolerancia (por ejemplo, 5 % de $\delta_{lim,i}$). En cada iteración se debe comprobar: (a) la condición ${}_s\delta_{yi} \leq f\delta_{yi}$ que establece el límite máximo para ${}_s\alpha_1$ según la Ec. 6.77, (b) el valor límite de r_q ($r_{q,min}$), y (c) el cociente $K_1\alpha_e / [(K_1 + 1) {}_s\alpha_1] > 1$ para que n_{eq} tome valores reales. Si en alguna planta “ i ” no se cumplieran (a), (b) o (c), habría que comenzar de nuevo la secuencia de cálculo en el punto 3 con mayores valores para K . Una vez que se cumplen las tres condiciones, el valor ${}_s\alpha_1$ se almacena como componente del vector ${}_s\alpha_{1i} = {}_s\alpha_1$ para la planta “ i ”. Este ${}_s\alpha_{1i}$ debe interpretarse como el valor del coeficiente de fuerza cortante de fluencia de los disipadores en planta baja para que el desplazamiento entre plantas de la planta “ i ” no supere el permitido $\delta_{lim,i} + \text{tol}\delta$, siendo $\text{tol}\delta$ un valor de tolerancia al límite de desplazamiento impuesto, con un factor mínimo

r_q fijado previamente. Este cálculo se repite para cada planta variando “ i ” en el rango $\{i = 1, N\}$.

9. Selección del factor ${}_s\alpha_{1i}$ de proyecto. Una vez que se ha obtenido el valor de ${}_s\alpha_{1i}$ en todas las plantas, se seleccionará el valor máximo ${}_s\alpha_{1max} = \max \{{}_s\alpha_{1i}\}$.
10. Cálculo de μ_m mediante la 6.74. Este valor de μ_m se compara con el valor de μ_{test} establecido inicialmente en el paso 2. Si estos valores no coinciden (+/- tolerancia ($tol\mu$)) será necesario realizar un nuevo cálculo incrementando el valor de μ_{test} desde el paso 2 de manera iterativa hasta obtener la condición $\mu_m = \mu_{test} \pm tol\mu$.
11. Cálculo de ${}_s\alpha_i$. Sustituyendo ${}_s\alpha_1 = {}_s\alpha_{1max}$ en la 6.65 se obtendrían los valores de ${}_s\alpha_i$ en el resto de plantas, con los que calcular el valor de la fuerza cortante de fluencia ${}_sQ_{yi} = {}_s\alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g$. El valor de la rigidez por planta de los disipadores se obtendrá de ${}_s k_i = K_f k_i$.
12. Cálculo de η . Si se sustituye ${}_s\alpha_1 = {}_s\alpha_{1max}$ en la Ec. 6.73 se obtiene n_{eq} . A partir de los valores μ_m y n_{eq} , considerados de valor constante en todas las plantas, se puede calcular el valor de $\eta = n_{eq} \mu_m$.
13. Dimensionamiento de los disipadores. Una vez obtenido el valor de η cuando $\mu_m = \mu_{test}$, se pueden dimensionar los disipadores. Para ello, hay que seleccionar un tipo de disipador histerético con una capacidad para disipar energía de deformación plástica, η_u , tal que $\eta < \eta_u$. El valor de η_u puede ser estimado analíticamente mediante el método propuesto por Benavent-Climent (2007). A continuación, se procede a dimensionar el disipador teniendo en cuenta los valores ${}_sQ_{yi}$ y ${}_s k_i$ obtenidos en el cálculo. Sirva de ejemplo, el trabajo de Benavent-Climent et al. (2011) en el que se proporcionan para los disipadores tipo WPD compuesto por perfiles IP, expresiones para el cálculo de ${}_sQ_{yi}$ y ${}_s k_i$ en función de la geometría de la pieza IP.

6.4. Validación numérica de la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia propuesta

Una vez presentada la nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia y el proceso para dimensionar los disipadores de energía integrados en una estructura mixta rígido-flexible donde la parte flexible permanece en régimen elástico, se procede a continuación a validar numéricamente la propuesta realizada. Para ello, se van a realizar análisis dinámicos directos con acelerogramas de terremotos reales sobre estructuras mixtas rígido-flexibles de 3, 6 y 9 plantas, cuyos disipadores son dimensionados según el procedimiento descrito en el Apartado 6.3.3.2.

La parte flexible está compuesta por una estructura de hormigón armado con forjado reticular y distribución regular de pilares en planta calculado para soportar las cargas gravitatorias cuyo dimensionamiento se incluye en el Capítulo 5. Puesto que esta parte de la estructura no va a sufrir deformaciones plásticas, no se calculan previamente las curvas de capacidad de cada planta con las que poder determinar la rigidez fisurada así como la carga y el desplazamiento

de fluencia. En el primer caso, la rigidez lateral considerada sera la del modelo lineal y elástico (rigidez bruta o tangente), $f k_i^{br}$, sin adoptar disminución de la misma debido a la fisuración, puesto que lo que se pretende es determinar la idoneidad de la distribución óptima propuesta, independientemente del valor de rigidez adoptado. Para determinar el desplazamiento de fluencia, se siguen las indicaciones proporcionadas por: (a) la norma sismorresistente japonesa vigente (Building Research Institute, 2009a), en su anexo para cálculo basado en métodos energéticos, en el que se propone una limitación del IDI_i para terremotos de nivel 1 (para el cual la estructura principal no debe sufrir daños) de $1/200$ de la altura de la planta con posibilidad de llegar a $1/120$ en el caso de que no haya riesgo de sufrir daños graves que comprometan su estabilidad, y (b) SEAOC (1995) indica que para considerar a una estructura operacional sin problemas estructurales el índice de desplazamiento entre plantas se limita a un valor de $IDI_i = IDI = 0.50\%$ con un rango de oscilación de ± 0.20 en función de la rigidez lateral de la estructura. Puesto que la estructura con forjado reticular presenta como una de sus características principales la baja rigidez lateral, se ha adoptado una limitación del desplazamiento máximo entre plantas de $IDI = 0.70\%$, atendiendo a las indicaciones técnicas comentadas.

La parte rígida la forman disipadores hysteréticos de energía, calculados según el método descrito en la Sección 6.3.3 para un $r_q \geq 0.80$.

Los cálculos dinámicos se han realizado utilizando el programa Lumped Shear Model Elastic-Plastic (LumpST) desarrollado por Benavent-Climent (1998a), basado en un modelos de masas concentradas para un edificio con deformación de cortante como el de la Fig. 6.3, en el que en cada planta la estructura principal (con rigidez lateral $f k_i$) y los disipadores de energía (con rigidez lateral $s k_i$ y fuerza cortante de fluencia $s Q_{yi}$) forman un esquema resistente en paralelo.

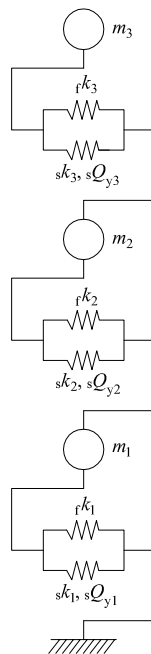


Fig. 6.3: Modelo de masas concentradas de una estructura mixta rígido-flexible de 3 plantas

El análisis no lineal se realiza según el método paso a paso de Wilson- θ . El cálculo del amortiguamiento en la estructura mixta-rígido flexible se plantea según el método de Rayleigh de acuerdo a la rigidez tangente inicial. La curva de amortiguamiento de Rayleigh de la estructura principal se define mediante dos valores de amortiguamiento de referencia iguales a $\xi = 0.05$.

Se han utilizado siete acelerogramas correspondientes a terremotos reales, cuya descripción se indica en la Tabla 6.1, en la que M_w , D_f y D_{falla} se corresponden con la magnitud momento, la distancia epicentral y la distancia a la traza de la falla, respectivamente. Tres de ellos corresponden a campo cercano (Lorca, Hyogo-Ken Nambu, Tabas), los cuales presentan características propias de los terremotos de campo cercano. El resto de terremotos corresponden a campo lejano. En el Anexo A se incluyen los acelerogramas y espectros elásticos de respuesta de los terremotos seleccionados.

Tabla 6.1: Descripción de los terremotos seleccionados para realizar los cálculos dinámicos

Terremoto	País	Estación	Año	Origen	D_f (km)	D_{falla} (km)	M_w	Campo
El Centro	EE.UU.	El Centro	1940	continental	16	5	6.9	Cercano
Hyogo-ken Nanbu	Japón	Kobe_JMA	1995	continental	25	1	6.9	Cercano
Lorca	España	Lorca	2011	continental	3	1	5.1	Cercano
Tokachi-oki	Japón	Hachinoe	1968	marítimo	160	240	8.2	Lejano
Kern county	EE.UU.	Taft	1952	continental	46	46	7.5	Lejano
Campano Lucano	Italia	Calitri	1980	continental	16	13	6.9	Lejano
Tabas	Irán	Tabas	1978	continental	53	3	7.4	Lejano

Los parámetros geofísicos de los terremotos, necesarios para realizar el cálculo se recogen en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Parámetros geofísicos de los terremotos

Terremoto	T_{NH} (s)	T_G (s)	PGA (cm^2/s)	PGV (cm/s)	I_D
El Centro	0.60	0.46	341.31	37.23	8.95
Hyogo-ken Nanbu	0.84	0.34	820.32	90.24	7.11
Lorca	0.43	0.46	325.84	35.40	2.40
Tokachi-oki	0.35	0.49	224.39	43.191	5.82
Kern county	0.70	0.35	152.90	17.15	12.97
Campano Lucano	1.00	1.20	155.00	26.16	16.51
Tabas	0.25	0.30	908.35	84.34	9.75

Se exponen a continuación los resultados obtenidos, tanto del cálculo de disipadores como de los cálculos dinámicos directos (CDD) para los edificios de 3, 6 y 9 plantas realizados con las distribuciones óptimas del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, tanto con la propuesta en esta Tesis (DO Propuesta) como por la obtenida por Benavent-Climent (2011b) (DO Benavent-Climent). De esta forma se pueden comparar las previsiones realizadas en proyecto a partir del método propuesto (Pred) con los resultados obtenidos en los cálculos con terremotos reales (CDD). Al llevar a cabo los CDD, se establece como premisa fundamental que el valor obtenido del input V_D en cada caso debe coincidir con el adoptado para el dimensionado de los disipadores.

Para ello, el acelerograma es escalado hasta cumplir con dicha condición.

Al utilizar dos distribuciones óptimas diferentes, se producen diferentes valores de la variable, μ_m , del período amplificado, ${}_m T_{m1}$, y de K que influyen en el valor de V_D lo que hace que el método propuesto para calcular los disipadores produzca dimensionados distintos para un mismo acelerograma.

En los cálculos se ha limitado el factor $K \leq 25$, pues valores superiores de K implicarían desplazamientos de fluencia en los disipadores demasiado pequeños para poder llevarlos a la práctica. En la denominación del terremoto en las diferentes tablas y gráficas, aparece el nombre de la estación seguido del factor de escala empleado para proyectar los disipadores, expresado en porcentaje (%). Se ha seleccionado en cada caso un valor del factor de escala de tal forma que se produzca un daño apreciable en los disipadores de energía ($\eta > 1$).

Para el cálculo de la DO Propuesta se adopta el criterio de seleccionar un número de modos de vibración, N_ϕ , tal que el valor de $M_{mov,ac}/M_{mov,tot} \geq 95\%$. Dado que se considera una distribución de $K_i = K = cte$, la distribuciones ϕ_{ni}/ϕ_{1i} de los distintos n -modos de vibración coincidirán en la estructura principal y en la mixta rígido-flexible. De esta forma, para calcular el valor de N_ϕ se tendrá en cuenta el valor de $M_{mov,ac}$ de la estructura principal en los prototipos de 3, 6 y 9 plantas.

En las gráficas que se obtienen de los cálculos dinámicos, se ha incluido el valor del parámetro ${}_s r_1 = {}_s \alpha_1 / \alpha_e$. Como su definición indica, hace referencia a la relación de la capacidad a esfuerzo cortante de los disipadores en la planta baja del edificio en relación al parámetro α_e , que indicaba la resistencia que debería tener la estructura principal de hormigón para permanecer bajo régimen elástico sometida al input V_D . Por lo tanto, ${}_s r_1$ es un coeficiente que indica el grado de resistencia lateral de los disipadores instalados en la base del edificio en relación a la resistencia lateral mínima que debería tener la estructura principal, sin disipadores, para mantenerse elástica bajo el input de energía V_D . Su valor se ve muy influenciado por el ratio $n_{eq} = \eta / \mu_m$ pues valores bajos de n_{eq} producen valores elevados del factor ${}_s r_1$ y viceversa.

6.4.1. Dimensionamiento de disipadores y resultados de los cálculos en estructuras de 3 plantas

El edificio prototipo con forjado reticular de 3 plantas que sirve de base para dimensionar los disipadores de energía, presenta las siguientes características:

- Distribución masas: $m_i/m_1 = (1, 1, 0.87)$ con $m_1 = 2.56 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$
- Distribución de rigideces: ${}_f k_i^{br} / {}_f k_1^{br} = (1, 1.12, 1.12)$ con ${}_f k_1^{br} = 510 \text{ kN}\cdot\text{cm}$
- ${}_f T_1 = 0.94 \text{ s}$
- Número de modos de vibración considerados para el cálculo de la DO Propuesta: $N_\phi = 2$, con valor de $M_{mov,ac}/M_{mov,tot} \geq 99.14\%$
- $\xi = 0.05$

En las distribuciones anteriores, el primer número dentro el paréntesis se refiere a la planta baja, y el último a la última planta, estando el resto de valores ordenados en orden creciente de la

planta. Sobre esta estructura principal, se lleva a cabo el cálculo de disipadores de energía para cada terremoto, teniendo en cuenta las distribuciones DO Propuesta y DO Benavent-Climent, obteniendo los valores de proyecto recogidos en las tablas 6.3 y 6.4, respectivamente.

La estructura mixta así definida, es sometida a cálculos dinámicos empleando en cada caso el acelerograma escalado hasta obtener el input V_D establecido en la fase de cálculo del disipador de energía. Los resultados se incluyen en las figuras que se muestran desde la Fig. 6.4 hasta la Fig. 6.10, en las que para cada terremoto se representan en el eje de ordenadas el número de plantas y en el eje de abscisas, tanto para la estructura dimensionada con la DO Propuesta como con la DO Benavent-Climent, las distribuciones: (i) óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia ($\bar{\alpha}_i$), (ii) del ratio de deformación plástica acumulada (η_i), (iii) del coeficiente de ductilidad máxima (μ_{mi}), (iv) de la eficiencia energética (η_i/μ_{mi}), (v) del índice de desplazamiento relativo entre plantas (IDI_i) y (vi) ratio de energía histerética disipada en cada planta respecto al total (E_{hi}/E_{ht}).

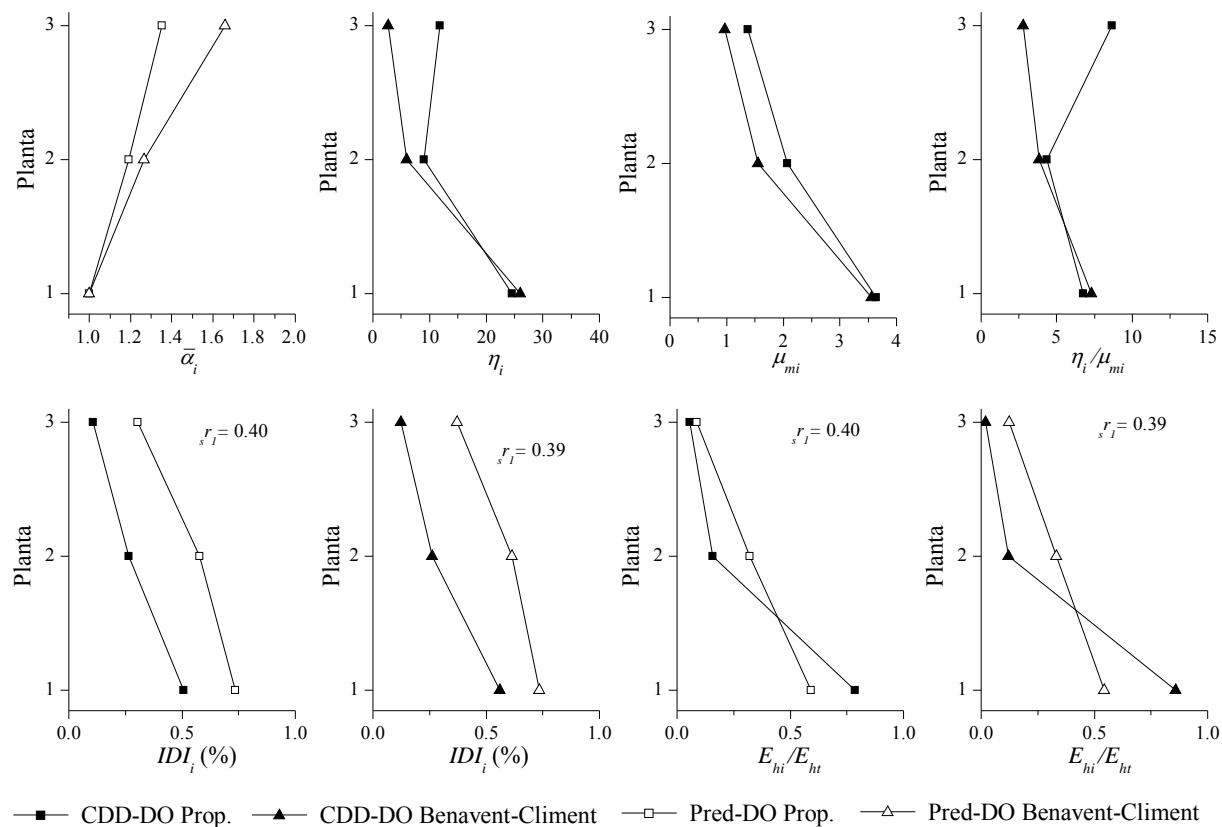


Fig. 6.4: Resultados CDD 3 Plantas El Centro-90

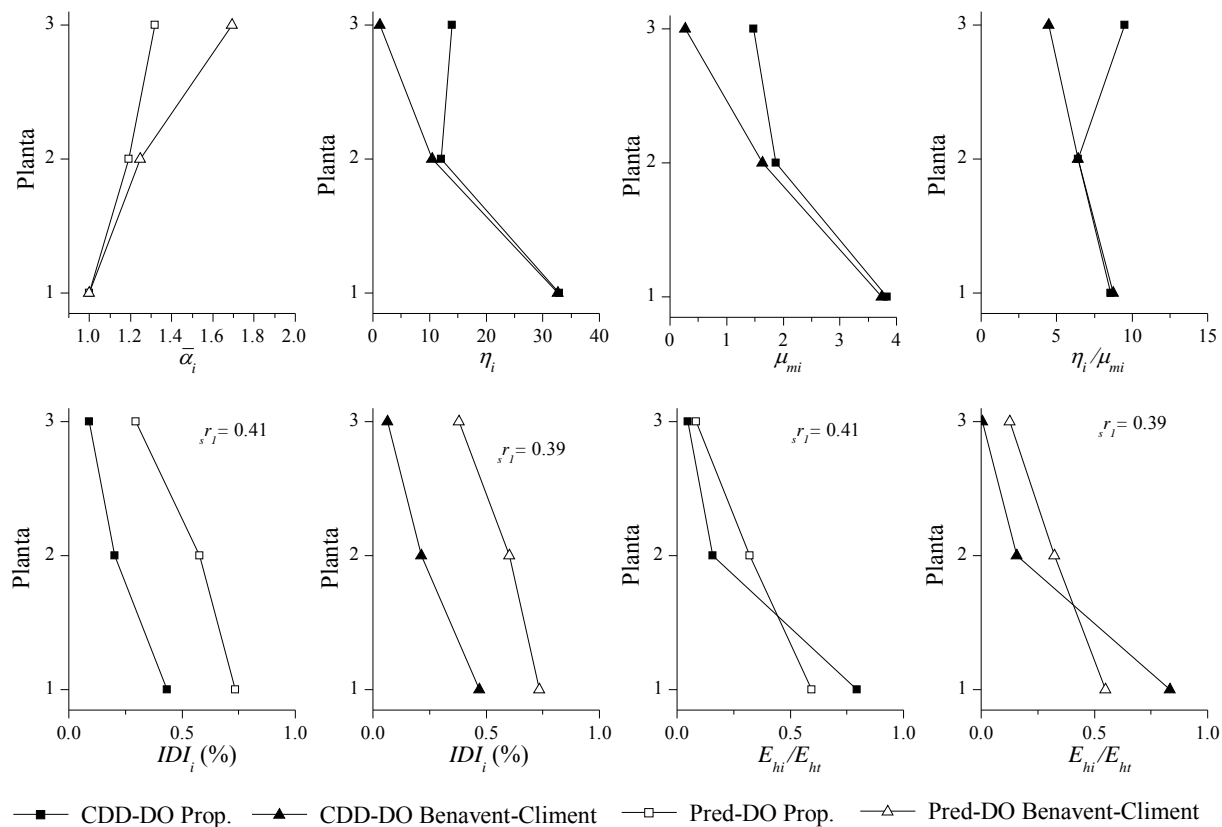


Fig. 6.5: Resultados CDD 3 Plantas Kobe-35

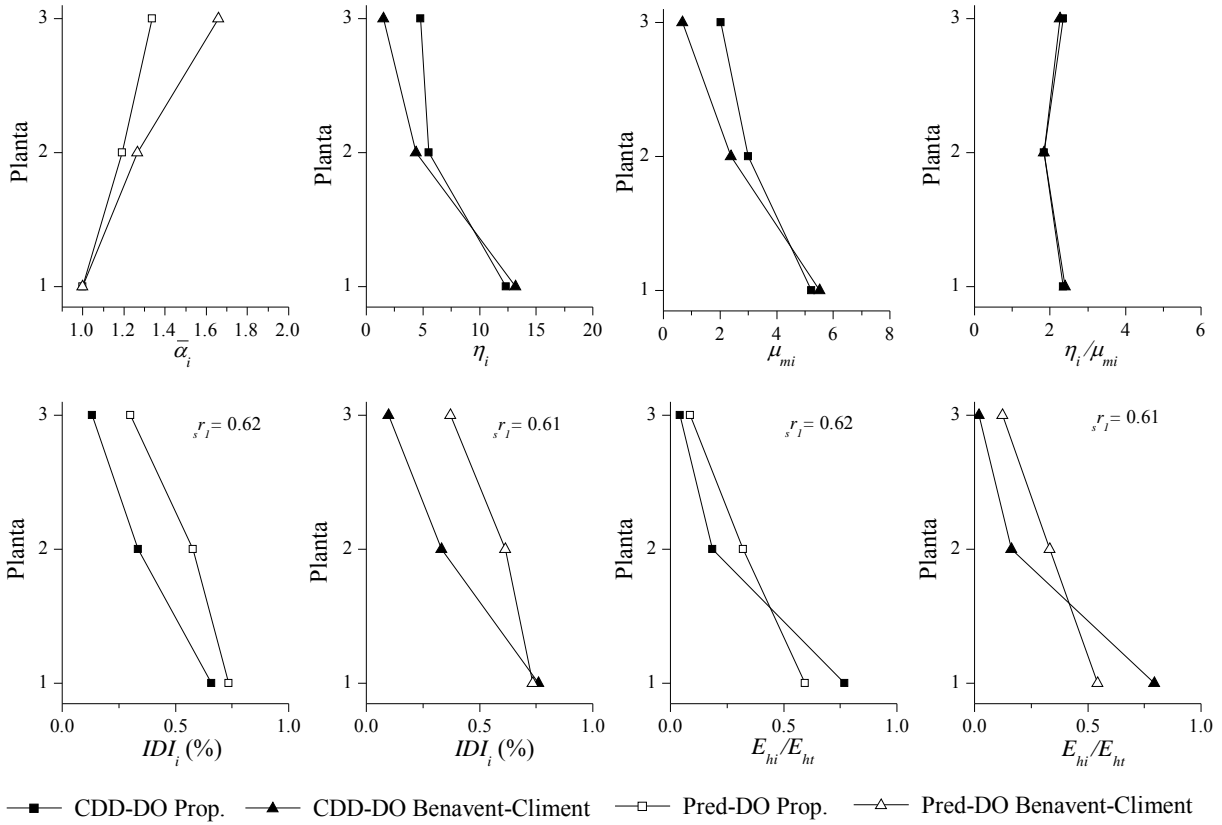


Fig. 6.6: Resultados CDD 3 Plantas Lorca-100

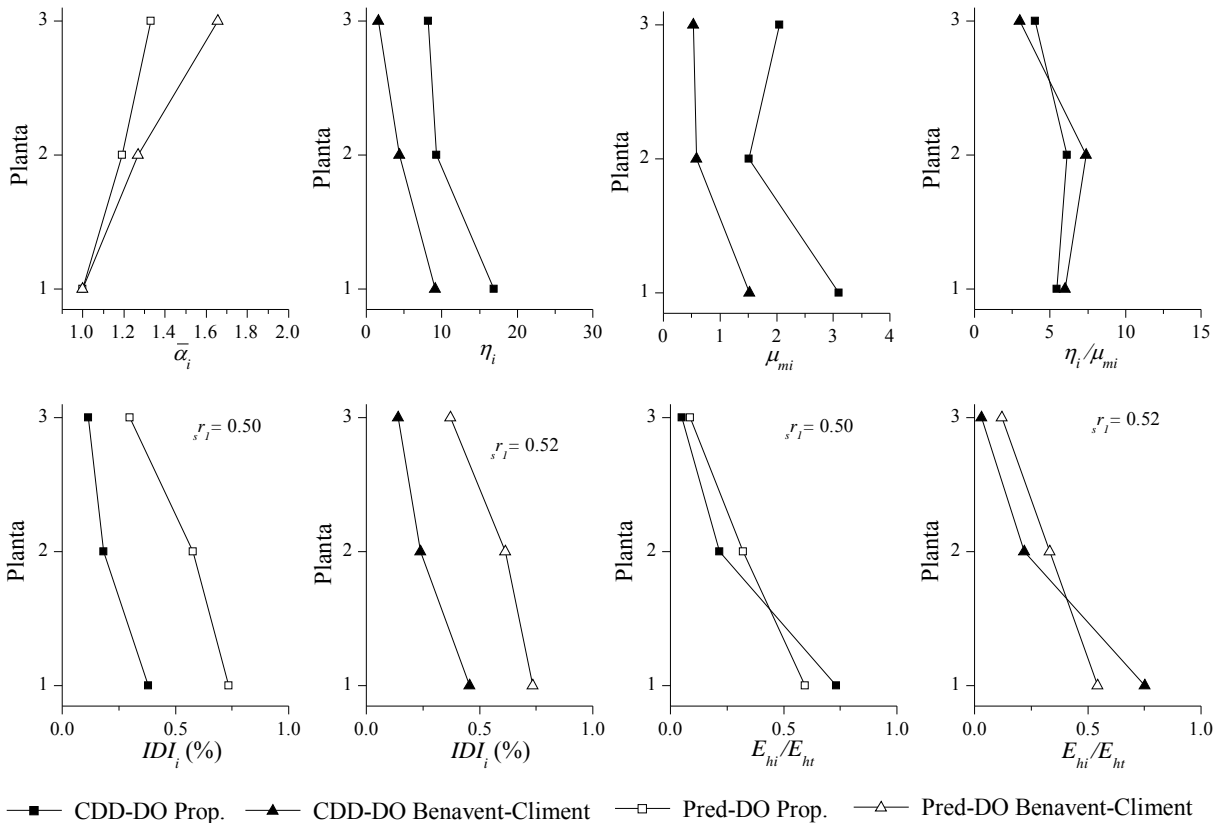


Fig. 6.7: Resultados CDD 3 Plantas Hachinoe-95

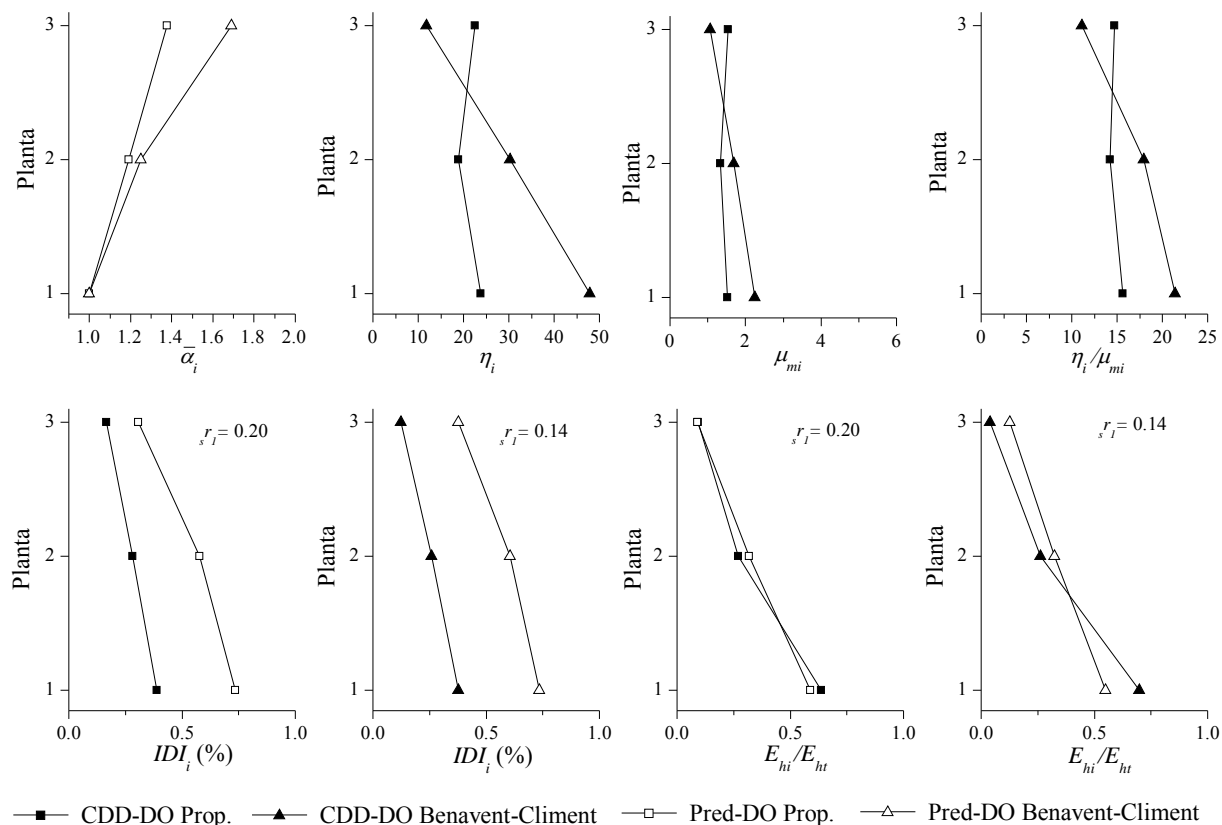


Fig. 6.8: Resultados CDD 3 Plantas Taft-100

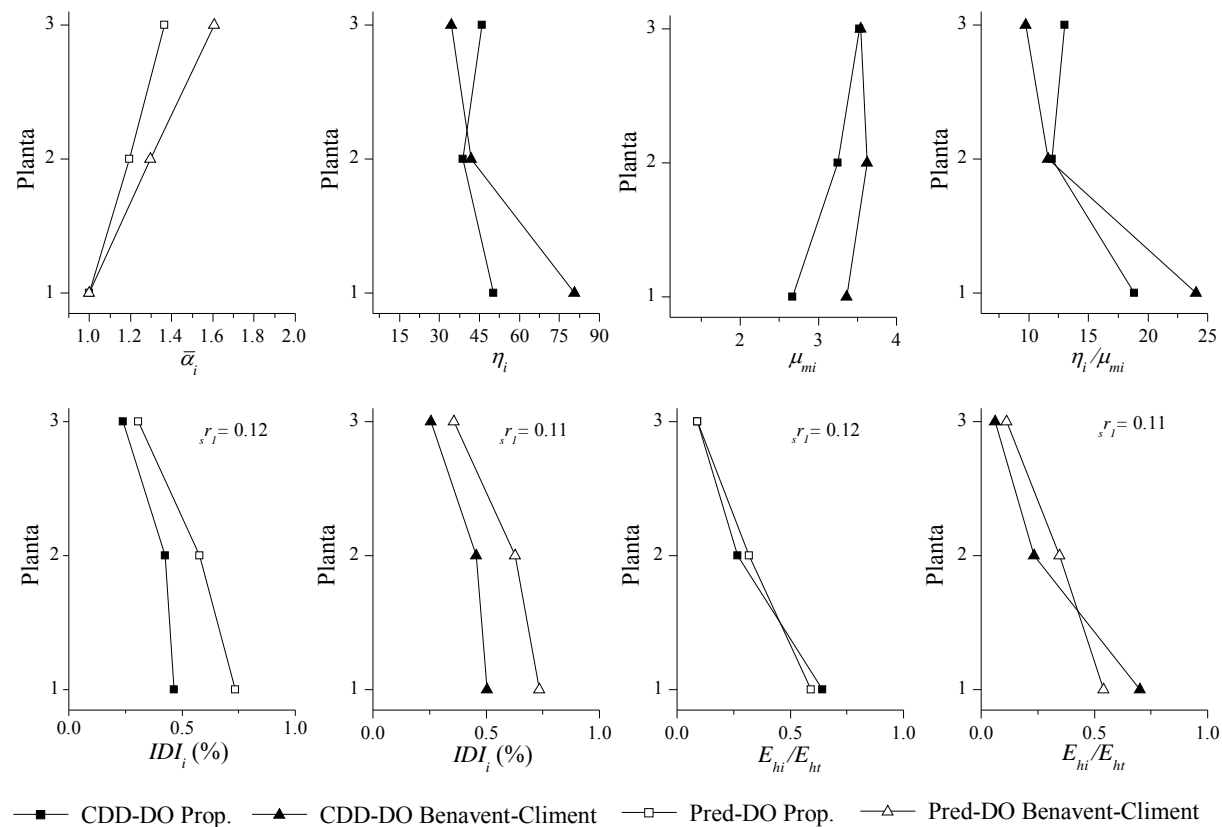


Fig. 6.9: Resultados CDD 3 Plantas Calitri-100

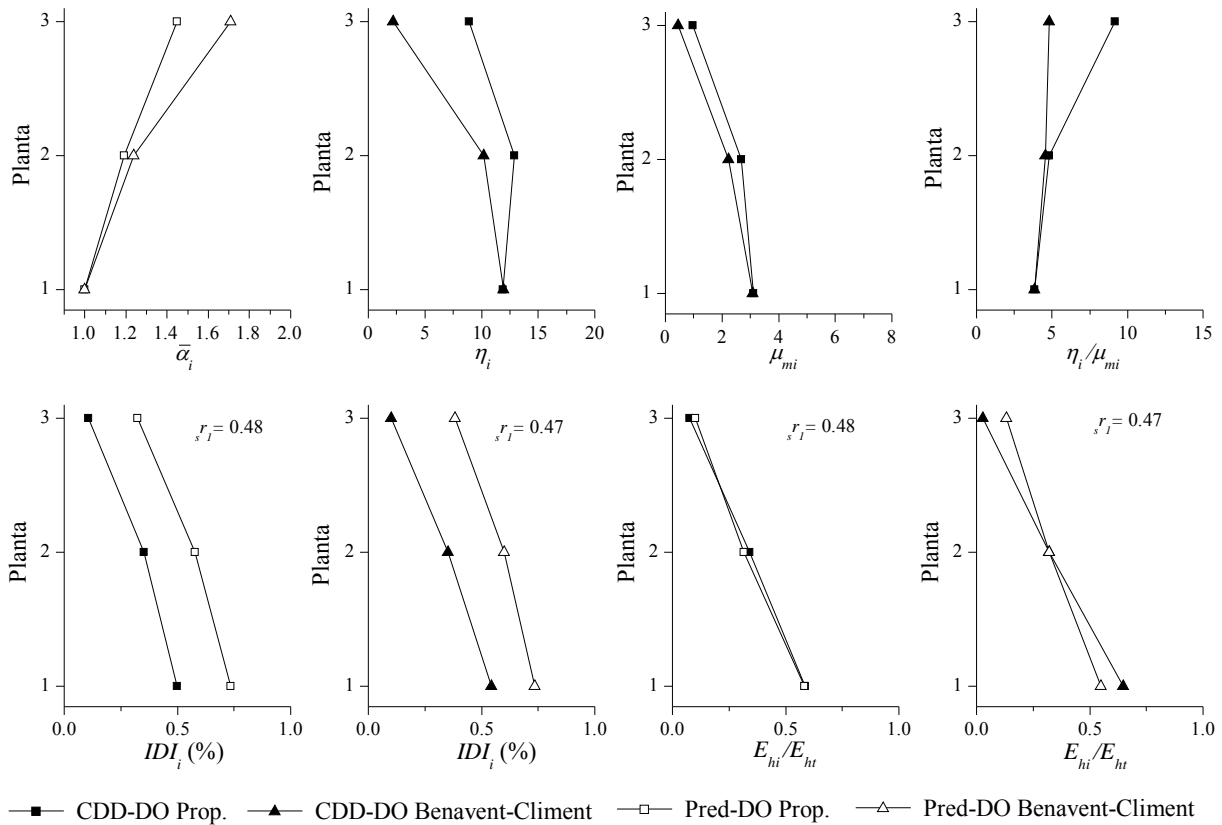


Fig. 6.10: Resultados CDD 3 Plantas Tabas-40

Se observa que la distribución de η_i es mas uniforme en altura con la DO propuesta que con la DO de Benavent-Climent, lo que se traduce en una menor tendencia hacia la concentración de daño. No obstante, en los terremotos de campo cercano (El Centro, Kobe y Lorca) se observa un mayor valor de η_1 , respecto a los terremotos de campo lejano en los que la distribución de esta variable es mas uniforme.

En la Tabla 6.5 se muestran los valores de $\bar{\eta}$, siendo este coeficiente la media de los valores η_i de todas las plantas, así como el valor de proyecto η_p . Como se observa, la DO Propuesta presenta un coeficiente de variación (COV) menor en todos los casos al obtenido en los cálculos con la DO Benavent-Climent, lo que confirma lo observado en la representación gráfica. Asimismo, se comprueba que la predicción realizada en fase de proyecto, η_p , produce en general valores próximos o inferiores a los obtenidos en los cálculos, $\bar{\eta}$. Esto se debe a la consideración en proyecto de valores de eficiencia energética, n_{eq} , conservadores. Este criterio queda del lado de la seguridad, pues conduce a una distribución de desplazamientos entre plantas en fase de proyecto superior a la obtenida en los cálculos dinámicos, aunque como contrapartida el daño en los disipadores de energía sea superior al previsto. Esta última incidencia no es tan relevante pues estos elementos cuentan con unas reservas en la capacidad para absorber deformaciones plásticas ($\eta = 400$ en disipadores WPD (Benavent-Climent et al., 2011)) muy superiores a los valores de η obtenidos con terremotos correspondientes a zonas de sismicidad moderada.

Tabla 6.5: Valores de $\bar{\eta}$ y η_p en estructura de 3 Plantas

Terremoto	DO Propuesta				DO Benavent-Climent			
	η_p	$\bar{\eta}$	COV	$\bar{\eta}/\eta_p$	η_p	$\bar{\eta}$	COV	$\bar{\eta}/\eta_p$
El Centro-90	15.69	15.15	0.54	0.97	13.70	11.59	1.09	0.85
Kobe-35	19.04	19.62	0.59	1.03	17.32	14.81	1.09	0.86
Lorca-100	7.50	7.53	0.55	1.00	6.74	6.37	0.95	0.95
Hachinoe-95	10.71	11.46	0.41	1.07	4.41	5.03	0.76	1.14
Taft-100	16.28	21.74	0.12	1.34	27.90	30.02	0.60	1.08
Calitri-100	38.14	45.01	0.13	1.18	47.24	52.39	0.47	1.11
Tabas-40	8.96	11.23	0.19	1.25	8.08	8.12	0.64	1.00

La distribución de μ_{mi} sigue una tendencia parecida a la de η_i , lo que se traduce en cierta uniformidad de η_i/μ_{mi} . Como se observa en las gráficas, los valores obtenidos de η_i/μ_{mi} son en todos los casos superiores a los previstos en el cálculo del disipador (Tablas 6.3 y 6.4). Es decir, la eficacia en la disipación de energía (creciente con el valor de $n_{eq} = \eta/\mu_m$) es superior a la prevista en proyecto. En la Tabla 6.6, se muestran los valores de η/μ_m previstos en fase de proyecto (Proy) con la media $\overline{\eta/\mu_m}$ de los valores η_i/μ_{mi} obtenidos en todas las plantas del cálculo (CDD). Ambos valores se comparan mediante el factor $\Delta = \left(\overline{\eta/\mu_m}\right) / (\eta/\mu_m)$. Se observan, en general, valores de $\Delta > 2$ salvo en el caso del terremoto de Lorca-100 ($\Delta = [1.52 - 1.55]$) debido probablemente al carácter especialmente impulsivo del mismo. De esta forma, se confirma que la relación η/μ_m utilizada en fase de proyecto queda del lado de la seguridad, al prever una eficiencia energética peor de la realmente obtenida.

Tabla 6.6: Valores de η/μ_m de proyecto y $\overline{\eta/\mu_m}$ en estructura de 3 Plantas

Terremoto	DO Propuesta				DO Benavent-Climent			
	η/μ_m (Proy)	$\overline{\eta/\mu_m}$ (CDD)	COV (η/μ_m)	Δ	η/μ_m (Proy)	$\overline{\eta/\mu_m}$ (CDD)	COV (η/μ_m)	Δ
El Centro-70	2.26	6.59	0.32	2.92	2.26	4.64	0.51	2.05
Kobe-35	2.29	8.18	0.19	3.57	2.30	6.54	0.33	2.84
Lorca-100	1.41	2.18	0.14	1.55	1.43	2.17	0.13	1.52
Hachinoe-95	1.31	5.20	0.21	3.97	1.32	5.45	0.41	4.13
Taft-100	3.01	14.84	0.05	4.93	3.03	16.82	0.31	5.55
Calitri-100	6.07	14.60	0.25	2.41	6.33	15.12	0.51	2.39
Tabas-40	1.80	5.93	0.48	3.29	1.65	4.42	0.11	2.68

El hecho de obtener valores de $\Delta > 1$, influye de manera determinante en los resultados obtenidos en la distribución de desplazamiento evaluada con el coeficiente IDI_i . Como se observa, en todos los casos la distribución de IDI_i presenta unos valores por planta inferiores a los previstos en fase de proyecto aunque la tendencia en su variación en altura si que se predice correctamente. No obstante, esta diferencia tiende a disminuir cuando los valores de Δ se aproximan a la unidad, como en el caso del terremoto de Lorca-100 (Fig. 6.6) o el de Calitri-100 (Fig. 6.9).

En cuanto a la distribución de energía de deformación plástica, E_{hi}/E_{ht} , que mide la distribución del daño, se observa una buena predicción con ambas distribuciones óptimas respecto a los resultados obtenidos. En el campo cercano, se observan unos valores mayores a los previstos

en la planta baja lo que indica una concentración de daño superior, ya anticipada por la distribución η_i , aunque en ningún caso se supera el 25 %. En el campo lejano, la predicción realizada es muy aproximada a los valores obtenidos en los CDD.

Se confirma la relación inversa entre η/μ_m y $s r_1$. En el prototipo sometido al terremoto de Lorca-100 presenta un valor de $\overline{\eta/\mu_m} \simeq 2$ y $s r_1 = [0.61 - 0.62]$ (teniendo en cuenta los cálculos según DO Propuesta y DO Benavent-Climent). Sin embargo, en el terremoto de Calitri-100, se obtiene un valor de $\overline{\eta/\mu_m} \simeq 15$ y $s r_1 = [0.11 - 0.12]$.

6.4.2. Dimensionamiento de disipadores y resultados de los cálculos en edificios de 6 plantas

El edificio prototipo con forjado reticular de 6 Plantas que sirve de base para dimensionar los disipadores de energía, presenta las siguientes características:

- Distribución masas: $m_i/m_1 = (1, 1, 1, 1, 1, 0.90)$ con $m_1 = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$
- Distribución de rigideces: $f k_i^{br}/f k_1^{br} = (1, 0.93, 0.70, 0.69, 0.68, 0.65)$ con $f k_1^{br} = 1\,636 \text{ kN}\cdot\text{cm}$
- $f T_1 = 1.38 \text{ s}$
- Número de modos de vibración considerados para el cálculo de la DO Propuesta: $N_\phi = 3$, con un valor de $M_{mov,ac}/M_{mov,tot} \geq 97.74\%$
- $\xi = 0.05$

Sobre esta estructura principal, se lleva a cabo el cálculo de disipadores de energía para cada terremoto, teniendo en cuenta las distribuciones DO Propuesta y DO Benavent-Climent, obteniendo los valores de proyecto recogidos en las tablas Tabla 6.7 y Tabla 6.8, respectivamente.

La estructura mixta así definida, es sometida a cálculos dinámicos empleando en cada caso el acelerograma escalado hasta obtener el input V_D establecido en la fase de cálculo del disipador de energía. Los resultados se incluyen en las figuras que se muestran desde la Fig. 6.11 hasta la Fig. 6.17, en las que para cada terremoto se representan en el eje de ordenadas el número de plantas y en el eje de abscisas, tanto para la estructura dimensionada con la DO Propuesta como con la DO Benavent-Climent, las distribuciones: (i) Óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia ($\bar{\alpha}_i$), (ii) ratio de deformación plástica acumulada (η_i), (iii) coeficiente de ductilidad máxima (μ_{mi}), (iv) eficiencia energética (η_i/μ_{mi}), (v) índice de desplazamiento relativo entre plantas (IDI_i) y (vi) ratio de energía histerética disipada en cada planta respecto al total (E_{hi}/E_{ht}).

Tabla 6.7: Cálculo de disipadores en estructura de 6 plantas con la DO Propuesta

	El Centro-70	Kobe-30	Lorca-100	Hachinoe-110	Taft-170	Calitri-100	Tabas-40									
V_D (cm/s)	65	69	46	53	81	76	63									
mT_1 (s)	0.64	0.52	0.52	0.66	0.45	0.70	0.49									
mT_{m1} (s)	0.79	0.72	0.82	0.81	0.70	0.89	0.73									
K	3.70	5.90	6.00	3.40	8.20	2.90	6.80									
r_q	1.06	1.00	2.31	1.01	1.01	2.18	1.19									
η	6.58	11.28	18.14	3.19	22.63	32.31	12.82									
μ_m	2.91	4.93	12.87	2.44	7.32	5.33	7.12									
η/μ_m	2.26	2.29	1.41	1.31	3.01	6.07	1.80									
Planta	$s\delta_{yi}$ (mm)	$s\delta_{yi}$ (mm)	$s\delta_{yi}$ (mm)	$s\delta_{yi}$ (mm)	$s\delta_{yi}$ (mm)	$s\delta_{yi}$ (mm)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)
6	2.0	775	1.2	740	0.6	374	2.3	840	0.9	803	1.2	369	1.2	369	1.2	866
5	3.6	1493	2.2	1482	1.0	691	4.1	1571	1.7	1536	2.2	708	2.2	708	2.0	1490
4	4.9	2037	3.2	2107	1.4	932	5.6	2129	2.3	2114	3.0	979	3.0	979	2.4	1870
3	5.8	2458	3.8	2587	1.6	1122	6.6	2566	2.7	2563	3.6	1190	3.6	1190	2.8	2177
2	4.9	2770	3.2	2894	1.4	1262	5.6	2887	2.3	2879	3.0	1335	3.0	1335	2.4	2475
1	4.9	2951	3.2	3052	1.4	1351	5.5	3086	2.3	3063	3.0	1419	3.0	1419	2.4	2714

Tabla 6.8: Cálculo de disipadores en estructura de 6 plantas con la DO Benavent-Climent

	El Centro-70	Kobe-30	Lorca-100	Hachinoe-110	Taft-170	Calitri-100	Tabas-40							
V_D (cm/s)	63	71	46	54	83	76	65							
mT_1 (s)	0.70	0.56	0.52	0.67	0.48	0.70	0.52							
mT_{m1} (s)	0.82	0.74	0.82	0.82	0.70	0.89	0.72							
K	2.90	5.10	6.00	3.30	7.20	2.90	5.90							
r_q	1.19	1.07	2.55	1.05	1.01	2.30	1.02							
η	5.52	10.23	20.45	3.26	18.98	35.80	8.24							
μ_m	2.44	4.44	14.30	2.46	6.27	5.66	5.00							
η/μ_m	2.26	2.30	1.43	1.32	3.03	6.33	1.65							
Planta	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)		
6	2.7	85.4	1.9	10.49	0.6	396	2.7	949	1.4	1098	1.2	370	1.8	1162
5	4.5	1473	3.0	1720	1.0	684	4.5	1652	2.2	1810	2.1	698	2.8	1855
4	5.8	1888	3.7	2132	1.3	876	5.7	2129	2.8	2252	2.9	949	3.4	2261
3	6.6	2190	4.2	2434	1.5	1017	6.6	2477	3.1	2576	3.4	1132	3.8	2560
2	5.5	2437	3.5	2713	1.2	1131	5.5	2755	2.6	2871	2.9	1255	3.2	2856
1	5.6	2669	3.6	3029	1.3	1239	5.6	3007	2.7	3198	2.8	1329	3.3	3221

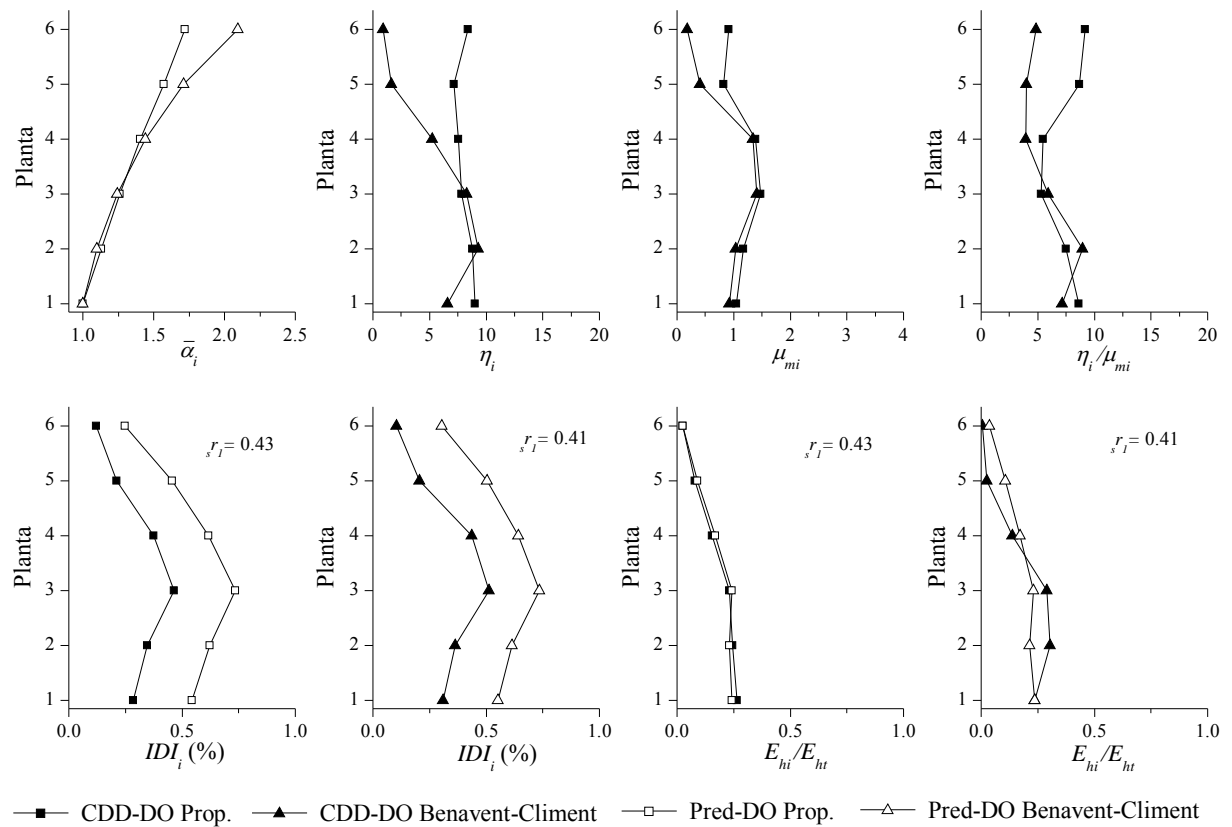


Fig. 6.11: Resultados 6 Plantas El Centro-70

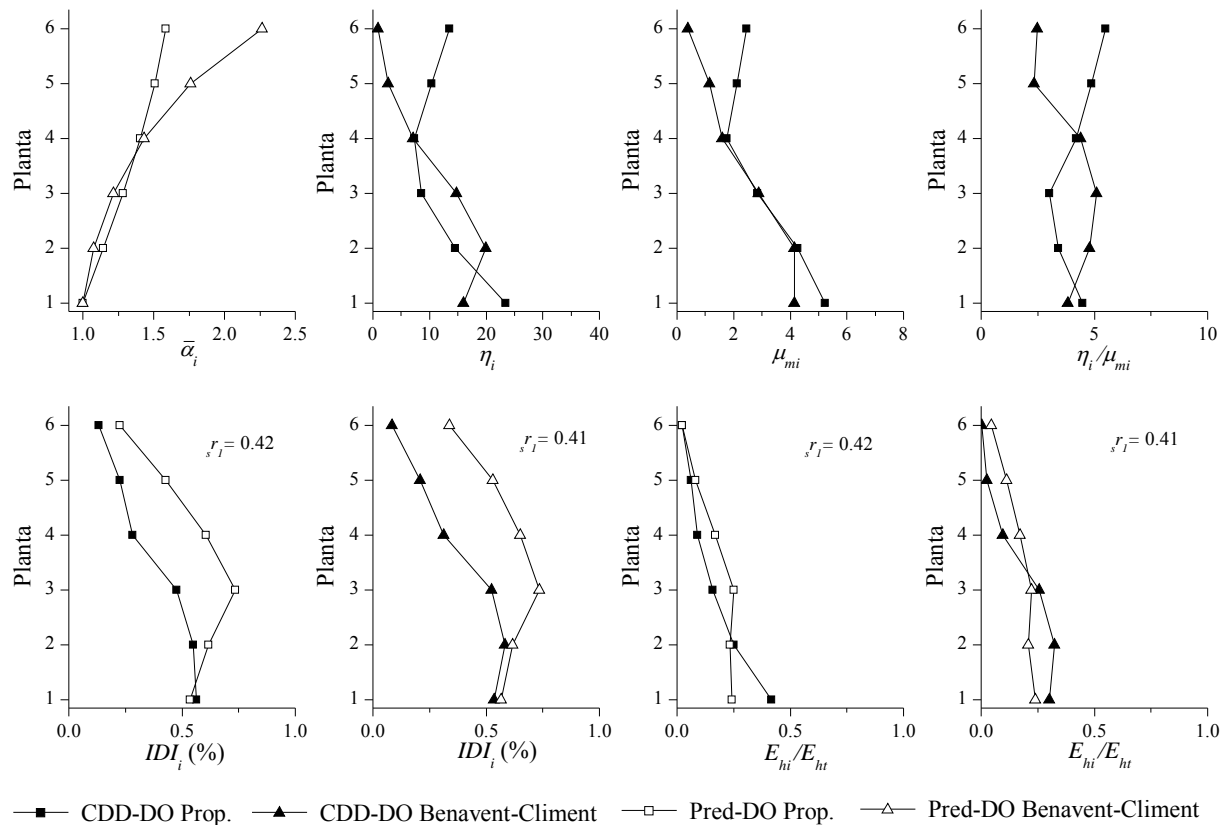


Fig. 6.12: Resultados 6 Plantas Kobe-30

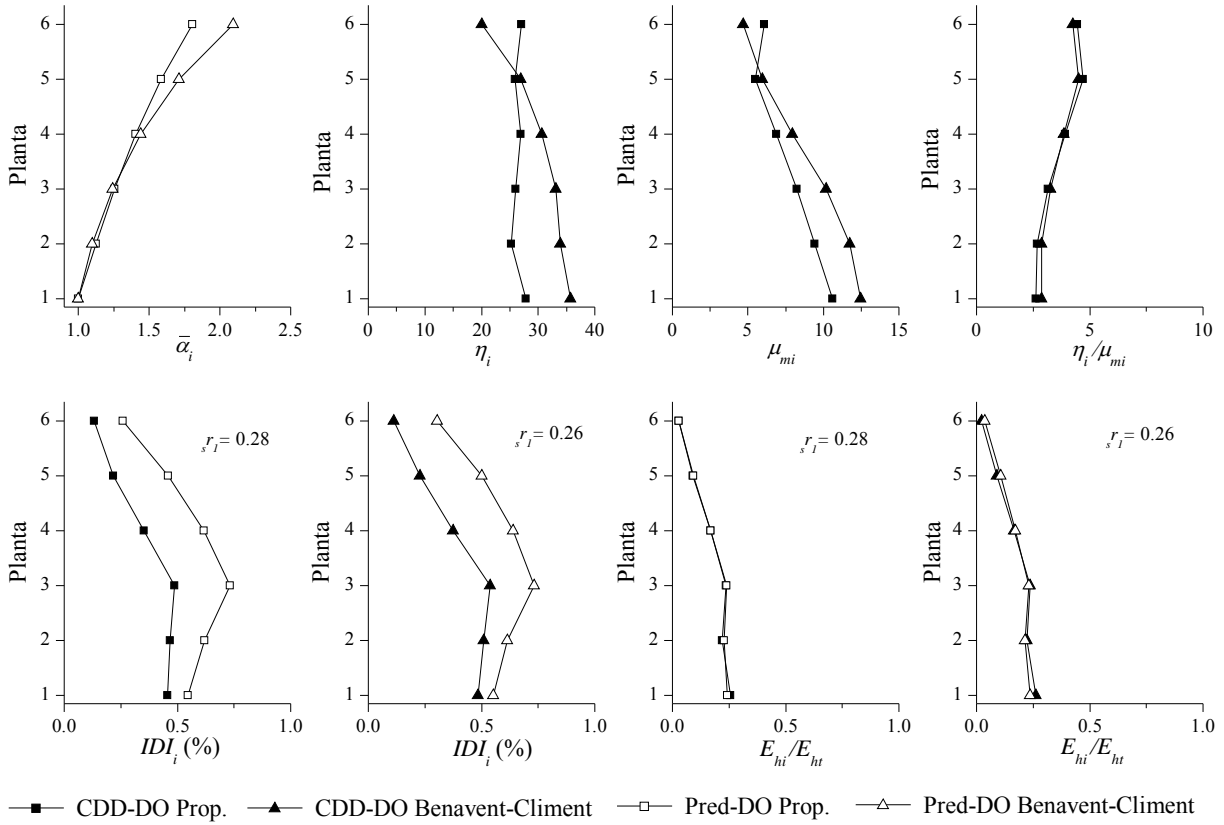


Fig. 6.13: Resultados 6 Plantas Lorca-100

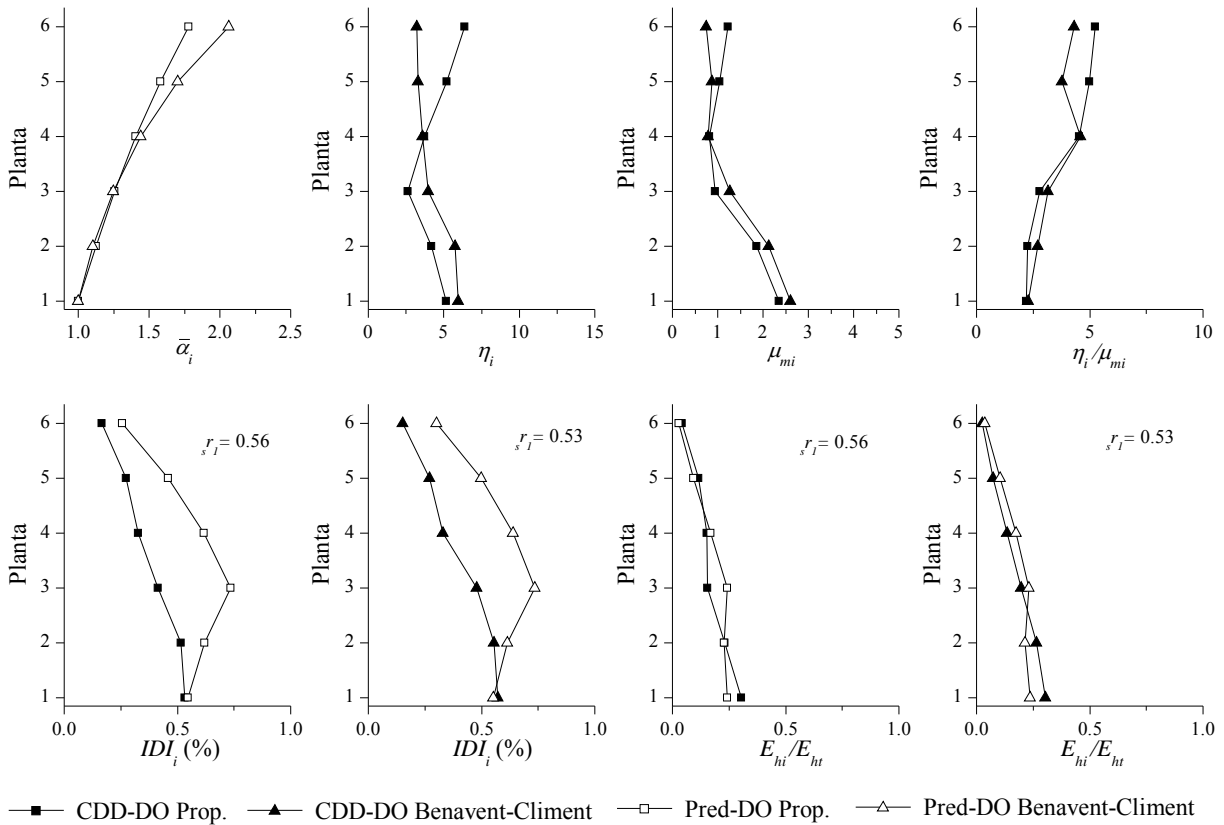


Fig. 6.14: Resultados 6 Plantas Hachinoe-110

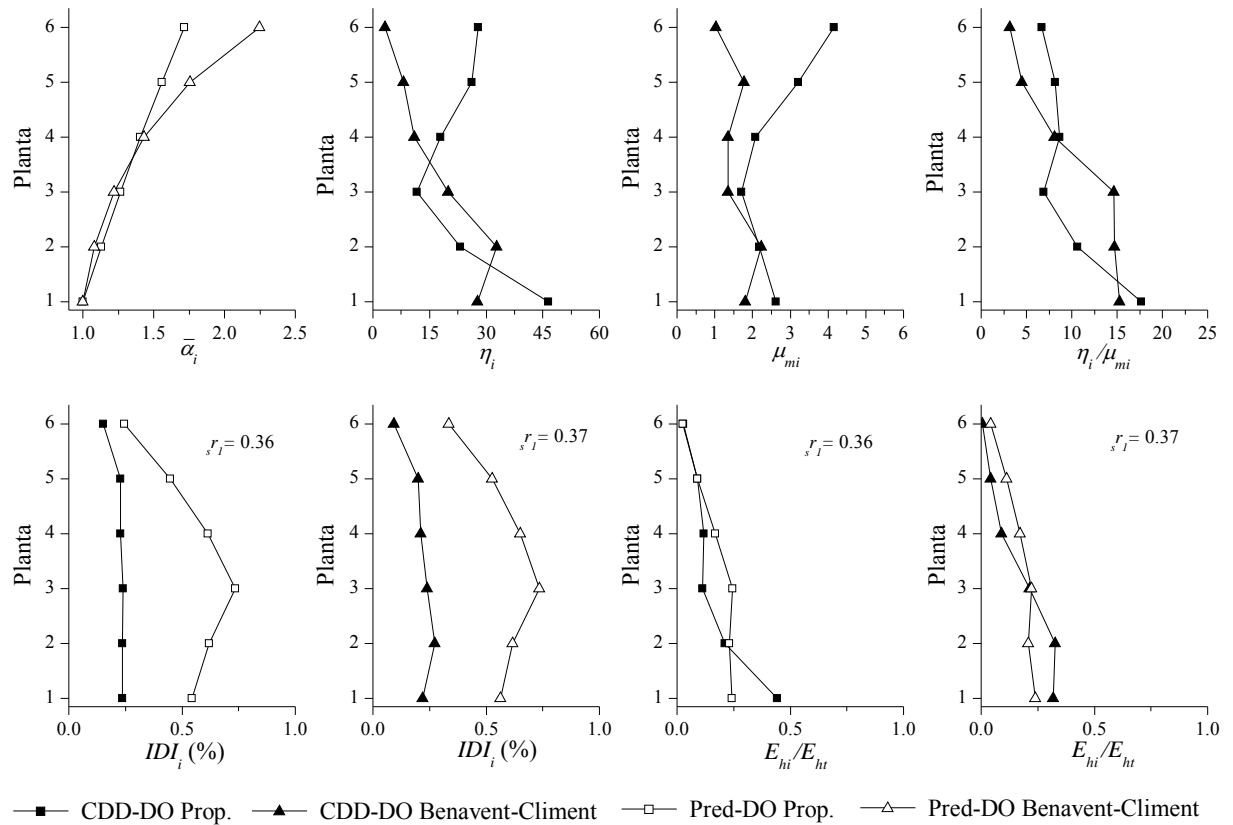


Fig. 6.15: Resultados 6 Plantas Taft-170

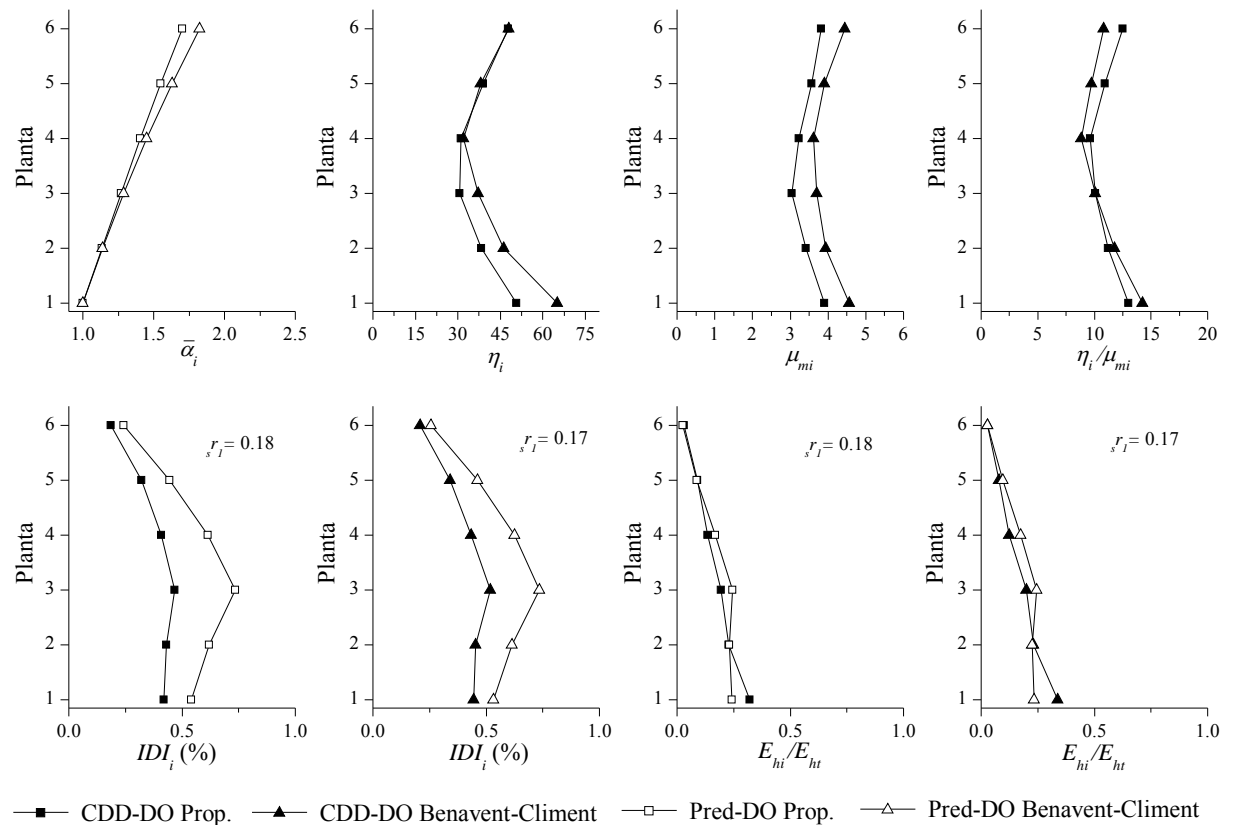


Fig. 6.16: Resultados 6 Plantas Calitri-100

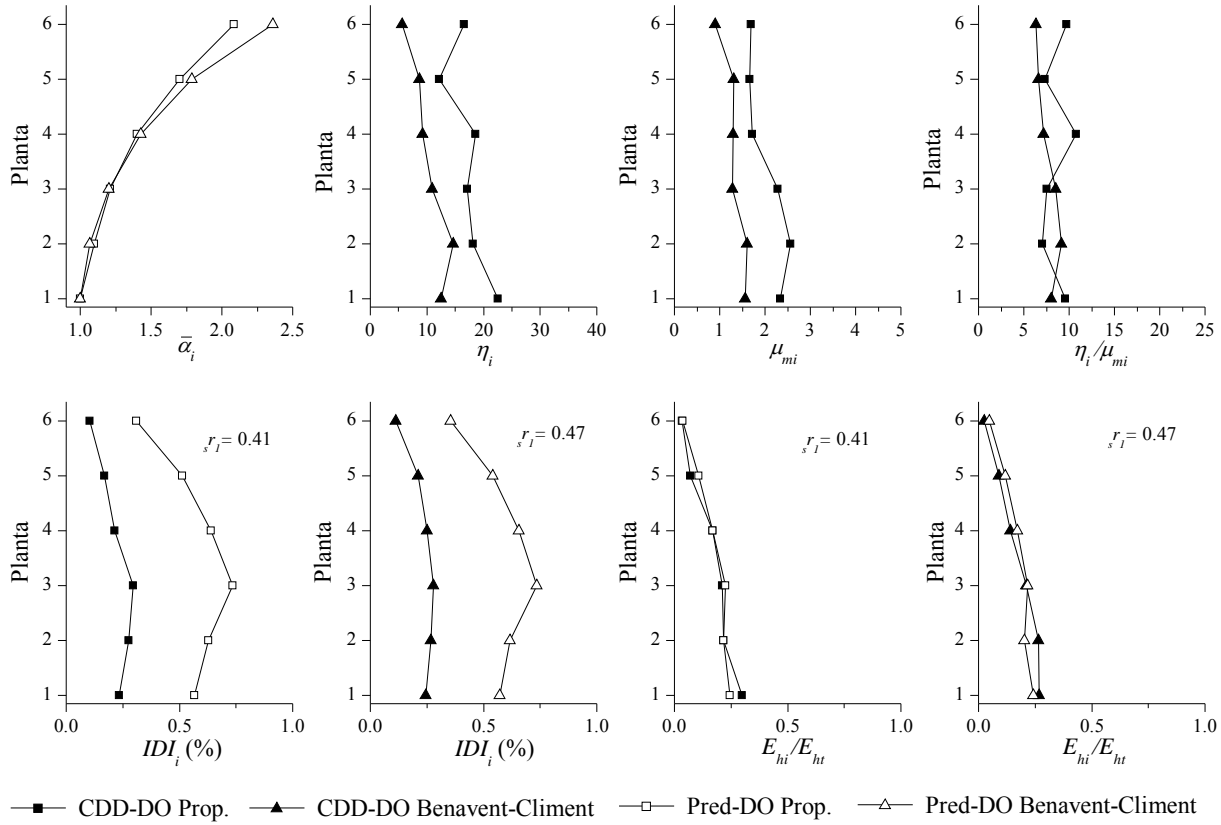


Fig. 6.17: Resultados 6 Plantas Tabas-40

De los resultados obtenidos, se observa una distribución η_i mas uniforme empleando la DO Propuesta. No obstante, en los terremotos de campo cercano (El Centro, Kobe y Lorca) se observa un mayor valor de η_1 , respecto a los terremotos de campo lejano en los que la distribución de esta variable es mas uniforme. En la Tabla 6.9 se muestran los valores de $\bar{\eta}$ y η_p .

Como se observa, la DO Propuesta presenta un coeficiente de variación (COV) menor en todos los casos al obtenido en los cálculos con la DO Benavent-Climent, lo que confirma lo observado en la representación gráfica.

Tabla 6.9: Valores de $\bar{\eta}$ y η_p en estructura de 6 Plantas

Terremoto	DO Propuesta				DO Benavent-Climent			
	η_p	$\bar{\eta}$	COV	$\bar{\eta}/\eta_p$	η_p	$\bar{\eta}$	COV	$\bar{\eta}/\eta_p$
El Centro-70	6.58	8.12	0.09	1.23	5.52	5.31	0.65	0.96
Kobe-30	11.28	12.96	0.45	1.15	10.23	10.22	0.76	1.00
Lorca-100	18.14	26.48	0.04	1.46	20.45	30.05	0.19	1.47
Hachinoe-110	3.19	4.55	0.28	1.43	3.26	4.29	0.28	1.32
Taft-170	22.63	25.55	0.46	1.13	18.98	17.09	0.68	0.90
Calitri-100	32.31	39.59	0.21	1.23	35.8	44.45	0.26	1.24
Tabas-40	12.82	17.52	0.19	1.37	8.24	10.29	0.30	1.25

Asimismo, se confirma la tendencia observada en los prototipos de 3 plantas de que los valores de η_p son en general inferiores a los previstos en los cálculos, $\bar{\eta}$, confirmando la tendencia conservadora en la estimación de la eficiencia energética, n_{eq} , en proyecto con una distribución

de desplazamientos entre plantas superior a la obtenida en los cálculos.

La tendencia a la uniformidad de la distribución de μ_{mi} , y por tanto de η_i/μ_{mi} , es parecida a la de η_i . Los valores obtenidos de η_i/μ_{mi} son en todos los casos superiores a los previstos en el cálculo del disipador (Tablas 6.7 y 6.8). Por tanto, al igual que ocurría en el caso de los prototipos de 3 plantas, la eficacia en la disipación de energía (creciente con el valor de $n_{eq} = \eta/\mu_m$) es superior a la prevista en fase de proyecto (Proy), como se observa en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10: Valores de η/μ_m de proyecto y $\overline{\eta/\mu_m}$ en estructura de 6 Plantas

Terremoto	DO Propuesta				DO Benavent-Climent			
	η/μ_m (Proy)	$\overline{\eta/\mu_m}$ (CDD)	COV (η/μ_m)	Δ	η/μ_m (Proy)	$\overline{\eta/\mu_m}$ (CDD)	COV (η/μ_m)	Δ
El Centro-70	2.26	7.46	0.23	3.30	2.26	5.80	0.34	2.57
Kobe-30	2.29	4.24	0.22	1.85	2.30	3.83	0.31	1.67
Lorca-100	1.41	3.59	0.25	2.55	1.43	3.61	0.20	2.52
Hachinoe-110	1.31	3.66	0.38	2.79	1.32	3.47	0.26	2.63
Taft-170	3.01	9.78	0.42	3.25	3.03	10.07	0.55	3.32
Calitri-100	6.07	11.24	0.12	1.85	6.33	10.91	0.18	1.72
Tabas-40	1.80	8.67	0.18	4.82	1.65	7.64	0.15	4.63

Se obtienen en todos los casos valores de $\Delta > 1$. De esta forma, se confirma que la relación η/μ_m utilizada en fase de proyecto queda del lado de la seguridad, asegurando de esta forma que los desplazamientos máximos entre plantas sean inferiores a los límite establecidos.

Los resultados obtenidos en la distribución de desplazamiento evaluada con el coeficiente IDI_i , presentan unos valores por planta inferiores a los previstos en fase de proyecto aunque la tendencia en su variación en altura si que se predice correctamente. No obstante, esta diferencia tiende a disminuir cuando los valores de Δ son bajos, como en el caso del terremoto de Lorca-100 (Fig. 6.13) y Kobe-30 (Fig. 6.12) en campo cercano, así como en el de Hachinoe-110 (Fig. 6.14) o Calitri-100 (Fig. 6.16) en campo lejano.

En cuanto a la distribución de energía de deformación plástica, E_{hi}/E_{ht} , que mide la distribución del daño, se observa que la predicción con ambas distribuciones óptimas respecto a los resultados obtenidos mejoran respecto a los prototipos de 3 plantas. Tan solo en los terremotos de Kobe-30 (Fig. 6.12) y Taft-170 (Fig. 6.15) se producen en planta baja mayores valores respecto a los previstos.

6.4.3. Dimensionamiento de disipadores y resultados de los cálculos en edificios de 9 plantas

El edificio prototipo con forjado reticular de 9 Plantas que sirve de base para dimensionar los disipadores de energía, presenta las siguientes características:

- Distribución masas: $m_i/m_1 = (1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 0.90)$ con $m_1 = 5.68 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$
- Distribución de rigideces: ${}_f k_i^{br}/{}_f k_1^{br} = (1, 0.86, 0.83, 0.68, 0.67, 0.66, 0.50, 0.48, 0.47)$ con ${}_f k_1^{br} = 3\,259 \text{ kN}\cdot\text{cm}$
- ${}_f T_1 = 1.81 \text{ s}$
- Número de modos de vibración considerados para el cálculo de la DO Propuesta: $N_\phi = 4$, con un valor de $M_{mov,ac}/M_{mov,tot} \geq 97.55\%$
- $\xi = 0.05$

Sobre esta estructura principal, se lleva a cabo el cálculo de disipadores de energía para cada terremoto, teniendo en cuenta las distribuciones DO Propuesta y DO Benavent-Climent, obteniendo los valores de proyecto recogidos en las tablas Tabla 6.11 y Tabla 6.12, respectivamente.

La estructura mixta así definida, es sometida a cálculos dinámicos empleando en cada caso el acelerograma escalado hasta obtener el input V_D establecido en la fase de cálculo del disipador de energía. Los resultados se incluyen en las figuras que se muestran desde la Fig. 6.18 hasta la Fig. 6.24, en las que para cada terremoto se representan en el eje de ordenadas el número de plantas y en el eje de abscisas, tanto para la estructura dimensionada con la DO Propuesta como con la DO Benavent-Climent, las distribuciones: (i) Óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia ($\bar{\alpha}_i$), (ii) ratio de deformación plástica acumulada (η_i), (iii) coeficiente de ductilidad máxima (μ_{mi}), (iv) eficiencia energética (η_i/μ_{mi}), (v) índice de desplazamiento relativo entre plantas (IDI_i) y (vi) ratio de energía histerética disipada en cada planta respecto al total (E_{hi}/E_{ht}).

Tabla 6.12: Cálculo de disipadores en estructura de 9 plantas con la DO Benavent-Climent

	El Centro-90	Kobe-36	Lorca-160	Hachinoe-120	Taft-185	Calitri-100	Tabas-35							
V_D (cm/s)	88	88	62	69	69	92	76							
$m_1 T_1$ (s)	0.65	0.57	0.68	0.66	1.01	0.82	0.58							
$m T_{m1}$ (s)	0.88	0.85	0.99	0.93	1.25	1.05	0.86							
K	6.70	9.00	6.00	6.40	2.20	3.90	8.70							
r_q	0.81	0.81	1.35	1.02	1.94	1.37	0.81							
η	9.09	12.92	9.03	7.59	9.63	18.77	9.05							
μ_m	4.42	6.32	7.11	5.50	3.27	4.34	6.08							
η/μ_m	2.06	2.05	1.27	1.38	2.95	4.32	1.49							
Planta	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)	$s\delta_{yi}$ (mm)	sQ_{yi} (kN)				
9	1.9	1979	1.6	2221	1.3	1185	1.6	1534	2.8	922	1.5	886	1.8	2328
8	3.3	3438	2.6	3661	2.2	2058	2.7	2689	4.4	1528	2.7	1686	2.7	3736
7	4.1	4441	3.1	4534	2.7	2659	3.4	3499	5.3	1901	3.7	2344	3.2	4529
6	3.6	5165	2.6	5108	2.4	3093	3.0	4092	4.5	2150	3.4	2883	2.7	5020
5	3.9	5727	2.8	5543	2.6	3429	3.2	4554	4.9	2338	3.9	3319	2.8	5388
4	4.2	6207	3.0	5940	2.8	3716	3.5	4946	5.2	2509	4.3	3669	3.0	5741
3	3.7	6664	2.6	6370	2.5	3990	3.1	5310	4.5	2691	3.7	3946	2.6	6154
2	3.8	7143	2.7	6891	2.5	4276	3.2	5683	4.7	2908	3.8	4162	2.7	6688
1	3.5	7681	2.6	7557	2.4	4599	2.9	6090	4.4	3182	3.4	4325	2.6	7408

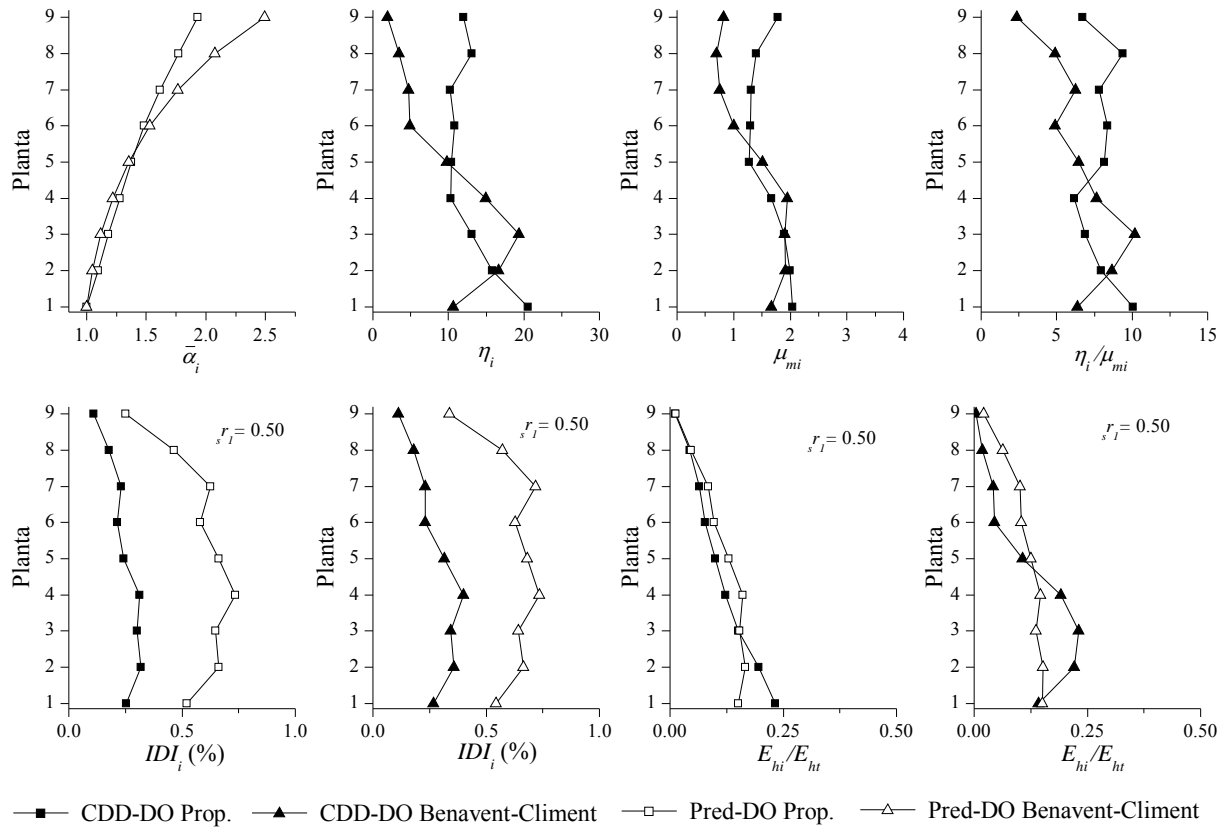


Fig. 6.18: Resultados 9 Plantas El Centro-90

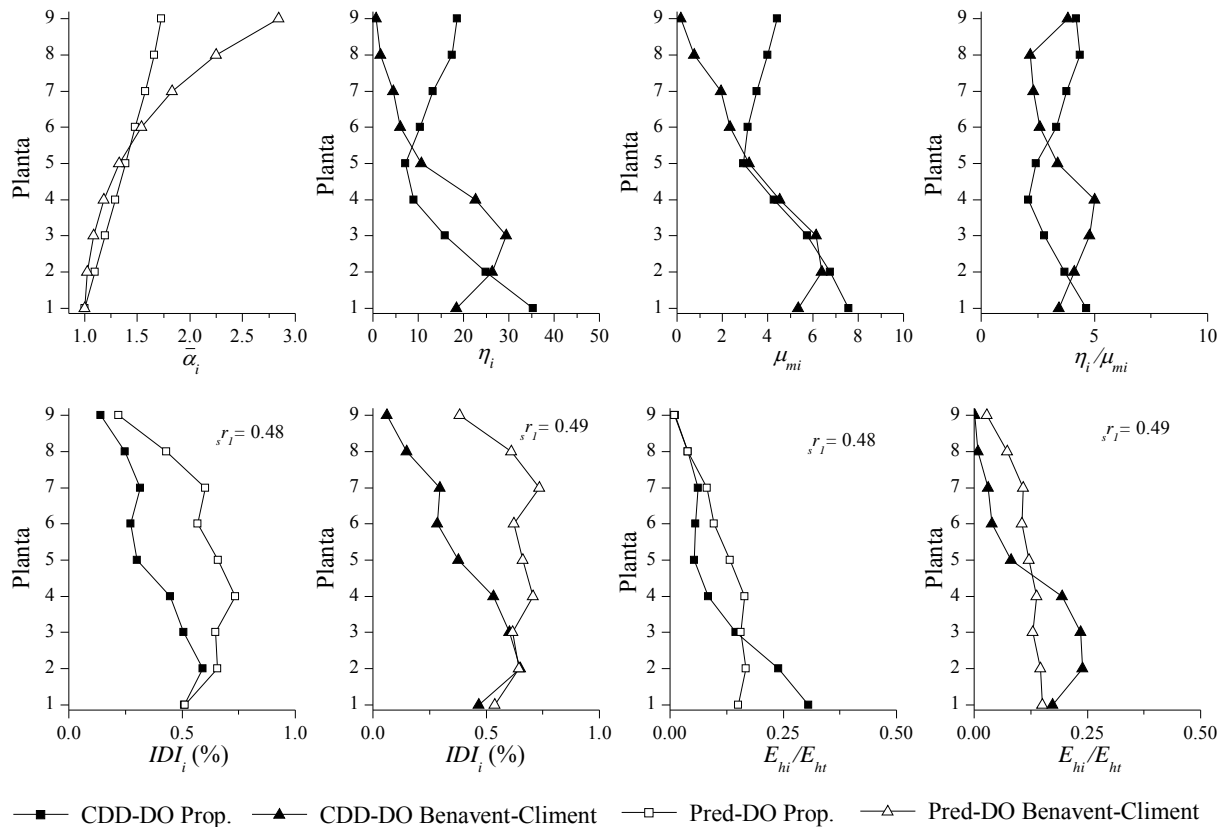


Fig. 6.19: Resultados 9 Plantas Kobe-36

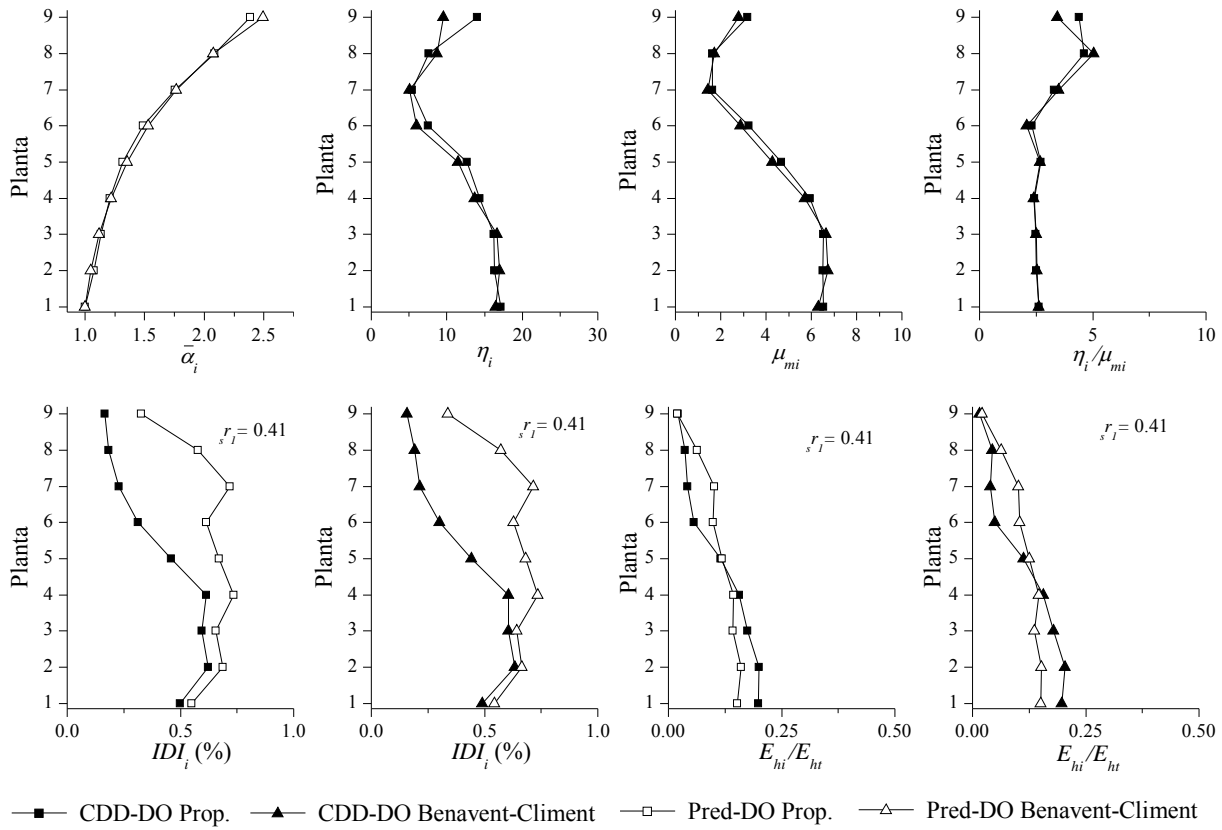


Fig. 6.20: Resultados 9 Plantas Lorca-160

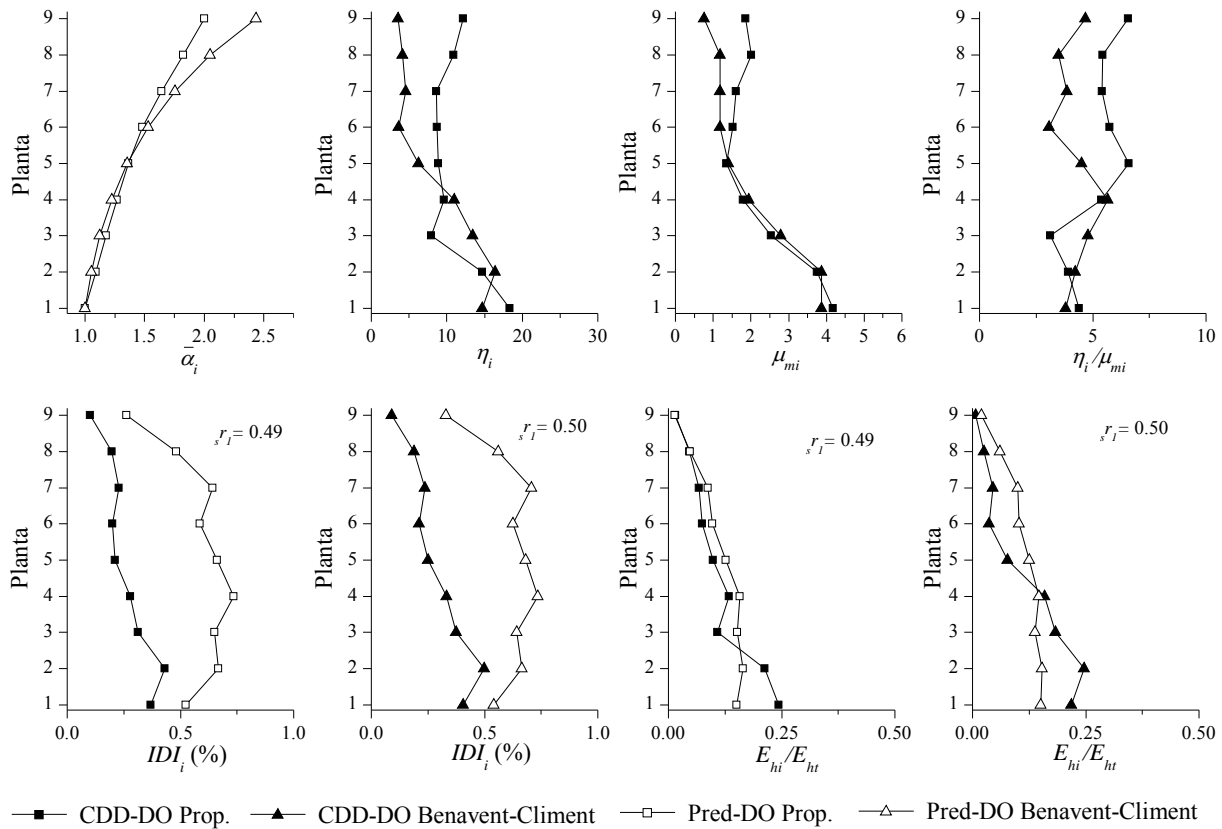


Fig. 6.21: Resultados 9 Plantas Hachinoe-120

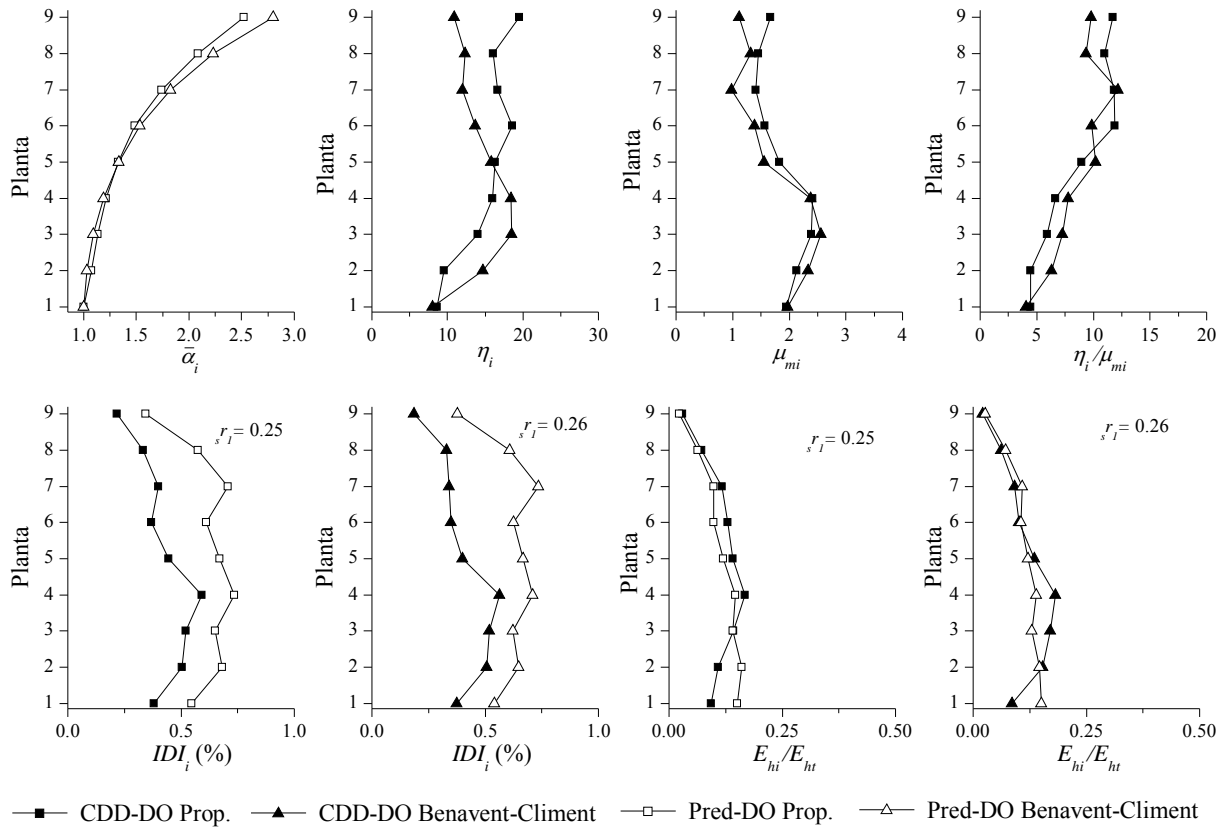


Fig. 6.22: Resultados 9 Plantas Taft-185

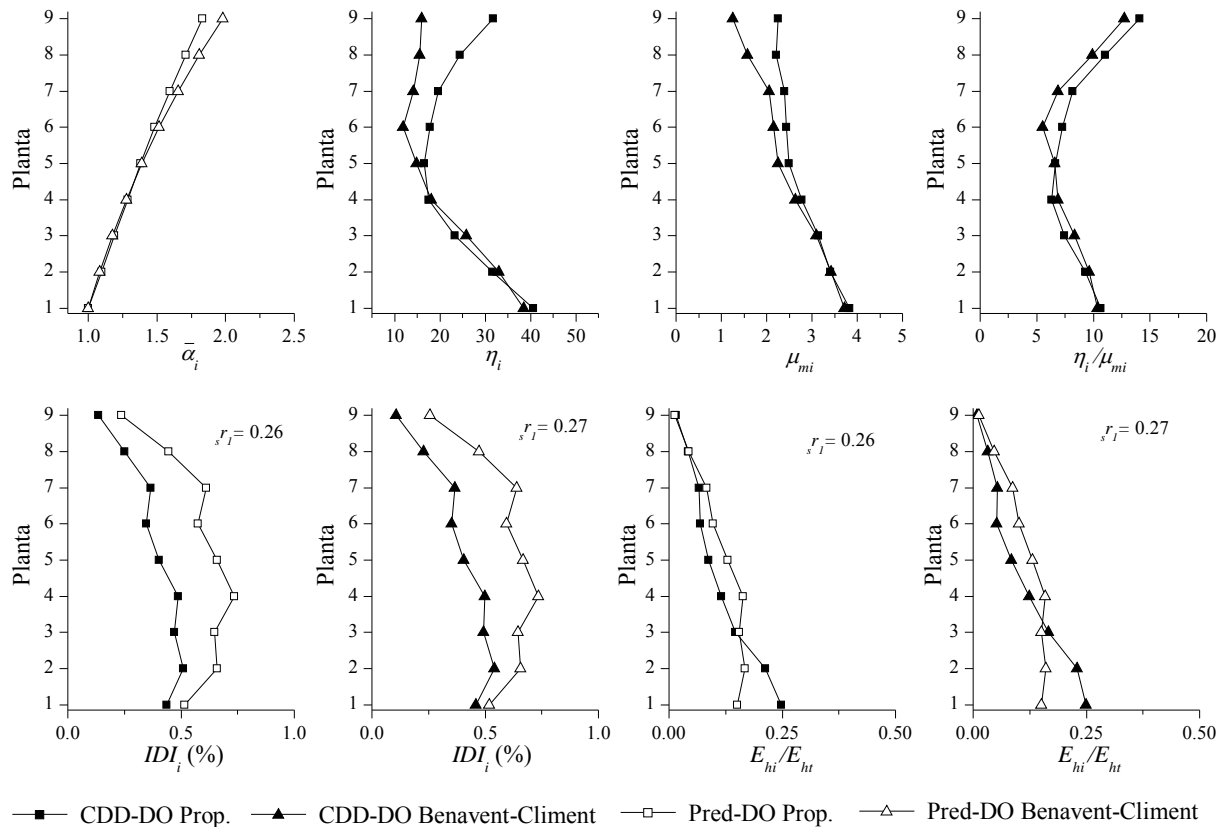


Fig. 6.23: Resultados 9 Plantas Calitri-100

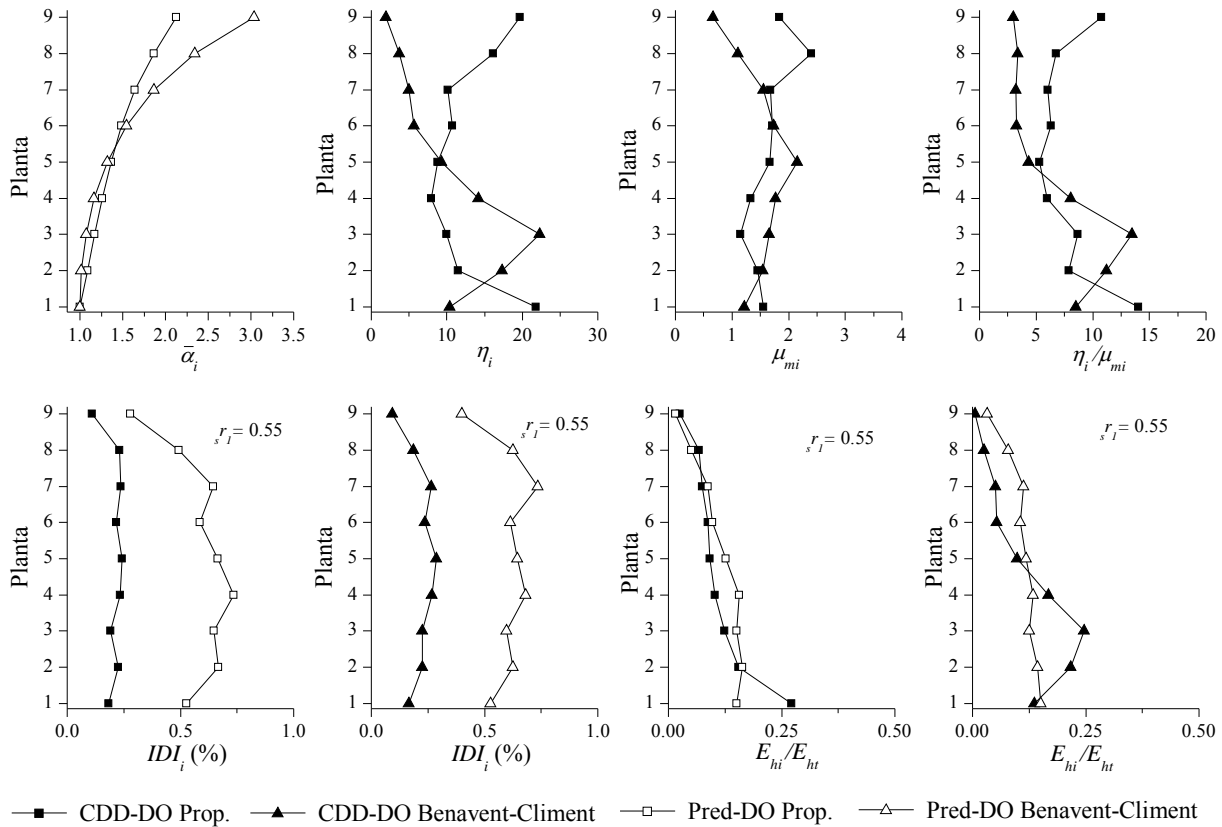


Fig. 6.24: Resultados 9 Plantas Tabas-35

De los resultados obtenidos, se observa una distribución de η_i menos uniforme empleando la DO Propuesta que en los prototipos de 3 y 6 plantas. Es lógico pensar, que a mayor número de plantas de la estructura es mas complejo establecer una distribución óptima de la resistencia por planta del edificio, puesto que la contribución de los modos altos de vibración aumenta respecto a estructuras con un número menor de plantas. En la Tabla 6.13 se muestran los valores de $\bar{\eta}$ y η_p . Como se observa, la DO Propuesta presenta un coeficiente de variación (COV) menor en todos los casos al obtenido en los cálculos con la DO Benavent-Climent. Asimismo, se confirma la tendencia observada en los prototipos de 3 y 6 plantas de que los valores de η_p son en general inferiores a los previstos en los cálculos, $\bar{\eta}$, al emplear valores conservadores en la estimación de n_{eq} .

Tabla 6.13: Valores de $\bar{\eta}$ y η_p en estructura de 9 Plantas

Estación	DO Propuesta				DO Benavent-Climent			
	η_p	$\bar{\eta}$	COV	$\bar{\eta}/\eta_p$	η_p	$\bar{\eta}$	COV	$\bar{\eta}/\eta_p$
El Centro-90	10.93	12.91	0.26	1.18	9.09	9.59	0.66	1.06
Kobe-36	15.74	16.89	0.52	1.07	12.92	13.38	0.82	1.04
Lorca-160	9.30	12.36	0.36	1.33	9.03	11.62	0.40	1.29
Hachinoe-120	8.86	11.11	0.31	1.25	7.59	8.64	0.61	1.14
Taft-185	9.63	15.04	0.25	1.56	9.63	13.83	0.25	1.44
Calitri-100	20.78	24.79	0.33	1.19	18.77	20.89	0.45	1.11
Tabas-35	9.46	12.36	0.36	1.31	9.05	10.00	0.68	1.10

La tendencia a la uniformidad de la distribución de μ_{mi} es parecida a la de η_i . Como se observa, los valores obtenidos de η_i/μ_{mi} son en todos los casos superiores a los previstos en el cálculo del disipador (Tablas 6.11 y 6.12). Por tanto, al igual que ocurría en el caso de los prototipos de 3 y 6 plantas, la eficacia en la disipación de energía (creciente con el valor de $n_{eq} = \eta/\mu_m$) es superior a la prevista en fase de proyecto, como se observa en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14: Valores de η/μ_m de proyecto y $\overline{\eta/\mu_m}$ en estructura de 9 Plantas

Terremoto	DO Propuesta				DO Benavent-Climent			
	η/μ_m (Proy)	$\overline{\eta/\mu_m}$ (CDD)	COV (η/μ_m)	Δ	η/μ_m (Proy)	$\overline{\eta/\mu_m}$ (CDD)	COV (η/μ_m)	Δ
El Centro-90	2.09	7.94	0.16	3.80	2.06	6.42	0.36	3.12
Kobe-36	2.07	3.48	0.26	1.68	2.05	3.51	0.29	1.71
Lorca-160	1.28	3.04	0.29	2.38	1.27	2.98	0.30	2.35
Hachinoe-120	1.40	5.17	0.22	3.69	1.38	4.24	0.18	3.07
Taft-185	2.98	8.54	0.38	2.87	2.95	8.53	0.28	2.89
Calitri-100	4.42	8.98	0.28	2.03	4.32	8.54	0.27	1.98
Tabas-35	1.50	7.96	0.36	5.31	1.49	6.48	0.61	4.35

Se obtienen en todos los casos valores de $\Delta > 1$. De esta forma, se confirma que la relación η/μ_m utilizada en fase de proyecto queda del lado de la seguridad, que permiten asegurar que los desplazamientos máximos entre plantas sean inferiores a los límite establecidos.

Los resultados obtenidos en la distribución de IDI_i , presentan unos valores por planta inferiores a los previstos en fase de proyecto aunque la tendencia en su variación en altura si que se predice correctamente. No obstante, esta diferencia tiende a disminuir cuando los valores de Δ son bajos, como en el caso del terremoto de Lorca-160 (Fig. 6.20) y Kobe-36 (Fig. 6.19) en campo cercano, así como en el de Taft-185 (Fig. 6.22) o Calitri-100 (Fig. 6.23) en campo lejano.

En cuanto a la distribución de energía de deformación plástica, E_{hi}/E_{ht} , que mide la distribución del daño, se observa que la predicción con ambas distribuciones óptimas se aproxima a la obtenida en cálculo. No obstante, en este caso se produce de manera generalizada la superación del valor previsto en planta baja, de acuerdo a la misma tendencia pronunciada de η_i .

6.4.4. Conclusiones de los cálculos realizados

En los apartados anteriores, se han mostrado los resultados obtenidos de los cálculos dinámicos realizados sobre los prototipos de hormigón con forjados reticulares, de 3, 6 y 9 plantas equipados con disipadores hysteréticos de energía, proyectados para soportar en cada caso terremotos tanto de campo cercano como lejano. Una vez analizados los resultados particulares obtenidos en los prototipos de diferentes alturas, se incluyen a continuación conclusiones de carácter general que pueden ser extraídas al analizar de manera global los resultados. Son las siguientes:

1. La distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia propuesta en esta Tesis (DO Propuesta), ha producido en todos los casos analizados una mejora sobre la planteada por Benavent-Climent (2011b) (DO Benavent-Climent), tal y como muestra el menor valor de COV de la distribución de η_i en la primera, obtenida en los cálculos dinámicos llevados a cabo con terremotos tanto de campo lejano como cercano.
2. La distribución de valores de μ_{mi} ha mostrado una tendencia parecida a la de η_i .
3. Como consecuencia de lo anterior, la distribución de η_i/μ_{mi} muestra un grado de desviación menor al de η_i , como se desprende al comparar los respectivos COV (Tablas 6.6, 6.10 y 6.14).
4. Tras analizar los prototipos de 3, 6 y 9 plantas se puede concluir que, en general, la estimación en proyecto de la eficiencia energética $n_{eq} = \eta/\mu_m$ es conservadora lo que conduce tanto a valores superiores en la distribución de desplazamientos entre plantas como inferiores en la estimación de η respecto a los obtenidos en los cálculos dinámicos. El déficit en la predicción de η se puede cubrir en proyecto considerando una reserva de energía determinada, como propone la norma sismorresistente japonesa vigente (Building Research Institute, 2009a). De esta forma, resulta una propuesta de cálculo de disipadores que queda del lado de la seguridad al predecir una distribución de desplazamientos entre plantas de la estructura superior a la real, lo que conduce a una disminución de la probabilidad de daño en la estructura principal ante acciones sísmicas.
5. La relación obtenida entre I_D y η/μ_m tanto en proyecto como en los cálculos dinámicos directos es monótona creciente, tal y como se aprecia en las Fig. 6.25a y Fig. 6.25b, en las que se muestran en línea continua las curvas correspondientes al ajuste parabólico por mínimos cuadrados de los datos. Estos datos corresponden a los previstos en proyecto para cada terremoto así como los obtenidos al considerar todos los cálculos realizados con DO Propuesta y DO Benavent-Climent en los prototipos de 3, 6 y 9 plantas, representando este caso la media de los valores η_i/μ_{mi} de todas las plantas de una estructura, definida por la variable $\overline{\eta/\mu_m}$. Los valores $\overline{\eta/\mu_m}$ son superiores en todos los casos a los previstos en proyecto para un I_D determinado, lo que queda del lado de la seguridad al proyectar los disipadores considerando una eficiencia en la disipación de la energía peor que la obtenida en los cálculos dinámicos directos.

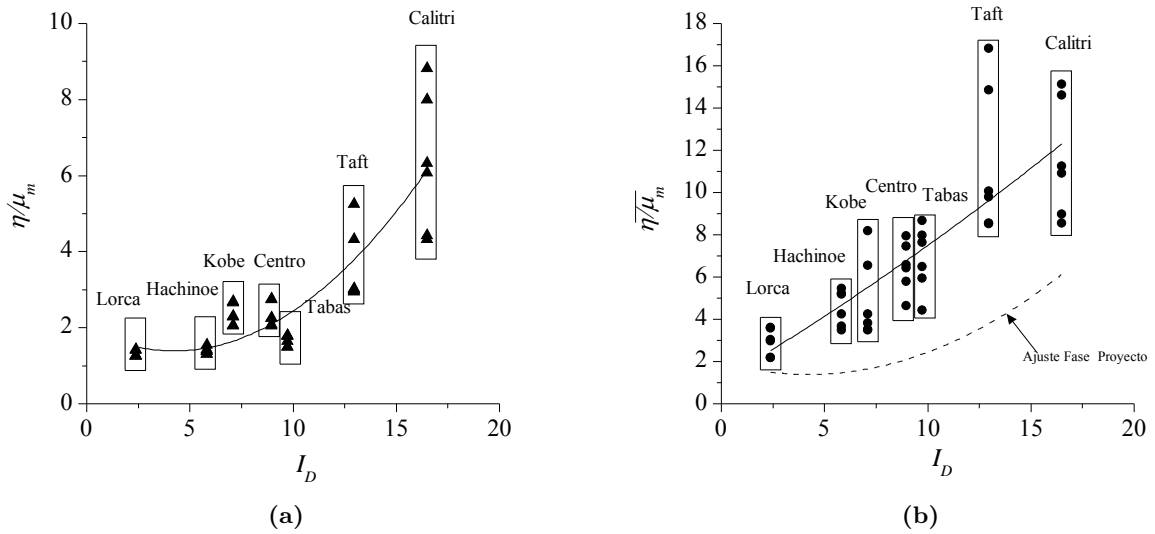


Fig. 6.25: Relación $\eta/\mu_m - I_D$ en las fases: (a) Proyecto y (b) CDD

En general, la tendencia que se deduce de los resultados obtenidos en los CDD (Fig. 6.25b) confirman que los terremotos de campo cercano (I_D reducidos) presentan valores de η/μ_m menores que en en los terremotos de campo lejano (I_D elevados), tal y como anticipaba la Ec. 6.71. No obstante, hay excepciones como los terremotos de campo lejano de Tabas y Hachinoe, que presentan valores de I_D del orden del campo cercano. Sin embargo, aún en estas circunstancias se mantiene la correspondencia en el valor de I_D con los valores esperados de η/μ_m , como demuestra la posición de los resultados $\eta/\mu_m - I_D$ obtenidos para estos terremotos respecto a la curva de ajuste de mínimos cuadrados planteada (Fig. 6.25b). Se deduce por tanto, que existe una relación fundamental entre I_D y η/μ_m , independiente de la catalogación de campo lejano o cercano del sismo.

6. La distribución de energía de deformación plástica E_{hi}/E_{ht} prevista en fase de proyecto y la obtenida en los cálculos dinámicos directos, presentan una buena correspondencia tanto con la DO Propuesta como con la DO Benavent-Climent. No obstante, en los cálculos dinámicos directos realizados se ha puesto de manifiesto una concentración del daño en planta baja mayor que la esperada con la DO Propuesta, mientras que con la DO Benavent-Climent este aumento respecto al de proyecto no es exclusivo de la planta baja, dependiendo del tipo de terremoto sometido.
7. Existe una relación monótona decreciente, entre los parámetros η/μ_m y s_{r1} , es decir, entre la eficiencia en la disipación de energía y la demanda de resistencia a cortante de los disipadores de energía, tal y como se observa en la Fig. 6.26a, en la que se representa la curva de ajuste de los datos obtenida por regresión no-lineal parabólica junto con bandas de predicción de s_{r1} a un nivel de confianza del 85 % (OriginLabC., 2008). Es decir, a mayor eficiencia en la disipación energética de la estructura, menor será el cortante basal requerido en relación al que requeriría la estructura principal sin disipadores para soportar el input V_D al que se ve sometida la estructura.

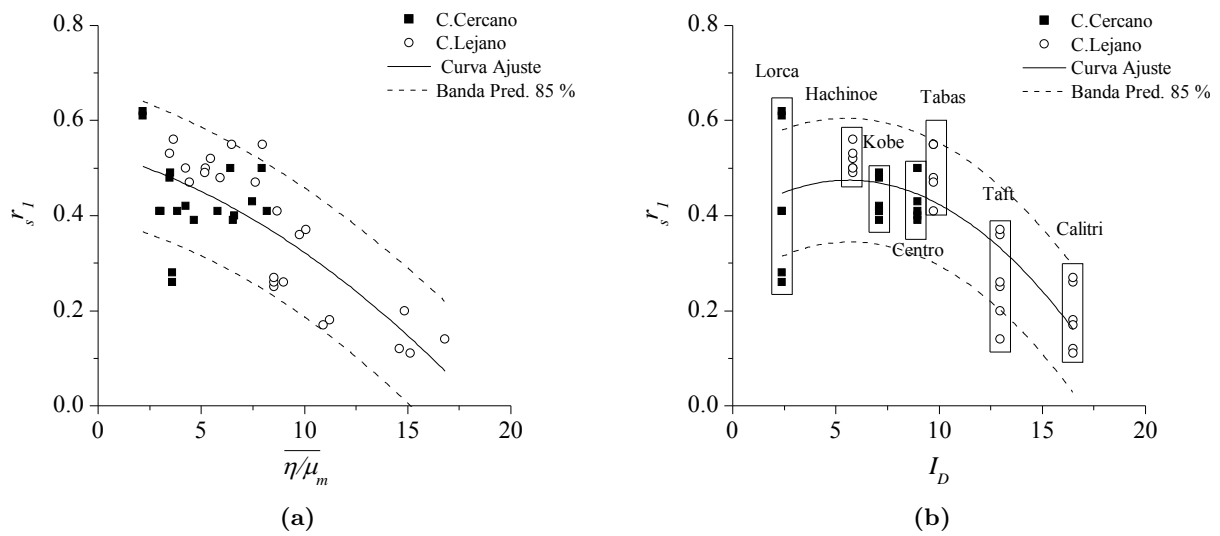


Fig. 6.26: Demanda $s r_1$ en estructuras mixtas analizadas: (a) Relación $s r_1 - \overline{\eta/\mu_m}$ y (b) Relación $s r_1 - I_D$

Como se aprecia en la Fig. 6.26a, la demanda de cortante basal será mayor en terremotos de campo cercano que en terremotos de campo lejano. Aunque, como se ha comentado en el anterior apartado, esta afirmación queda mejor caracterizada si se emplea la variable I_D en lugar de la situación de la estructura respecto al epicentro del sismo. De esta forma, terremotos de campo lejano como Tabas y Hachinoe, presentan una demanda de cortante basal del orden de la obtenida para terremotos de campo cercano, puesto que el valor de I_D de estos terremotos está en el orden del que presentan Tabas y Hachinoe (Fig. 6.26b). Es necesario destacar el caso del terremoto de Lorca en los prototipos de 6 plantas. En este caso, $I_D = 2.40$, y sin embargo, se obtienen valores de cálculo de $s r_1 < 0.30$. Esto se debe a que los disipadores se han calculado para un input $V_D = 46$ cm/s, un valor menor que el resto de casos que permite obtener cortantes de fluencia menores, a costa de unos desplazamientos de fluencia muy reducidos. De esta forma, se obtienen valores de $s r_1$ del orden de los obtenidos en campo lejano, a pesar del reducido valor de proyecto de η/μ_m . Como contrapartida, los desplazamientos de fluencia son mucho mas reducidos, lo que dificulta el dimensionamiento de los disipadores para su puesta en obra.

Capítulo 7

Espectros de proyecto según la metodología de proyecto basado en prestaciones

7.1. Introducción

La metodología de proyecto basada en prestaciones (PBP) correspondiente a los métodos de primera y segunda generación, será la referencia utilizada en esta Tesis para el cálculo de estructuras de edificación con forjados reticulares sobre pilares de hormigón armado y disipadores de energía. Según estos procedimientos, se establecen unos niveles de peligrosidad sísmica correspondientes a terremotos con un período de retorno determinado, T_R . En este trabajo se utiliza como referencia la propuesta incluida en el documento VISION 2000 (SEAOC, 1995) (ver Tabla 2.2 en el Capítulo 2), planteando tres niveles de peligrosidad sísmica correspondientes a los períodos de retorno $T_R = 72, 475$ y 970 años. Puesto que el enfoque que se propone está basado en los métodos energéticos, es necesario establecer el espectro de input de energía correspondiente a cada nivel de prestaciones. Estos espectros de input de energía se utilizarán tanto para proyectar la estructura como para verificar el cumplimiento de las prestaciones exigidas en cada nivel de peligrosidad sísmica.

7.2. Estimación de la magnitud del sismo para cada nivel de peligrosidad sísmica del PBP

Para estimar la magnitud del terremoto, M_w , correspondiente a un período de retorno concreto, se considera que la ocurrencia de un terremoto constituye un proceso de Poisson, es decir, ocurre en el tiempo de manera aleatoria, sin dependencia entre sucesos ni respecto al tiempo. Por tanto, se puede estudiar la probabilidad de superar la magnitud M_w del terremoto un número de veces, N , en el intervalo de tiempo τ , como:

$$P_\tau [N = n] = \frac{(\lambda\tau)^n e^{-\lambda\tau}}{n!}, \quad n = 0, 1, 2, \dots, \quad \lambda > 0 \quad (7.1)$$

donde λ es el parámetro de la distribución de Poisson y n es el número de veces que se repite el suceso. Dado que la esperanza de esta distribución es $E[N] = \lambda\tau$, puede interpretarse el parámetro λ como el número medio de sucesos por unidad de tiempo. Este valor sería la tasa anual de ocurrencia, si la unidad de tiempo considerada es el año.

Se establece el tiempo entre sucesos en un proceso de Poisson como la variable aleatoria continua, X , con distribución exponencial, con el mismo parámetro λ que la distribución N . La densidad de probabilidad de X será:

$$f_X(x) = \lambda e^{-\lambda x}, \quad 0 \leq x < +\infty \quad (7.2)$$

La esperanza y varianza de X vienen dadas por $E[X] = 1/\lambda$ y $\text{Var}[X] = 1/\lambda^2$, respectivamente. Dado que el período de retorno T_R se define como el tiempo medio entre sucesos (Barbat y Canet, 1994), se define formalmente por $T_R = E[X]$. Por tanto, el periodo de retorno para sucesos que obedecen a un proceso de Poisson es:

$$T_R = \frac{1}{\lambda} \quad (7.3)$$

dado en las unidades de tiempo que correspondan a λ , en este caso en años.

Por lo tanto, una forma de evaluar el período de retorno sería obtener un buen estimador de la tasa anual de terremotos con valor de M_w igual o superior al considerado.

Según el proyecto SISMOSAN (Benito et al., 2007), realizado para estimar la peligrosidad sísmica de Andalucía, se establece como modelo de recurrencia y distribución de magnitudes para una zona sismogénica concreta el de Gutenberg-Richter propuesto en el año 1942. Este modelo establece que el logaritmo del número de terremotos en un período de tiempo determinado, N_t , cuya magnitud es igual o mayor a una determinada, m , está relacionado linealmente con esa magnitud:

$$\log N_t = a + b m \quad (7.4)$$

donde a y b son constantes que se deben determinar en el ajuste de datos de cada zona sismogénica. Dado que España pertenece a una zona de sismicidad moderada dentro de la cuenca mediterránea, se emplea una versión modificada de la relación de Gutenberg-Richter en la que se trunca el rango de variación de magnitud entre un umbral mínimo, M_0 , por debajo del cual los sismos no presentan una contribución significativa a la peligrosidad, y una magnitud máxima M_{wmax} , por encima del cual no es esperable que se produzcan terremotos.

Considerando este modelo, la tasa anual de ocurrencia $v(m)$ de terremotos que exceden una magnitud m comprendida entre M_0 y M_{wmax} es:

$$v(m) = v_0 \frac{(e^{-\beta m} - e^{-\beta M_{wmax}})}{(e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_{wmax}})} \quad (7.5)$$

donde $\beta = b \ln 10$ y v_0 es la tasa anual de ocurrencia de sismos en una zona considerada.

Para estimar los parámetros β y v_0 se va a considerar la zonificación de áreas sismogénicas establecida por la norma sismorresistente española NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003). Los prototipos a analizar en la Tesis se sitúan en la cuenca de Granada, siendo esta la zona de mayor sismicidad de España, la cual queda inscrita entre las áreas denominadas 6 y 7. Se selecciona

como zona sismogénica local para los prototipos la número 6.

Según el proyecto SISMOSAN (Benito et al., 2007), se fija para M_0 el valor de 4, en todas las zonas y $M_{wmax} = 7.2$ para la zona 6. Asimismo, los parámetros de la recta de Gutenberg-Richter (a y b) se calculan en cada zona mediante ajuste lineal por mínimos cuadrados de pares $(\log N_{ti}, m_i)$ obtenidos a partir de un catálogo sísmico completo y homogéneo, indicando el subíndice i la referencia a cada zona sismogénica. Así pues para la zona 6 se obtienen los valores reflejados en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1: Parámetros Ley Gutenberg-Richter Zona 6 (NCSE-02)

Zona 6 NCSE-02		
M_{wmax}	v_0	β
7.2	0.553	2.353

En función de estos parámetros, se define la tasa de ocurrencia $v(m)$ (Ec. 7.5), que constituye un estimador de $\lambda(m)$ relacionado con $T_R(m)$ según la Ec. 7.3. Por tanto, el valor de la magnitud correspondiente a cada período de retorno (Tabla 7.2), en la que se ha considerado la magnitud momento M_w como valor de m se obtiene de la Ec. 7.5 considerando $v(m) \simeq \lambda(m) = 1/T_R$.

Tabla 7.2: Magnitud terremoto según T_R (Zona 6 NCSE-02)

T_R (años)	M_w
42	5.40
72	5.55
475	6.31
970	6.56

En el citado proyecto SISMOSAN (Benito et al., 2007), el estudio de la peligrosidad sísmica se realiza mediante métodos probabilísticos, es decir calculando la probabilidad de que se supere una variable sísmica (PGA , PGV , S_a , S_v) en un periodo de tiempo determinado, siendo PGA el valor de aceleración pico del terreno, PGV el valor de velocidad pico del terreno, S_a , el valor de aceleración espectral y S_v el valor de velocidad espectral. Concretamente, se emplean tanto el Método Zonificado como el No Zonificado; en el primero de ellos, la probabilidad se calcula teniendo en cuenta la influencia que tienen tanto la zona sismogénica de estudio como las circundantes mientras que en último método solo se tiene en cuenta el área sismogénica del emplazamiento. En ambos métodos, la probabilidad se calcula condicionada, entre otras posibles variables, a M_w y a la distancia epicentral, D_f .

A partir del análisis de peligrosidad sísmica siguiendo el Método Zonificado, es posible calcular las características del terremoto de control (es decir, M_w y D_f). Esto se realiza mediante la técnica de la Desagregación de la Peligrosidad (Bernreuter, 1992). Aplicando este cálculo para las variables PGA y S_a , se pueden calcular los rangos tanto de M_w como de D_f del terremoto de control, definido como aquel terremoto (representado por su magnitud y su distancia al punto de cálculo) que presenta una mayor contribución a la peligrosidad sísmica total de una

localidad. En la Tabla 7.3 se muestran los resultados para la ciudad de Granada considerando los períodos de retorno $T_R = 475$ años y $T_R = 975$ años (en Vision 2000 (SEAOC, 1995) se considera $T_R = 970$ años para el terremoto con una probabilidad de excedencia de la variable de estudio del 10 % en 100 años, que será el utilizado en esta Tesis).

Tabla 7.3: Desagregación de la Peligrosidad ciudad Granada (SISMOSAN, 2007)

Granada					
$T_R = 475$ años			$T_R = 975$ años		
Variable	M_w	D_f (km)	Variable	M_w	D_f (km)
$PGA = 201$ gales	[5.0-5.5]	[0-5]	$PGA = 262$ gales	[5.0-5.5]	[0-5]
$S_a(0.2s) = 506$ gales	[4.0-4.5]	[0-5]	$S_a(0.2s) = 661$ gales	[5.5-6.0]	[5-10]
$S_a(0.5s) = 260$ gales	[5.5-6.0]	[5-10]	$S_a(0.5s) = 366$ gales	[6.0-6.5]	[5-10]
$S_a(1.0s) = 112$ gales	[5.0-5.5]	[5-10]	$S_a(1.0s) = 162$ gales	[5.5-6.0]	[5-10]

Del cálculo de la desagregación de la peligrosidad (Tabla 7.3), se puede concluir que los terremotos con mayor probabilidad anual de excedencia provienen de la zona sismogénica local (Zona 6), dado que tanto en la PGA como en la S_a , el rango de distancias al epicentro se sitúa entre 0 y 10 km. Asimismo, se puede observar que los valores máximos de la magnitud del terremoto de control en los períodos de retorno $T_R = 475$ y $T_R = 975$, están muy próximos a los estimados en la Tabla 7.2, obtenidos atendiendo únicamente al grado de recurrencia en el tiempo según la ley Gutenberg-Richter.

Finalmente, en la Tabla 7.3 se puede comprobar que la PGA para período de retorno $T_R = 475$ años tiene un valor de 201 gales para un rango de distancia epicentral entre 0 y 5 Km. La aceleración básica, a_b , propuesta por la norma NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) para la ciudad de Granada es $0.23g$ (225.63 gales) para $T_R = 475$ años, siendo g la aceleración de la gravedad. Por tanto, se puede concluir que el valor que proporciona la norma NCSE-02 para a_b de la ciudad de Granada, corresponde al terremoto de control producido en campo cercano.

7.3. Caracterización energética de los niveles de peligrosidad sísmica

La metodología de proyecto de estructuras sismorresistentes basada en métodos energéticos se fundamenta en la premisa de que la capacidad de disipar energía de la estructura debe ser mayor que la cantidad de energía máxima que se prevé que introduzca el terremoto. Por tanto, es necesario estimar la cantidad de energía E_I que se espera, con una probabilidad razonable, que el suelo introduzca en la estructura para cada nivel de peligrosidad sísmica. Para ello, es preciso analizar previamente las características de los terremotos de campo cercano y lejano, respectivamente, y su influencia sobre E_I .

7.3.1. Input de energía en terremotos de campo cercano

Los terremotos de campo cercano, se caracterizan por contener un amplio rango de frecuencias puesto que la onda sísmica no ha recorrido la distancia suficiente para que se atenúen sobre todo aquellas de mayor valor.

El análisis del contenido de frecuencias de un terremoto es importante, dado que afecta a E_I , puesto que la intensidad y la variación de la energía transmitida respecto al período, T , depende sobre todo de la duración de los pulsos de aceleración (Decanini y Mollaioli, 1998). Estos pulsos se representan mediante la variable velocidad incremental, VI , definida por Anderson y Bertero (1987) como el área bajo un pulso de aceleración en un acelerograma. Estos autores comprobaron que estructuras sometidas a un elevado impulso, $I = VI \cdot M$ (donde M es la masa del edificio), sufrían grandes daños aunque la PGA no fuese elevada.

Los pulsos de altas frecuencias presentan valores bajos de VI . Aunque producen elevadas aceleraciones espectrales, no causan daños significativos, registrándose contribuciones bajas-moderadas a E_I . No obstante, si se produce una sucesión de picos de aceleración de alta frecuencia o éstos van acompañados por otros de duración mayor los valores de E_I se ven incrementados considerablemente (Kalkan y Kunnath, 2008).

Los pulsos de aceleración con baja-media frecuencia (pulsos de larga duración) tienen una duración considerable. Pueden producir valores elevados de VI , así como de E_I aunque los valores de PGA de dichos pulsos no sean elevados. Este caso es muy característico en los terremotos de campo cercano, si se produce el fenómeno de la directividad mediante el cual la acumulación de ondas de corte generan un pulso de larga duración (Singh, 1985). Este hecho ha sido observado en los terremotos de campo cercano de San Fernando (1971), Imperial Valley (1979), Northridge (1994), Kobe (1995) y Lorca (2011). Concretamente, en el terremoto de San Fernando (1971) se constató (Bertero et al., 1978) que el daño producido en estructuras como el Hospital Olive View se debió fundamentalmente al pulso de larga duración ocurrido a los 3 segundos del disparo del acelerómetro (Presa de Pacoima) con un valor elevado de VI . Sin embargo, el valor de PGA de dicho pulso fue menor que el valor de $1g$ que alcanzó otro pulso de alta frecuencia a los ocho segundos de comenzar el registro de aceleración.

Por otro lado, Manfredi (2001) estudió los factores que influyen en E_I , obteniendo la expresión de la Ec. 7.6:

$$\left(\frac{E_I}{M}\right)_{max} = 0.45 + (0.23 + I_D) \left(\frac{S_a(T)}{\omega}\right)_{max}^2 \quad (7.6)$$

donde $\omega = 2\pi/T$ es la frecuencia angular de la estructura, M es la masa total de la estructura e $I_D = \int_0^d a(t)^2 dt / (PGA \cdot PGV)$ es el índice de Cosenza y Manfredi. Dado que $S_a(T)/\omega = S_v(T) = AV \cdot PGV$, donde AV es el factor de amplificación espectral, se puede sustituir dicha expresión en la Ec. 7.6, expresándose en función de la PGV resultando la Ec. 7.7:

$$\left(\frac{E_I}{M}\right)_{max} = 0.45 + (0.23 + I_D) AV^2 PGV^2 \quad (7.7)$$

Manfredi et al. (2003) establecen que para los terremotos de campo cercano el input de energía está gobernado tanto por VI como por la PGV . No obstante, obtienen la expresión de

la máxima demanda de energía en la Ec. 7.7, dependiendo solo de la PGV . De esta forma, se pueden alcanzar valores elevados para E_I dado que en las cercanías del epicentro los valores de velocidad llegan a ser importantes.

Por tanto, se puede establecer como criterio de proyecto que los terremotos de campo cercano presentan pulsos de alta frecuencia con valores elevados de PGA (y por tanto de S_a) acompañados de pulsos de larga duración que implican valores elevados de VI y PGV , y por tanto de E_I . Es decir, aunque existan valores elevados de PGA , el input de energía viene determinado principalmente por los valores de VI y PGV .

Atendiendo a este criterio de proyecto, si se observa la Tabla 7.3 del estudio de Desagregación para la Zona 6 donde se sitúa la ciudad de Granada, los valores tanto de $S_a(T)$ como de PGA son los máximos esperables producidos por terremotos con una distancia epicentral en un entorno de 0 a 10 km y con una M_w máxima de 6.5. Es decir, terremotos de campo cercano.

No obstante, dado que la longitud de las fallas en esta zona sismogénica (10-20 km como máximo) no es elevada, no son esperables terremotos de una duración considerable (en torno a 15-20 s como máximo (Ministerio Fomento, 2007)), lo que implicaría valores bajos de I_D .

Por tanto, aunque I_D fuese bajo, sí que serían esperables valores altos de PGV que según la Ec. 7.7 producirían valores elevados de E_I . Asimismo, este valor puede verse incrementado de manera notable al ser esperables pulsos de larga duración debido a efectos de directividad, que implican valores elevados tanto de VI como de la energía incluida en esos pulsos, introducida en la estructura de manera súbita.

7.3.2. Input de Energía en terremotos de campo lejano

Los terremotos de campo lejano, se caracterizan por tener un contenido aleatorio de altas frecuencias dispersas en el acelerograma que producen múltiples picos en la historia de velocidad del suelo, con valores inferiores a los observados en terremotos de campo cercano (Kalkan y Kunnath, 2008). Concretamente, serán característicos los movimientos con valores de PGA , S_a y PGV inferiores a los que presenta ese mismo terremoto cerca del epicentro. Teniendo en cuenta esto último, según las Ec. 7.6 o Ec. 7.7, E_I ve reducido su valor considerablemente. No obstante, es necesario resaltar que en campo lejano también pueden darse pulsos de aceleración de larga duración, característicos en terremotos de campo cercano, presentando valores elevados de PGV y VI , que originan una elevada demanda de E_I como ocurrió en el terremoto de Bucarest (1977) (Anderson y Bertero, 1987).

También es posible que E_I presente valores elevados si la duración del terremoto es elevada. Si esto ocurriese, I_D podría alcanzar grandes valores, proporcionando un elevado input de energía, como por ejemplo sucedió en los terremotos de Michuacán, México (1985) o Campano Lucano, Italia (1980).

En la ciudad de Granada, dadas las características tanto de la zona sismogénica donde se encuentra como las de su entorno, no son esperables terremotos de una duración superior a los 20 segundos (Ministerio Fomento, 2007) con una magnitud elevada $M_w > 6.5$. Esto implicaría valores bajos-moderados de I_D y por tanto del input de energía E_I para terremotos de campo lejano tanto los originados en la zona sismogénica 6 como en las limítrofes a la misma.

Sin embargo, desde el punto de vista del input de energía es necesario analizar la posible

influencia de los terremotos de elevada magnitud ($M_w = [7.5, 8.0]$) originados en la zona sismo-genética de la falla Gibraltar-Azores cerca del Cabo San Vicente, muy alejada de la Zona 6. En el documento SISMOSAN (Benito et al., 2007), al realizar el estudio de desagregación, se observa que solo la ciudad de Huelva presenta valores de $S_a = 75$ gales para $T = 1.0$ s de terremotos originados en la zona Azores-Cabo San Vicente, con una peligrosidad sísmica superior que los originados por terremotos de campo cercano. No obstante, el valor alcanzado es muy inferior a los esperables en Granada con terremotos de campo cercano, sin tener en cuenta en esta comparación la influencia de la distancia entre Huelva y Granada. Sin embargo, debido a la baja atenuación de las ondas de baja-media frecuencia y a la posibilidad de duraciones elevadas del sismo en esa zona (60 s según (Ministerio Fomento, 2007)), sería necesario analizar los valores esperables de I_D para evaluar si los valores de E_I obtenidos podrían llegar o incluso superar a los planteados para terremotos en campo cercano.

Esto último parece bastante improbable, si atendemos a estudios (Martínez-Solares, 2001) realizados sobre el terremoto de 1755 ($M_w > 8$), conocido como terremoto de Lisboa, ocurrido en la falla Azores-Gibraltar, cuyo epicentro se situó a unos 200 km al suroeste del Cabo de San Vicente. Analizando tanto los mapas de isosistas como leyes de atenuación en intensidades (según la Escala Macrosísmica Europea de 1998, EMS-98) de este terremoto, se puede concluir que la zona de Granada, situada a unos 600 km del epicentro registró un nivel de intensidad V-VI según la EMS-98, cuando la estimación del mismo en torno al epicentro fue de X-XII. Es decir, con daños leves para las construcciones de la época. Por tanto, aunque se trata de un análisis cualitativo se observa que debido a la elevada distancia al epicentro de esta zona activa, existe una atenuación considerable. Este hecho se ha constatado también en la atenuación de PGA de terremotos recientes ocurridos en la misma zona (Benito et al., 2007). De esta forma, dado que I_D se estabiliza en campo lejano (Manfredi et al., 2003) y los valores de PGA y, por tanto de PGV , presentan reducciones considerables con valores muy inferiores a los esperados en campo cercano, no serían esperables inputs de energía para terremotos procedentes de la zona Azores-Cabo San Vicente, mayores que los obtenidos para campo cercano (Ec. 7.7).

7.3.3. Espectros de input de energía de proyecto

En este trabajo se van a considerar como espectros de proyecto, los desarrollados en los trabajos de Decanini y Mollaioli (Decanini y Mollaioli, 1998, 2001) para $\xi = 0.05$. Estos autores, realizaron un estudio con 296 acelerogramas procedentes de 37 terremotos, clasificados según distintos tipos de suelo (TS), magnitud momento y distancia epicentral para determinar tanto la forma de los espectros como el factor de escala que determina el valor absoluto de los valores espectrales en términos de energía. Como factor de escala, emplearon el denominado Factor de Peligrosidad Sísmica (AE_I (cm^2/s)), definido como el área del espectro elástico de Input de Energía entre los períodos $T = 0.05$ s y $T = 4$ s el cual, a su vez, es considerado representativo del poder destructor de un terremoto en términos energéticos, pudiendo sustituir a los valores clásicos empleados en los estudios de peligrosidad sísmica como PGA o PGV . De esta forma, el input de energía queda definido en la Ec. 7.8:

$$\frac{E_I(T, \mu_G)}{M} = AE_I \cdot f_A \quad (7.8)$$

Decanini y Mollaioli determinaron que:

- La forma de los espectros (Decanini y Mollaioli, 2001) depende de distintos factores: (i) en los espectros elásticos de TS ; (ii) en los espectros inelásticos de TS , D_f y μ_G ; (iii) los espectros de energía histerética (es decir, los referidos a la deformación plástica de la estructura, E_h) lo hacen de TS y μ_G , siendo la variable μ_G la ductilidad global definida como $\mu_G = \delta_u/\delta_y$, donde δ_u y δ_y representan los desplazamientos últimos y de fluencia, respectivamente, del sistema de un grado de libertad.
- El factor AE_I (Decanini y Mollaioli, 1998) es función de TS , M_w y D_f .
- El valor de input de energía E_I que se obtiene en la Ec.7.8 es el absoluto (E_{Ia}). No obstante, aclaran que en el intervalo de períodos $0.3 \leq T \leq 5$ los valores obtenidos para E_I en su forma relativa o absoluta son muy similares (Bertero y Uang, 1988), pudiendo adoptarse en ese caso cualquiera de las dos definiciones.

Para M_w se definieron cuatro intervalos en los que se comprobó que tanto E_I como AE_I se incrementaban con la magnitud: (a) $4.2 \leq M_w \leq 5.2$, (b) $5.4 \leq M_w \leq 6.2$, (c) $6.5 \leq M_w \leq 7.1$ y (d) $M_w > 7.1$. La influencia de la distancia al origen del sismo en los espectros de E_I se ha tenido en cuenta considerando distintos intervalos para la variable distancia epicentral, D_f : (a) $D_f \leq 5$ km, característico del campo cercano, (b) $5 < D_f \leq 12$ km, donde los efectos del efecto de campo cercano aún pueden observarse, (c) $12 < D_f \leq 30$ km correspondiente a una zona intermedia dentro del campo lejano y (d) $D_f > 30$ km es la zona donde se aprecian claramente los efectos del campo lejano. Por último, la clasificación del tipo de suelo (S1, S2 y S3) ha incluido la influencia del espesor de los estratos además de la rigidez, como un factor importante que afecta a la forma y tamaño de los espectros (Tabla 7.4).

Tabla 7.4: Clasificación del Tipo de Suelo

Tipo	Caracterización	Velocidad ondas transversales V_s (m/s)
S1	Roca	≥ 700
	Depósito Rígido $H < 50$ m	400 – 700
S2	Suelo Rígido $H > 50$ m	400 – 700
	Suelo Intermedio $H > 8$ m	100 – 400
S3	Suelo blando	< 100

7.3.3.1. Forma de los espectros de input de energía de proyecto

Los espectros de input de energía de proyecto se definen con unos parámetros obtenidos del estudio estadístico del conjunto de terremotos realizado por Decanini y Mollaioli (2001).

Para obtener la forma de los espectros de input de energía elástica ($\mu_G = 1$), se analizaron los obtenidos de los terremotos reales mediante el valor $f_A = E_I/AE_I$ (s^{-1}), es decir normalizando

los valores del input de energía por el AE_I de cada terremoto, de tal forma que el área del espectro normalizado fuese igual a la unidad. Considerar un espectro de proyecto cuya envolvente supere a todos los valores espectrales de los terremotos analizados originarían inputs muy elevados con una probabilidad baja de ocurrencia. Es por ello que se seleccionó para cada tipo de suelo la envolvente correspondiente al percentil 70 teniendo en cuenta la totalidad de valores del intervalo de períodos analizado (0-4 s). Por lo tanto, el espectro queda definido por los parámetros a , p , k , T_1 y T_2 definidos en la Fig. 7.1a, cuyos valores para $\mu_G = 1$ se incluyen en la Tabla 7.5. Es interesante hacer notar, que el área de dichos espectros normalizados que caracterizan la forma del espectro de input de energía tendrán un área superior a la unidad, pues constituyen una envolvente en todo el rango de períodos. Asimismo, en la forma del espectro se ha considerado decaimiento en la zona de frecuencias medias-bajas, mediante una ley hiperbólica, a diferencia de otras propuestas (Akiyama, 1985) en las que la forma del espectro de input de energía en esa zona es uniforme.

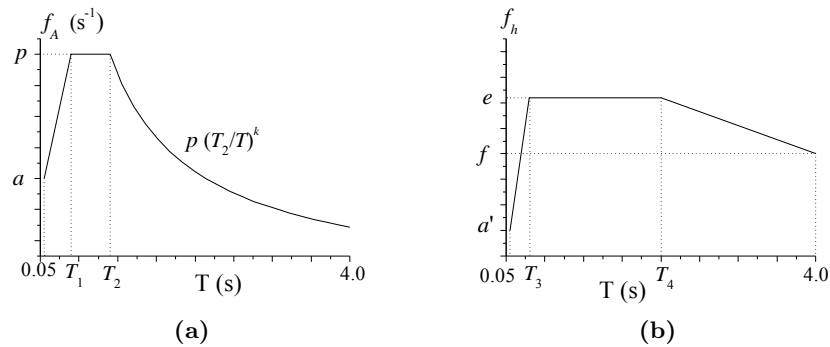


Fig. 7.1: Espectros normalizados que caracterizan la forma del espectro inelástico de input de energía, f_A , (a), y de la energía histerética introducida por el terremoto, f_h , (b)

Para los espectros de forma de input de energía inelástica ($\mu_G > 1$) se obtienen valores de proyecto normalizados al igual que en el rango elástico según f_A , definidos por los mismos parámetros empleados en los espectros elásticos de proyecto (Fig. 7.1a). En la Tabla 7.5 se incluyen los valores de dichos parámetros para $\mu_G > 1$. Se considera como modelo estructural de comportamiento no-lineal el elástico perfectamente plástico (EPP). Del análisis realizado sobre terremotos reales se toman las siguientes consideraciones a efectos de proyecto: (i) el parámetro a es independiente de μ_G , aún siendo el input de energía inelástico en terremotos reales superior al elástico en el ámbito de las frecuencias altas; (ii) en la zona de frecuencias medias-bajas el input de energía se considera afectado por la plastificación de la estructura, disminuyendo su valor según el grado de ductilidad, viéndose alterado el valor de los parámetros p y k respecto al rango elástico. Es importante destacar, que si bien se han obtenido los valores paramétricos para un modelo EPP, cuando se utiliza otro modelo histerético pueden producirse incrementos en el valor de E_I (Decanini y Mollaioli, 2001); por tanto, en ese caso, habría que estudiar la necesidad de incrementar los valores espectrales inelásticos de proyecto propuestos para mantener el mismo grado de probabilidad de excedencia obtenido con el modelo EPP.

Tabla 7.5: Parámetros que definen los espectros de forma de f_A

T.Suelo	M_w	D_f (km)	μ_G	T_1 (s)	T_2 (s)	a (s^{-1})	p (s^{-1})	k		
S1	$4.5 \leq M_w \leq 7.1$	≤ 5	1	0.10	0.50	0.30	1.00	0.80		
			2	0.10	0.50	0.30	0.74	0.80		
			4	0.10	0.50	0.30	0.52	0.80		
		> 5	1	0.10	0.50	0.30	1.00	0.80		
			2	0.10	0.50	0.30	0.77	1.00		
			4	0.10	0.50	0.30	0.56	1.00		
	$M \geq 7.2$	≥ 30	1	0.10	0.50	0.30	1.00	0.80		
			2	0.10	0.50	0.30	0.77	1.00		
			4	0.10	0.50	0.30	0.67	1.00		
		S2	$4.5 \leq M_w \leq 7.1$	≤ 5	1	0.40	0.90	0.20	0.80	0.80
					2	0.40	0.90	0.20	0.59	0.80
					4	0.40	0.90	0.20	0.50	0.80
> 5	1			0.40	0.90	0.20	0.80	0.80		
	2			0.40	0.90	0.20	0.62	1.00		
	4			0.40	0.90	0.20	0.50	1.00		
$M \geq 7.2$	≥ 30		1	0.40	0.90	0.20	0.80	0.80		
			2	0.40	0.90	0.20	0.62	1.00		
			4	0.40	0.90	0.20	0.52	1.00		
	S3		$4.5 \leq M_w \leq 7.1$	≤ 5	1	0.70	2.20	0.10	0.60	0.80
					2	0.70	2.20	0.10	0.36	0.80
					4	0.70	2.20	0.10	0.26	0.80
> 5		1		0.70	2.20	0.10	0.60	0.80		
		2		0.70	2.20	0.10	0.50	1.00		
		4		0.70	2.20	0.10	0.32	1.00		
$M \geq 7.2$		≥ 30	1	0.70	2.20	0.10	0.60	0.80		
			2	0.70	2.20	0.10	0.58	0.80		
			4	0.70	2.20	0.10	0.37	0.80		

Finalmente, los espectros normalizados que caracterizan la forma del espectro de energía histerética introducida por el terremoto, f_h , son obtenidos mediante una envolvente de espectros reales de E_{ht} para modelos EPP, cuyos valores son normalizados por E_I , resultando $f_h = E_{ht}/E_I$. Este espectro de proyecto depende de los parámetros: a' , e , f , T_3 y T_4 definidos en la Fig. 7.1b cuyos valores se recogen en la 7.6. Al igual que para los espectros de forma inelásticos, si se consideran otro tipo de estructuras con un modelo de comportamiento diferente al EPP, sería motivo de estudio el incrementar las ordenadas del espectro f_h para mantener los mismos niveles de probabilidad de excedencia.

Tabla 7.6: Parámetros que definen los espectros de forma de f_h

T.Suelo	μ_G	T_3 (s)	T_4 (s)	a'	e	f
S1	2	0.15	1.6	0.13	0.45	0.38
	4	0.15	1.00	0.25	0.62	0.47
	6	0.15	1.00	0.30	0.65	0.48
S2	2	0.30	2.00	0.10	0.48	0.40
	4	0.25	1.40	0.12	0.62	0.50
	6	0.20	1.20	0.15	0.66	0.52
S3	2	0.60	2.40	0.01	0.50	0.47
	4	0.50	2.20	0.03	0.65	0.60
	6	0.45	1.80	0.05	0.70	0.62

7.3.3.2. Factor de peligrosidad sísmica AE_I

El factor AE_I a efectos de proyecto se obtiene, al igual que los espectros de forma, mediante un estudio estadístico del valor de dicho coeficiente en 296 acelerogramas seleccionados para tal efecto (Decanini y Mollaioli, 1998). Además del factor AE_I sea analiza el valor de $E_{I_{max}}/p(\mu = 1)$ que correspondería al factor de escala para el valor espectral máximo de input de energía. Para ello, los registros de aceleración se reparten en clases dependiendo del tipo de suelo y de los intervalos definidos para M_w y D_f . En cada clase, se selecciona el AE_I que, aplicado sobre los espectros de forma elásticos, genere un espectro elástico de proyecto E_I el cual no puede ser superado por los espectros de los sismos de la clase, salvo en casos excepcionales. Concretamente, el AE_I de proyecto para una clase determinada no deberá ser menor que el 85 % del valor máximo tanto de AE_I como de $E_{I_{max}}/p(\mu_G = 1)$. Finalmente hay que indicar que las clases que no cuentan con registros en algunos intervalos de distancias, los valores propuestos se han deducido de leyes de atenuación de energía propuestas (Decanini y Mollaioli, 1998). De esta forma quedan establecidos los AE_I de proyecto, cuyos valores se reflejan en la Tabla 7.7 junto con el número de terremotos, n , de cada clase utilizados en el cálculo.

Tabla 7.7: Valores de proyecto de AE_I (cm^2/s)

M_w	D_f (km)	Suelo S1		Suelo S2		Suelo S3	
		n	AE_I	n	AE_I	n	AE_I
$4.5 \leq M_w \leq 5.2$	$D_f \leq 5$	2	6 000		16 000		25 000
$4.5 \leq M_w \leq 5.2$	$5 < D_f \leq 12$	4	2 000	4	6 000		12 000
$4.5 \leq M_w \leq 5.2$	$12 < D_f \leq 30$	3	1 600	2	2 500		6 000
$4.5 \leq M_w \leq 5.2$	$D_f > 30$		600		1 000		3 000
$5.4 \leq M_w \leq 6.2$	$D_f \leq 5$	8	15 000	21	45 000		70 000
$5.4 \leq M_w \leq 6.2$	$5 < D_f \leq 12$	12	4 500	10	18 000	3	40 000
$5.4 \leq M_w \leq 6.2$	$12 < D_f \leq 30$	15	1 800	21	10 000		20 000
$5.4 \leq M_w \leq 6.2$	$D_f > 30$	2	800	2	3 000		10 000
$6.5 \leq M_w \leq 7.1$	$D_f \leq 5$	8	65 000	22	110 000	10	180 000
$6.5 \leq M_w \leq 7.1$	$5 < D_f \leq 12$	2	30 000	20	75 000		140 000
$6.5 \leq M_w \leq 7.1$	$12 < D_f \leq 30$	14	16 000	33	50 000	10	100 000
$6.5 \leq M_w \leq 7.1$	$D_f > 30$	6	6 000	8	15 000	20	55 000
$M \geq 7.2$	$D_f > 30$	10	30 000	10	110 000	8	180 000

7.3.3.3. Espectros de input de energía

Los espectros de input de energía de proyecto ($\xi = 0.05$) quedan definidos mediante los espectros que caracterizan la forma y el factor de peligrosidad sísmica AE_I presentados en los apartados anteriores. Una vez definidos el tipo de suelo, la distancia epicentral, la magnitud de terremoto y la ductilidad global de la estructura es posible determinar el espectro de input de energía por unidad de masa mediante la expresión de la Ec. 7.9:

$$\frac{E_I(TS, D_f, M_w, \mu_G)}{M} = AE_I \cdot f_A \quad (7.9)$$

Asimismo, para determinar el espectro de input de energía histerética por unidad de masa, se utilizará la Ec. 7.10:

$$\frac{E_{ht}(TS, D_f, M_w, \mu_G)}{M} = \frac{E_I}{M} \cdot f_h \quad (7.10)$$

El prototipo que se va analizar en la Tesis sobre el que se va a aplicar la metodología de proyecto con disipadores de energía se sitúa en la ciudad de Granada, en un suelo de rigidez intermedia catalogado como S2, en dos escenarios de distancias epicentrales distintos: (i) 8 km correspondiente a campo cercano y (ii) 15 km correspondiente a campo lejano.

Para determinar los espectros de energía de proyecto que se aplicarán sobre el prototipo, hay que tener en cuenta que el factor AE_I se ha definido mediante una base de datos de terremotos a nivel mundial. Esto, unido al hecho de que AE_I quedó definido mediante envolventes sobre los espectros de dichos terremotos, puede dar lugar a valores de input de energía muy superiores a los esperables para la zona de Granada, perteneciente a un área de sismicidad moderada. Este hecho se produce sobre todo en campo cercano donde, como se puede observar en la Tabla 7.7 hay una variación sustancial en los valores de AE_I si se comparan los intervalos $D_f \leq 5$ km y $5 < D_f \leq 12$ km. Teniendo en cuenta que estos dos intervalos se definen dentro del campo cercano, hay que seleccionar previamente cual de ellos encaja mejor con las características sismogénicas de la Zona 6 (NCSE-02) donde se localiza la ciudad de Granada.

Benavent-Climent et al. (2002) realizaron un estudio sobre el input inelástico de energía para áreas de sismicidad moderada en España, para el terremoto máximo esperable de $T_R = 475$ años con PGA_P (subíndice “P” indica proyecto) incluida en la norma sismorresistente vigente hasta entonces (Ministerio Fomento, 1994). El espectro inelástico de input de energía se calculó para un amplio conjunto de terremotos ocurridos hasta entonces, utilizando el espectro elástico de input de energía con un 10 % de amortiguamiento respecto al crítico, ξ , el cual constituye la envolvente de los espectros inelásticos (Akiyama, 1985). Dichos espectros se normalizaron por el producto $(PGA \cdot K)$, resultando el espectro normalizado $V_E / (PGA \cdot K)$, siendo K el coeficiente de contribución a la peligrosidad sísmica indicado por la norma NCSE-94 (Ministerio Fomento, 1994) que distingue a los terremotos generados en la plataforma continental ($K = 1$) de los que se originan en la zona de la falla Gibraltar-Azores (hasta $K = 1.5$). A continuación se calculó la envolvente del espectro inelástico de proyecto para los terremotos cuya relación PGA_P / PGA era menor de 300, mediante una ley bilineal como se indica en las ecuaciones Ec. 7.11 y Ec. 7.12:

$$T \leq T_G : \quad \frac{V_E}{(PGA \cdot K)} = 1.25 \cdot \frac{T}{K} \quad (7.11)$$

$$T > T_G : \quad \frac{V_E}{(PGA \cdot K)} = 1.25 \cdot T_G \quad (7.12)$$

siendo T_G el período denominado de esquina, en el cual se produce el cambio de pendiente de la ley. Su valor queda definido en función del tipo de suelo:

$$\text{Suelos blandos-medios (S1,S2):} \quad T_G = 0.40$$

$$\text{Suelos duros (S3):} \quad T_G = 0.50$$

La aceleración máxima prevista considerada para Granada fue de $PGA = 0.23 \cdot g$ (Ministerio Fomento, 1994), siendo el valor de $g = 981$ cm/s, con período de retorno $T_R = 475$ años. Asimismo, el valor de $K = 1$. Estos valores se ha mantenido en las normas sismorresistentes posteriores (Ministerio Fomento, 2003, 2007) y además es muy cercano al valor obtenido del proyecto SISMOSAN (Benito et al., 2007) que figura en la Tabla 7.3 ($PGA = 0.21 \cdot g$) para $T_R = 475$ años. Por lo tanto, en suelo tipo S2 el input elástico de energía máximo ($K = 1$) para la $PGA = 0.23 \cdot g$, según la Ec. 7.12, tiene un valor de $V_E = 113$ cm/s. Esta energía correspondería

a un sismo de campo cercano según se dedujo en el Apartado 7.2 con una magnitud $M_w = 6.31$ según la Tabla 7.2.

Dado que $V_E = \sqrt{(2 \cdot E_I)/M}$, una vez obtenido el valor de V_E se puede calcular el valor de $E_I/M = V_E^2/2$. Introduciendo este valor en la Ec. 7.9, y teniendo en cuenta el valor máximo de $f_A(\mu_G = 4) = 0.50$ (en $0.4 \leq T \leq 0.9$) obtenido de la Tabla 7.5 para las condiciones del sitio, se puede obtener el valor de AE_I que resultaría para la ciudad de Granada (Tabla 7.8). Se ha considerado un valor de ductilidad de $\mu_G = 4$, dado que el espectro propuesto por Benavent-Climent et al. (2002) es inelástico, siendo además el que presenta un menor valor de f_A y por tanto el que genera un mayor valor del factor AE_I .

Tabla 7.8: Valores de AE_I ($T_R = 475$) para Granada ($\mu_G = 4$)

Espectros V_E	TS	D_f (km)	M_w	f_A	AE_I (cm^2/s)	V_E (cm/s)
Benavent-Climent et al.	S2	5	6.31	0.50	12 769	113
Decanini-Mollaioli	S2	$D_f \leq 5$	$5.40 \leq M_w \leq 6.20$	0.50	45 000	212
Decanini-Mollaioli	S2	$5 < D_f \leq 12$	$5.40 \leq M_w \leq 6.20$	0.50	18 000	134
Decanini-Mollaioli	S2	$12 < D_f \leq 30$	$5.40 \leq M_w \leq 6.20$	0.50	10 000	100

En la Tabla 7.8, se incluyen a su vez los valores espectrales propuestos por Decanini y Mollaioli (2001) junto con los valores de AE_I que proponen (Tabla 7.7). Para $D_f \leq 5$ km el valor de AE_I y, por tanto, de V_E es muy superior al propuesto por Benavent-Climent et al. (2002) para Granada. Sin embargo, si se utiliza el intervalo $5 < D_f \leq 12$ donde están presentes aún los efectos de campo cercano, los valores de V_E son mucho más próximos. Por tanto, a efectos de proyecto se considerará este último intervalo de $5 < D_f \leq 12$ como válido para calcular de una manera sistemática los valores de input de energía de los prototipos a analizar en la Tesis.

Es necesario destacar, que el valor de $M_w = 6.31$, ligeramente superior al intervalo de magnitudes seleccionado en los espectros de Decanini-Mollaioli, se encuentra en un límite difuso puesto que el siguiente intervalo (Tabla 7.7) comienza para una valor de $M_w = 6.50$. Se ha considerado este criterio, pues el intervalo $6.50 \leq D_f \leq 7.10$ propone un valor de $AE_I = 75 000$, lo que implicaría valores de V_E muy superiores al previsto para Granada, dado que dicho intervalo comprende valores de M_w muy superiores al propuesto para $T_R = 475$ años.

En la Tabla 7.9 se incluyen los valores de proyecto a considerar para AE_I y V_E , tanto en campo cercano como lejano. Se observa que para una $D_f = 15$ km, los valores AE_I así como los máximos espectrales $V_E = V_{E,max}$ ($f_A = 0.50$) son menores a los considerados para campo cercano por Benavent-Climent et al. (2002), lo que resulta lógico debido a la atenuación de la energía con la distancia.

Tabla 7.9: Valores de AE_I para Granada en los distintos estados del PBP

T_R (años)	M_w	$M_{w,INT}$	Campo Cercano D_f (km): [5, 12]		Campo Lejano D_f (km): [12, 30]	
			AE_I (cm ² /s)	$V_{E,max}$ (cm/s)	AE_I (cm ² /s)	$V_{E,max}$ (cm/s)
72	5.55	[4.20, 5.20]	6 000	77	2 500	50
475	6.31	[5.40, 6.20]	18 000	134	10 000	100
970	6.56	[6.50, 7.10]	75 000	274	50 000	224

Se concluye por tanto, que a efectos de proyecto se considerarán los espectros propuestos por Decanini-Mollaioli con los siguientes intervalos de distancias: (i) $5 < D_f \leq 12$ en campo cercano y, (ii) $12 < D_f \leq 30$ para campo lejano. Para terremotos con período de retorno distinto a $T_R = 475$ años, se utilizará por coherencia este mismo criterio de distancias. De esta forma, los valores AE_I que resultarán para los distintos estados del PBP en los que pueden aparecer daños, es decir terremotos con $T_R = 72, 475$ y 970 años se indican asimismo en la Tabla 7.9. En la misma, aparece el intervalo de magnitudes, $M_{w,INT}$, asociado a M_w , así como el valor máximo del espectro, $V_{E,max}$, considerando $\mu_G = 4$ ($f_A = 0.50$ para $D_f < 30$ km, según Tabla 7.5).

Capítulo 8

Método de proyecto basado en prestaciones para estructuras con forjado reticular y disipadores de energía

8.1. Introducción

El proyecto basado en prestaciones (PBP) ha supuesto un cambio importante en la manera de proyectar estructuras para soportar acciones sísmicas. Se trata de una filosofía de proyecto con prestaciones concretas a cumplir en diferentes niveles de peligrosidad sísmica en función del grado de importancia del edificio. Desde la aparición del documento VISION 2000 (SEAOC, 1995), han sido numerosas las publicaciones que se han ocupado del tema así como varias normativas sismorresistentes las que han incorporado el concepto de PBP, como Eurocódigo 8 (CEN, 2004b), Building Standard Law de Japón (Building Research Institute, 2009a) y FEMA 445 con el ATC-58 Project en EE.UU. (ATC, 2006, 2011a,b). En todas ellas, se proponen métodos de proyecto para establecer el nivel de demanda en diferentes escenarios de la acción sísmica y las capacidades resistentes necesarias en la estructura para cumplir con las prestaciones exigidas para cada tipo de edificio.

Dentro del campo de los métodos energéticos de cálculo sísmico, tan solo el documento VISION 2000 (SEAOC, 1995) y la norma Building Standard Law de Japón (Building Research Institute, 2009a) incorporan secciones concretas para materializar el paradigma del PBP. Asimismo, solo la última norma referida incorpora métodos energéticos de cálculo para disipadores de energía. La norma japonesa vigente establece dos niveles de comportamiento dentro del PBP. En el primero de ellos, la estructura mixta se somete al terremoto de Nivel 1 definido por un espectro de input de energía, V_D , bajo el cual la parte principal del edificio (estructura de hormigón armado sin disipadores) permanece en régimen elástico mientras los disipadores de energía plastifican disipando la mayor parte del input de energía con niveles máximos permitidos para el índice de desplazamientos entre plantas definidos por el rango de valores $0.5 \leq IDI_i \leq 0.8\%$. En el siguiente nivel de peligrosidad sísmica, Nivel 2, se permite plastificar tanto a los disipadores como a la estructura principal, siguiendo una distribución de daño propuesta por Akiyama (1985).

En este Nivel 2 se establece una capacidad mínima de disipación de energía para la estructura principal, así como una capacidad de disipación en los disipadores para futuros terremotos de Nivel 1.

Se propone en este trabajo un método de proyecto basado en prestaciones para estructuras mixtas rígido-flexibles que utiliza procedimientos de cálculo basados en el balance de energía, tomando como referencia el procedimiento de cálculo expuesto en la norma Building Standard Law de Japón (Building Research Institute, 2009a). La parte flexible estará compuesta por una estructura de hormigón armado con forjados reticulares calculada para soportar cargas gravitatorias, con las modificaciones necesarias en su caso para cumplir con la demanda de ductilidad en los niveles superiores de prestaciones (CEN, 2004b). La parte rígida la formarán disipadores histeréticos de energía que se sitúan en cada planta para resistir las acciones sísmicas.

Se establecen tres niveles de prestaciones: (i) “Operacional”, con limitación de los desplazamientos entre plantas, $\delta_{lim,i}$, según el valor de análogo de $IDI_{lim,i} = IDI_{lim}$ definido en el rango $0.5 \leq IDI_i \leq 0.7\%$, en el que plastifican los disipadores y la parte flexible permanece en régimen elástico, (ii) “Seguridad”, con $IDI_{lim} = 1.50\%$, en la que plastifican los disipadores y se permiten daños leves reparables tanto en la estructura de hormigón como en las instalaciones y elementos no estructurales, y (iii) “Próximo al Colapso”, con $IDI_{lim} = 2.50\%$ para no incrementar el riesgo de rotura frágil por punzonamiento, permitiendo un nivel elevado de daño en la estructura principal aunque manteniendo una capacidad mínima resistente para soportar las cargas gravitatorias, en la que el importe económico de reparación podría aconsejar la demolición de la estructura completa. Estos tres niveles de prestaciones se asocian a tres niveles de peligrosidad sísmica (NPS), NPS-1, NPS-2 y NPS-3, correspondientes a terremotos con periodos de retorno (T_R) de 72, 475 y 970 años, respectivamente (Tabla 8.1). Los niveles de prestaciones y peligrosidad sísmica planteados han sido considerados tomando como referencia el documento VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Tabla 8.1: Niveles de prestaciones en edificios de normal importancia con forjados reticulares

NPS	T_R (años)	Probabilidad Excedencia	Nivel Prestaciones	IDI_{lim} (%)
1	72	50 % en 50 años	Operacional	0.5-0.70
2	475	10 % en 50 años	Seguridad	1.50
3	970	10 % en 100 años	Próximo Colapso	2.50

La materialización del PBP planteada en esta Tesis, utiliza dos procedimientos de cálculo, en función de que la estructura principal (parte flexible) se mantenga elástica o no.

Ambos procedimientos se apoyan en los trabajos sobre estructuras mixtas rígido-flexibles desarrollada por Akiyama (1985) y son una extensión del método propuesto por Benavent-Climent (2011b), para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes con disipadores de energía, basado en consideraciones energéticas. En ambos procedimientos la acción sísmica se caracteriza mediante los espectros de input de energía de proyecto propuestos por Decanini y Mollaioli (1998, 2001).

En el primer procedimiento se dimensionan los disipadores que es necesario instalar en la estructura principal para que bajo el NPS-1 ésta se mantenga en régimen elástico y sus pres-

taciones sean las correspondientes al estado de "Operacional". En este primer procedimiento la estructura principal (sin disipadores) se proyecta para que sea capaz de resistir las cargas gravitatorias.

El segundo procedimiento, difiere del primero en que se permite plastificar tanto a los disipadores de energía (parte rígida) como a la estructura principal de hormigón armado (parte flexible). En el método de proyecto que se propone, se establece una secuencia de cálculo en la cual, primero se dimensionan los disipadores para el NPS-1 obligando a que la estructura principal se mantenga elástica, y después se comprueba el conjunto de la estructura (con disipadores) para niveles de peligrosidad sísmica superiores al primero, considerando la posibilidad de deformaciones plásticas en la estructura principal de hormigón armado. En caso de no satisfacerse las prestaciones exigidas para los niveles de peligrosidad 2 y 3, se propone un procedimiento de recálculo de disipadores en el que se permite plastificar tanto a la estructura principal de hormigón armado como a los disipadores de energía. En los cálculos se tienen en cuenta los efectos de 2^o orden.

8.2. Capacidad de deformación plástica de la estructura principal

La estructura de hormigón con forjado reticular es la parte flexible de la estructura mixta rígido-flexible que forma junto con los disipadores de energía. Fundamentalmente se encarga de soportar las cargas gravitatorias, constituyendo la parte secundaria frente a cargas sísmicas. La norma Eurcódigo-8 (EC-8) (CEN, 2004b) indica que para sismos de intensidad elevada en los que se alcanzan los valores máximos permitidos de desplazamiento entre plantas, los elementos secundarios deberán garantizar unas condiciones de integridad necesarias para soportar como mínimo las cargas gravitatorias, evitando el colapso de la estructura. Por lo tanto, es necesario evaluar la capacidad de deformación plástica de la estructura principal proyectada para soportar cargas gravitatorias, realizando el redimensionamiento necesario para garantizar una capacidad mínima tanto de deformación lateral como para soportar esfuerzos de tipo cortante derivados de la acción sísmica, que evite el fallo frágil de la estructura para niveles de desplazamiento inferiores a los contemplados en el nivel de prestaciones máximo del PBP.

8.2.1. Capacidad de deformación lateral de la estructura

La estructura mixta rígido-flexible debe contar con una mínima capacidad de deformación lateral en cada planta que le permita alcanzar los desplazamientos permitidos en los niveles superiores de peligrosidad sísmica del PBP. La ductilidad en cada planta de la estructura está gobernada por la capacidad de giro de las zonas (rótulas plásticas) donde plastifican los elementos que la componen. De esta forma, será necesario con carácter previo determinar dicha capacidad de giro para poder calcular los desplazamientos asociados que se producen en las plantas.

Se considera para ello un modelo de pórticos virtuales de la estructura con forjado reticular formado por los pilares de sección real y franjas de forjado en la dirección de las alineaciones de pilares que constituyen las vigas virtuales. De esta forma, es posible determinar la capacidad de deformación plástica de la estructura, analizando los distintos pórticos virtuales que se for-

man en las dos direcciones ortogonales en planta. el comportamiento de la placa frente a cargas laterales. El entramado de barras de cada pórtico virtual se conectarán entre sí por medio de los macromodelos de conexiones pilar-placa, tanto interiores como exteriores, expuestos en el Capítulo 4. De esta forma, se pueden calcular los giros de los pilares en las rotulas plásticas que se formen en los extremos junto a las superficies exteriores del ábaco, así como los giros que se produzcan en los muelles de flexión incluidos en los macromodelos comentados.

La norma EC-8 Parte 3 (CEN, 2005), dedicada a evaluación y reacondicionamiento sísmico de estructuras, propone expresiones empíricas para el cálculo de la capacidad última de giro en el extremo (rótula plástica) de una barra de hormigón armado sometida a momentos flectores con/sin axiles, y expresada en forma de "giro de cuerda" ("*chord rotation*"), θ_n , que se define como el ángulo entre la recta tangente a la deformada en el extremo de la barra que plastifica y la recta ("cuerda") que conecta dicho extremo con el final de la luz de cortante L_V ("*shear span*" $L_V = M/V =$ momento/cortante en la sección extrema de la barra) que coincide con el punto de inflexión, donde el subíndice "n" hace referencia al nudo donde acomete el extremo de la barra. El giro θ_n está compuesto de una parte elástica, θ_{ny} , pudiendo ser obtenida por métodos clásicos de cálculo de estructuras (Teoremas de Mohr) y por otra plástica, θ_{np} . Llamando al giro plástico que se produce en la rótula, θ_{rp} , se puede obtener la expresión:

$$\theta_{np} = \frac{\theta_{rp} (L_V - 0.5L_{pl})}{L_V} = \theta_{rp} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \quad (8.1)$$

donde L_{pl} es la longitud de rótula plástica y $\theta_{rp} = (\phi - \phi_y) L_{pl}$, es el giro relativo entre las secciones que delimitan la rotula plástica de longitud L_{pl} , suponiendo que la distribución de curvaturas en la misma es constante y de valor ϕ , donde ϕ_y y ϕ son los valores de la curvatura de fluencia y postelástica, respectivamente, que experimenta la sección de hormigón armado donde se sitúa la rótula plástica. Se considera que para valores $\phi \leq \phi_y$, el valor de $\theta_{rp} = 0$ ya que la rótula se concentra en un punto. Es decir, el elemento rótula plástica tiene un comportamiento rígido-plástico, manifestándose la discontinuidad en la ley de giros, θ , del elemento cuando la rótula plastifica con $\theta_{rp} > 0$.

Para el nivel de prestaciones "Próximo al colapso", se admite en el método propuesto en esta Tesis, que el "giro de cuerda" último, θ_{nu} , en los extremos de las barras (vigas virtuales o pilares) alcance a lo sumo el valor dado por la siguiente expresión del EC8-Parte 3 (CEN, 2005) que tiene el confinamiento del hormigón producido por los estribos:

$$\theta_{nu} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^\nu \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h_{sec}} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (8.2)$$

donde:

- γ_{el} es igual a 1.5 para elementos primarios frente a cargas sísmicas y 1.0 para los secundarios.
- h_{sec} es el canto total de la sección.
- $L_V = M/V$ es el ratio momento-esfuerzo cortante en la sección extrema de la barra.

- f_c y f_{yw} son la resistencia de cálculo para hormigón y acero de estribos (MPa), respectivamente, obtenida directamente como media de ensayos o de valores de proyecto exigidos.
- $\nu = N/(bh_{sec}f_c)$ donde N es la fuerza axil (positiva en compresión) y b es el ancho de la pieza en la zona comprimida.
- $\omega = A_{st}f_y/(bd f_c)$ y $\omega' = A_{sc}f_y/(bd f_c)$ son la cuantía mecánica de la armadura traccionada y comprimida, respectivamente, donde A_{st} y A_{sc} son el área de la armadura traccionada y comprimida, respectivamente y f_y es la resistencia de cálculo del acero que constituye la armadura longitudinal.
- $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w s_h)$ es el ratio de armadura transversal, A_{sx} , según la sección “ x ” paralela a la dirección de carga, donde b_w es el ancho del alma de la pieza y s_h es la separación longitudinal de los estribos.
- ρ_d es el ratio de armadura diagonal en la sección, en caso de que exista.
- α es el factor de confinamiento efectivo tal que:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_{sec,0}}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_{sec,0}b_0}\right)$$
 donde b_0 y $h_{sec,0}$ es la dimensión del núcleo de hormigón confinado por los estribos y b_i es la distancia entre los ejes de la armadura longitudinal con desplazamiento lateral restringido debido a su situación en esquina o en la cara de la sección con horquillas de atado.

Por otro lado, la misma norma EC-8 Parte 3 (CEN, 2005), propone una expresión alternativa para estimar θ_{nu} :

$$\theta_{nu} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_{ny} + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V}\right) \right] \quad (8.3)$$

donde θ_{ny} corresponde al giro de fluencia, ϕ_y y ϕ_u corresponden a la curvatura de fluencia y última de la sección, respectivamente y L_{pl} es la longitud de rótula plástica. El valor de θ_{ny} puede ser estimado mediante la expresión:

$$\theta_{ny} = M_y/k_{\theta, fis} \quad (8.4)$$

donde M_y correspondería al momento de fluencia de la sección y $k_{\theta, fis} = 3EI_{fis}/(L/2)$ a la rigidez fisurada al giro de una barra de longitud $L/2$ biapoyada con momento en uno de los extremos, considerando que las barras de una estructura sometida a acción lateral se anula en su punto medio tanto el momento flector como la flecha. $I_{fis} = \gamma I_g$ corresponde a la inercia reducida debido a la fisuración del hormigón, siendo I_g la inercia bruta de la sección y $\gamma < 1$ un coeficiente reductor que tienen en cuenta la fisuración del hormigón y sus efectos sobre la rigidez de los elementos estructurales (Sugano, 1968; MacGregor, 1993).

El valor del giro en la rótula plástica θ_{ru} que se supone situada en un punto separado una distancia $0.5L_{pl} + 0.5c$ (c dimensión del nudo rígido en la dirección de la barra) del extremo de la barra que concurre el nudo “ n ” valdrá según la Ec. 8.1:

$$\theta_{ru} = \frac{1}{\gamma_{el}} [\theta_{ry} + (\phi_u - \phi_y)L_{pl}] \quad (8.5)$$

donde θ_{ry} es el giro en la rótula plástica cuando se produce la fluencia. Los valores de ϕ_y y ϕ_u se pueden obtener de la relación $M - \phi$ de la sección de hormigón armado.

Para calcular los ángulos θ_{ry} y $\theta_{rp} = (\phi - \phi_y) L_{pl}$ se consideran en esta Tesis modelos matemáticos de elementos rígidos en los que la deformación de las barras, tanto elástica como plástica, se concentra en rótulas plásticas (Fig. 8.1 y 8.2). Para el cálculo de θ_{rp} se considera que la curvatura es uniforme en la longitud de rótula plástica, L_{pl} .

En aquellos casos en los que se forman rótulas plásticas en pilares (Fig. 8.1) cuando se produce un desplazamiento entre plantas δ , el ángulo de fluencia en la rótula plástica se aproxima al de su extremo conectado al nudo pilar-viga virtual, $\theta_{ry} \simeq \theta_{ny}$. El ángulo θ_{rp} corresponde a un estado de deformación plástica tal que $\phi = \phi_x$, resultando de esta forma un ángulo final en la rótula plástica de $\theta_{rx} = \theta_{ry} + \theta_{rp}$. El ángulo θ_{rx} corresponde a niveles de prestaciones en los cuales los elementos de la estructura (pilares y vigas virtuales) pueden plastificar, como el de “Próximo al Colapso”, donde $\theta_{rx} = \gamma_{el} \theta_{ru}$. Dado que en esta Tesis se considera la estructura de forjado reticular sobre pilares como parte secundaria para resistir cargas sísmicas, $\gamma_{el} = 1$, siendo en este caso $\theta_{rx} = \theta_{ru}$.

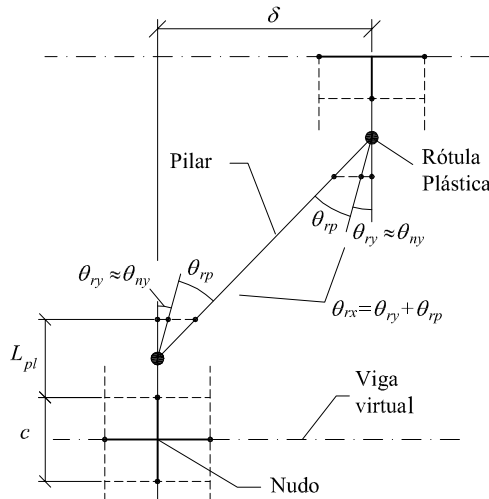


Fig. 8.1: Modelo matemático de un pilar en el que plastifican ambos extremos

Cuando las rótulas plásticas se forman en vigas virtuales se considera el modelo matemático definido en la Fig. 8.2, en la que se han representado los estados de deformación correspondientes al instante en el que se produce la fluencia en la rótula plástica (θ_{ry}) y cuando se producen deformaciones post-elásticas (θ_{rx}). El ángulo de fluencia se calcula mediante la expresión $\theta_{ry} = \theta_{ny} + \varphi_y$, donde φ_y se obtiene de la relación:

$$\varphi_y = \frac{\theta_{ny} \left(\frac{c + L_{pl}}{2} \right)}{l'_v - \left(\frac{c + L_{pl}}{2} \right)} \quad (8.6)$$

donde l'_v puede tomar los valores $l_v/2$ o l_v en los casos en los que plastifican ambos extremos de la viga virtual o solo uno, respectivamente. El valor de φ_y suele ser muy inferior a θ_{ny} , pudiendo

ser despreciado en el cálculo de θ_{ry} .

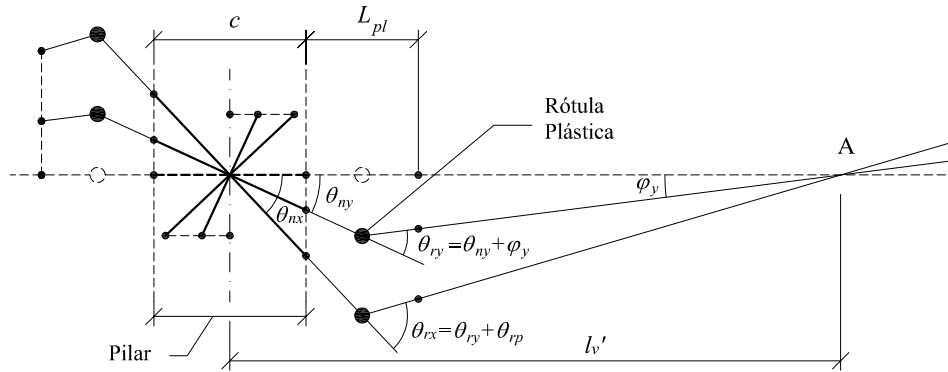


Fig. 8.2: Modelo matemático de una conexión pilar-viga virtual con formación de rótula plástica en la viga virtual

Para determinar la longitud de rótula plástica, L_{pl} , el EC-8 CEN (2005) propone la siguiente expresión:

$$L_{pl} = 0.1L_V + 0.17h_{sec} + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (8.7)$$

donde las unidades de f_y deben ser MPa, h_{sec} es el canto de la sección y d_{bL} es el diámetro medio de la armadura de tracción. Para poder aplicarla, la armadura longitudinal debe tener una ductilidad mínima y la tensión de confinamiento debe ser como mínimo $\sigma_2 = \alpha \rho_{sx} f_{yw}$.

Paulay y Priestley (1992) proponen la expresión:

$$L_{pl} = 0.08 L_V + 0.022 d_{bL} f_y \quad (8.8)$$

e indican, asimismo, que de manera simplificada se puede considerar $L_{pl} = h_{sec}/2$, aunque puede conducir a resultados demasiado conservadores.

Al analizar la expresión del giro último de la rótula plástica de un elemento de hormigón armado, proporcionado por la Ec. 8.2 se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Cuanto mayor es el esfuerzo axial, N , menor es el valor del factor $(0.3)^\nu$ y, por tanto, menor la ductilidad esperable de la pieza. Por lo tanto, será necesario prestar atención especial a los pilares de hormigón armado de la estructura reticular que interaccionen con los disipadores de energía.
2. El incremento de armadura de compresión, es beneficioso a efectos de ductilidad hasta un límite determinado, $\omega' = 0.01$, a partir del cual se desprecia su contribución.

3. El incremento de confinamiento del hormigón produce un aumento considerable de la ductilidad.

Para el nivel de prestaciones “Seguridad”, EC-8 Parte 3 (CEN, 2005) propone limitar el giro de cuerda a un valor θ_{nd} igual a 3/4 de θ_{nu} ; la misma limitación se puede establecer para el giro θ_{rd} en la rótula plástica para el que el daño en la estructura pueda ser reparable. Por otro lado, cuando se alcanza el valor de θ_{rd} , el valor del giro plástico correspondiente en la rótula plástica (muelle), $\theta_{rp,d} = (\phi_d - \phi_y)L_{pl}$, se puede considerar como el que resulta al considerar la curvatura (ϕ_d) cuando se inicia el tramo de degradación de resistencia en la ley $M - \phi$ de la sección. En este caso, EC-8 Parte 3 (CEN, 2005) propone calcular el giro θ_{nd} de la siguiente forma:

$$\theta_{nd} = \left[\theta_{ry} + (\phi_d - \phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \right] \quad (8.9)$$

Asimismo, considerando la referencia de la Ec. 8.5, el ángulo θ_{rd} en el punto donde se localiza la rótula plástica sería:

$$\theta_{rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} [\theta_{ry} + (\phi_d - \phi_y)L_{pl}] \quad (8.10)$$

La capacidad de deformación lateral de cada planta de un pórtico virtual se puede analizar a partir de la capacidad a rotación de las distintas rótulas plásticas que se formen en la misma. Calculados los giros θ_{rd} y θ_{ru} en los extremos de los pilares y vigas virtuales, es posible determinar los desplazamientos entreplantas compatibles correspondientes, δ_{di}^{min} y δ_{ui}^{min} , respectivamente, es decir, los desplazamientos entre plantas para los que se produce el inicio de la degradación y el agotamiento de la curva cortante-desplazamiento entre plantas $Q_i - \delta_i$ de cada planta. Finalmente, habría que comprobar en cada planta si $IDI_{di} = \delta_{di}^{min}/h_{pi} \geq IDI_{S,i}$ e $IDI_{ui} = \delta_{ui}^{min}/h_{pi} \geq IDI_{PC,i}$ siendo $IDI_{S,i}$ y $IDI_{PC,i}$ los índices de desplazamiento relativo máximo entre plantas permitidos en cada planta para los niveles de prestaciones “Seguridad” y “Próximo al Colapso”, respectivamente.

8.2.2. Capacidad para soportar esfuerzos de tipo cortante

La estructura de hormigón armado debe tener una capacidad mínima para soportar los esfuerzos de tipo cortante generados por las tensiones tangenciales, tanto de punzonamiento en los ábacos de las conexiones pilar-placa como los de cortante en pilares y nervios del forjado, al contemplar las cargas gravitatorias y las derivadas de las acciones sísmicas. Los fallos originados por este tipo de esfuerzos son de tipo frágil y deben ser evitados, puesto que conducen a colapsos parciales o totales de la estructura.

8.2.2.1. Capacidad a esfuerzo de punzonamiento

Para estimar la capacidad a esfuerzo de punzonamiento de la estructura sometida tanto a cargas gravitatorias como a acciones sísmicas, se utiliza el procedimiento expuesto en el Apartado 5.3.6 del Capítulo 5.

Un aspecto importante a comprobar es la limitación de IDI_i debido al posible fallo de punzonamiento, tal y como se refleja en la Fig. 2.3 en función de la relación $V_g/\Phi V_c$, donde V_g y V_c

eran la fuerza cortante de cargas gravitatorias (combinación de cargas $V_g = 1.2V_G + 0.50V_L$) y la fuerza cortante resistente del hormigón, respectivamente, calculadas en la sección crítica de las conexiones pilar-placa y $\Phi = 0.75$ el coeficiente de minoración de resistencia. Para ello, se considerará como curva de proyecto para tener en cuenta la degradación en la capacidad de desplazamiento lateral de las conexiones pilar-placa, la obtenida como mejor ajuste de los modelos numéricos en conexiones pilar-placa con armadura transversal (Fig. 2.3), siendo mas desfavorable que la obtenida de los ensayos experimentales. Esta curva será la correspondiente al estado “Próximo al Colapso” del PBP, con una probabilidad de fallo a punzonamiento menor al 50 % al considerar en fase de proyecto $\Phi = 0.75 < 1$. Para los estados “Seguridad” y “Operacional”, se considera la curva anterior afectada por los factores 2/3 (probabilidad fallo menor al 5 %) y 1/3 (probabilidad de fallo menor al 1 %), respectivamente, de acuerdo al criterio planteado por Hueste y Browning (2007) indicado en el Capítulo 2. En la Fig. 8.3 se representan las distintas curvas de proyecto de la degradación del desplazamiento lateral debido a fallos de punzonamiento junto con la propuesta por la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) que indica el límite para incluir armadura de punzonamiento en las conexiones pilar-placa. Se observa que los valores de IDI_i de las curvas de degradación propuestas en los niveles de proyecto de “Seguridad” y “Operacional” son inferiores a los de la curva de mejor ajuste sobre conexiones pilar-placa sin armadura de punzonamiento ensayadas en laboratorio bajo cargas cuasi-estáticas (Kang y Wallace, 2006) (denominada en la gráfica como “experimentos de conexiones pilar-placa sin armadura transversal”), al menos para valores de $V_g/\Phi V_c \leq 0.60$ en el primero y $V_g/\Phi V_c \leq 0.80$ en el segundo.

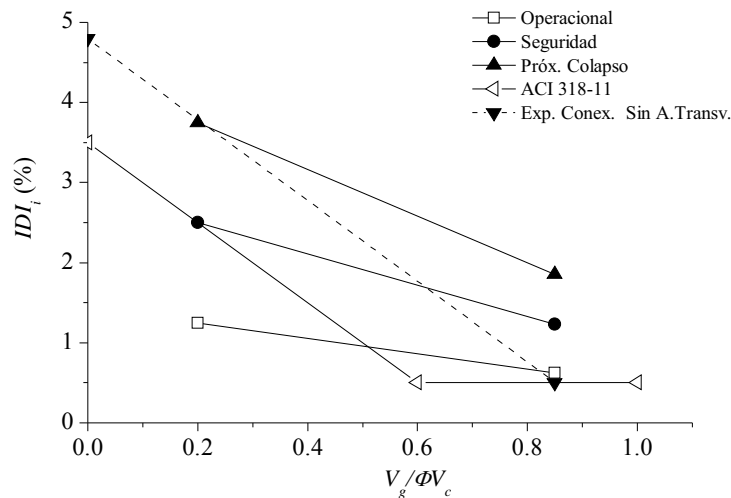


Fig. 8.3: Curvas de proyecto de la degradación del desplazamiento lateral por fallos de punzonamiento

8.2.2.2. Capacidad a esfuerzo cortante en pilares y nervios del forjado

El cálculo a esfuerzo cortante en pilares y nervios del forjado reticular, ambos de hormigón armado, se lleva a cabo mediante métodos propuestos en normativas técnicas basados en procesos de investigación con resultados experimentales. En este caso se utilizará la norma ACI (2011), en la que se han realizado estudios específicos de elementos sometidos a acciones sísmicas, incorporando numerosas disposiciones de cálculo al respecto. Dada la importancia de estos elementos resistentes en la estructura mixta rígido-flexible, máxime cuando interactúan con disipadores, se

emplean los requisitos exigidos por la norma ACI (2011) para estructuras con demanda elevada de ductilidad en zonas de sismicidad elevada.

La base del método para calcular la capacidad a fuerza cortante se basa en la contribución del hormigón, V_c , y de la armadura transversal, V_s de manera parecida a la expresada en la Ec. 5.4, empleando valores de fuerza cortante en lugar de tensiones tangenciales de tal forma que:

$$V_u \leq \Phi (V_c + V_s) \quad (8.11)$$

donde V_u es el esfuerzo cortante que actúa en el elemento resistente. En este caso, $\Phi = 0.60$ dado que se ha considerado tanto al pilar como a los nervios del forjado como elementos de elevada capacidad a deformación plástica.

La norma ACI (2011) considera que para el cálculo de elementos estructurales de elevada ductilidad $V_c = 0$. Por tanto, todo el esfuerzo cortante debe ser absorbido por la armadura transversal que se disponga, cuando la estructura se ve sometida a acciones sísmica. No obstante, se limita el valor que pueda adoptar la fuerza cortante en la armadura transversal, $V_{s,lim}$ mediante la siguiente expresión:

$$V_{s,lim} \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (N)} \quad (8.12)$$

donde b_w (mm) es el ancho del alma de la sección de la pieza y d (mm) es el canto útil de la sección. Considerando el elemento de hormigón armado como una celosía equivalente (Ritter-Morsch), formada por bielas de hormigón y tirantes de acero traccionados, el valor del esfuerzo axil máximo que actúa por equilibrio sobre las bielas de hormigón queda igualmente limitado al considerar la restricción de la Ec. 8.12 en la armadura transversal, evitando la rotura del hormigón.

Aplicando la Ec. 5.5 empleando el valor de la fuerza cortante en lugar de tensión tangencial, el valor de A_s/s se obtiene de la expresión:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_u}{\Phi f_{yt} d} \quad (8.13)$$

donde s es la separación longitudinal en la pieza de la armadura transversal A_s .

Con carácter general, la cuantía mínima de armadura transversal, $A_{s,min}$ se calcula como el máximo de las expresiones (ACI, 2011):

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ \frac{0.35 b_w}{f_{yt}} \end{array} \right. \quad (8.14)$$

donde b_w es el ancho del alma de la sección de hormigón y h sería el canto de la pieza. Cuando la sección es cuadrangular, $b_w = h = c_1 = c_2$.

Sin embargo, en zona sísmica cuando los elementos estructuras se consideran de elevada ductilidad, se establece con carácter específico la cuantía mínima $A_{s,min}^{I0}/s$ que se aplica en la zona donde se producen las deformaciones inelásticas (rótulas plásticas), determinada por el

mayor valor de las siguientes expresiones:

$$\frac{A_{s,min}^{l_0}}{s} = \max \begin{cases} 0.3 \frac{b_c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.09 \frac{b_c f'_c}{f_{yt}} \end{cases} \quad (8.15)$$

donde $A_g = b \cdot h = c_1 \cdot c_2$ es el área bruta de la sección de hormigón, b_c y h_c serían el ancho y el canto de la sección medidos desde el exterior de los cercos o estribos, respectivamente y $A_{ch} = b_c \cdot h_c$ el área de hormigón confinada por los estribos. En general, $A_{s,min} \leq A_{s,min}^{l_0}$, por lo que suele ser determinante la cuantía determinada por la Ec. 8.15 en la zona donde se producen las rótulas plásticas. La primera condición de $A_{s,min}^{l_0}$ proporciona la armadura transversal necesaria para asegurar una adecuada capacidad frente al esfuerzo axial, aunque se produzca una pérdida del hormigón de recubrimiento (proyección hormigón o “*spalling*”) (ACI, 2011). La segunda condición, permite asegurar una adecuada capacidad de curvatura a flexión en las rótulas plásticas (ACI, 2011).

Además de la cuantía mínima $A_{s,min}^{l_0}$, se exige un valor mínimo para el ratio volumétrico de armadura transversal, ρ_s :

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_{ck}}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases} \quad (8.16)$$

siendo $\rho_s = (A_{s,c} \cdot p_c) / (A_{ch} \cdot s)$ donde p_c es la longitud de un estribo cerrado y $A_{s,c}$ la sección de un estribo. El primer valor de ρ_s se propone para elementos sometidos a compresión para evitar la degradación brusca de la resistencia del elemento cuando se produce desprendimiento del hormigón de recubrimiento. El segundo es específico de las estructuras que se sitúan en zona sísmica (ACI, 2011).

El valor máximo que puede alcanzar s en el entorno de la rótula plástica, denominado s_{l_0} , viene determinado como el menor valor de las siguientes relaciones:

$$s_{l_0} = \min \begin{cases} \frac{1}{4} c_{min} \\ 6 \phi_{min} \\ s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \neq 150 \end{cases} \quad (8.17)$$

donde c_{min} es la menor dimensión de la sección de la pieza, ϕ_{min} es el menor diámetro de barra existente en la armadura longitudinal y h_x es la separación que existen en la sección de los redondos (estribos u horquillas) de armadura transversal que se anclan en patilla u horquilla en la armadura longitudinal.

La disposición de la armadura más desfavorable que se determine en el cálculo, A_s/s , o por cuantía mínima, $A_{s,min}^{l_0}/s$, se prolongará desde la sección extrema del elemento resistente en una longitud l_0 , definida como la mayor de las relaciones:

$$l_0 = \max \begin{cases} h \\ \frac{1}{6} l_L \\ 450 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.18)$$

donde l_L es la luz libre del elemento (distancia entre caras del forjado en pilares y entre caras de ábaco en nervios). Para el resto del pilar, de longitud l_1 , se coloca la armadura que resulte más desfavorable del cálculo, A_s/s o de la cuantía mínima $A_{s,min}/s$ definida por la Ec. 8.14.

La separación máxima en l_1 , se define como s_{l1} considerando el menor de los siguientes valores:

$$s_{l1} = \min \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 6 \phi_{min} \\ d/2 \end{cases} \quad (8.19)$$

8.2.3. Procedimiento para garantizar la capacidad de deformación plástica de la estructura principal

En el caso que no se cumpliera las condiciones impuestas en cuanto a las capacidades mínimas de deformación lateral y/o para soportar esfuerzos de tipo cortante, implicaría que la estructura de hormigón con forjado reticular no tiene el suficiente grado de ductilidad. Para solventar esta situación, sería necesario actuar sobre el dimensionamiento de los elementos de la estructura, al objeto de incrementar la ductilidad a nivel local lo que se traduce en un incremento de la ductilidad a nivel global de planta. Para ello, se propone el siguiente procedimiento:

1. Garantizar la capacidad de deformación lateral en cada planta mediante actuaciones con el siguiente orden de prioridades:
 - a) Incrementar la armadura longitudinal de compresión. El incremento de la armadura longitudinal puede tener efectos positivos hasta ciertos valores a partir de los cuales pueden surgir problemas de congestión de armadura en las conexiones entre elementos. Este hecho se refleja en la norma ACI 318-11 (ACI, 2011), limitando el valor de la cuantía de armadura longitudinal, $q_l = A_s/(b h_{sec})$ a valores entre $0.01 \leq q_l \leq 0.06$. El incremento de armadura longitudinal, conlleva una revisión de la cuantía en la armadura transversal para evitar los riesgos de pandeo de armadura comprimida.
 - b) Incrementar la cuantía de armadura transversal. De esta forma, se consigue aumentar la ductilidad de la sección gracias al incremento en el confinamiento del hormigón. No obstante, este procedimiento conlleva riesgos importantes a tener en cuenta. Se confía el incremento de ductilidad a un material frágil como es el hormigón el cual está confinado por estribos y horquillas, que son elementos discretos anclados en el perímetro de la sección. El anclaje de estos elementos debe garantizarse con detalles constructivos en los que la armadura ancle en el núcleo interior de la sección del elemento. Esto implica anclajes en patilla con ángulos superiores a 90° o con soldadura

(ACI, 2011), lo que dificulta su puesta en obra demandando un control de calidad intenso, con un coste económico importante.

- c) Modificar tanto las secciones como la armadura de los elementos que constituyen la estructura de forjado reticular sobre pilares. Esta debe ser la última opción, pues es la que produce un incremento de rigidez de la estructura que afecta al dimensionamiento de los disipadores de energía, así como una repercusión económica mas elevada que en el resto de opciones.
2. Evitar el fallo frágil debido a esfuerzos de punzonamiento en forjados y a esfuerzo cortante en pilares y nervios del forjado. Para ello, se determinan los esfuerzos de tipo cortante que se generan al considerar: (i) en pilares, el cortante máximo absorbido al contemplar la parte que le corresponde (proporcional a su rigidez lateral), de la fuerza cortante máxima de planta, $Q_{max,i}$, obtenida de la curva de capacidad de la planta, y (ii) en forjados, los esfuerzos que se generan al contemplar la capacidad máxima a flexión de los extremos del forjado en cada vano en función del tipo de fallo que se produzca en cada conexión pilar-placa. Una vez determinados estos esfuerzos de tipo cortante, se procede de la siguiente forma:
- a) Comprobación de la capacidad para resistir los esfuerzos de tipo cortante generados por las acciones sísmicas en los elementos estructurales cuyo dimensionamiento puede haber sufrido variación para garantizar la capacidad de deformación lateral de la estructura. Cuando la capacidad sea insuficiente, se procede a redimensionar la armadura transversal con el procedimiento descrito.
 - b) Redimensionamiento de las secciones del forjado y/o pilares cuando no se alcance la capacidad mecánica exigida mediante el incremento en la cuantía de la armadura transversal.

En el Capítulo 9 se describe un procedimiento analítico para comprobación y redimensionamiento que se integra en el cálculo de la curva de capacidad de cada planta de la estructura principal, aplicado sobre un pórtico virtual de forjado reticular de un edificio prototipo de 6 plantas, en el que se describen las fases comentadas en esta sección para alcanzar los niveles de desplazamiento lateral máximos exigidos.

8.3. Método de cálculo de disipadores y comprobación de prestaciones para el NPS-1 en el que la estructura principal se mantiene elástica

En el Capítulo 6 se ha desarrollado un método de cálculo de disipadores para estructuras mixtas rígido-flexibles en el cual solo plastificaba la parte rígida compuesta por disipadores hysteréticos de energía. El nivel de prestaciones que se exige para el NPS-1 es el denominado “Operacional” en edificación residencial, para el cual la estructura principal debe permanecer elástica (sin daño).

8.3.1. Cálculo de la resistencia y rigidez lateral que deben aportar los disipadores en cada planta

En el método propuesto se estiman los input de energía V_E y V_D mediante espectros elásticos de energía definidos para la zona, teniendo en cuenta la amplificación del período de la estructura mixta en función del grado de ductilidad, μ_m , alcanzado.

En esta Tesis, se van a emplear los espectros inelásticos de ductilidad constante definidos por Decanini y Mollaioli (Decanini y Mollaioli, 1998, 2001) basados en unos espectros de forma escalados por el parámetro AE_I , que depende de la magnitud del terremoto, M_w , la distancia epicentral, D_f y el tipo de suelo sobre el que se localiza la estructura. Basado en estos trabajos, en el Apartado 7.3.3 se han obtenido para la ciudad de Granada, en los distintos dominios de campo cercano y lejano, los espectros de input de energía V_E y V_D , así como el espectro de input de energía hysterética, E_{ht} , necesario para calcular la distribución óptima de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, propuesta en esta Tesis.

De esta forma, la secuencia de cálculo a desarrollar para el Nivel 1 de peligrosidad sísmica, será la misma que la planteada en el Apartado 6.3.3.2, utilizando en este caso los espectros propuestos en el Apartado 7.3.3 por Decanini y Mollaioli (1998, 2001), particularizados para la ciudad de Granada. En la Fig. 8.4 se ha incluido un diagrama de flujo de esta secuencia de cálculo, donde las abreviaturas CC y CL hacen referencia a los terremotos de campo cercano y lejano, respectivamente. Asimismo, la referencia a los valores iniciales en la secuencia de cálculo de K , μ_m y $s\alpha_1$ se ha realizado utilizando variables con la misma denominación, incluyendo en cada una el subíndice “*ini*”.

Es necesario indicar, que los espectros de ductilidad constante propuestos por Decanini y Mollaioli (1998, 2001) están definidos hasta $\mu_m = 3$ ($\mu_G = 4$). Para valores de μ_m superiores se pueden tomar como espectros de cálculo los correspondientes a $\mu_m = 3$, ya que a partir de cierto nivel de plastificación en la estructura, la cantidad de energía introducida por el sismo no se ve afectada por el valor de μ_m . En este caso, tampoco sería necesario calcular la amplificación del período debido a la plastificación.

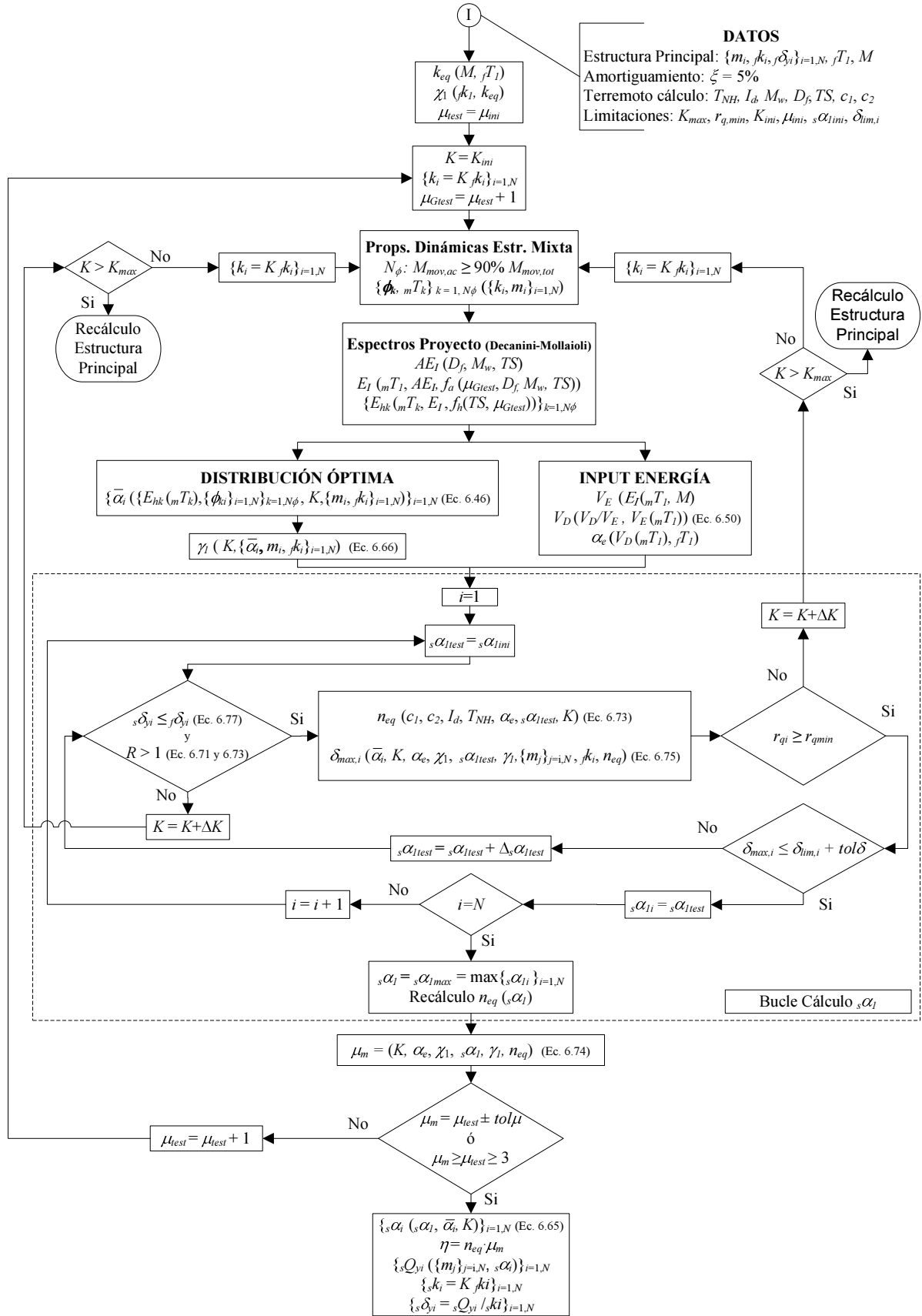


Fig. 8.4: Diagrama de flujo para el cálculo de disipadores en el Nivel 1 de Peligrosidad Sísmica

8.3.2. Estimación de los desplazamientos máximos

Es posible obtener la distribución de desplazamientos máximos, $\delta_{max,i}$, de una estructura proyectada con disipadores en niveles superiores de peligrosidad sísmica en la que se conocen tanto la fuerza cortante de fluencia ${}_sQ_{yi}$ como rigidez ${}_sk_i$ en cada planta. Se considera que la estructura ha sido proyectada con los siguientes criterios:

1. La relación de rigideces entre la parte rígida y la parte flexible de cada planta tienen el mismo valor K en todas las plantas, es decir $K = {}_sk_i/{}_fk_i$.
2. La distribución de resistencia lateral aportada por los disipadores de energía (parte rígida) en cada planta es tal que la distribución de fuerza cortante de fluencia de la estructura completa (parte flexible y parte rígida), α_i/α_1 , sea la óptima $\bar{\alpha}_i$. La distribución ${}_s\alpha_i/{}_s\alpha_1$ queda definida por la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$, como se puede comprobar en la Ec. 6.46 (Capítulo 6), siendo en este caso ${}_s\alpha_i/{}_s\alpha_1 = \bar{\alpha}_i$ puesto que $K_i = cte$.

El método a aplicar está basado en el desarrollado en el apartado anterior para el cálculo de disipadores en el Nivel 1 de Peligrosidad sísmica. En este caso, se conoce el dimensionamiento de los disipadores de energía para cada planta “ i ”, esto es: ${}_sQ_{yi}$, ${}_s\delta_{yi}$ y ${}_sk_i$. Por tanto, solamente será necesario calcular el input de energía asociado a este nivel de peligrosidad y los desplazamientos en cada planta, $\delta_{max,i}$, mediante la Ec. 6.75 siempre que plastifiquen los disipadores de energía.

En la Fig. 8.5 se muestra el diagrama de flujo correspondiente a la comprobación del nivel de prestaciones “Operacional (O)” que se exige a la estructura para el NPS-1. Como se puede comprobar el objetivo es calcular los desplazamientos entre plantas, $\delta_{max,i}$, de una estructura proyectada con disipadores de energía que es sometida al terremoto del NPS-1, verificando que el índice $IDI_{max,i}$ alcanzado en cada planta es inferior tanto al considerado límite, IDI_{lim} , para el nivel de prestaciones “Operacional” como al de fluencia de cada planta, ${}_fIDI_{yi}$, asociado a ${}_f\delta_{yi}$.

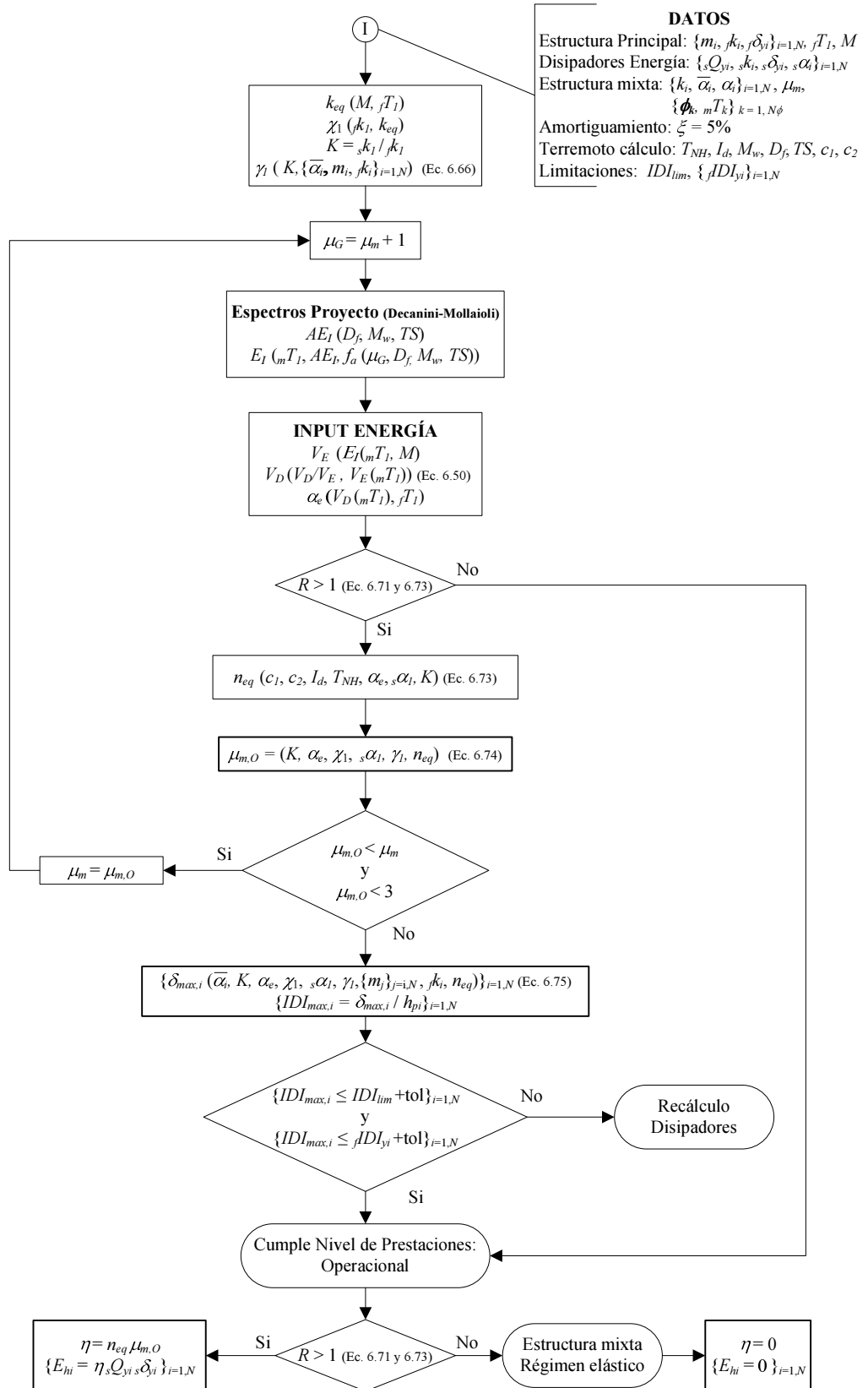


Fig. 8.5: Diagrama de Flujo para la comprobación del nivel de prestaciones “Operacional”

8.4. Efecto $P - \delta$

En la formulación del método expuesto para el cálculo de disipadores en el Nivel 1 de peligrosidad sísmica, no se han tenido en cuenta los posibles incrementos de los desplazamientos máximos como consecuencia de los efectos de segundo orden producidos por las cargas gravitatorias desplazadas lateralmente debido a la acción sísmica, dado que los desplazamientos caracterizados por un valor de $IDI_i = 0.5 - 0.7\%$ no son elevados. Este fenómeno, conocido como efecto $P - \delta$, puede llegar a tener importancia en aquellos niveles de prestaciones del PBP en los que el desplazamiento máximo entre plantas permitido sea importante, como en los niveles de “Seguridad” y “Próximo al colapso” para los cuales se admiten índices de desplazamientos entre plantas $IDI_i = 1.50\%$ e $IDI_i = 2.50\%$, respectivamente. Dado el enfoque energético del método de proyecto expuesto, se utilizará el recurso de asimilar el efecto $P - \delta$ a una degradación de resistencia lateral de la planta propuesto por Akiyama (1985).

Al plantear el equilibrio de una planta concreta de una estructura en su estado deformado ante una acción lateral con desplazamiento entre plantas, δ_i , la carga gravitatoria de las plantas superiores, P_i , que actúa desplazada horizontalmente una cantidad δ_i , genera un momento $P_i \cdot \delta_i$ que debe ser equilibrado por una parte ΔQ_i de la fuerza recuperadora horizontal total que desarrolla la estructura de esa planta, de valor tal que: $P_i \cdot \delta_i = \Delta Q_i \cdot h_{pi}$, siendo h_{pi} la altura de la planta. Despejando ΔQ_i se tiene:

$$\Delta Q_i = -\frac{P_i}{h_{pi}} \delta \quad (8.20)$$

En la Ec. 8.20, se observa que el cociente $-P_i/h_{pi}$ se puede interpretar como una rigidez ficticia, negativa, que llamaremos $k_{P\delta,i}$, es decir:

$$k_{P\delta,i} = \frac{\Delta Q_i}{\delta_i} = -\frac{P_i}{h_{pi}} \quad (8.21)$$

$k_{P\delta,i}$ representa, por tanto, el efecto $P - \delta$ en una planta de la estructura. De esta forma, la curva de capacidad $Q_i - \delta_i$ de la planta de una estructura, teniendo en cuenta el efecto $P - \delta$, se puede obtener restando a la curva correspondiente sin efecto $P - \delta$, una recta de pendiente $k_{P\delta,i}$. Esto implica que, estructuras con un comportamiento elástico-perfectamente plástico tendrán un comportamiento en la zona plástica semejante al que se produce cuando existe degradación de resistencia, definida por una pendiente $k_{deg,i} = k_{P\delta,i}$.

Atendiendo a ésto último, Akiyama (1985) propuso emplear los resultados del análisis de estructuras con degradación de resistencia para interpretar el efecto $P - \delta$. En una estructura en la que se considera el efecto $P - \delta$, su capacidad de disipar energía de deformación plástica, $A_{P\delta}$, será inferior respecto a otra donde no se considera dicho efecto, A_{p0} . Por tanto, sería razonable proyectar la estructura considerando la capacidad resistente sin tener en cuenta la degradación producida por el efecto $P - \delta$, pero amplificando a cambio el input de energía del terremoto en la proporción $A_{p0}/A_{P\delta}$. Es decir, se contrarresta el efecto de considerar una capacidad de disipación de energía superior a la real, con un input de energía mayorado en la misma proporción.

En las estructuras que sufren degradación de resistencia, se analiza el problema considerando una estructura equivalente con comportamiento elástico-perfectamente plástico (EPP) sometida

al mismo input de energía. Se considera que no existe tramo de endurecimiento por deformación y, por tanto, el valor máximo de la capacidad lateral resistente coincide con la fuerza cortante de fluencia, $Q_{max,i} = Q_{yi}$. En ese caso, cuando se analiza el comportamiento en uno de los dominios de deformación, la estructura EPP equivalente presentará un desplazamiento plástico acumulado (δ_{pi}) máximo menor al que experimenta la estructura real con degradación de resistencia. Esto se aprecia en la relación $Q_{pi}/Q_{yi} - \delta_{pi}/\delta_{yi}$ de una planta con degradación de resistencia como la reflejada en la Fig. 8.6, en la que se muestra el desplazamiento plástico acumulado en forma adimensional, $\Delta\eta_i = \delta_{pi}/\delta_{yi}$, en un dominio de deformación, tanto para la estructura real con degradación de resistencia, $\Delta\eta_{deg,i}$, como para la estructura con comportamiento EPP, $\Delta\eta_{ep,i}$.

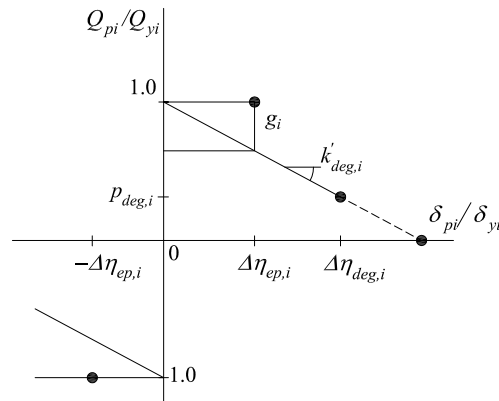


Fig. 8.6: Modelo EPP equivalente al elasto-plástico con degradación de resistencia

Se observa que al valor $\Delta\eta_{ep,i}$ le corresponde a una disminución de capacidad resistente, g_i en la estructura con degradación de resistencia. Si se tiene en cuenta el valor absoluto de la pendiente normalizada de la zona de degradación de resistencia, $|k'_{deg,i}| = |k_{deg}/k_i|$, donde k_i es la pendiente elástica de la planta “ i ” (es decir $k_i = Q_{yi}/\delta_{yi}$), se obtiene la relación:

$$\Delta\eta_{ep,i} = \frac{g_i}{|k'_{deg,i}|} \quad (8.22)$$

donde g_i corresponde a la proporción de pérdida de capacidad resistente en la estructura correspondiente a $\Delta\eta_{ep,i}$.

Por otro lado, en la estructura real se tendría la relación:

$$\Delta\eta_{deg,i} = \frac{1 - p_{deg,i}}{|k'_{deg,i}|} \quad (8.23)$$

donde $p_{deg,i}$ corresponde a la proporción de pérdida de capacidad resistente correspondiente a $\Delta\eta_{deg,i}$ en la planta “ i ”. De esta forma, el sistema real con degradación de resistencia lateral con $\Delta\eta_{deg,i}$ proporcionada por la Ec. 8.23 es equivalente a otro sistema EPP con $\Delta\eta_{ep,i}$ proporcionado por la Ec. 8.22.

Dado que ambos sistemas, EPP y real con degradación de resistencia, tienen por definición la misma capacidad de disipación de energía al estar sometidos al mismo input, Akiyama (1985) propuso la siguiente expresión para g_i igualando las energías acumuladas en ambos sistemas:

$$g_i = \frac{1}{2\gamma_i} \left\{ \frac{1}{2} (1 - p_{deg}^2) + \frac{1 - p_{deg}^{n+2}}{n + 2} (2\gamma_i - 1) \right\} \quad (8.24)$$

donde γ_i es el índice de dispersión de daño definido en la Ec. 8.32.

Cuando se analiza la relación $Q_i - \delta_i$ de la planta “i” de una estructura con comportamiento EPP sometida a una carga lateral monótona, con (línea a puntos) y sin (línea continua gruesa) efecto $P - \delta$ (Fig. 8.7a), se observa en la zona plástica un paralelismo con las estructuras que presentan degradación de resistencia en su comportamiento frente a cargas laterales (línea continua fina). Si se desprecian las diferencias entre ambas curvas en el tramo elástico hasta $\delta_i = \delta_{yi}$ debido el efecto $P - \delta$, la pendiente $k'_{P\delta,i} = k_{P\delta,i}/k_i$, corresponde a $k'_{deg,i}$ del tramo plástico de una planta con degradación de resistencia lateral. En el caso de estructuras mixtas rígido-flexibles, se considera el valor de k_i obtenido de la rigidez secante de la estructura completa (estructura principal y disipadores de energía), calculada mediante la expresión $k_i = Q_{yi}/f\delta_{yi}$, siendo $Q_{yi} = fQ_{yi} + sQ_{yi}$.

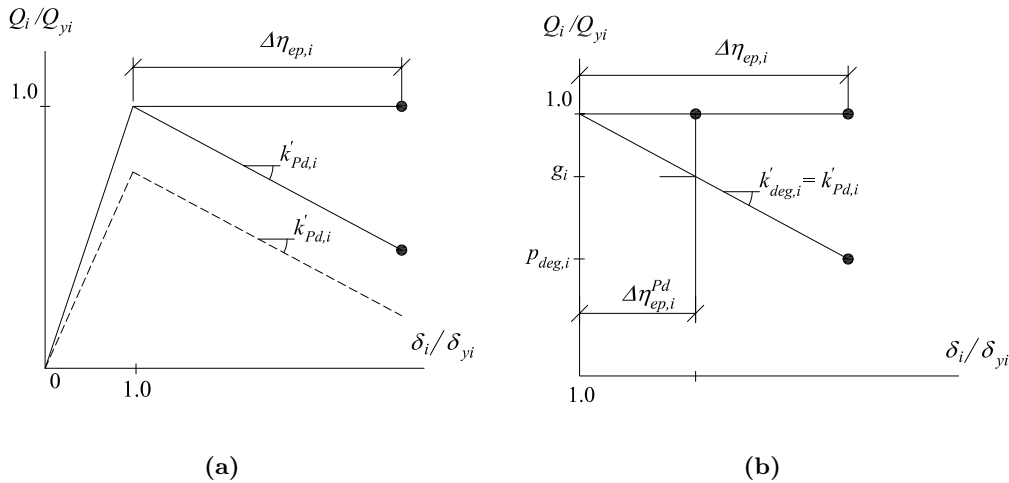


Fig. 8.7: Efecto $P - \delta$ en estructuras con comportamiento EPP: (a) Degradación tramo elasto-plástico, (b) Degradación tramo plástico

En la Fig. 8.7 b se muestra el tramo plástico de las curvas de capacidad de la planta con modelo de comportamiento EPP considerando o no el efecto $P - \delta$. Sea un desplazamiento monótono entre plantas δ_i , al que le corresponde un $\Delta\eta_i$ determinado. Si se considera el efecto $P - \delta$, el comportamiento deja de ser EPP. Sin embargo, es posible determinar el $\Delta\eta_i$ de un sistema EPP equivalente, $\Delta\eta_{ep,i}^{Pd}$, aplicando la Ec. 8.22 en la que se tiene en cuenta que $k'_{deg,i} = k'_{P\delta,i} = |k_{P\delta,i}/k_i|$. En el caso de no considerar el efecto $P - \delta$, el $\Delta\eta_i$ corresponde al del sistema EPP como tal, denominándose $\Delta\eta_{ep,i}$.

De esta forma, Akiyama (1985) aproxima la relación $A_{P0i}/A_{P\delta,i}$ correspondiente a la capacidad de disipar energía de deformación plástica en cada planta “ i ” mediante la comparación de los ratios $\Delta\eta_i$ obtenidos en sistemas EPP homólogos sometidos a una carga lateral monótona, resultando:

$$\frac{A_{P0i}}{A_{P\delta,i}} = \frac{\Delta\eta_{ep,i}}{\Delta\eta_{ep,i}^{P\delta}} = \frac{\Delta\eta_{ep,i} \left| k'_{P\delta,i} \right|}{g_i} \quad (8.25)$$

En la Fig. 8.7 b, se puede comprobar que $\Delta\eta_{ep,i} = (1 - p_{deg,i}) / \left| k'_{P\delta,i} \right|$. Si se sustituye esta expresión en la Ec. 8.25, se obtiene otra forma de expresar $A_{0i}/A_{P\delta,i}$ que no depende de manera explícita de $\left| k'_{P\delta,i} \right|$:

$$\frac{A_{P0i}}{A_{P\delta,i}} = \frac{1 - p_{deg,i}}{g_i} \quad (8.26)$$

A efectos de proyecto, se considera como valor representativo de $A_0/A_{P\delta}$ para la estructura el máximo de los obtenidos en cada planta “ i ”, resultando:

$$\frac{A_{P0}}{A_{P\delta}} = \max \left\{ \frac{A_{P0i}}{A_{P\delta,i}} \right\} \quad (8.27)$$

Por otro lado, el input de energía se puede expresar como $E_I = 1/2 M (V_E D_s)^2$, donde D_s es el factor de contribución del primer modo de vibración. Cuando no se considera el efecto $P - \delta$, se tiene $D_s = D_{s0}$. Como ya se ha comentado, Akiyama (1985) demostró que E_I dependía fundamentalmente de la masa total de la estructura, M , y del período fundamental de vibración, T_1 . Teniendo en cuenta esta consideración, resulta que $D_{s0} = 1$. Cuando se considera el efecto $P - \delta$, el input de energía se amplifica por el factor $A_{P0}/A_{P\delta}$. De esta forma, si se considera el mismo valor de V_E en ambos casos, el factor $D_s = D_{sP\delta} > 1$. Teniendo en cuenta la Ec. 8.27, se tiene:

$$\begin{aligned} E_{I,P\delta} &= \frac{A_{P0}}{A_{P\delta}} E_{I,0} \\ &\downarrow \\ 1/2 M (V_E D_{sP\delta})^2 &= \frac{A_{P0}}{A_{P\delta}} 1/2 M (V_E D_{s0})^2 \\ &\downarrow \\ \frac{D_{sP\delta}}{D_{s0}} &= \sqrt{\frac{A_{P0}}{A_{P\delta}}} = \sqrt{\frac{1 - p_{deg,i}}{g_i}} \end{aligned} \quad (8.28)$$

Por tanto, el factor de amplificación del input de energía cuando se expresa en forma de velocidad equivalente, V_E , queda determinado por la relación $D_{sP\delta}/D_{s0}$ obtenida en la 8.28. Asimismo, cuando la relación V_D/V_E empleada en proyecto sea independiente del grado de plastificación η , como la indicada en la Ec. 6.50 propuesta por Akiyama (1985), el factor de amplificación de V_D será el mismo que el empleado para V_E .

8.5. Método de cálculo de disipadores y comprobación de prestaciones para los NPS-2 y NPS-3 en los que la estructura principal plastifica

En el PBP se contemplan niveles de peligrosidad sísmica para los cuales se permite el daño tanto en la parte rígida como en la flexible. Los niveles prestaciones asociados a estos niveles de peligrosidad sísmica dependerán de la importancia estratégica del edificio o de la inversión inicial que esté dispuesto a realizar el usuario.

Se contemplan tres niveles de prestaciones para una estructura mixta rígido-flexible de tipo residencial: (a) Operacional, (b) Seguridad y (c) Próximo al Colapso. Para el primer nivel se ha presentado en el Apartado 8.3 un método de cálculo basado en la concentración del daño en la parte rígida de la estructura formada por disipadores histeréticos de energía, permaneciendo la parte flexible (la estructura principal de forjados reticulares sobre pilares) en régimen lineal y elástico. Sin embargo, para los niveles (b) y (c) se permiten daños en la parte flexible, de importancia creciente con el nivel de prestaciones. Tan solo en el último nivel “Próximo al Colapso”, la estructura quedaría severamente dañada sin posibilidad de reparación o reparable por una cuantía económica superior a la que conllevaría la demolición y nueva ejecución.

En este apartado se plantea un procedimiento de cálculo basado en métodos energéticos, que permite evaluar y proyectar estructuras con disipadores en las que se permite la plastificación de la parte flexible. En el primer caso, lo que se evalúa es el comportamiento de la estructura proyectada para el NPS-1 ” en los niveles de peligrosidad sísmica superiores donde se exigen los niveles de prestaciones de “Seguridad” y “Próximo al Colapso”. En el segundo caso, cuando las prestaciones de “Seguridad” o “Próximo al Colapso” no se cumplen, se presenta como alternativa un método para proyectar los disipadores. La filosofía del método, se ha basado en el propuesto por Benavent-Climent (1998b).

La base del método consiste en establecer a priori en cada parte estructural, rígida y flexible, la relación entre la energía bajo cargas monótonas (μ_{mi}) y la histerética acumulada (η_i) mediante el parámetro η_i/μ_{mi} , que expresa la eficiencia energética de la estructura. Esta relación dependerá tanto de los terremotos esperables en una zona (campo cercano o lejano), como del comportamiento histerético que tenga cada parte estructural. Dado que se va a considerar una distribución de resistencia lateral óptima ($\bar{\alpha}_i$), la distribución de $\eta_i = \eta = \text{cte}$ para la estructura mixta (estructura principal mas disipadores). Akiyama (1985) y Benavent-Climent (1998b) demostraron que si la estructura mixta se dimensiona según $\bar{\alpha}_i$, entonces la relación η_i/μ_{mi} de la estructura principal $f\eta_i/f\mu_{mi} = \text{cte} = f a_p$ y la de la parte rígida (disipadores) $s\eta_i/s\mu_{mi} = \text{cte} = s a_p$, siendo $f a_p$ y $s a_p$ distintos puesto que el comportamiento histerético de cada parte estructural es diferente. Desarrollando los valores de $f a_p$ y $s a_p$ se obtiene:

$$f a_p = \frac{f\eta_i}{f\mu_{mi}} = \frac{f E_{hi} / (f Q_{yi} f \delta_{yi})}{(\delta_{max,i} - f \delta_{yi}) / f \delta_{yi}} \quad (8.29)$$

$$s a_p = \frac{s\eta_i}{s\mu_{mi}} = \frac{s E_{hi} / (s Q_{yi} s \delta_{yi})}{(\delta_{max,i} - s \delta_{yi}) / s \delta_{yi}} \quad (8.30)$$

donde las parejas de valores $f\eta - f\mu_m$ y $s\eta - s\mu_m$ corresponden a los ratios de deformación plástica acumulada y ductilidad máxima de las partes flexible y rígida, respectivamente, y la terna $(Q_{yi}, \delta_{yi}, E_{hi})$ corresponde para cada planta “ i ” a la fuerza cortante de fluencia, el desplazamiento de fluencia y la energía disipada tanto de la parte flexible (subíndice “ f ”) como de la rígida (subíndice “ s ”). Manfredi et al. (2003) proponen valores de $n_{eq} = \eta/\mu_m$ para sistemas de un grado de libertad con comportamiento elástico-perfectamente plástico y Akiyama (1985) propone valores de $s a_p$ y $f a_p$ para diferentes modelos de comportamiento.

En el comportamiento postelástico, tanto de la parte rígida como de la flexible, se desprecia el endurecimiento por deformación, es decir, se consideran sistemas elásticos-perfectamente plásticos.

8.5.1. Formulación del método

El método de cálculo se basa en la ecuación de balance de energía:

$$E_e + E_{ht} = E_D = \frac{M V_D^2}{2} \quad (8.31)$$

La energía de vibración elástica, E_e tiene la expresión presentada en la Ec. 6.63, $E_e = \frac{Mg^2 f T_1^2 f \alpha_{max1}^2}{4\pi^2}$. Puesto que se considera que el desplazamiento límite entre plantas permitido para el nivel de proyecto en planta baja, $\delta_{lim,1}$, es superior al de fluencia de la estructura principal de hormigón, $f\delta_{y1}$, se obtiene que $f\alpha_{max1} = f\alpha_1$, siendo $f\alpha_1 = fQ_{y1}/(Mg)$ y $fQ_{yi} = fk_i f\delta_{yi}$ el coeficiente cortante de fluencia y la fuerza cortante de fluencia de la planta baja para la estructura de hormigón, respectivamente.

Para definir la energía de deformación plástica total de la estructura, E_{ht} , se adopta la fórmula propuesta por Akiyama (1985) para la distribución de E_{ht} entre las plantas del edificio, en función la propensión de la estructura a concentrar el daño, que depende del tipo de estructura y que Akiyama (1985) caracteriza mediante un parámetro n que llama índice de concentración de daño. De esta forma se tiene:

$$E_{ht} = \gamma_i E_{hi} = \frac{\sum_{j=i}^N s_j p_j^{-n}}{s_i p_i^{-n}} E_{hi} \quad (8.32)$$

donde $\gamma_i = \sum_{j=i}^N s_j p_j^{-n} / (s_i p_i^{-n})$ se denomina índice de dispersión del daño, $p = \alpha_i / (\alpha_1 \bar{\alpha}_i)$ es el coeficiente que expresa el grado de desviación del coeficiente cortante de fluencia respecto a la óptima y $s_i = (\sum_{j=i}^N m_j / M)^2 \cdot k_1 / k_i \cdot \bar{\alpha}_i^2$ es el factor que distribuye de la energía, siendo el subíndice “ i ” la referencia de la planta concreta tomando valores desde 1 hasta la última planta “ N ”, donde m_i y k_i representan la masa y rigidez lateral de cada planta y M la masa total de la estructura. De esta forma, la energía total E_{ht} se puede expresar en función de la de una planta en concreto, E_{hi} , mediante el coeficiente de dispersión, γ_i .

Por conveniencia, E_{ht} se calcula tomando como referencia la planta baja, E_{h1} ($i = 1$). El cálculo de E_{h1} se realiza considerando la contribución tanto de la parte rígida, sE_{h1} , como de la flexible, fE_{h1} mediante la siguiente expresión:

$$E_{h1} = sE_{h1} + fE_{h1} = sQ_{y1} s\delta_{p1} + f a_p fQ_{y1} (\delta_{max,1} - f\delta_{y1}) \quad (8.33)$$

donde ${}_s\delta_{p1}$ es la deformación plástica acumulada en la parte rígida de acuerdo a un modelo de comportamiento elástico-perfectamente plástico. Para el cálculo de ${}_fE_{h1}$, se ha considerado la Ec. 8.29.

Para el desarrollo de la formulación, se definen las siguientes variables:

$${}_s\eta_i = {}_sE_{hi}/({}_sQ_{yi} {}_s\delta_{yi}) = ({}_sQ_{yi} {}_s\delta_{pi})/({}_sQ_{yi} {}_s\delta_{yi}) = {}_s\delta_{pi}/{}_s\delta_{yi} \quad (8.34)$$

$${}_f\mu'_{m1} = (\delta_{max,1} - {}_f\delta_{y1})/{}_s\delta_{y1} \quad (8.35)$$

$$k_{eq} = \frac{4\pi^2}{{}_fT_1^2} M \quad (8.36)$$

$$\chi_i = \frac{{}_fk_i}{k_{eq}} = \frac{{}_fT_1^2 {}_fk_i}{4\pi^2 M} \quad (8.37)$$

donde k_{eq} es la rigidez de un S1GL equivalente con la misma masas total M y período fundamental ${}_fT_1$ de la estructura principal (parte flexible), χ_i es la relación entre la rigidez de la planta “i” de la estructura principal, ${}_fk_i$, y la rigidez del S1GL equivalente k_{eq} , y ${}_f\mu'_{m1}$ corresponde al valor de la ductilidad máxima de la estructura principal en la planta baja en la que el desplazamiento plástico acumulado bajo cargas monótonas se normaliza por conveniencia respecto a ${}_s\delta_{y1}$.

Se define asimismo el parámetro ${}_ff_{si}$ como el valor máximo que puede alcanzar $r_{qi} = {}_f\bar{Q}_{max,i}/{}_sQ_{yi}$ (definido en los apartados 6.3.2 y 6.3.3), cuando $\delta_{max,i} \geq {}_f\delta_{yi}$ (en algún dominio de deformación), considerando para este caso que ${}_f\bar{Q}_{max,i} = {}_fQ_{yi} = {}_fk_i {}_f\delta_{yi}$. De esta forma, teniendo en cuenta que $Q_{yi} = \alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g$ tanto para la parte rígida como para la flexible, la expresión de ${}_ff_{si}$ queda como sigue:

$${}_ff_{si} = \frac{{}_fQ_{yi}}{{}_sQ_{yi}} = \frac{{}_f\alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g}{{}_s\alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g} = {}_f\alpha_i/{}_s\alpha_i \quad (8.38)$$

Contemplando desde la Ec. 8.34 hasta la Ec. 8.38 en la Ec. 8.33, se obtiene la siguiente expresión de E_{h1} :

$$\begin{aligned} E_{h1} &= \frac{M^2 g^2 {}_s\eta_1 {}_s\alpha_1^2}{K {}_fk_1} + \frac{M^2 g^2 {}_fa_p {}_ff_{s1} {}_s\alpha_1^2 {}_f\mu'_{m1}}{K {}_fk_1} = \\ &= \frac{M^2 g^2 {}_s\alpha_1^2}{K {}_fk_1} [{}_s\eta_1 + {}_fa_p {}_ff_{s1} {}_f\mu'_{m1}] = \\ &= \frac{{}_fT_1^2 M g^2 {}_s\alpha_1^2}{4\pi^2 \chi_1 K} [{}_s\eta_1 + {}_fa_p {}_ff_{s1} {}_f\mu'_{m1}] \end{aligned} \quad (8.39)$$

Teniendo en cuenta el valor de E_{h1} obtenido de la Ec. 8.39, ${}_f\alpha_1 = {}_ff_{s1} {}_s\alpha_1$ según la Ec. 8.38 y la expresión de α_e (Ec. 6.69), se pueden sustituir las Ec. 6.63 y 8.32 en la Ec. 8.31, resultando la siguiente expresión para la ecuación de balance de energía:

$$\begin{aligned} \frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{f \alpha_1^2}{2} + \frac{f T_1^2 M g^2 s \alpha_1^2}{4\pi^2 \chi_1 K} \gamma_1 [s \eta_1 + f a_p f_{fs1} f \mu'_{m1}] &= \frac{M V_D^2}{2} \\ \downarrow \\ \frac{V_D^2}{\alpha_e^2} s \alpha_1^2 \left[\frac{\gamma_1}{\chi_1 K} (s \eta_1 + f a_p f_{fs1} f \mu'_{m1}) + \frac{f_{fs1}^2}{2} \right] &= \frac{V_D^2}{2} \end{aligned} \quad (8.40)$$

Se definen a continuación los ratios en cada planta “ i ”:

$$s r_i = s \alpha_i / (\alpha_e \bar{\alpha}_i) \quad (\text{parte rígida}) \quad (8.41)$$

$$f r_i = f \alpha_i / (\alpha_e \bar{\alpha}_i) \quad (\text{parte flexible}) \quad (8.42)$$

En planta baja $\bar{\alpha}_1 = 1$. De esta forma, $s r_1$ y $f r_1$ definen para cada parte de la estructura la fracción de fuerza cortante de fluencia respecto al cortante basal teóricamente necesario en la estructura principal de hormigón que lo mantiene en régimen elástico bajo el input de energía V_D . Sustituyendo la expresión de $s r_1$ en la Ec. 8.40, resulta la ecuación de balance de energía en modo adimensional:

$$s r_1^2 \left[\frac{\gamma_1}{\chi_1 K} (s \eta_1 + f a_p f_{fs1} f \mu'_{m1}) + \frac{f_{fs1}^2}{2} \right] = \frac{1}{2} \quad (8.43)$$

La variable $f \mu'_{m1}$ de la Ec. 8.43, puede expresarse en función de variables relacionadas exclusivamente con los disipadores. Para ello, en primer lugar se define $s \mu_{1,sl}$ como el valor de ductilidad que se alcanza en los disipadores de planta baja cuando el desplazamiento entre plantas de planta baja es igual al de fluencia de la estructura principal, esto es, $\delta_{max,1} = f \delta_{y1}$. En este caso resulta la siguiente relación:

$$s \mu_{1,sl} = \frac{f \delta_{y1} - s \delta_{y1}}{s \delta_{y1}} = K f_{fs1} - 1 \quad (8.44)$$

Por otro lado, de la definición de $s \mu_{1,sl}$, se puede obtener la expresión de $f \delta_{y1} = s \delta_{y1} (1 + s \mu_{1,sl})$. Por tanto, la variable $f \mu'_{m1}$ quedaría como sigue:

$$f \mu'_{m1} = \frac{\delta_{max,1} - f \delta_{y1}}{s \delta_{y1}} = \frac{\delta_{max,1} - s \delta_{y1} (1 + s \mu_{1,sl})}{s \delta_{y1}} = s \mu_{m1} - s \mu_{1,sl} \quad (8.45)$$

Si se sustituyen las Ec. 8.45 y 8.44 en la Ec. 8.43, teniendo en cuenta que $s \mu_{m1} = s \eta_1 / s a_p$ se obtiene:

$$s r_1^2 \left[\frac{\gamma_1}{\chi_1 K} \left(s \eta_1 + f_{fs1} \frac{f a_p}{s a_p} [s \eta_1 - s a_p (K f_{fs1} - 1)] \right) + \frac{f_{fs1}^2}{2} \right] = \frac{1}{2} \quad (8.46)$$

8.5.1.1. Estimación de los desplazamientos máximos

Es posible obtener la distribución de $\delta_{max,i}$ de una estructura proyectada con disipadores en la que se conocen tanto la fuerza cortante de fluencia $s Q_{yi}$ como rigidez $s k_i$ en cada planta. Se considera que la estructura ha sido proyectada con los siguientes criterios:

1. La relación de rigideces entre la parte rígida y la parte flexible de cada planta tienen el mismo valor K en todas las plantas, es decir $K = {}_s k_i / {}_f k_i$. Por lo tanto, para obtener el valor de s_i , empleado para calcular la distribución de energía de deformación plástica en la estructura (Ec. 8.32), se utiliza como valor de rigidez lateral de planta $k_i = (K + 1) {}_f k_i$, es decir, la rigidez tangente de la estructura completa (parte flexible y parte rígida).
2. La distribución de resistencia lateral aportada por los disipadores de energía (parte rígida) en cada planta es tal que la distribución de fuerza cortante de fluencia de la estructura completa (parte flexible y parte rígida), α_i / α_1 , es la óptima $\bar{\alpha}_i$. Esto implica la ausencia de concentración del daño con un valor para el índice $n = 0$, quedando determinado el valor de $\gamma_i = \sum_{j=i}^N s_j / s_i$ (Ec. 8.32). De esta forma, la distribución de daño obtenida $E_{hi} / E_{ht} = 1 / \gamma_i$ será la estándar (Akiyama, 1985), que produce una distribución $\eta_i = \text{cte}$, siendo η_i el ratio de deformación plástica acumulada en cada planta de la estructura completa. La distribución ${}_s \alpha_i / {}_s \alpha_1$ queda definida por la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$, como se puede comprobar en la Ec. 6.46 (Capítulo 6), siendo en este caso ${}_s \alpha_i / {}_s \alpha_1 = \bar{\alpha}_i$ puesto que $K_i = \text{cte}$.
3. Se considera que en cualquier situación de proyecto, plastifique o no la parte flexible, la distribución del ratio de deformación plástica acumulada en los disipadores ${}_s \eta_i = {}_s \eta = \text{cte}$ (Benavent-Climent, 1998b), al estar dimensionados los disipadores según la distribución óptima ${}_s \bar{\alpha}_i = \bar{\alpha}_i$.

Para el cálculo de $\delta_{max,i}$, en primer lugar se obtiene ${}_s \eta_1$ de la Ec. 8.46:

$${}_s \eta_1 = \frac{\left[\frac{1}{2 {}_s r_1^2} - \frac{f_{fs1}^2}{2} \right] \frac{K \chi_1}{\gamma_1} + f_{fs1} {}_f a_p (K f_{fs1} - 1)}{1 + f_{fs1} \frac{{}_f a_p}{{}_s a_p}} \quad (8.47)$$

Dado que ${}_s \eta_i = \text{cte}$, esto implica que ${}_s \eta_1 = {}_s \eta_i = {}_s a_p {}_s \mu_{mi} = {}_s a_p (\delta_{max,i} - {}_s \delta_{yi}) / {}_s \delta_{yi}$. Sustituyendo en esta última ecuación el valor de ${}_s \eta_1$ de la Ec. 8.47, es posible calcular $\delta_{max,i}$ en cualquier planta:

$$\delta_{max,i} = {}_s \delta_{yi} K \frac{\frac{{}_s a_p}{K} + \left[\frac{1}{2 {}_s r_1^2} - \frac{f_{fs1}^2}{2} \right] \frac{\chi_1}{\gamma_1} + f_{fs1}^2 {}_f a_p}{{}_s a_p + f_{fs1} {}_f a_p} \quad (8.48)$$

Una vez calculados los $\delta_{max,i}$ con la Ec. 8.48, para validar el resultado obtenido es necesario comprobar que en planta baja se cumple $\delta_{max,1} \geq {}_f \delta_{y1}$, puesto que en el desarrollo expuesto se ha considerado ${}_f \bar{Q}_{max,1} = {}_f Q_{y1}$ que implica un valor máximo para r_{q1} de f_{fs1} . No obstante, dado que la repercusión en la capacidad de absorber y disipar energía en la estructura, tanto de la energía de vibración elástica como de la energía disipada por la parte flexible es reducida en comparación con la energía disipada por los disipadores de energía, el error que se comete al emplear este procedimiento en la estimación de los desplazamientos cuando $\delta_{max,1} < {}_f \delta_{y1}$, es mínimo. Este hecho se ha verificado numéricamente al comparar las predicciones dadas por el método así planteado con las obtenidas al considerar en la ecuación de balance de energía

(Ec. 8.43) el valor de r_{q1} en lugar de f_{fs1} y $fE_{h1} = 0$. De esta forma, se simplifica de manera notable la formulación del método.

Las distribuciones de $f\eta_i$, $f\mu_{mi}$, $s\eta_i$ y $s\mu_{mi}$, se obtendrían a partir de los valores de $\delta_{max,i}$, teniendo en cuenta que en el caso de los disipadores las distribuciones serán uniformes tal y como se ha considerado en proyecto.

Para la estructura principal de hormigón se obtiene:

$$f\mu_{mi} = \frac{\delta_{max,i} - f\delta_{yi}}{f\delta_{yi}} \quad (8.49)$$

$$f\eta_i = f a_p f\mu_{mi} = f a_p \frac{\delta_{max,i} - f\delta_{yi}}{f\delta_{yi}} \quad (8.50)$$

Para los disipadores, se obtienen las siguientes distribuciones uniformes:

$$s\mu_m = \frac{\delta_{max,i} - s\delta_{yi}}{s\delta_{yi}} \quad (8.51)$$

$$s\eta = s a_p s\mu_m = s a_p \frac{\delta_{max,i} - s\delta_{yi}}{s\delta_{yi}} \quad (8.52)$$

Finalmente, es posible obtener la distribución de energía de deformación plástica acumulada, a partir de las Ec. 8.50 y 8.52:

$$E_{hi} = s\eta sQ_{yi} s\delta_{yi} + f\eta_i fQ_{yi} f\delta_{yi} \quad (8.53)$$

En la Fig. 8.8 se incluye un diagrama de flujo en el que se aplica el método desarrollado en este apartado, para comprobar los niveles de prestaciones en una estructura proyectada cuya parte flexible puede plastificar. Los niveles de prestaciones se han identificado en la Fig. 8.8 con las iniciales “NP” pudiendo corresponder a los estados “Seguridad” y “Próximo al Colapso”. De esta forma, la variable $fIDI_{NP,i}$, corresponde al índice de desplazamiento de la estructura principal en la planta “i” para los estados inicio de degradación de resistencia lateral ($fIDI_{di}$) o rotura ($fIDI_{ui}$) asociados a los niveles de prestaciones “Seguridad” y “Próximo al Colapso”, respectivamente. Como se puede comprobar, la estructura completa (parte principal mas disipadores de energía) cumple con el nivel de prestaciones, si la distribución de desplazamientos máximos que se alcanza para el terremoto de cálculo, representada por el ratio $IDI_{max,i}$, es inferior tanto al límite previsto en proyecto para el nivel de prestaciones “NP”, $IDI_{lim,NP}$, como al valor de $fIDI_{NP,i}$ en cada planta “i”. Con la limitación respecto a $fIDI_{NP,i}$ se pretende controlar el nivel de daño en aquellos casos en los que no se alcanza una capacidad de desplazamiento lateral de la estructura principal superior a $IDI_{lim,NP}$, evitando: (i) que la estructura principal entre en zona de degradación de resistencia lateral para el nivel de prestaciones “Seguridad”, facilitando su reparación, y (ii) que se produzcan situaciones de rotura en la estructura principal para el nivel de prestaciones “Próximo al Colapso”, con el objetivo de tener mayor garantía frente al colapso.

En caso de considerar el efecto $P - \delta$, se realiza mediante el incremento de input de energía según el método expuesto en la Sección 8.4.

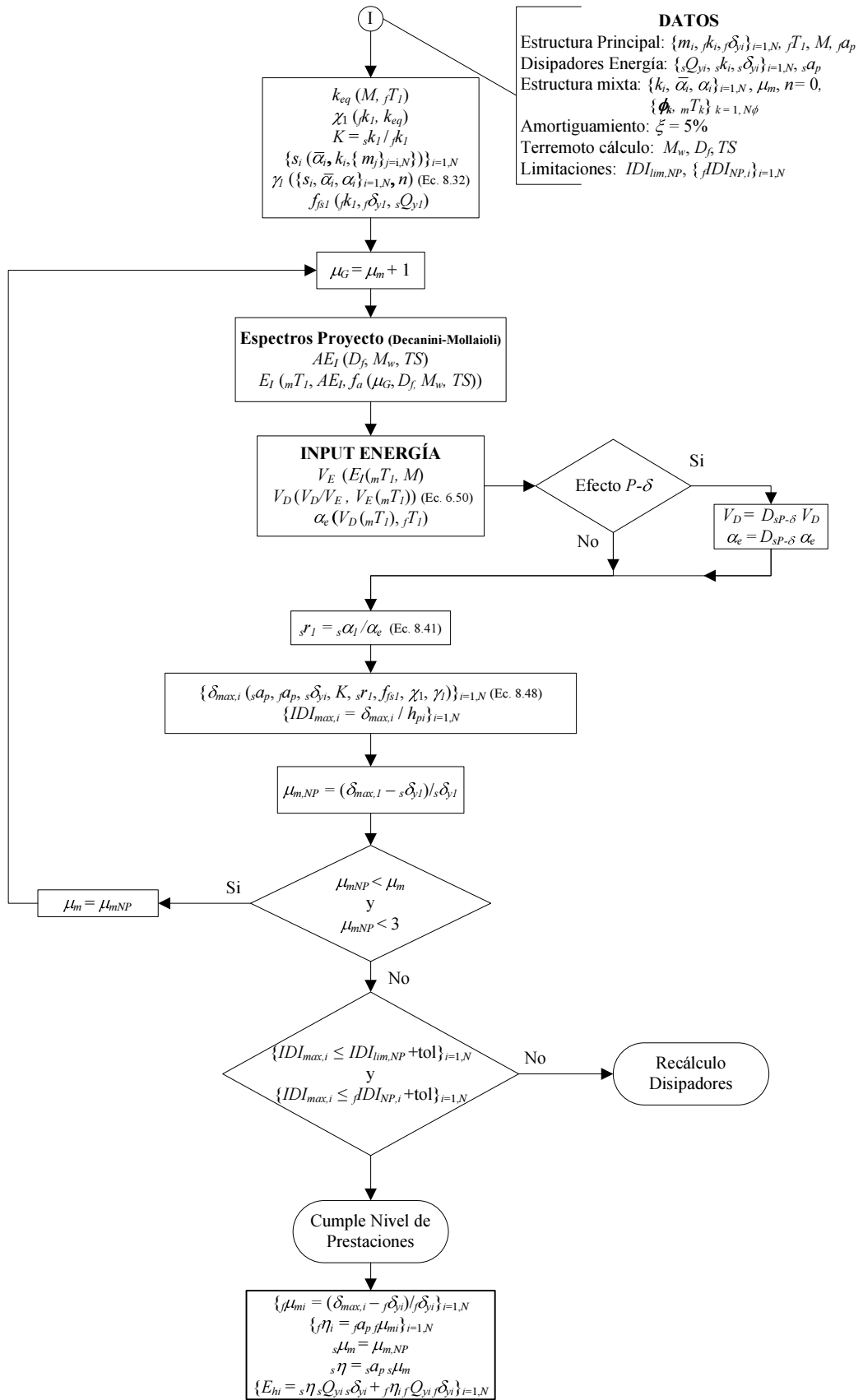


Fig. 8.8: Diagrama de Flujo para la comprobación del nivel de prestaciones cuando plastifica la parte flexible

8.5.1.2. Cálculo de la resistencia y rigidez lateral que deben aportar los disipadores en cada planta

En este caso el objetivo es calcular la resistencia y rigidez lateral que deben tener los disipadores de una determinada planta “*i*” para que no se rebase el desplazamiento entre plantas, $\delta_{lim,i}$ fijado en proyecto para un determinado nivel de peligrosidad sísmica, teniendo en cuenta que la estructura principal de hormigón armado (parte flexible) plastifica. Para ello, se utilizará la expresión de cálculo de $\delta_{max,i}$ de la Ec. 8.48 teniendo en cuenta que $\delta_{max,i} = \delta_{lim,i}$, junto con un valor tentativo inicial para K (considerando $K_i = K = cte$). De esta forma, la formulación que se plantea será válida para estructuras que cumplan los criterios de proyecto indicados en el Apartado 8.5.1.1.

Dado que no se conoce el valor de ${}_s\delta_{yi}$, se utiliza la siguiente expresión:

$${}_s\delta_{yi} = \frac{{}_sQ_{yi}}{{}_sk_i} = \frac{{}_s\alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g}{K \chi_i k_{eq}} = \frac{\sum_{j=i}^N m_j g}{K \chi_i k_{eq}} \bar{\alpha}_i \alpha_e {}_sr_1 \quad (8.54)$$

en la que se ha tenido en cuenta las relaciones ${}_s\alpha_i/{}_s\alpha_1 = \bar{\alpha}_i$ (pues $K_i = cte$), ${}_s\alpha_1 = \alpha_e {}_sr_1$ (Ec. 8.41), ${}_sk_i = K {}_fk_i$ y $\chi_i = {}_fk_i/k_{eq}$ (Ec. 8.37).

Sustituyendo la Ec. 8.54 en la Ec. 8.48, y teniendo en cuenta que $\delta_{max,i} = \delta_{lim,i}$, se obtiene la ecuación de segundo grado siguiente, en la que aparece el parámetro ${}_sr_{1i}$ que representa el valor que debería tener la variable ${}_sr_1$ (Ec. 8.41 para $i = 1$) para que se cumpliera la condición de desplazamiento máximo impuesta en la planta “*i*”:

$$\delta_{lim,i} = \frac{\sum_{j=i}^N m_j g}{\chi_i k_{eq}} \bar{\alpha}_i \alpha_e {}_sr_{1i} \frac{{}_s a_p \left[\frac{1}{2 {}_sr_1^2} - \frac{f_{fs1}^2}{2} \right] \frac{\chi_1}{\gamma_1} + f_{fs1}^2 f a_p}{{}_s a_p + f_{fs1} f a_p}$$

Esta ecuación tiene dos raíces positivas para ${}_sr_{1i}$. Agrupando términos, se propone el coeficiente β_i definido de la siguiente forma:

$$\beta_i = (\delta_{lim,i} \chi_i k_{eq}) / (\bar{\alpha}_i \alpha_e \sum_{j=i}^N m_j g) \quad (8.55)$$

A partir de β_i y de $f_{fs1} = f r_1 / {}_sr_{1i}$ (considerando ${}_s\alpha_1 = \alpha_e {}_sr_{1i}$ y ${}_f\alpha_1 = \alpha_e f r_1$ en la Ec. 8.38) se puede obtener la expresión de la menor raíz positiva para ${}_sr_{1i}$:

$${}_sr_{1i} = \frac{K \beta_i}{2} - \sqrt{\left(\frac{K \beta_i}{2} \right)^2 - \frac{\chi_1 K}{2 {}_s a_p \gamma_1} + \beta_i K \frac{f a_p}{s a_p} f r_1 + K \left(\frac{\chi_1}{2 {}_s a_p \gamma_1} - \frac{f a_p}{s a_p} \right) f r_1^2} \quad (8.56)$$

donde el subíndice “*i*”, significa que el valor obtenido para ${}_sr_1$ tiene en cuenta el desplazamiento límite impuesto en la planta “*i*”. De esta forma, será necesario obtener el valor de ${}_sr_{1i}$ en todas las plantas aplicando de manera sistemática la Ec. 8.56 con el β_i correspondiente, seleccionando finalmente el mayor de ellos que representa el valor que debe adoptar ${}_sr_1$ para que se cumplan las limitaciones de desplazamientos máximos impuestos en todas las plantas.

De esta forma, se obtendría:

$${}_s r_1 = \max \{ {}_s r_{1i} \} \quad (8.57)$$

Se puede calcular para cada planta el valor de ${}_s \alpha_i = \bar{\alpha}_i {}_s \alpha_1 = \bar{\alpha}_i \alpha_e {}_s r_1$, calculando ${}_s \alpha_1$ a partir de la Ec. 8.41 y, a continuación el valor de la fuerza cortante de fluencia ${}_s Q_{yi} = {}_s \alpha_i \sum_{j=i}^N m_j g$. Finalmente, se obtendrían los desplazamientos de fluencia ${}_s \delta_{yi} = {}_s Q_{yi} / (K {}_f k_i)$.

Cuando el valor tentativo inicial adoptado para K es insuficiente, la raíz de la ecuación Ec. 8.56 da soluciones imaginarias, indicando que los ${}_s \delta_{yi}$ serían superiores a $\delta_{lim,i}$, resultado que no tiene sentido. Por tanto, en ese caso, se repetiría el proceso con un valor de K mayor hasta obtener valores de ${}_s r_{1i}$ reales.

Una vez calculados los disipadores, se podrían calcular tanto las distribuciones de $\delta_{max,i}$ esperable en cada planta como las que muestran el daño y la energía disipada en las partes rígida y flexible, aplicando las expresiones obtenidas anteriormente desde la Ec. 8.48 hasta la Ec. 8.53.

En la Fig. 8.9 se incluye un diagrama de flujo del método de cálculo de disipadores desarrollado en este apartado cuando plastifican tanto la parte rígida como la flexible de la estructura completa. Se utiliza la variable RAD_i definida como el radicando de la raíz de la Ec. 8.56 para cada valor de $\delta_{lim,i}$. Se ha considerado en la secuencia de cálculo como valor de referencia de $\delta_{lim,i}$ en cada planta el determinado por $\delta_{lim,i} = \min\{IDI_{lim,NP} \cdot h_{pi}, {}_f IDI_{NP,i} \cdot h_{pi}\}$, es decir, limitado por la condición de desplazamiento máximo del nivel de prestaciones, $IDI_{lim,NP}$ y por el valor de desplazamiento crítico del estado “NP” considerado (inicio de degradación o rotura) en la curva de capacidad de la estructura principal, ${}_f IDI_{NP,i}$. Asimismo, se incluye en el cálculo de disipadores la condición $r_q \geq r_{qmin}$ considerada en el método de cálculo para NPS-1.

Al igual que en el Apartado 8.5.1.1, en caso de considerar el efecto $P - \delta$, se realiza mediante el incremento de input de energía según el método expuesto en la Sección 8.4.

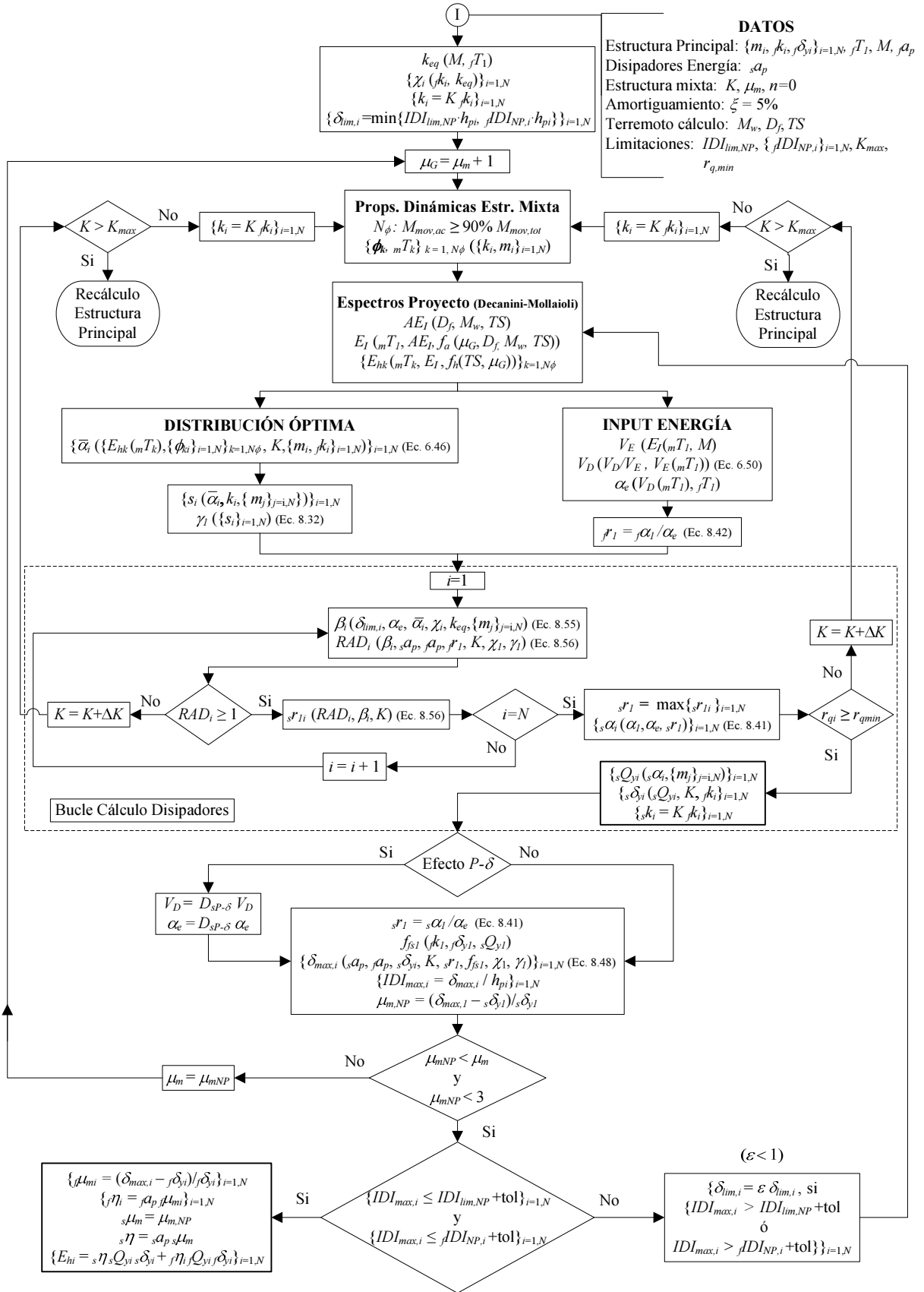


Fig. 8.9: Diagrama de Flujo para el cálculo de disipadores cuando plastifica la parte flexible

Capítulo 9

Curva de capacidad de la estructura principal en interacción con los disipadores de energía

9.1. Introducción

El método de proyecto para cálculo de estructuras con disipadores de energía basado en prestaciones (PBP), está fundamentado en el conocimiento del comportamiento elasto-plástico de la estructura principal de hormigón armado. Para ello, es necesario hallar en cada planta “ i ”: (i) la rigidez lateral secante o fisurada, $f k_i$, (ii) el desplazamiento entre plantas y fuerza cortante cuando se alcanza el punto de fluencia, $f \delta_{yi}$ y $f Q_{yi}$, (iii) el desplazamiento entre plantas y fuerza cortante cuando se produce el inicio de degradación, $f \delta_{di}$ y $f Q_{di}$ y (iv) el desplazamiento entre plantas y fuerza cortante en la rotura, $f \delta_{ui}$ y $f Q_{ui}$. Es decir, se trata de obtener en cada planta la curva de capacidad, $f Q_i - f \delta_i$ que relaciona la fuerza cortante que se produce en función del desplazamiento entre plantas. Es usual, expresar el desplazamiento entre plantas en forma relativa, $IDI_i = \delta_i / h_{pi}$ (%), donde h_{pi} es la altura de planta.

La curva de capacidad puede ser determinada mediante análisis de empuje incremental con control de fuerzas o desplazamientos, de acuerdo a una distribución en altura de carga o desplazamientos según los primeros modos de vibración de la estructura, sobre un modelo no-lineal de la misma. Sin embargo, la realización de estos modelos no-lineales requieren cierta especialización por parte del técnico que los realiza junto con tiempos de modelado y ejecución de cálculo elevados. Esto representa hoy en día un inconveniente serio que dificulta la implantación de métodos de cálculo en los que se requiere el conocimiento del comportamiento plástico de la estructura.

Como alternativa, se plantea la opción de emplear un método aproximado para hallar la curva de capacidad en cada planta utilizando el principio de los trabajos virtuales en el que se iguala el trabajo externo producido por las fuerzas exteriores bajo un desplazamiento virtual al producido por las fuerzas interiores que se desarrollan en zonas de plasticidad concentrada denominadas rótulas plásticas. Estas rótulas plásticas, quedarían incluidas en macromodelos de barras de las conexiones pilar-placa de la estructura, con una configuración semejante a los descritos en el Capítulo 4, conectados entre sí por un emparrillado de barras con sección en T

que simularían la zona nervada del forjado reticular. Dependiendo del grado de plastificación considerado en las leyes de comportamiento de las distintas rótulas plásticas, se pueden obtener los distintos estados de fluencia, inicio de degradación y rotura comentados anteriormente.

En este capítulo, se presenta la formulación de un método aproximado para obtener la curva de capacidad bajo cargas laterales en una sola dirección, sin tener en cuenta los efectos de torsión debido a la excentricidad de carga respecto al centro de torsión. Se aplica sobre un pórtico virtual equivalente con disipadores de energía, en el cual se utilizan los pilares con sección real y unas franjas de forjado conectadas a los pilares a través de macromodelos de conexión pilar-placa (Capítulo 4) de tal forma que sea capaz de reproducir el comportamiento elasto-plástico de la estructura sometida a cargas laterales. La franja de forjado, define lo que se denominan vigas virtuales con un ancho que depende del tipo de conexión al cual se conecten en sus extremos. De esta forma, la estructura quedaría constituida por pórticos virtuales sometidos a los mismos desplazamientos entre plantas, asumiendo que se cumplen las condiciones necesarias para la aceptación de la hipótesis de diafragma rígido. La interacción con los disipadores implica incrementos importantes de esfuerzos axiales que pueden conducir a una capacidad de deformación lateral de la estructura menor a la esperada para el nivel de prestaciones máximas de proyecto. Por tanto, es preceptivo realizar un análisis previo de los pilares que plastifiquen, redimensionando aquellos que impidan cumplir con los niveles de IDI_i exigidos.

Para comprobar la fiabilidad del método aproximado, se plantea comparar los resultados obtenidos con los del modelo no-lineal desarrollado para el pórtico virtual de la estructura de hormigón armado de 6 plantas con forjado reticular calculada bajo cargas gravitatorias incluida en el Capítulo 5. El modelo no-lineal, implica realizar un modelo de elementos finitos (MEF) utilizando elementos tipo barra para pilares, vigas y zona nervada y elementos tipo lámina para los ábacos en torno al pilar, tal y como se describe en el modelo numérico microscópico de la conexión interior pilar-placa desarrollado en el Capítulo 3. Para obtener resultados válidos, es necesario utilizar modelos de comportamiento que describan el comportamiento del hormigón armado fisurado, lo que conlleva el uso de modelos de fibras y capas para los elementos uni y bidimensionales, respectivamente. El empleo de modelos microscópicos en estructuras con forjado reticular, da lugar tiempos de cálculo importantes con una demanda de recursos informáticos tal que puede llegar a hacer inviable la operación. Para evitar estos inconvenientes, se plantea realizar el análisis bajo cargas laterales, utilizando macromodelos no-lineales en las conexiones pilar-placa como los descritos en el Capítulo 4, sobre un pórtico virtual definido por los pilares con su sección real y una franja de forjado que conectaría los macromodelos. La franja de forjado que configura la viga virtual del MEF tendrá un ancho que depende del tipo de conexión a la que se conecta en sus extremos.

Finalmente, será necesario comprobar que la estructura tiene la capacidad suficiente para soportar tanto las acciones previstas como los niveles de desplazamientos esperados sin que se produzcan fallos de tipo frágil debido a la rotura por esfuerzo cortante en pilares y nervios o punzonamiento en forjados teniendo en cuenta la interacción con los disipadores de energía.

El modelo no-lineal de elementos finitos del pórtico virtual será utilizado para realizar cálculos dinámicos que permitan comprobar la fiabilidad del método de proyecto planteado en el Capítulo 8.

9.2. Método aproximado para determinar la curva de capacidad de la estructura principal

El método de cálculo aproximado plantea una serie de fases para estimar la curva de capacidad ${}_fQ_i - {}_f\delta_i$ de cada planta de un pórtico virtual incluido en una estructura de hormigón con forjado reticular:

1. Se calcula la rigidez lateral tangente o bruta de planta, ${}_fk_i^{br}$, y a partir de esta la secante o fisurada, ${}_fk_i$.
2. Se calculan los disipadores de energía de la estructura para el Nivel 1 de peligrosidad sísmica, en el que la estructura principal (forjado reticular sobre pilares de hormigón armado) permanece en régimen elástico con una rigidez lateral en cada planta ${}_fk_i$ de acuerdo con el procedimiento establecido en el Capítulo 8.
3. En la dirección considerada del sismo, la estructura principal (forjado reticular sobre pilares) se idealiza mediante un pórtico virtual formado por los pilares y unas franjas de forjado reticular de un ancho eficaz dado que se tratan como vigas virtuales. El comportamiento no lineal de cada una de las barras de este pórtico virtual se representa mediante un modelo de plasticidad concentrada en los extremos de la barra (rótulas plásticas). Los disipadores empleados en esta investigación se instalan en la estructura principal como barras diagonales y disipan energía bajo solicitaciones axiales. Del cálculo de disipadores se obtiene la fuerza axial máxima que pueden llegar a transmitir a los nudos de la estructura principal a los que están conectados. Estas fuerzas desarrolladas por los disipadores y aplicadas en los nudos generan solicitaciones en las barras que hay que tener en cuenta a la hora de determinar la capacidad a flexión de las distintas secciones de hormigón armado que forman el pórtico virtual. Se calcula el momento último que soportan los extremos de pilares y vigas virtuales (teniendo en cuenta el efecto del axial transmitido por los disipadores) y se determina el tipo de fallo que se produce en cada conexión pilar-placa: (i) columna fuerte-placa débil (CF-PD) o (ii) columna débil-placa fuerte (CD-PF).
4. Se procede al cálculo de la capacidad de desplazamiento lateral máximo (último) de aquellas plantas en las que plastifican pilares con alguna conexión del tipo CD-PF, lo que es considerado como un escenario pésimo. Si la capacidad de desplazamiento obtenida no es igual o superior al IDI_i máximo adoptado para el nivel de prestaciones “Próximo al Colapso”, se redimensionan los pilares para que esta condición se cumpla. Se trata por lo tanto de asegurar, que en el escenario pésimo para el terremoto de Nivel 3, no se produce un colapso parcial de ninguna planta por la formación de un mecanismo del tipo columna débil-viga fuerte.
5. Se calcula el cortante de fluencia lateral, ${}_fQ_{yi}$, de cada planta “ i ” considerando sólo la estructura principal (parte flexible) en función de las leyes de comportamiento de las rótulas plásticas que se hallan formado tanto en pilares como en las placas de las conexiones pilar-placa. A partir de ${}_fk_i$ y ${}_fQ_{yi}$ se determina el desplazamiento de fluencia, ${}_f\delta_{yi}$. De

esta forma se tiene definido el tramo elástico de la curva de capacidad de la estructura principal (parte elástica).

6. Se calcula el tramo plástico de la curva de capacidad de cada planta considerando sólo la estructura principal (parte elástica). Para ello, se considera que las rótulas plásticas que se forman en la estructura principal tienen un comportamiento del tipo elástico-perfectamente plástico, hasta un punto de la curva momento-rotación en la rótula plástica, $M_d - \theta_{rd}$ ($fQ_{di} - f\delta_{di}$, en la curva de capacidad), a partir del cual se inicia una degradación lineal de resistencia hasta alcanzar el punto de rotura en el que se pierde completamente la fuerza recuperadora en la rótula, $M_u - \theta_{ru}$ ($fQ_{ui} - f\delta_{ui}$, en la curva de capacidad).

Se describen a continuación con más detalle los procedimientos de cálculo establecidos en cada una de las fases propuestas.

9.2.1. Cálculo de la rigidez lateral de planta

La estructura se idealiza mediante dos modelos planos ortogonales, uno en cada dirección horizontal del movimiento del suelo. El cálculo aproximado de la rigidez lateral de planta en la dirección del sismo determinada para una estructura con forjado reticular, realiza la aproximación de considerar la estructura como alineaciones de pórticos virtuales, determinado la contribución de rigidez de los distintos subsistemas pilar-vigas virtuales.

9.2.1.1. Rigidez al giro e Inercia equivalente de la viga virtual

La rigidez lateral de una estructura con forjado reticular viene determinada por las conexiones pilar-placa de la misma. En función de su geometría y características de armado, se definen los anchos virtuales de las vigas unidas a dichas conexiones que junto con los pilares proporcionan una rigidez lateral equivalente a la de la estructura completa. En el Capítulo 4 se determinaron los anchos de las vigas virtuales dependiendo del tipo de conexión al que se unían. En las interiores, el ancho de la viga se definía mediante la expresión $b_{vc}^{int} = 3h_f + c_2$, siendo h_f el canto del forjado y c_2 la dimensión del pilar transversal a la dirección de carga. En las exteriores, se definía como ancho equivalente el de la viga central del modelo obtenido como el valor medio de los calculados para la flexión positiva y negativa, que puede ser determinado por la expresión $b_{vc}^{ext} = 2\bar{b}_L + c_2$, siendo \bar{b}_L el valor medio de la distancia b_L desde la cara del pilar c_1 (perpendicular a c_2) hacia el exterior del ábaco determinada en función de las armaduras longitudinales del forjado y de la viga de borde.

Por otra parte, la viga virtual en el caso de un forjado reticular no tiene una sección constante, puesto que hay una zona macizada correspondiente al ábaco y otra aligerada que corresponde a la zona nervada. Por tanto, para aplicar procedimientos simplificados basados en teorías clásicas de análisis de estructuras y resistencia de materiales que permitan definir las características estructurales de la viga virtual, será necesario definir una sección única equivalente con la misma rigidez al giro en los extremos de la viga que la viga con sección variable.

Se considera, por tanto, una franja de forjado reticular con el ancho de una viga virtual equivalente en un pórtico virtual de hormigón armado. La viga estará sometida a una ley de momentos tal y como se aprecia en la Fig. 9.1, en la que se considera como aproximación la

anulación tanto del momento flector como de la flecha en el punto medio de la viga virtual. Sean l_{ab} y l_n las longitudes del ábaco desde el eje del pilar y de la zona nervada desde el borde del ábaco hasta el punto medio de la viga, respectivamente, y M_A el momento flector aplicado en el extremo A tal y como se muestra en la Fig. 9.1.

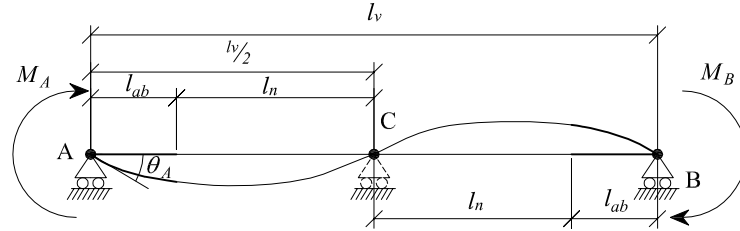


Fig. 9.1: Modelo viga virtual equivalente de forjado reticular

Si se calcula el desplazamiento vertical de la viga en el punto C, δ_C , mediante el 2º Teorema de Mohr, se obtiene:

$$\delta_C = \delta_A + \theta_A (l_{ab} + l_n) - \frac{M_A l_n}{l_{ab} + l_n} \frac{l_{ab}}{EI_{ab}} \left(\frac{l_{ab}}{2} + l_n \right) - \left(M_A - \frac{M_A l_n}{l_{ab} + l_n} \right) \frac{l_{ab}}{2EI_{ab}} \left(\frac{2}{3} l_{ab} + l_n \right) - \frac{M_A l_n^3}{3EI_n (l_{ab} + l_n)} \quad (9.1)$$

donde θ_A es el giro de la viga en el punto A, E es el módulo de deformación del hormigón e I_{ab} junto con I_n las inercias de las secciones de hormigón en ábaco y zona nervada, respectivamente, según el ancho virtual considerado. Puesto que $\delta_C = \delta_A = 0$, la Ec. 9.1 quedaría de la siguiente forma:

$$\theta_A (l_{ab} + l_n) = \frac{M_A l_n}{l_{ab} + l_n} \frac{l_{ab}}{EI_{ab}} \left(\frac{l_{ab}}{2} + l_n \right) + \frac{M_A l_{ab}^2}{2(l_{ab} + l_n) EI_{ab}} \left(\frac{2}{3} l_{ab} + l_n \right) + \frac{M_A l_n^3}{3EI_n (l_{ab} + l_n)}$$

Despejando θ_A se obtiene:

$$\theta_A = \frac{M_A}{E} \beta_r \quad (9.2)$$

donde β_r queda definida como sigue:

$$\beta_r = \frac{2l_{ab}l_n \left(\frac{l_{ab}}{2} + l_n \right) + l_{ab}^2 \left(\frac{2}{3} l_{ab} + l_n \right)}{2I_{ab} (l_{ab} + l_n)^2} + \frac{l_n^3}{3I_n (l_{ab} + l_n)^2} \quad (9.3)$$

Si se observa la Ec.9.2, la rigidez al giro se define como $k_\theta = E/\beta_r$, de tal forma que $M_A = k_{\theta A} \cdot \theta_A$. La expresión de la rigidez al giro en el extremo A, en el cual está aplicada la carga de momento M_A , de una viga biapoyada de longitud $l_{ab} + l_n$ y sección uniforme es:

$$k_{\theta A}^v = \frac{3EI_v}{l_{ab} + l_n} \quad (9.4)$$

donde I_v es la inercia respecto al eje de flexión de la viga.

Si la rigidez obtenida de la Ec.9.2 se expresa en términos parecidos a la obtenida en Ec.9.4 resulta:

$$k_{\theta A} = \frac{E}{\beta_r} = \frac{3E(l_{ab} + l_n)}{(l_{ab} + l_n)3\beta_r} = \frac{3EI_{eq}}{l_{ab} + l_n} \quad (9.5)$$

Igualando las expresiones de rigidez al giro dadas por las Ec.9.4 y 9.5, $k_{\theta A} = k_{\theta A}^v$, se obtiene la expresión de la inercia equivalente respecto al eje de flexión, I_{eq} , de la viga virtual que correspondería a la de una viga, I_v , de sección uniforme y longitud $l = l_{ab} + l_n$ con la misma rigidez al giro en el extremo donde está aplicado el momento M_A . Por lo tanto, I_{eq} , queda definida de la siguiente forma:

$$I_{eq} = \frac{l_{ab} + l_n}{3\beta_r} \quad (9.6)$$

De esta forma, se puede hallar el giro en el extremo de la viga virtual de un pórtico virtual sometido a cargas laterales compuesta por dos secciones a lo largo de su directriz, mediante la expresión $\theta_A = M_A/k_{\theta A}$, empleando la Ec.9.4 de una viga de sección uniforme con $I_v = I_{eq}$ dada por la Ec.9.6.

9.2.1.2. Rigidez lateral de modelos pilar-vigas virtuales

Una planta concreta de un pórtico virtual formado por pilares y vigas virtuales de forjado reticular, puede ser aislada del resto de plantas para determinar sus propiedades estructurales ante acciones laterales como rigidez o capacidad resistente. Para ello las vigas virtuales conectadas a pilares continuos, se pueden descomponer en dos vigas ficticias (superior e inferior) (Akiyama, 1985), lo que permite aislar cada planta del resto de la estructura (Fig.9.2). Las características mecánicas S_0 (resistencia y rigidez) de la viga en cuestión se reparten en la proporción indicada por un coeficiente d_{vi} en función de la capacidad de los pilares de la planta superior (“ $i+1$ ”) e inferior (“ i ”) para transmitir momentos a la viga. De esta forma la planta “ $i+1$ ” tendrá unas características mecánicas determinadas por $S_{i+1} = S_0(1 - d_{vi})$ y para la planta “ i ” serán $S_i = S_0 d_{vi}$ (Fig.9.2). Akiyama (1985) propone una expresión para el cálculo de d_{vi} en función de la distribución óptima $\bar{\alpha}$, aunque de manera simplificada se puede estimar como $d_{vi} = 1/2$. En este último caso, el error que se comete es un poco mayor en las plantas más altas y más bajas del edificio, que en la parte central del mismo. En aquellos casos en los que la viga virtual esté unida a pilares que no tienen continuidad hacia plantas superiores, $d_{vi} = 1$, como por ejemplo en la última planta.

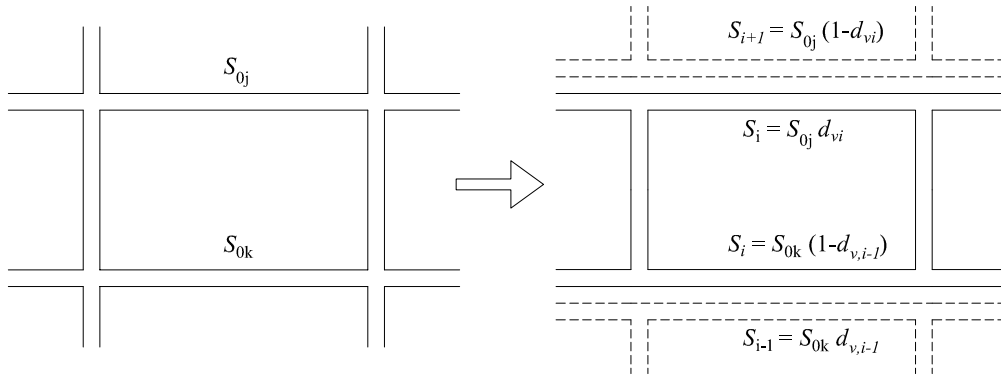


Fig. 9.2: Aislamiento de una planta de la estructura

Una planta aislada de un pórtico formado por pilares y vigas virtuales, puede considerarse como la unión de subsistemas formados por un pilar junto con tramos de vigas que se conecten a sus extremos. De esta forma, surgen modelos individuales formados por un pilar y un conjunto de vigas que se conectan a sus extremos en los que es posible calcular la rigidez lateral como consecuencia del desplazamiento entre plantas, δ . En el caso de planta intermedia, se consideran las vigas que se unen a los extremos superior e inferior del pilar. En la planta baja, tan solo se consideran las vigas que conectan al extremo superior del pilar, dado que el extremo inferior se considera un empotramiento perfecto. Los tramos de vigas que se unen a un pilar tienen su origen en el punto medio de la longitud total de viga en el que se considera que tanto el momento flector como la flecha se anulan.

De esta manera, analizando las rigideces laterales de todos los modelos individuales pilar-vigas virtuales, es posible obtener la rigidez total de planta mediante la suma de cada uno de ellos, considerando de manera implícita que se cumple la hipótesis de diafragma rígido. El objetivo, por tanto, es hallar la expresión de la rigidez lateral fisurada (secante) de los distintos modelos individuales, $f k_{\delta j}$, de los “ j ” pilares tanto de planta baja como de plantas superiores, a partir de la rigidez bruta (tangente), $f k_{\delta j}^{br}$.

Rigidez lateral del modelo pilar-vigas virtuales en planta baja

El cálculo de la rigidez lateral del modelo pilar-vigas virtuales de planta baja se realizará siguiendo el modelo simplificado de la Fig. 9.3.

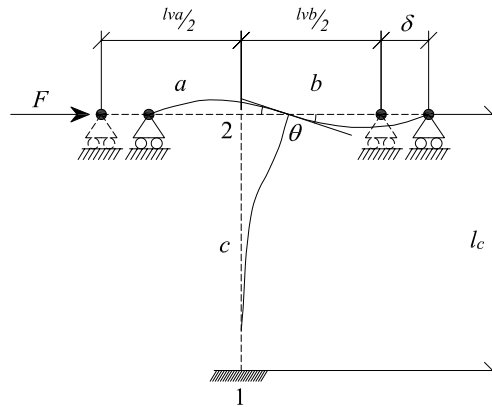


Fig. 9.3: Modelo pilar-vigas virtuales en planta baja

Aplicando el Método de la Flexibilidad de análisis de estructuras, el modelo se descompone en dos estados correspondientes a los dos grados de libertad planteados para el modelo: (I) traslación de la viga que conecta los nudos 3-2-4, δ , y (II) giro en el nudo 2, θ .

En el pilar se consideran tanto la rigidez al giro, $k_{\theta,cz}$, como al desplazamiento, $k_{\delta,cz}$ en cada nudo “z” para cada estado. En el nudo 2, las expresiones de la rigidez al desplazamiento correspondientes al estado (I) con un modelo de barra empotrada-deslizadera con carga puntual en el extremo son: (i) $k_{\delta,c2}^I = 6EI_c/l_c^2$ para el momento y (ii) $k_{\delta,c2}^I = 12EI_c/l_c^3$ para la fuerza cortante, donde I_c y l_c son la inercia del pilar respecto al eje de flexión y la longitud del pilar, respectivamente. Para el estado (II) se utiliza un modelo de barra empotrada-apoyada con momento en el extremo libre al giro, obteniendo las rigideces al giro para el nudo 2: (i) $k_{\theta,c2}^{II} = 4EI_c/l_c$ para el momento y (ii) $k_{\theta,c2}^{II} = 6EI_c/l_c^2$ para la fuerza cortante.

En las vigas virtuales, la rigidez al giro del nudo 2 corresponde a la de una viga biapoyada con momento en un extremo, $k_{\theta,v2}^{II} = 3EI_{vk}/0.5l_{vk}$, donde I_{vk} y l_{vk} son la inercia equivalente (Ec. 9.6) y la longitud total de cada viga virtual “k” entre pilares, respectivamente. Se considera el modelo de viga biapoyada, puesto que se acepta de manera simplificada que tanto el momentos flector como la flecha son nulos en el punto medio de la viga virtual de un pórtico sometida a cargas laterales. Dado que cada tramo de viga de longitud $0.5l_{vk}$ está unido a un pilar que puede tener una sección o continuidad entre plantas diferente al pilar del otro extremo de la viga, se considerará de manera individualizada un factor de reparto de propiedades mecánicas, $d_{vk} = d_{v1}$, para cada tramo de viga que pertenece al forjado superior de la planta baja ($i = 1$).

Planteando el equilibrio del modelo considerando la superposición de los dos estados resulta el sistema de ecuaciones:

$$\begin{cases} M_2^I + M_2^{II} = 0 \Rightarrow \frac{6EI_c}{l_c^2}\delta + \left(\frac{3Ed_{va}I_{va}}{0.5l_{va}} + \frac{3Ed_{vb}I_{vb}}{0.5l_{vb}} + \frac{4EI_c}{l_c} \right) \theta = 0 \\ F = V_2^I + V_2^{II} \Rightarrow F = \frac{12EI_c}{l_c^3}\delta + \frac{6EI_c}{l_c^2}\theta \end{cases}$$

Si se despeja θ de la primera ecuación y se sustituye en la segunda, resulta:

$$F = \frac{12EI_c}{h^3} \left[\frac{6 \left(\frac{d_{va}I_{va}}{l_{va}} + \frac{d_{vb}I_{vb}}{l_{va}} \right) + \frac{I_c}{l_c}}{6 \left(\frac{d_{va}I_{va}}{l_{va}} + \frac{d_{vb}I_{vb}}{l_{va}} \right) + 4 \frac{I_c}{l_c}} \right] \delta$$

$$\Downarrow$$

$$F = \frac{12EI_c}{l_c^3} \left[\frac{6\bar{K} + 1}{6\bar{K} + 4} \right] \delta \quad (9.7)$$

donde \bar{K} es una variable que depende exclusivamente de características geométricas de la estructura, definida por:

$$\bar{K} = \frac{\sum_{k=1}^{N_v} \frac{d_{vk}I_{vk}}{l_{vk}}}{\frac{I_c}{l_c}} \quad (9.8)$$

En la expresión de \bar{K} se contempla la contribución de la inercia equivalente de todas las vigas virtuales de forjado reticular que se conectan a los extremos del pilar, $N_v = 2$ en este caso. Para pilares de borde, el valor de $N_v = 1$.

Como se aprecia en la Ec. 9.7, la rigidez lateral del modelo correspondería a la de un pilar con los giros impedidos en los extremos afectado por el factor $(6\bar{K} + 1)/(6\bar{K} + 4) < 1$ que tiene en cuenta la reducción de rigidez del pilar al estar unido en el extremo superior al forjado reticular. Por tanto, la expresión de la rigidez del modelo en planta baja es:

$$f^{kbr}_{\delta j} = \frac{12EI_c}{l_c^3} \left[\frac{6\bar{K} + 1}{6\bar{K} + 4} \right] \quad (9.9)$$

Rigidez lateral del modelo pilar-vigas virtuales en plantas intermedias

El cálculo de la rigidez lateral del modelo pilar-vigas virtuales en plantas intermedias, se realiza siguiendo el modelo simplificado de la Fig. 9.4.

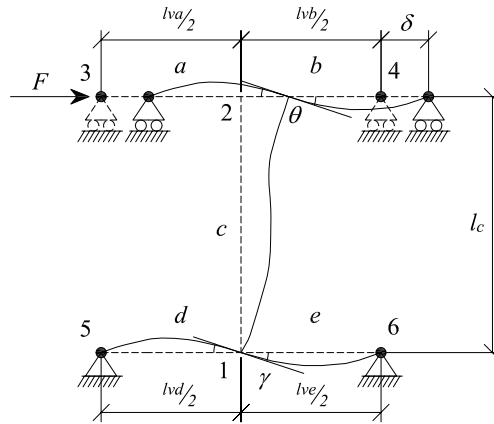


Fig. 9.4: Modelo pilar- vigas virtuales en plantas superiores a la baja

Aplicando de nuevo el Método de la Flexibilidad de análisis de estructuras, el modelo se descompone en tres estados correspondientes a los tres grados de libertad planteados para el modelo: (I) traslación de la viga que conecta los nudos 3-2-4, δ , (II) giro en el nudo 2, θ y (III) giro en el nudo 1, γ .

En el pilar se tienen en cuenta las rigideces al desplazamiento y al giro en los distintos estados en los que se ha descompuesto la estructura. En el estado (I), caracterizado por una barra empotrada (nudo 1)-deslizadera (nudo 2) con carga puntual en el nudo 2, la rigidez al desplazamiento en ambos extremos es: (i) $k_{\delta,cz}^I = 6EI_c/l_c^2$ para el momento, y (ii) $k_{\delta,cz}^I = 12EI_c/l_c^3$ para la fuerza cortante. En los estados (II) y (III) se considera el modelo de barra empotrada-apoyada con momento en el extremo libre al giro, con una rigidez al giro determinada por: (i) $k_{\theta,cz} = 4EI_c/l_c$ en el nudo libre al giro y $k_{\theta,cz} = 2EI_c/l_c$ en el extremo opuesto, para momentos, y (ii) $k_{\theta,cz} = 6EI_c/l_c^2$ en ambos extremos para la fuerza cortante.

En las vigas virtuales, la rigidez al giro en los nudos 1 y 2 corresponde a una viga biapoyada con momento aplicado en el extremo que conecta con el pilar, $k_{\theta,vz} = 3EI_{vk}/0.5l_{vk}$, (con $I_{vk} = I_{eq,k}$ (Ec. 9.6)) teniendo en cuenta que cada tramo de viga conecta el punto medio del vano con el extremo del pilar, correspondiendo el nudo 2 a las vigas superiores de planta y el nudo 1 a las inferiores. En este caso, las vigas del forjado superior de planta tendrán un coeficiente $d_{vk} = d_{vi}$ y las del forjado inferior $d_{vk} = (1 - d_{v,i-1})$.

Planteando el equilibrio del modelo considerando la superposición de los tres estados resulta el sistema de ecuaciones:

$$\begin{cases} M_2^I + M_2^{II} + M_2^{III} = 0 \Rightarrow \frac{6EI_c}{l_c^2} \delta + \left(\frac{3Ed_{va}I_{va}}{0.5l_{va}} + \frac{3Ed_{vb}I_{vb}}{0.5l_{vb}} + \frac{4EI_c}{l_c} \right) \theta + \frac{2EI_c}{l_c} \gamma = 0 \\ M_1^I + M_1^{II} + M_1^{III} = 0 \Rightarrow \frac{6EI_c}{l_c^2} \delta + \frac{2EI_c}{l_c} \theta + \left(\frac{3Ed_{vd}I_{vd}}{0.5l_{vd}} + \frac{3Ed_{ve}I_{ve}}{0.5l_{ve}} + \frac{4EI_c}{l_c} \right) \gamma = 0 \\ F = V_2^I + V_2^{II} + V_2^{III} \Rightarrow F = \frac{12EI_c}{l_c^3} \delta + \frac{6EI_c}{l_c^2} \theta + \frac{6EI_c}{l_c^2} \gamma \end{cases}$$

Expresando las variables θ y γ en función de δ y sustituyendo en la ecuación de equilibrio de fuerzas, se obtiene la siguiente relación entre F y δ :

$$F = \frac{12EI_c}{h^3} \left[\frac{\left(\frac{d_{va}I_{va}}{l_{va}} + \frac{d_{vb}I_{vb}}{l_{vb}} + \frac{d_{vd}I_{vd}}{l_{vd}} + \frac{d_{ve}I_{ve}}{l_{ve}} \right)}{\left(\frac{d_{va}I_{va}}{l_{va}} + \frac{d_{vb}I_{vb}}{l_{vb}} + \frac{d_{vd}I_{vd}}{l_{vd}} + \frac{d_{ve}I_{ve}}{l_{ve}} \right) + 2\frac{I_c}{l_c}} \right] \delta$$

$$\Downarrow$$

$$F = \frac{12EI_c}{l_c^3} \left[\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \right] \delta \quad (9.10)$$

Tal y como se puede comprobar, en este caso la expresión de \bar{K} resulta de aplicar la Ec. 9.8 con $N_v = 4$, al tener en cuenta las vigas que conectan al pilar en ambos extremos del mismo. En caso de pilares de borde, el valor de $N_v = 2$.

Finalmente, la expresión de la rigidez del modelo pilar-vigas virtuales para plantas intermedias, teniendo en cuenta la Ec. 9.10 es:

$${}_f k_{\delta j}^{br} = \frac{12EI_c}{l_c^3} \left[\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \right] \quad (9.11)$$

9.2.1.3. Rigidez Lateral de planta

Una vez halladas en cada planta las expresiones de la rigidez lateral de los modelos correspondientes a pilares con vigas conectadas a sus extremos en la proporción d_{vi} correspondiente, tanto en planta baja (Ec. 9.9) como en el resto de plantas superiores (Ec. 9.11), la expresión de la rigidez lateral de planta se obtiene sumando la contribución de cada modelo pilar-vigas virtuales, aceptando la hipótesis de diafragma rígido bajo el cual el desplazamiento entre plantas, δ es el mismo para todos los puntos del forjado. De esta forma, la expresión para la rigidez lateral bruta o tangente de planta, ${}_f k_{\delta j}^{br}$, resulta ser para una planta concreta:

$${}_f k_i^{br} = \sum_{j=1}^{N_c} {}_f k_{\delta j}^{br} \quad (9.12)$$

donde ${}_f k_{\delta j}^{br}$ es la rigidez bruta o tangente de cada modelo pilar-vigas virtuales y N_c es el número de pilares que hay en cada planta.

La fisuración del hormigón produce una reducción de la rigidez lateral bruta en la que se considera la sección completa de los elementos de hormigón armado. Para tener en cuenta este efecto de manera simplificada, se siguen las indicaciones realizadas por la norma ACI (2011) para la reducción de rigidez mediante la aplicación de coeficiente reductores sobre la inercia bruta de las secciones de los elementos de hormigón armado, I_g , basadas en los trabajos realizados por MacGregor (1993). Se plantea un primer coeficiente reductor basado en el análisis realizado sobre elementos de hormigón armado sometidos a la combinación de cargas gravitatorias y laterales. MacGregor (1993) propone una reducción de I_g inicial tal que los valores de inercia fisurada para

vigas serían $I_{fis} = 0.40 I_g$, en pilares $I_{fis} = 0.80 I_g$ y en forjados y losas planas $I_{fis} = 0.29 I_g$. Asimismo, plantea un segundo coeficiente reductor $\beta_{F,fis} = 0.875$ sobre los valores anteriores propuestos en estructuras susceptibles de sufrir deformaciones debido a efectos de segundo orden, para tener en cuenta la variabilidad de los coeficientes iniciales propuestos en la estructura así como la desviación en la estimación del módulo de deformación del hormigón, E . De esta forma, aplicando el coeficiente $\beta_{F,fis} = 0.875$ sobre los valores iniciales de I_{fis} resultarían unos valores finales de $I_{fis} = 0.35 I_g$ para vigas, $I_{fis} = 0.70 I_g$ en pilares e $I_{fis} = 0.25 I_g$ en forjados y losas planas.

En el pórtico virtual de hormigón armado se tendrán en cuenta la reducción de rigidez propuesta para los pilares, es decir, $I_{fis} = 0.70 I_g$. Sin embargo, no se va a considerar reducción de rigidez en las vigas virtuales. Este hecho se basa en el proceso seguido para obtener el ancho de las vigas virtuales. Estos fueron determinados tras analizar especímenes correspondientes a conexiones pilar-placa tanto interiores como exteriores (Benavent-Climent et al., 2008, 2009), en los que solo se consideró el ámbito del ábaco. Es decir, no se tuvo en cuenta el resto de placa a efectos de posible contribución en la rigidez lateral. De esta forma, no se considera oportuno reducir aún más la rigidez de las vigas virtuales incluidas en un pórtico sometido a acciones laterales.

De esta forma, la expresión que se obtiene al considerar la fisuración del hormigón en la rigidez lateral de planta es la siguiente:

$${}_f k_i = \sum_{j=1}^N {}_f k_{\delta_j} \quad (9.13)$$

donde ${}_f k_{\delta_j}$ corresponde a la rigidez lateral fisurada o secante de cada conjunto pilar-vigas virtuales de la planta en cuestión.

Este procedimiento es aplicado al pórtico virtual de 6 plantas correspondiente a la estructura de hormigón del Capítulo 5 calculada bajo acciones gravitatorias para calcular la rigidez lateral fisurada de cada planta. Según la geometría y características de los materiales del pórtico se tienen los siguientes datos de cálculo:

- Canto forjado, $h_f = 0.30$ m
- Resistencia característica del hormigón, $f_{ck} = 25$ N/mm²
- Módulo de deformación del hormigón, $E = 4700\sqrt{f_{ck}} = 23\,500$ N/mm²
- Longitud de vigas virtuales, $l_v = 6.00$ m
- Longitud de cálculo para sección de ábaco en conexión pilar-placa exterior, $l_{ab}^{ext} = 1.41$ m
- Longitud de cálculo para sección de ábaco en conexión pilar-placa interior, $l_{ab}^{int} = 1.08$ m
- Longitud de cálculo para sección de nervios (3 nervios) en conexión pilar-placa exterior, $l_n^{ext} = 1.59$ m
- Longitud de cálculo para sección de nervios (3 nervios) en conexión pilar-placa interior, $l_n^{int} = 1.92$ m

En la Tabla 9.1 se muestran los resultados del cálculo de la rigidez lateral del pórtico virtual de la estructura con forjado reticular. Se ha obtenido el valor de la rigidez lateral de planta considerando los pilares rígidos al giro en los extremos, ${}_f k_i^{emp}$, es decir, considerando la placa infinitamente rígida al giro. Asimismo, se muestra el valor de la rigidez lateral de planta sin considerar el efecto de fisuración del hormigón, ${}_f k_i^{br}$, e incluyendo el mismo ${}_f k_i$ obtenidas mediante el procedimiento descrito en esta sección. Se observa la importante reducción de rigidez al comparar los valores de ${}_f k_i^{emp}$ y ${}_f k_i$, debido a la elevada flexibilidad de la viga virtual que refleja el comportamiento del forjado reticular.

Tabla 9.1: Cálculo de rigidez lateral del pórtico virtual de forjado reticular

Pl.	c_2 (m)	l_c (m)	b_{ab} (m)	b_n (m)	${}_f k_i^{emp}$ (kN/m)	${}_f k_i^{br}$ (kN/m)	${}_f k_i$ (kN/m)
6	0.35	3.10	1.25	0.36	47 349	23 666	19 430
5	0.35	3.10	1.25	0.36	47 349	19 028	16 171
4	0.35	3.10	1.25	0.36	47 349	19 028	16 171
3	0.35	3.10	1.25	0.36	47 349	19 200	16 296
2	0.40	3.10	1.30	0.36	80 776	23 484	20 796
1	0.40	3.50	1.30	0.36	56 126	31 178	24 366

9.2.2. Cálculo de disipadores para Nivel 1 de peligrosidad del PBP

En este apartado se procede al cálculo de disipadores para el Nivel 1 de peligrosidad del PBP, para poder determinar las sollicitaciones que genera la fuerza axial del disipador en las barras de la estructura principal y que influyen en la capacidad a flexión de las secciones de dichos elementos. En este trabajo se considera que los disipadores se articulan en sus extremos. De esta forma, las fuerzas que transmiten los disipadores a la estructura principal serán axiales. Es importante destacar, que en el caso en el que sea necesario recalcular los disipadores en niveles superiores de proyecto para cumplir las prestaciones exigidas, deberían considerarse las nuevas sollicitaciones generadas por los disipadores redimensionados para analizar si la estructura principal tiene capacidad resistente suficiente así como para evaluar su influencia sobre la capacidad de deformación plástica.

Una vez calculada la rigidez lateral fisurada de planta, ${}_f k_i$, es posible realizar el cálculo de los disipadores de energía para el Nivel 1 del PBP en el que la estructura de hormigón permanece en régimen elástico. Según el método de cálculo expuesto en el Capítulo 8 basado en el PBP, la primera etapa consiste en calcular los disipadores de energía necesarios para que la estructura mixta rígido-flexible cumpla las prestaciones exigidas en el Nivel 1 de peligrosidad sísmica bajo el terremoto de proyecto con $T_R = 72$ años. Asimismo, no se tendrá en cuenta el incremento de input de energía V_D debido al efecto $P - \delta$, pues se considera despreciable para los desplazamientos máximos permitidos en este nivel de proyecto.

El desplazamiento máximo para este nivel de proyecto se fija asignando un valor máximo de $IDI_{lim,i} = IDI_{lim} = 0.70\%$ (Tabla 8.1), teniendo en cuenta el elevado grado de flexibilidad de las estructuras con forjado reticular (Benavent-Climent et al., 2008, 2009). Dado que no se conoce a priori el límite de fluencia real de cada planta de la estructura principal, ${}_f IDI_{yi}$ (siendo ${}_f IDI_{yi}$ el índice de desplazamiento entre plantas asociado a ${}_f \delta_{yi}$), se establece para el cálculo

de disipadores que ${}_f IDI_{yi} = IDI_{lim} = 0.70\%$. En este estado, se considera que la estructura de hormigón se mantendrá en estado pseudo-elástico con una mínima incidencia por plastificación de alguna barra de acero que constituyen la armadura de pilares y placa. En caso de considerar como límite estricto el desplazamiento de fluencia, supondría alcanzar valores de cálculo para los disipadores que pueden superar los límites máximos establecidos ($K \leq 25$) o valores en el desplazamiento de fluencia tan reducidos que podrían hacer inviable tecnológicamente su puesta en obra.

El cálculo de disipadores en este nivel de proyecto, se realiza según el método expuesto en la Sección 8.3 (Fig. 8.4). Para ello, es necesario determinar previamente las características resistentes de la parte flexible, compuesta por la estructura de hormigón con forjado reticulares.

Los parámetros de cálculo de la estructura flexible de hormigón con forjado reticular son (1ª componente del vector, planta baja $i = 1$) :

- Distribución masas: $m_i/m_1 = (1, 1, 1, 1, 1, 0.953)$ con $m_1 = 1.00 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$ (Tabla 5.4)
- Distribución de rigideces: ${}_f k_i/{}_f k_1 = (1, 0.85, 0.67, 0.66, 0.66, 0.80)$ con ${}_f k_1 = 244 \text{ kN}\cdot\text{cm}$ (Tabla 9.1)
- Período de la parte flexible: ${}_f T_1 = 1.86 \text{ s}$

Se han considerado unos valores mínimos a priori de $r_{qi} = 0.80$ en campo cercano y $r_{qi} = 1.00$ en campo lejano.

9.2.2.1. Cálculo de disipadores en Nivel 1 de peligrosidad sísmica para terremotos de campo cercano

Para realizar el cálculo en campo cercano, se establecen las siguientes consideraciones de proyecto:

1. Terremoto de proyecto ($T_R = 72$ años)
 - a) $A_{EI} = 6\,000 \text{ cm}^2/\text{s}$
 - b) $D_f = 8 \text{ km}$
 - c) $I_D = 7.50$ (Benavent-Climent et al., 2008)
 - d) $T_{NH} = 0.65 \text{ s}$ (Benavent-Climent et al., 2008)
 - e) Tipo suelo: S2
2. Especificaciones y limitaciones de cálculo:
 - a) IDI_{lim} : 0.70 % (+ tolerancia 5 %)
 - b) $r_{q,min} = 0.80$
 - c) $K_{max} = 25$
 - d) N° modos vibración para cálculo de la Distribución Óptima Propuesta, N_ϕ : 3

Los resultados del cálculo de la estructura mixta proyectada en Nivel 1 para campo cercano se muestran a continuación. Se obtienen tanto las características correspondientes a la estructura mixta como los resultados del cálculo propuesto para los disipadores:

1. Características de la estructura mixta

- ${}_mT_1 = 0.52 \text{ s}$
- $V_D = 55 \text{ cm/s}$ ($\xi = 0.05$, $\mu_G = 4$ (Decanini-Mollaioli))
- $\alpha_e = 0.189$
- ${}_sr_1 = 0.476$
- ${}_fr_1 = {}_f\alpha_{1,max}/\alpha_e = 0.076/0.189 = 0.40$ (para $IDI_1 = 0.52\%$ (Tabla 9.2))

2. Cálculo de Disipadores

Las características comunes de los disipadores en todas las plantas son:

- $K = 11.80$
- ${}_s\eta = 18.15$
- ${}_s\mu_m = 9.10$
- ${}_s\eta/{}_s\mu_m = 1.99$

En la Tabla 9.2 se muestra para cada planta los valores de cálculo obtenidos para definir los disipadores como son la rigidez, ${}_sk_i$, el desplazamiento de fluencia, ${}_s\delta_{yi}$, (expresado también como desplazamiento entre plantas, ${}_sIDI_{yi}$) y la fuerza cortante de fluencia, ${}_sQ_{yi}$. Asimismo, se indica la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ que resulta y el coeficiente cortante de fluencia de cada disipador, ${}_s\alpha_i$. Finalmente, se muestra la distribución de IDI_i propuesta en el cálculo para la estructura mixta sometida al input V_D de proyecto. Se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la planta tercera y no supera el límite establecido ($IDI = 0.70 + 5\%$).

Como se puede comprobar, el valor de $r_{qi} = {}_fQ_{max,i}/{}_sQ_{yi}$ obtenido al calcular ${}_fQ_{max,i} = {}_fk_i \delta_{max,i}$ con $\delta_{max,i} = IDI_i h_{pi}$, tiene distribución uniforme ($r_{qi} = r_q = 0.86$) y de valor superior al límite fijado de 0.80%. Una vez que se calcule el límite de fluencia real, ${}_f\delta_{yi}$, de cada planta de la estructura principal se podrá determinar si el valor real de r_{qi} es superior al límite establecido.

Tabla 9.2: Cálculo de disipadores Nivel 1 de peligrosidad sísmica en campo cercano

Pl.	${}_sk_i$ (kN/cm)	${}_s\delta_{yi}$ (cm)	${}_sIDI_{yi}$ (%)	${}_sQ_{yi}$ (kN)	$\bar{\alpha}_i$	${}_s\alpha_i$	IDI_i (%)	r_{qi}
6	2293	0.07	0.021	151	1.807	0.162	0.21	0.86
5	1908	0.14	0.046	275	1.603	0.143	0.47	0.86
4	1908	0.19	0.061	363	1.399	0.125	0.62	0.86
3	1923	0.23	0.073	433	1.249	0.112	0.73	0.86
2	2454	0.20	0.064	487	1.120	0.100	0.65	0.86
1	2875	0.18	0.052	523	1.000	0.090	0.52	0.86

9.2.2.2. Cálculo de disipadores en Nivel 1 de peligrosidad sísmica para terremotos de campo lejano

Para realizar el cálculo en campo cercano, se establecen las siguientes consideraciones de proyecto:

1. Terremoto de proyecto ($T_R = 72$ años)
 - a) $A_{EI} = 2500 \text{ cm}^2/\text{s}$
 - b) $D_f = 15 \text{ km}$
 - c) $I_D = 16$ (Benavent-Climent et al., 2008)
 - d) $T_{NH} = 1.00 \text{ s}$ (Benavent-Climent et al., 2008)
 - e) Tipo suelo: $S2$

2. Especificaciones y limitaciones de cálculo:
 - a) $IDI_{lim}: 0.50 \%$ (+ tolerancia 5 %)
 - b) $r_{qmin} = 1.00$
 - c) $K_{max} = 25$
 - d) $N_\phi = 3$

Los resultados del cálculo de la estructura mixta proyectada en Nivel 1 para campo lejano se muestran a continuación. Se obtienen tanto las características correspondientes a la estructura mixta como los resultados del cálculo propuesto para los disipadores:

1. Características de la estructura mixta
 - ${}_mT_1 = 1.32 \text{ s}$
 - $V_D = 29 \text{ cm/s}$ ($\xi = 0.05$, $\mu_G = 4$ (Decanini-Mollaioli))
 - $\alpha_e = 0.100$
 - ${}_sr_1 = 0.11$
 - ${}_fr_1 = f\alpha_{1,max}/\alpha_e = 0.058/0.100 = 0.59$ (para $IDI_1 = 0.40 \%$ (Tabla 9.3))

2. Cálculo de Disipadores

Las características comunes de los disipadores en todas las plantas son:

- $K = 1.00$
- ${}_s\eta = 23.50$
- ${}_s\mu_m = 4.25$
- ${}_s\eta/{}_s\mu_m = 5.53$

En la Tabla 9.3 se muestra para cada planta los valores de cálculo obtenidos para definir los disipadores para el input V_D de proyecto. En la distribución de IDI_i propuesta en el cálculo para la estructura mixta sometida al input V_D de proyecto, se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la planta tercera y no supera el límite establecido ($IDI = 0.50 + 5\%$). Asimismo, se obtiene un valor de $r_{qi} > 1.00$ y de distribución uniforme, como cabría esperar.

Tabla 9.3: Cálculo de disipadores Nivel 1 de peligrosidad sísmica en campo lejano

Pl.	${}_s k_i$ (kN/cm)	${}_s \delta_{yi}$ (cm)	${}_s IDI_{yi}$ (%)	${}_s Q_{yi}$ (kN)	$\bar{\alpha}_i$	${}_s \alpha_i$	IDI_i (%)	r_{qi}
6	194	0.12	0.039	24	2.310	0.025	0.21	5.25
5	162	0.24	0.076	38	1.806	0.020	0.40	5.25
4	162	0.27	0.088	44	1.392	0.015	0.46	5.25
3	163	0.31	0.100	50	1.182	0.013	0.52	5.25
2	208	0.27	0.088	57	1.063	0.012	0.46	5.25
1	244	0.26	0.075	64	1.000	0.011	0.40	5.25

9.2.3. Capacidad de deformación plástica de la estructura principal

Tal y como se ha indicado en la Sección 8.2, la estructura de hormigón armado que forma la parte flexible de la estructura mixta cuando actúa en paralelo con la parte rígida considerada como primaria a la hora de resistir las cargas sísmicas, debe garantizar su integridad ante los desplazamientos máximos permitidos en los distintos niveles del PBP. Es decir, debe tener una capacidad de deformación plástica mínima para poder desplazarse lateralmente durante un sismo sin sufrir fallos frágiles.

En método de proyecto, se considera la estructura de hormigón para resistir exclusivamente las cargas gravitatorias. Es decir, constituye lo que la norma Eurcódigo-8 (CEN, 2004b) denomina parte secundaria de la estructura frente a cargas sísmicas. No obstante, Eurcódigo-8 (CEN, 2004b) indica que su función principal será la de soportar las cargas gravitatorias en todo momento de acuerdo a los desplazamientos compatibles que sufrirán en los distintos niveles de proyecto. Por esta razón, se procede con carácter previo al cálculo de la capacidad resistente de la estructura, a analizar su capacidad de desplazamiento en el campo plástico.

Las estructuras de hormigón con forjado reticular, suelen presentar en sus conexiones pilar-placa comportamientos del tipo “columna débil-placa fuerte” (CD-PF) caracterizados por la plastificación de los extremos de los pilares. Esto es debido fundamentalmente por los requerimientos de canto mínimo de forjado por necesidades de servicio, así como para evitar fallos frágiles de punzonamiento. Asimismo, cuando este tipo de estructuras se proyectan para actuar como elemento primario frente a cargas sísmicas, las cuantías de armadura que se concentran en los ábacos en torno a la conexión pilar-ábaco suelen ser importantes lo que agudiza el comportamiento descrito. Este último factor pierde importancia cuando la estructura se proyecta bajo cargas gravitatorias, siendo posibles fallos del tipo “columna fuerte-placa débil” (CF-PD), en el cual plastifican por esfuerzos de flexión los forjados reticulares (no se permiten fallos frágiles de punzonamiento).

Cuando se produce el fallo de flexión en el forjado CF-PD, los niveles de ductilidad local alcanzados (siempre que se eviten los fallos de punzonamiento), y por tanto en la capacidad de

desplazamiento lateral, son elevados, tal y como se observa en las conexiones pilar-placa interiores y exteriores del Capítulo 4. Sin embargo, si el fallo se produce en los pilares de una estructura proyectada bajo cargas gravitatorias (CD-PF), los niveles de ductilidad esperables pueden ser bajos debido a la reducida sección y cuantías de armado. Por esta razón, es necesario comprobar con carácter previo la capacidad de desplazamiento lateral en los pilares de la estructura sometida tanto a cargas gravitatorias como a las derivadas de su interacción con la parte rígida como son los disipadores de energía. Si los niveles de ductilidad del pilar no fuesen suficientes para alcanzar los desplazamientos máximos permitidos en los distintos niveles de prestaciones, se procedería a redimensionar el pilar de acuerdo a los criterios expuestos en la Sección 8.2, en los que se da prioridad al recálculo de armadura longitudinal y transversal frente al incremento de sección.

A partir del cálculo de disipadores para el Nivel 1 del PBP en el cual se considera que la estructura principal debe permanecer en régimen elástico, es posible conocer el valor de las fuerzas axiles que actúan sobre los pilares a efectos de tener en cuenta su influencia en la ductilidad de los mismos. Contemplando el modelo de pórtico virtual con pilares, vigas virtuales y conexiones pilar-placa con macromodelos (Capítulo 4), se pueden determinar tanto las capacidades a flexión de los extremos de los pilares, M_{cy} como el momento desestabilizador máximo que pueden absorber las vigas virtuales, $M_{des,v}^{max}$. En este último caso, se tienen en cuenta las capacidades de los muelles de flexión y torsión de las conexiones pilar-placa obtenidas en el Capítulo 5, contemplando las variaciones que se producen debido al esfuerzo axil producido por los disipadores.

De esta forma, el procedimiento a seguir para los pilares sería el siguiente:

1. Cálculo de los esfuerzos axiles, N_c , de cada pilar que resultan al considerar las cargas gravitatorias tanto permanentes, N_{cG} como variables N_{cL} , los axiles producidos por los disipadores de energía, N_{cD} , así como los que se generan en los pilares exteriores procedentes de la flexión de la viga a la que se conectan debido al desplazamiento lateral de la estructura, $N_{c,Ex}$. En este último caso, los esfuerzos cortantes máximos que se producen en las vigas de vanos exteriores se obtienen al considerar el equilibrio de la barra sometida al momento flector que corresponda en cada extremo: (i) momento plástico máximo si plastifica la placa (conexión CF-PD) o (ii) momento inferior al de fluencia si plastifican los pilares (conexión CD-PF). El esfuerzo axil de cálculo, N_c , para cada pilar se calcula como combinación de acciones determinada por la relación Ministerio Fomento (2008a):

$$N_c = N_{cG} + N_{cL} \cdot \Psi_{2,su} + N_{cD} + N_{c,Ex} \quad (9.14)$$

donde N_{cG} y N_{cL} se obtienen de la Tabla 5.3, tanto para pilares exteriores como interiores y N_{cD} a partir de la componente vertical de la fuerza cortante de fluencia de los disipadores obtenida de las Tablas 9.2 y 9.3, para las estructuras proyectadas en campo cercano y lejano, respectivamente. Para edificios residenciales (Categoría A) se propone un factor de sobrecarga superficial de uso de $\Psi_{2,su} = 0.30$ (Ministerio Fomento, 2008a).

En la Tabla 9.4 se muestran los valores de N_c de los pilares del pórtico virtual considerando la carga lateral equivalente producida por el sismo, aplicada en el sentido de las alineaciones de pilares en altura P1 a P4 (Distribución lateral de carga F de la Fig. 9.5 o Fig. 9.6). En

esta situación, la fuerza axil N_{cD} que producen los disipadores de energía en las alineaciones de pilares en altura interiores será de tracción, $N_{cD,P2}$ (signo negativo de N) en la P2 y de compresión, $N_{cD,P3}$, en la P3 (incremento de N).

Por otro lado, en las alineaciones de pilares exteriores (P1 y P4) se ha considerado el incremento de esfuerzo axil neto debido a la acción sísmica, produciendo disminución de carga sobre P1 e incremento sobre P4, según el sentido de aplicación de carga comentado. En las alineaciones interiores (P2 y P3) se desprecia este hecho, al compensarse la fuerza cortante que se produce a ambos lados de cada conexión pilar-placa interior al tener vanos adyacentes de la misma longitud.

Tabla 9.4: Calculo de N_c en pilares de estructuras mixtas proyectadas en campo cercano y lejano

Pl.	Campo Cercano						Campo Lejano					
	$N_{cD,P2}$ (kN)	$N_{cD,P3}$ (kN)	$N_{c,P1}$ (kN)	$N_{c,P2}$ (kN)	$N_{c,P3}$ (kN)	$N_{c,P4}$ (kN)	$N_{cD,P2}$ (kN)	$N_{cD,P3}$ (kN)	$N_{c,P1}$ (kN)	$N_{c,P2}$ (kN)	$N_{c,P3}$ (kN)	$N_{c,P4}$ (kN)
6	-	78	107	306	384	191	-	12	107	306	318	191
5	-78	220	241	508	806	436	-12	32	241	574	618	436
4	-220	407	354	643	1270	694	-32	55	354	831	918	694
3	-407	631	465	734	1772	950	-55	81	465	1086	1222	950
2	-631	883	582	787	2301	1218	-81	110	582	1337	1528	1218
1	-883	1187	695	816	2886	1482	-110	148	695	1589	1847	1482

2. Cálculo de las leyes momento-curvatura, $M - \phi$, de la sección del pilar en función de N_{cj} teniendo en cuenta las cuantías geométricas de armadura longitudinal, $q_c = A_s/A_g$, donde A_s es el área total de armadura y A_g es el área total de la sección del pilar. La obtenida en el cálculo bajo acciones gravitatorias se denomina q_{cg} . Dado que es posible realizar un recálculo de la armadura longitudinal para incrementar la ductilidad local del pilar, se calculan también las leyes $M - \phi$ para cuantías geométricas de $q_c = 4\%$ y $q_c = 6\%$, al objeto de tener referencias para poder realizar interpolaciones con valores intermedios de q_c . La cuantía máxima $q_c = 6\%$, se establece según se ha indicado en la Sección 8.2 de acuerdo con los límites planteados por la norma ACI (2011) establecidos para $q_c = [1.00, 6.00]\%$. De esta forma, si los pilares tienen una $q_c < 1.00\%$ se incrementará la cantidad de armadura longitudinal hasta alcanzar dicho valor. Se establece como valor último posible M_u en la ley $M - \phi$ de la sección el determinado por la condición $M_u \geq 0.80 M_{max}$, siendo M_{max} el momento máximo alcanzado. De esta forma, queda definido el valor de la curvatura última posible, ϕ_{cu} como el correspondiente a M_{uj} . Aplicando este criterio, se evitan estados avanzados de degradación de resistencia (Park, 1986).
3. A partir de la ley $M - \phi$ se obtiene una envolvente bilineal elástica-perfectamente plástica representativa que permite calcular el valor ϕ_{cy} denominado curvatura de fluencia. Se calcula la envolvente de tal forma que las áreas de los tramos elástico y plástico de la curva $M - \phi$ real respecto a la propia envolvente (Newmark y Hall, 1982) coincidan. De la envolvente, se obtiene el valor del momento de fluencia $M_{cy} = k_{c\phi} \phi_{cy}$, donde $k_{c\phi}$ es la pendiente del tramo elástico de la ley $M - \phi$. Finalmente, se obtiene el valor de la ductilidad en función de la curvatura $\mu_{c\phi} = \phi_{cu}/\phi_{cy}$.

4. Determinar el tipo de fallo en cada conexión pilar-placa a partir del valor del momento desestabilizador que se obtendría de los pilares, ${}_cM_{des}$, sumando la capacidad a flexión, M_{cy} , de los pilares inferior y superior y el que se obtendría de la placa, ${}_vM_{des}$, sumando la parte del momento desestabilizador aportado por las vigas virtuales (“ k ”) que se unen a la conexión pilar-placa, $M_{des,vk}^{max}$. Este último viene determinado por la capacidad máxima a flexión de los muelles que simulan la plastificación de la placa en las conexiones pilar-placa (macromodelos) y la parte de cortante excéntrico que le corresponda determinado en función del tipo de conexión: (i) exteriores (sin subíndice “ k ” pues solo hay una viga virtual) ${}_vM_{des} = M_{des,v}^{max} = (M_{vfmax}^{ext} + 2M_{vlmax}^{lat}) + V_{max} \cdot C_{exc}$, donde M_{vfmax}^{ext} corresponde a la capacidad a flexión máxima del muelle central, M_{vlmax}^{lat} es el valor mínimo entre la capacidad a flexión máxima de los muelles de las vigas laterales (M_{vfmax}^{lat}) y la capacidad a torsión máxima de los muelles de la viga de borde, M_{vty}^{ext} , y C_{exc} es el coeficiente de excentricidad que tienen en cuenta la excentricidad de la fuerza cortante, V_{max} transmitida por la placa entre el centroide y el eje del pilar (Fig. 5.9); (ii) interiores $M_{des,vk}^{max} = M_{vfmax,k}^{int} / \gamma_f$ donde $M_{vfmax,k}^{int}$ corresponde al momento máximo del muelle a flexión de cada una de las k -vigas virtuales de la conexión pilar-placa y $\gamma_f = 0.60$ es el coeficiente de reparto a flexión del momento desestabilizador (ACI, 2011), de tal forma que ${}_vM_{des} = \sum_{k=1}^2 M_{des,vk}^{max}$. A partir de este paso, solo se consideran en el cálculo los pilares que presente el fallo CD-PF en alguno de sus extremos, es decir, cuando ${}_cM_{des} < {}_vM_{des}$.
5. Cálculo de giro de fluencia, ${}_c\theta_{ry}$, en el punto donde se localiza la rótula plástica según la Ec. 8.4, considerando las rigideces fisuradas al giro $k_{c\theta}$ calculadas a partir de la inercia fisurada $I_{fis} = 0.70 \cdot I_g$ tal y como se ha indicado en el cálculo de la rigidez lateral de la planta.
6. Cálculo de la longitud de rótula plástica, ${}_cL_{pl}$. Para ello se puede utilizar como referencia las propuestas por la norma EC-8 (Ec. 8.7) o por Paulay y Priestley (1992) según la Ec. 8.8, expresadas ambas en función de la armadura del pilar y de la longitud $L_V = M/V$ aproximada por la longitud ${}_cL_V = l_c/2$ al considerar que el momento flector se anula en el punto medio. Para ello, es necesario asegurar que se cumplen las condiciones de confinamiento adecuadas mediante cercos cerrados o estribos (ACI, 2011). Como límite inferior se presenta la propuesta de Paulay y Priestley (1992) de considerar ${}_cL_{pl} = c_1/2$, siendo c_1 la dimensión de la sección del pilar paralela a la dirección de carga lateral. En este caso, se utiliza una ${}_cL_{pl}$ próxima al canto del pilar, c_1 , ya que produce un mejor ajuste en el inicio de degradación en las curvas de capacidad de planta calculada con el método aproximado que se propone sobre las obtenidas con el modelo no lineal del pórtico virtual.

Tabla 9.5: Longitud de rótula plástica en pilares

Pl.	c_2 (m)	ϕ_{long} (mm)	$(c_2/2)$ (mm)	Paulay- Priestley (mm)	EC-8 (mm)	cL_{pl} (mm)
6	0.35	12	175	256	503	380
5	0.35	12	175	256	503	380
4	0.35	20	175	344	695	400
3	0.35	20	175	344	695	400
2	0.40	25	200	399	823	500
1	0.40	25	200	415	843	500

7. Para el cálculo del giro último, $c\theta_{ru}$, se realiza en función del valor de ductilidad $\mu_{c\phi}$ obtenido anteriormente. Considerando que $c\theta_{ry} = M_{cy}/k_{c\theta} = k_{c\phi} \phi_{cy}/k_{c\theta}$ y $c\theta_{rp} = (\mu_{c\phi} \phi_{cy} - \phi_{cy}) cL_{pl}$ (Apartado 8.2.1), se define el coeficiente de ductilidad para giros, η_{c0} , mediante la siguiente expresión:

$$\eta_{c0} = \frac{c\theta_{ru}}{c\theta_{ry}} = \frac{c\theta_{ry} + c\theta_{rp}}{c\theta_{ry}} = \frac{\frac{k_{c\phi}}{k_{c\theta}} + (\mu_{c\phi} - 1) cL_{pl}}{\frac{k_{c\phi}}{k_{c\theta}}} \quad (9.15)$$

De esta forma, a partir de $c\theta_{ry}$ y de η_{c0} es posible determinar el valor del giro último $c\theta_{ru}$.

8. El valor del giro de degradación, $c\theta_{rd}$, se obtiene a partir de $c\theta_{ru}$, considerando $c\theta_{rd} = 0.75 c\theta_{ru}$, según lo indicado en el Capítulo 8.
9. Cálculo de los desplazamientos $cIDI_{di}$ e $cIDI_{ui}$ de degradación y últimos correspondientes a los giros, $c\theta_{rd}$ y $c\theta_{ru}$, respectivamente, considerando que $\delta_i = c\theta_r cL_r$, donde cL_r es la distancia entre rótulas plásticas o entre rótula y extremo pilar, si el tipo de rotura es “CD-PF” en ambos extremos o “CD-PF” solo en un extremo, respectivamente. Para el primer caso, $cL_r = l_c - cL_{pl} - h_f$ y en el segundo $cL_r = l_c - 0.5 cL_{pl} - 0.5 h_f$ donde l_c es la longitud del pilar y h_f corresponde al canto del forjado para tener en cuenta el tamaño del nudo.
10. Si los valores obtenidos para $cIDI_{di}$ e $cIDI_{ui}$ son superiores a los máximos establecidos en los niveles de prestaciones “Seguridad” y “Próximo al Colapso”, respectivamente, el pilar se considera apto. Aún no cumpliendo los límites establecidos, se puede optar por validar los valores límite obtenidos para comprobar posteriormente en el cálculo de disipadores si la distribución de desplazamientos es compatible con la ductilidad de los pilares en cada nivel de proyecto. En caso contrario, hay que proceder a redimensionar el pilar, optando en primer lugar por incrementar la armadura longitudinal, repitiendo el proceso anterior a partir del punto 4 para el nuevo valor de q_c , hasta conseguir los niveles de desplazamiento teniendo en cuenta las limitaciones establecidas para q_c . Si no se logra obtener un dimensionamiento válido incrementando q_c , se podría considerar el efecto favorable sobre la ductilidad del confinamiento producido por los estribos o por el contrario incrementar la sección del pilar. Se considerará como criterio general igualar la cuantía que resulte

mas desfavorable en todos los pilares de una planta, debido al carácter cíclico de la carga sísmica. Asimismo, se exigirá que la cuantía de los pilares de plantas inferiores sea mayor o igual a la de los superiores, para garantizar los solapes entre armadura.

Este procedimiento aplicado sobre los pilares del pórtico no lineal, permite obtener para cada planta el desplazamiento relativo tanto de inicio de degradación, $fIDI_{di}$, como el último, $fIDI_{ui}$ calculados ambos como los valores mínimos de los obtenidos en los pilares de dicha planta. Es decir, para la planta “i”, $fIDI_{di} = \min \{cIDI_{di}\}$ y $fIDI_{ui} = \min \{cIDI_{ui}\}$.

En las tablas 9.6 y 9.7, se obtienen tanto para la estructura proyectada bajo terremotos de campo cercano como lejano, el recálculo de armadura longitudinal realizado sobre los pilares del pórtico virtual con los valores límite $fIDI_{di}$ e $fIDI_{ui}$, para cada planta.

Tabla 9.6: Comprobación ductilidad en pilares (campo cercano)

Pl.	T.F.C.	q_{cg} (%)	q_c (%)	$n^0\phi$ (Cara)	η_{c0}	$k_{c\theta}$ (kN m)/rad	M_{cy} (kN m)	$k_{c\phi}$ (kN m ²)/rad	$fIDI_{di}$ (%)	$fIDI_{ui}$ (%)
6	CD-CD	0.37	1.11	4 ϕ 12	12.97	39 815	95	18 613	1.81	2.41
5	CD-CF	0.66	1.11	4 ϕ 12	13.56	39 815	129	18 132	2.92	3.92
4	CD-CF	0.66	4.10	5 ϕ 20	3.72	39 815	309	29 495	1.92	2.56
3	CF-CF	1.60	4.10	5 ϕ 20	-	-	-	-	-	-
2	CF-CF	0.50	5.00	5 ϕ 25	-	-	-	-	-	-
1	CD-CF	0.85	5.00	5 ϕ 25	2.62	60 160	459	59 234	1.33	1.77

Tabla 9.7: Comprobación ductilidad en pilares (campo lejano)

Pl.	T.F.C.	q_{cg} (%)	q_c (%)	$n^0\phi$ (Cara)	η_{c0}	$k_{c\theta}$ (kN m)/rad	M_{cy} (kN m)	$k_{c\phi}$ (kN m ²)/rad	$fIDI_{di}$ (%)	$fIDI_{ui}$ (%)
6	CD-CD	0.37	1.11	4 ϕ 12	12.97	39 815	95	18 613	1.81	2.41
5	CD-CF	0.66	1.11	4 ϕ 12	13.56	39 815	129	18 132	2.92	3.92
4	CD-CF	0.66	4.10	5 ϕ 20	3.72	39 815	325	29 495	2.03	2.70
3	CF-CF	1.60	4.10	5 ϕ 20	-	-	-	-	-	-
2	CF-CF	0.50	5.00	5 ϕ 25	-	-	-	-	-	-
1	CD-CF	0.85	5.00	5 ϕ 25	2.62	60 160	564	59 234	1.63	2.18

Las siglas “T.F.C.” se refieren al tipo de fallo que se produce en los extremos del pilar. Como se puede comprobar, ha sido necesario incrementar la cuantía de armado obtenida para cargas gravitatorias, q_{cg} , para mejorar la ductilidad de los pilares e intentar alcanzar los desplazamientos límite $IDI_{lim} = 1.50\%$ y 2.50% , según el procedimiento descrito. Se ha considerado una cuantía mínima de $q_c = 1.00\%$ y se ha limitado la cuantía máxima longitudinal a $q_c = 5\%$ para dejar una separación entre barras mínima para permitir el paso de árido.

En las Fig. 9.5 a y Fig. 9.6 a se incluyen los momentos M_{cy} y $M_{des,vk}^{max}$ de los extremos de las barras para los pilares y vigas del pórtico virtual tras el recálculo de armadura longitudinal en pilares, según el sentido de aplicación de la distribución de fuerza lateral indicada producida por el sismo, tanto la estructura localizada en campo cercano como lejano, a partir de los cuales se determina el tipo de fallo que se produce en las conexiones pilar-placa (Fig. 9.5 b y Fig. 9.6 b).

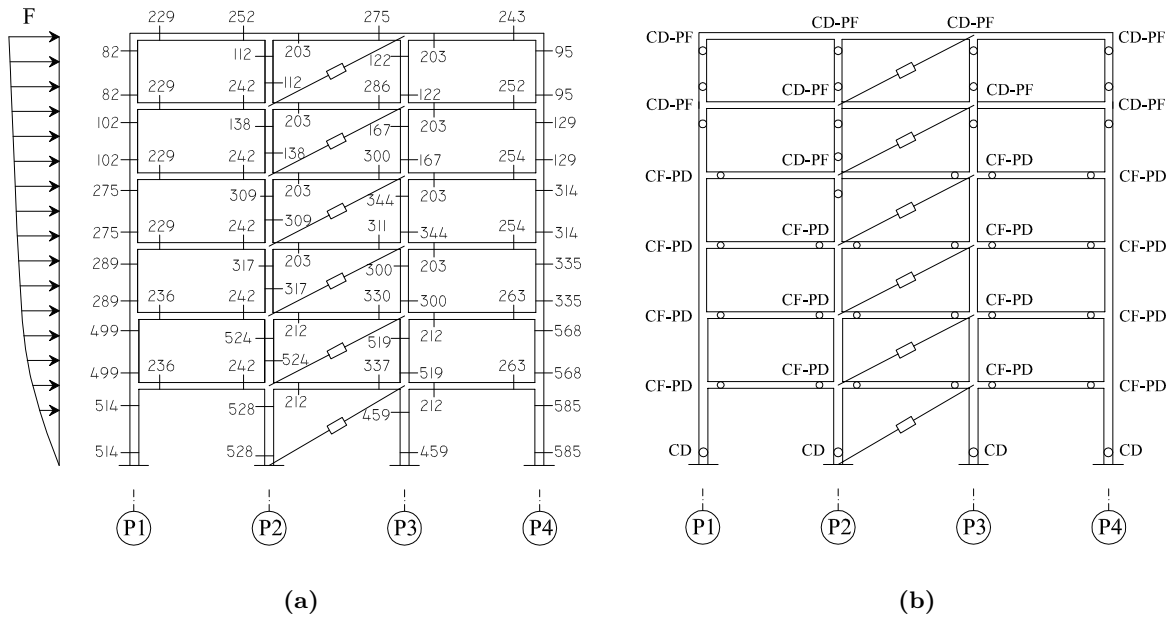


Fig. 9.5: Capacidad frente al momento desestabilizador en conexiones pilar-placa (campo cercano): (a) Momentos en los extremos de barra, (b) Tipos de fallo

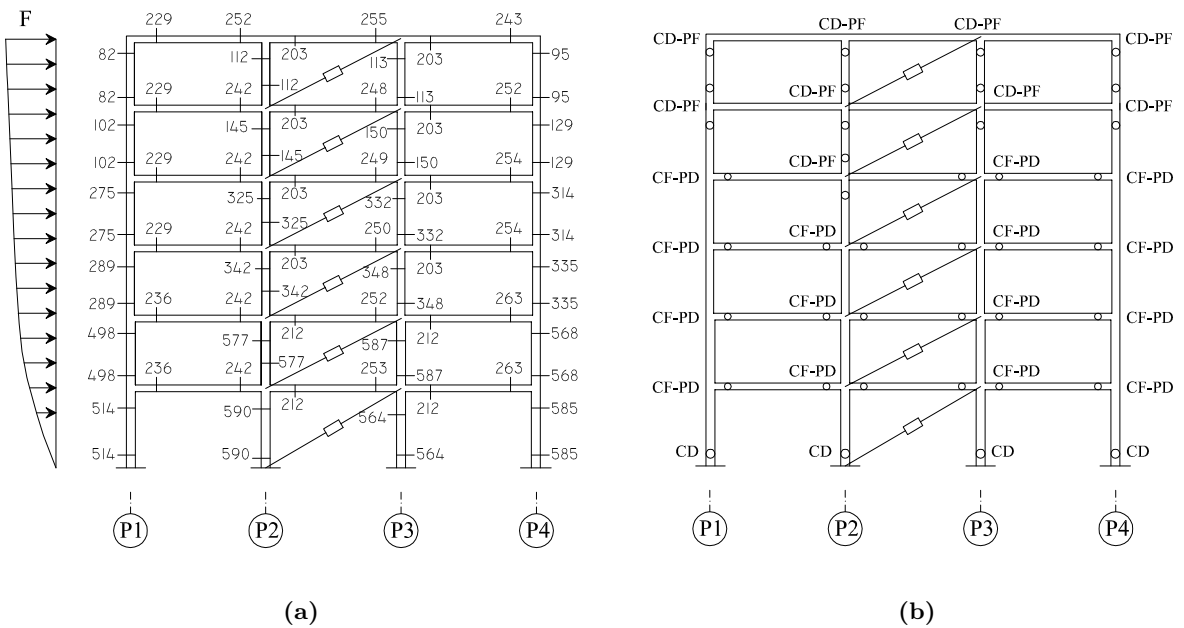


Fig. 9.6: Capacidad frente al momento desestabilizador en conexiones pilar-placa (campo lejano): (a) Momentos en los extremos de barra, (b) Tipos de fallo

Para el cálculo de $M_{des,vk}^{max}$ en la conexión pilar-placa interior del vano central correspondiente a la alineación de pilares en altura P3, se ha tenido en cuenta la alteración de la capacidad a flexión de los muelles debido a la interacción con el dissipador de energía. No obstante, dicha incidencia se considera despreciable en la conexión del extremo opuesto en el mismo vano dado que el incremento de fuerza axial en ese extremo debido a los dissipadores de energía se compensa

parcialmente con la fuerza de inercia que produce la masa de dicho vano (actuando en el mismo sentido que la distribución F), concentrada en el punto medio de la viga de manera simplificada.

Con este recálculo, en campo cercano (Tabla 9.6) no se cumplirían los objetivos de $fIDI_{d1}$ e $fIDI_{u1}$ (planta baja) y de $fIDI_{u6}$ (planta 6). En campo lejano (Tabla 9.7), no se logra alcanzar el estado último $fIDI_{ui}$ en planta 1 y 6. Por lo tanto, habría que proceder a considerar la contribución a la ductilidad debido al confinamiento del hormigón por los estribos del pilar o redimensionar las secciones de los pilares. No obstante, dado que en los distintos niveles del PBP se establecen distribuciones de desplazamiento variables en altura, se propone este dimensionamiento de pilares a la espera de confirmar posteriormente con el cálculo de disipadores si los desplazamientos de proyecto son menores a los obtenidos en las plantas críticas de ductilidad en pilares.

9.2.4. Cálculo de la fuerza cortante de fluencia de planta

En el método aproximado para el cálculo de la curva de capacidad de cada planta, se va a considerar de manera simplificada que el tramo postelástico tendrá un comportamiento perfectamente plástico. De esta forma, el valor de la fuerza cortante de fluencia de planta, fQ_{yi} , se considera igual al valor máximo que se alcanza en la planta, $fQ_{max,i}$.

Este método aproximado, se aplica sobre plantas aisladas de pórticos equivalentes formados por pilares y vigas virtuales conectados mediante uniones pilar-placa definidas con los macromodelos desarrollados en el Capítulo 4. Los pilares y las conexiones pilar-placa en las que se definen vigas con comportamiento tanto a flexión como a torsión, están compuestos por elementos tipo barra con plasticidad concentrada en rótulas plásticas. En este apartado, se consideran modelos de comportamiento elásticos-perfectamente plásticos mediante envolventes bilineales de las curvas $M - \theta_r$ de las rótulas plásticas, cuyo valor máximo para el momento viene determinado por: (i) M_{cy} para pilares, determinado por la envolvente obtenida en el Apartado 9.2.3, (ii) $M_{vfmax,k}^{int}$, M_{vfmax}^{ext} y M_{vfmax}^{lat} para los muelles de flexión de las vigas que componen las diferentes conexiones pilar-placa y, (iii) momento de fluencia a torsión de las vigas de conexiones interiores, M_{vty}^{int} , y exteriores M_{vty}^{ext} .

El método simplificado para el cálculo de la carga de fluencia de cada planta, se basa en el principio de igualdad para un sistema estructural entre el trabajo realizado por las fuerzas exteriores (W_{ext}) y el trabajo realizado por las fuerzas interiores (W_{int}) debido a un desplazamiento virtual entre plantas, $\delta_{vir,i}$. Es decir:

$$W_{ext} = W_{int} \quad (9.16)$$

Puesto que se han considerado modelos de plasticidad concentrada en rótulas plásticas, el cálculo de W_{int} se realiza teniendo en cuenta tanto la capacidad resistente como los giros que se produzcan compatibles con el desplazamiento virtual, $\delta_{vir,i}$, al que se ve sometida la planta. A todos los efectos, se consideran despreciables los giros de fluencia de las rótulas plásticas en comparación con los últimos alcanzados. Es decir, en el cálculo de W_{int} solo se consideran las deformaciones plásticas.

La Ec. 9.16 se aplica a una planta concreta aislada sometida a un empuje de tipo monótono tal y como se realiza en un análisis de empuje incremental. Considerando solo la contribución

de una parte de la capacidad de las vigas mediante el coeficiente d_{vi} definido anteriormente, en aquellos casos que compartan una planta del pórtico, es posible determinar la fuerza cortante máxima, fQ_{yi} , para la que se alcanza el W_{int} máximo posible en función de la capacidad de deformación plástica de los elementos estructurales de la planta.

Sea pues una planta cualquiera “ i ” de un pórtico formado por pilares y vigas virtuales de forjado reticular, sometida a un desplazamiento virtual entre plantas, $\delta_{vir,i}$, y a una fuerza cortante de planta fQ_{yi} tal y como se muestra en la Fig. 9.7, con una configuración arbitraria de tipos de conexiones unidas mediante las directrices deformadas de los ejes en pilares y vigas, según el estado de plastificación de sus extremos.

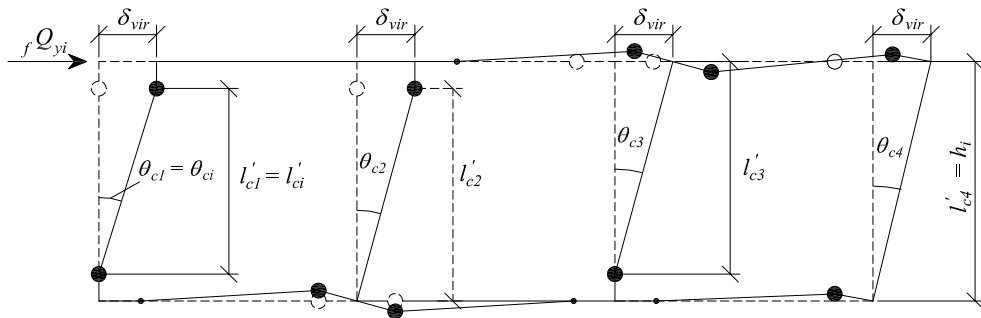


Fig. 9.7: Planta aislada de un pórtico sometida al desplazamiento virtual δ_{vir}

El $\delta_{vir,i}$ produce distintos ángulos de inclinación en los “ j ” pilares, θ_{cj} de la planta, según se formen rótulas plásticas en sus extremos o no. Esto produce distintas alturas representativas, l'_{cj} , de cada pilar “ j ”, definida como la distancia entre extremos característicos que pueden ser rótulas plásticas o el extremo del pilar que conecta con el forjado, distinguiendo los siguientes casos: (i) extremos rótula plástica-rótula plástica, se obtiene $l'_{cj} = l_{cj} - h_f - {}_cL_{pl,j}$, (ii) extremos rótula plástica-conexión forjado, se obtiene $l'_{cj} = l_{cj} - h_f/2 - {}_cL_{pl,j}/2$ y (iii) pilar sin rótulas plásticas, en el que $l'_{cj} = h_{pi}$, siendo h_{pi} la altura de planta, h_f el canto del forjado, l_{cj} la longitud del pilar “ j ” y ${}_cL_{pl,j}$ la longitud de la rótula plástica del pilar “ j ”. De esta forma, $\theta_{cj} = \delta_{vir,i}/l'_{cj}$, dado que todos los pilares tienen el mismo desplazamiento entre plantas al considerar el forjado como diafragma rígido. Se selecciona como ángulo de referencia de la planta “ i ” el mayor de todos ellos $\theta_{ci} = \max\{\theta_{cj}\}$, o lo que es lo mismo, el ángulo del pilar de menor l'_{cj} , siendo asimismo $l'_{ci} = \min\{l'_{cj}\}$ la altura de referencia de la planta. Por tanto, todos los θ_{cj} se pueden expresar en función de θ_{ci} mediante la igualdad $\delta_{vir,i} = l'_{ci}\theta_{ci} = l'_{cj}\theta_{cj}$ resultando:

$$\theta_{cj} = \frac{l'_{ci}}{l'_{cj}}\theta_{ci} \quad (9.17)$$

9.2.4.1. Energía de las rótulas plásticas a flexión en vigas virtuales

En la Fig. 9.8 se representa una conexión interior pilar-viga junto a un tramo de viga virtual en la que ambos extremos de la viga plastifican. En esta situación, se considera que tanto el momento flector como la flecha se anulan en el punto medio. La conexión interior pilar-placa está representada por el macromodelo definido en la Sección 4.2.

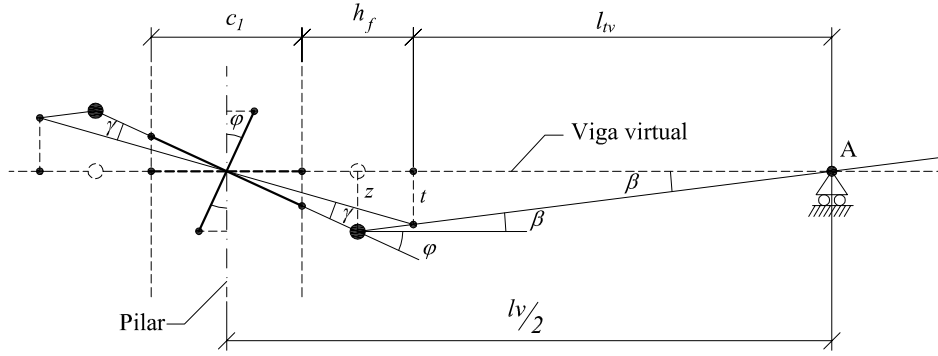


Fig. 9.8: Deformación debido a cargas laterales en macromodelo interior pilar-placa con viga virtual en la que ambos extremos que plastifican

Si el pilar experimenta un giro $\theta_{cj} = \varphi$ debido al desplazamiento virtual impuesto en la planta, la conexión interior pilar-viga y la propia viga experimentarán los giros que se muestran en la Fig. 9.8. En el caso de que ambos extremos de la viga virtual plastifiquen, el punto A corresponderá al punto medio de la viga. En ese caso, el ángulo de la rótula plástica de la viga virtual será $\varphi + \beta$, donde β tendría la siguiente expresión:

$$\tan \beta \simeq \beta = \frac{z}{\frac{h_f}{2} + l_{tv}} = \varphi \frac{c_1 + h_f}{h_f + 2l_{tv}} \quad (9.18)$$

donde c_1 es la dimensión del pilar en la dirección del desplazamiento virtual, h_f es el canto del forjado, $z \simeq \varphi(c_1/2 + h_f/2)$, y l_{tv} es la distancia entre el punto medio de la viga (denominado "A") y el borde de la conexión interior. De esta forma, la energía de la rótula a flexión con momento M_{vf} , teniendo en cuenta las Ec. 9.17 y 9.18, tendría la siguiente expresión:

$$W_{vf} = M_{vf} (\varphi + \beta) = M_{vf} \varphi \left(1 + \frac{c_1 + h_f}{h_f + 2l_{tv}} \right) = M_{vf} \frac{l'_{ci}}{l'_{cj}} \theta_{ci} \left(1 + \frac{c_1 + h_f}{h_f + 2l_{tv}} \right) \quad (9.19)$$

Cuando alguno de los dos extremos de la viga no plastifique, se considera que el punto A se situaría en la conexión pilar-viga (eje pilar) y no en el punto medio de la viga. En este caso, se considera de manera aproximada que $l_{tv} = l_v - c_1/2 - h_f$.

En el caso de vigas virtuales extremas, el modelo a aplicar en conexiones exteriores será el propuesto en la Sección 4.3, en el cual se consideran dos formas posibles de rotura de la zona de placa exterior a la viga virtual central: (i) por flexión de vigas laterales, con momento M_{vf}^{lat} y (ii) por torsión de las vigas de borde, cuyo momento de fluencia se denomina M_{vt} . En el primer caso, se tienen en cuenta las mismas consideraciones realizadas para el cálculo de la energía de rótulas plásticas a flexión de vigas en conexiones interiores. De esta forma, se considera de manera aproximada que las rótulas plásticas tanto las de las vigas laterales como la central presentarán el mismo giro $\varphi + \beta$, y por tanto la expresión para calcular la energía interna será la propuesta en la Ec. 9.19. Dado que la capacidad de disipación de energía en una conexión exterior respecto a otra interior es inferior (Capítulo 4), el error cometido con esta aproximación tiene una repercusión mínima en el conjunto.

9.2.4.2. Energía de las rótulas plásticas a torsión

Los macromodelos que representan las conexiones pilar-placa, cuentan con rótulas plásticas a torsión. Según la Fig. 9.8, el ángulo de giro que experimentarán se denomina γ , que corresponde a la distorsión angular respecto al ángulo α de la conexión pilar-placa debido a la plastificación de la rótula de flexión. Teniendo en cuenta que $t = z l_{tv}/(h_f/2 + l_{tv})$, $\tan(\varphi - \gamma) \simeq (\varphi - \gamma) = t/(c_1/2 + h_f)$, $\tan \beta \simeq \beta = t/l_{tv}$ y la Ec. 9.18, resulta:

$$\gamma = \varphi - \frac{t}{\frac{c_1}{2} + h_f} = \varphi \left(1 - \frac{2(c_1 + h_f) l_{tv}}{(c_1 + 2h_f)(h_f + 2l_{tv})} \right) \quad (9.20)$$

Si la capacidad a torsión de la rótula plástica es M_{vt} , la energía disipada en una conexión genérica con $\varphi = (l'_{ci}/l'_{cj})\theta_{ci}$, teniendo en cuenta el valor de γ proporcionado por la Ec. 9.20, tendrá la siguiente expresión:

$$W_{vt} = M_{vt}\gamma = M_{vt} \frac{l'_{ci}}{l'_{cj}} \theta_{ci} \left(1 - \frac{2(c_1 + h_f) l_{tv}}{(c_1 + 2h_f)(h_f + 2l_{tv})} \right) \quad (9.21)$$

Esta expresión se aplica en las rótulas de torsión, tanto de las conexiones interiores como en las vigas de borde de las conexiones exteriores.

9.2.4.3. Energía de las rótulas plásticas a flexión en pilares

La expresión de la energía en la rótula plástica de un pilar con giro total θ_{cj} y capacidad a flexión de M_{cy} , teniendo en cuenta la Ec. 9.17, es la siguiente:

$$W_c = M_{cy}\theta_{cj} = M_{cy} \frac{l'_{ci}}{l'_{cj}} \theta_{ci} \quad (9.22)$$

9.2.4.4. Cálculo de la carga de fluencia de una planta

La carga de fluencia de una planta aislada, sometida a un desplazamiento entre plantas virtual $\delta_{vir,i}$ y a una acción lateral ${}_f Q_{yi}$ se puede calcular aplicando la Ec. 9.16 en la que se iguala el trabajo exterior de la planta "i", $W_{ext,i}$, producido por ${}_f Q_{y,i}$ y $\delta_{vir,i}$ y el interior producido por la energía acumulada en las rótulas plásticas sometidas a giros compatibles con $\delta_{vir,i}$.

El cálculo del trabajo interior de la planta "i", $W_{int,i}$ se realizará mediante la contribución de la energía absorbida por cada elemento estructural. En el caso de las vigas se tendrá en cuenta si pertenece a un forjado intermedio, aplicando en ese caso el coeficiente $d_{vi} = 1/2$ de reparto sobre las características mecánicas S_0 (resistencia y rigidez al giro). Para el forjado superior de última planta el coeficiente $d_{vi} = 1.00$.

Con estas consideraciones, los diferentes términos de $W_{int,i}$ se relacionan a continuación:

1. Pilares. W_{ci} : energía en rótulas plásticas de pilares (Ec. 9.22).
2. Conexiones Interiores Pilar-Placa (macromodelo Sección 4.2):
 - a) Rótulas Flexión. $W_{vf,i}^{int}$: energía en las rótulas situadas en las barras alineadas con la directriz de la viga virtual principal del macromodelo de conexión interior (Ec. 9.19) con $M_{vf} = M_{vfmax,k}^{int}$.
 - b) Rótulas Torsión. $W_{vt,i}^{int}$: energía en las rótulas situadas en las barras transversales del macromodelo de conexión interior (Ec. 9.21) con $M_{vt} = M_{vty}^{int}$.
3. Conexiones Exteriores Pilar-Placa (macromodelo Sección 4.3) :
 - a) Rótulas Flexión Viga Principal. $W_{vf,i}^{ext}$: energía en las rótulas situadas en la barra central del macromodelo de conexión exterior (Ec. 9.19) con $M_{vf} = M_{vfmax}^{ext}$.
 - b) Rótulas Flexión Vigas Laterales. $W_{vf,i}^{lat}$: energía en las rótulas situadas en las barras laterales del macromodelo de conexión exterior (Ec. 9.19) con $M_{vf} = M_{vfmax}^{lat}$.
 - c) Rótulas Torsión Vigas Borde. $W_{vt,i}^{ext}$: energía en las rótulas situadas en las vigas de borde del macromodelo de conexión exterior (Ec. 9.21) con $M_{vt} = M_{vty}^{ext}$.

En el caso de las conexiones exteriores Pilar-Placa, se deberá determinar con carácter previo si plastifican las rótulas a flexión de las vigas laterales o las incluidas en las vigas de borde por torsión. Se considera que plastificará aquella rótula con menor capacidad resistente, permaneciendo la otra en régimen elástico. Por tanto, a efectos de calcular la energía de deformación plástica absorbida, solo se realizará sobre aquella que plastifique.

De esta forma, el cálculo de $W_{int,i}$ quedaría como sigue:

$$W_{int,i} = W_{ci} + W_{vf,i}^{int} + W_{vt,i}^{int} + W_{vf,i}^{ext} + W_{vf,i}^{lat} + W_{vt,i}^{ext} \quad (9.23)$$

donde cada sumando expresa la contribución total de energía a nivel de planta para cada tipo de rótula. Para calcular cada uno de los términos indicados, se analizará cada conexión pilar-placa, identificada por el subíndice “z”, determinando su tipo de rotura. Para la rotura “CD-PF”, la conexión solo tendrá rótulas plásticas en el extremo del pilar, siendo por tanto la única que contribuye a la energía interna. Este hecho se tiene en cuenta de manera analítica, estableciendo un coeficiente ε_{jz} en cada conexión del pilar “j”, el cual tomará en este caso el valor $\varepsilon_{jz} = 1$. Cuando de la conexión sea del tipo “CF-PD” el valor de $\varepsilon_{jz} = 0$, indicando que la energía de deformación plástica de la conexión pilar-placa se producirá en las rótulas plásticas que se forman en la placa.

De la misma forma, se establece el coeficiente τ_{jz} para determinar en las conexiones exteriores si plastifican las vigas laterales por flexión o las de borde por torsión. En el primer caso, $W_{vf,i}^{lat}$ estará afectado por $\tau_{jz} = 1$, mientras que $W_{vt,i}^{ext}$ lo estará por el factor $(1 - \tau_{jz} = 0)$. En caso contrario, $\tau_{jz} = 0$ en $W_{vf,i}^{lat}$ y $(1 - \tau_{jz} = 1)$ en $W_{vt,i}^{ext}$. De esta forma, solo se tiene en cuenta la contribución de la energía de uno de los dos tipos de rótulas plásticas.

El desarrollo de cada término de la Ec.9.23, teniendo en cuenta la contribución de cada conexión pilar-placa queda como sigue:

$$\begin{aligned}
 W_{ci} &= \theta_{ci} l'_{ci} \sum_{j=1}^{n_c} \sum_{z=1}^2 \varepsilon_{jz} \frac{M_{cy,j}}{l'_{cj}} \\
 W_{vf,i}^{int} &= \theta_{ci} l'_{ci} \sum_{j=1}^{n_{cI}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} \varepsilon_{jz} \sum_{k=1}^2 \frac{M_{vfmax,jk}^{int}}{l'_{cj}} \left[1 + \frac{(c_{1j} + h_f)}{(h_f + 2 z l_{tv,jk})} \right] \\
 W_{vt,i}^{int} &= \theta_{ci} l'_{ci} \sum_{j=1}^{n_{cI}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} 2 \varepsilon_{jz} \frac{M_{vty,j}^{int}}{l'_{cj}} \left[1 - \frac{(c_{1j} + h_f) z l_{tv,j}}{(c_{1j} + 2 h_f)(h_f + 2 z l_{tv,j})} \right] \\
 W_{vf,i}^{ext} &= \theta_{ci} l'_{ci} \sum_{j=1}^{n_{cE}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} \varepsilon_{jz} \frac{M_{vfmax,j}^{ext}}{l'_c} \left[1 + \frac{(c_{1j} + h_f)}{(h_f + 2 z l_{tv,j})} \right] \\
 W_{vf,i}^{lat} &= \theta_{ci} l'_{ci} \sum_{j=1}^{n_{cE}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} 2 \tau_{jz} \varepsilon_{jz} \frac{M_{vfmax,j}^{lat}}{l'_{c,j}} \left[1 + \frac{(c_{1j} + h_f)}{(h_f + 2 z l_{tv,j})} \right] \\
 W_{vt,i}^{ext} &= \theta_{ci} l'_{ci} \sum_{j=1}^{n_{cE}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} 2 (1 - \tau_{jz}) \varepsilon_{jz} \frac{M_{vty,j}^{ext}}{l'_{cj}} \left[1 - \frac{(c_{1j} + h_f) z l_{tv,j}}{(c_{1j} + 2 h_f)(h_f + 2 z l_{tv,j})} \right]
 \end{aligned}$$

donde n_c indica el número total de pilares, añadiendo en el caso que corresponda las letras “I” o “E” que indican si es de tipo interior o exterior, respectivamente. Se considera que cada pilar tiene dos conexiones, una incluida en el forjado inferior ($z = 1$) y otra en el superior ($z = 2$). De esta forma, se incluye el subíndice z en las variables cuyo valor puede ser diferente de una conexión a otra. Asimismo, el coeficiente d_{vi} se hace depender de z , obteniendo distintos valores d_{vz} según se trate del forjado inferior o el superior. Finalmente, se ha tenido en cuenta que la contribución de energía en el caso “CF-PD” viene determinada por dos rótulas plásticas, que pueden tener distinta capacidad mecánica como en las de flexión de las conexiones interiores ($k = 1, 2$) o la misma como en las vigas laterales (conexiones exteriores) y en las de torsión (conexiones interiores y exteriores), donde directamente se duplica su contribución.

Por otro lado, el cálculo de W_{ext} viene determinado por la expresión:

$$W_{ext,i} = {}_f Q_{yi} \delta_{vir,i} = {}_f Q_{yi} l'_{ci} \theta_{ci} \quad (9.24)$$

en la que se ha tenido en cuenta que $\delta_{vir,i} = l'_{ci} \theta_{ci}$.

De esta forma, teniendo en cuenta las expresiones del trabajo de las fuerzas internas (Ec. 9.23) y el de las externas (Ec. 9.24), se puede aplicar la Ec. 9.16 para determinar ${}_f Q_{yi}$:

$$\begin{aligned}
 W_{ext,i} &= W_{int,i} \\
 &\Downarrow \\
 {}_f Q_{yi} l'_{ci} \theta_{ci} &= W_{ci} + W_{vf,i}^{int} + W_{vt,i}^{int} + W_{vf,i}^{ext} + W_{vf,i}^{lat} + W_{vt,i}^{ext} \\
 &\Downarrow \\
 {}_f Q_{yi} &= \frac{1}{l'_{ci} \theta_{ci}} \left[W_{ci} + W_{vf,i}^{int} + W_{vt,i}^{int} + W_{vf,i}^{ext} + W_{vf,i}^{lat} + W_{vt,i}^{ext} \right]
 \end{aligned}$$

donde $\delta_{vir,i} = l'_{ci} \theta_{ci}$ es un término que lógicamente se cancela ya que se considera inicialmente un desplazamiento arbitrario. De esta forma, la expresión desarrollada para ${}_f Q_{yi}$ es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 {}_f Q_{yi} = & \sum_{j=1}^{n_c} \sum_{z=1}^2 \varepsilon_{jz} \frac{M_{c,yj}}{l'_{cj}} + \sum_{j=1}^{n_{cI}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} \varepsilon_{jz} \sum_{k=1}^2 \frac{M_{vfmax,jk}^{int}}{l'_{cj}} \left[1 + \frac{(c_{1j} + h_f)}{(h_f + 2 {}_z l_{tv,jk})} \right] + \\
 & + \sum_{j=1}^{n_{cI}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} 2 \varepsilon_{jz} \frac{M_{vty,j}^{int}}{l'_{cj}} \left[1 - \frac{(c_{1j} + h_f) {}_z l_{tv,j}}{(c_{1j} + 2h_f)(h_f + 2 {}_z l_{tv,j})} \right] + \\
 & + \sum_{j=1}^{n_{cE}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} \varepsilon_{jz} \frac{M_{vfmax,j}^{ext}}{l'_{cj}} \left[1 + \frac{(c_{1j} + h_f)}{(h_f + 2 {}_z l_{tv,j})} \right] + \\
 & + \sum_{j=1}^{n_{cE}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} 2 \tau_{jz} \varepsilon_{jz} \frac{M_{vfmax,j}^{lat}}{l'_{cj}} \left[1 + \frac{(c_{1j} + h_f)}{(h_f + 2 {}_z l_{tv,j})} \right] + \\
 & + \sum_{j=1}^{n_{cE}} \sum_{z=1}^2 d_{vz} 2(1 - \tau_{jz}) \varepsilon_{jz} \frac{M_{vty,j}^{ext}}{l'_{cj}} \left[1 - \frac{(c_{1j} + h_f) {}_z l_{tv,j}}{(c_{1j} + 2h_f)(h_f + 2 {}_z l_{tv,j})} \right] \quad (9.25)
 \end{aligned}$$

Una vez determinadas en la planta analizada, tanto la rigidez, ${}_f k_i$ (Ec. 9.12) como la fuerza cortante de fluencia, ${}_f Q_{yi}$ (Ec. 9.25) es posible determinar el desplazamiento entre plantas de fluencia, ${}_f \delta_{yi}$:

$${}_f \delta_{yi} = \frac{{}_f Q_{yi}}{{}_f k_i} \quad (9.26)$$

El cálculo de la fuerza cortante de fluencia, ${}_f Q_{yi}$, así como el desplazamiento entre plantas asociado, ${}_f \delta_{yi}$, es obtenido en función de la capacidad máxima a flexión de las rótulas plásticas que se forman en pilares y vigas virtuales (Tablas leyes $M - \theta_r$ de las rótulas plásticas del Capítulo 5, incluyendo las modificaciones en las de flexión en vano central debido a la influencia del disipador). En la Tabla 9.8 se muestran los resultados obtenidos para cada planta en las diferentes localizaciones de proyecto de campo cercano y lejano. Se observa que los valores obtenidos de ${}_f IDI_{yi}$, tanto en campo cercano como lejano, son inferiores en la mayoría de las plantas a los valores de IDI_i obtenidos al dimensionar los disipadores (Tabla 9.2 y 9.3). Tan solo en la planta $i = 2$ en campo cercano se obtiene un ${}_f IDI_2 = 0.63\%$ que es ligeramente inferior a $IDI_2 = 0.65\%$ y que puede considerarse válido a efectos de ausencia de daño en la parte principal.

Tabla 9.8: Fuerza cortante y desplazamiento de fluencia de la estructura de hormigón

Pl.	$f k_i$ (kN/m)	Campo Cercano				Campo Lejano			
		$f Q_{yi}$ (kN)	$f \delta_{yi}$ (cm)	$f IDI_{yi}$ (%)	r_{qi}	$f Q_{yi}$ (kN)	$f \delta_{yi}$ (cm)	$f IDI_{yi}$ (%)	r_{qi}
6	19 430	313	1.61	0.52	0.86	306	1.57	0.51	5.25
5	16 171	387	2.39	0.77	0.86	387	2.39	0.77	5.25
4	16 171	440	2.72	0.88	0.86	446	2.76	0.89	5.25
3	16 296	398	2.44	0.79	0.86	398	2.44	0.79	5.25
2	20 796	409	1.97	0.63	0.83	409	1.97	0.63	5.25
1	24 366	838	3.44	0.98	0.86	889	3.65	1.04	5.25

Tal y como se ha comentado anteriormente al calcular los disipadores de energía, una vez que se conoce el límite de fluencia de la curva de capacidad de cada planta, se puede calcular el valor real del parámetro r_{qi} . En la Tabla 9.8 se ha incluido el valor de este parámetro considerando que, para valores de δ_i de planta obtenidos del cálculo de disipadores (Tabla 9.2 y 9.3) superiores a $f \delta_{yi}$, el valor de $f Q_{max,i}$ queda limitado por $f Q_{yi} = f k_i f \delta_{yi}$ de tal forma que $r_{qi} = f_{fsi}$ (Ec. 8.38). Se observa que se cumplen los límites mínimos establecidos en proyecto de $r_{qi} \geq 0.80$ en campo cercano y $r_{qi} \geq 1.00$ en campo lejano. En el primer caso, se puede comprobar que en la planta $i = 2$, el límite de fluencia $f IDI_{y2} = 0.63\%$ es ligeramente inferior a $IDI_2 = 0.65\%$ (Tabla 9.2), siendo por tanto $r_{q2} = 0.83$. En campo lejano, los valores de IDI_i obtenidos son inferiores en todas las plantas a $f IDI_{yi}$. Por lo tanto, según estos resultados se cumplen los valores límites establecidos en proyecto para r_q .

9.2.5. Estimación del tramo plástico de la curva de capacidad

La curva de capacidad, $f Q_i - f \delta_i$, de una planta “i” concreta en una estructura, tiene una zona de comportamiento plástico en el cual se produce una disminución en la rigidez lateral de la planta respecto a la zona elástica. La relación $f Q_i - f \delta_i$ en la zona plástica puede mostrar hasta tres tipos de comportamientos secuenciales: (a) perfectamente plástico, (b) con endurecimiento por deformación y (c) con degradación de resistencia. En el primer caso, la relación $f Q_i - f \delta_i$ es uniforme, siendo el valor de $f Q_i = f Q_{yi}$. En el resto, dicha relación es monótona creciente (b) o decreciente (c). En las estructuras de hormigón con forjado reticular, al tramo elástico le sucede otro con endurecimiento por deformación hasta alcanzar el punto de máxima fuerza lateral resistente, $f Q_{di}$, a partir del cual comienza una degradación de resistencia hasta la rotura o valor último resistente considerado, $f Q_{ui}$. Esto hecho se ha podido comprobar en el comportamiento de conexiones pilar-placa interiores y exteriores ensayadas en laboratorio, como las analizadas en el Capítulo 4.

En este apartado, se plantea un método simplificado para estimar de manera simplificada la relación $f Q_i - f \delta_i$ en el tramo plástico de la curva de capacidad de cualquier planta en estructuras de hormigón con forjado reticular. Para ello, se realiza la aproximación de igualar la fuerza lateral resistente máxima a la de fluencia, $f Q_{di} = f Q_{yi}$, de tal forma que la zona plástica queda definida por un tramo perfectamente plástico hasta alcanzar un desplazamiento límite de degradación, $f \delta_{di}$. Según este criterio, la fuerza cortante que se produce al inicio del tramo de degradación

corresponderá a fQ_{di} . A partir de este punto, comienza la zona de degradación de resistencia con pendiente negativa constante, $f k_{di}$, hasta alcanzar un desplazamiento $f\delta_{ui}$ con una fuerza lateral última fQ_{ui} que evidentemente será menor a fQ_{di} .

Se considera para el análisis una planta cualquiera de un pórtico formado por pilares y vigas virtuales de forjado reticular sometida a un desplazamiento lateral, como el representado en la Fig. 9.7. El método se basa en el cálculo de las duplas $fQ_{di} - f\delta_{di}$ y $fQ_{ui} - f\delta_{ui}$, correspondientes a los estados de inicio de degradación y límite de rotura de la planta, respectivamente.

Los desplazamientos entre plantas, δ_i de los estados comentados, vienen determinados por los giros de planta representativos θ_{ci} (Ec. 9.17) que se producen en cada uno de ellos, denominados θ_{ci}^d y θ_{ci}^u , respectivamente. Asimismo, los giros θ_{ci} de la planta “i” están relacionados con los que se producen en los “j” pilares θ_{cj} mediante la Ec. 9.17. Por lo tanto, en este caso se trata de obtener para cada uno de los estados límite indicados, el menor valor posible de los θ_{ci} , que surgen a partir de los giros θ_{cj} que se producen en los pilares en función del grado de plastificación de las rótulas plásticas del propio pilar o de las vigas en las conexiones pilar-placa a las cuales se une en sus extremos. A estos giros θ_{ci} que surgen del análisis en cada pilar, se les denomina $\theta_{c,ij}^d$ y $\theta_{c,ij}^u$ para los estados inicio de degradación y límite de rotura, respectivamente. De esta forma, resulta $\theta_{ci}^d = \min \{ \theta_{c,ij}^d \}$ y $\theta_{ci}^u = \min \{ \theta_{c,ij}^u \}$, obteniéndose por tanto los desplazamientos límite para el inicio de degradación de resistencia:

$$f\delta_{di} = l'_{ci} \theta_{ci}^d \quad (9.27)$$

así como para el estado en el que se alcanza el valor último de resistencia:

$$f\delta_{ui} = l'_{ci} \theta_{ci}^u \quad (9.28)$$

Se eligen los valores mínimos en ambos estados, puesto que se pretende conocer cual es el desplazamiento bajo el cual se produce en la primera rótula plástica el inicio tanto de la degradación como el valor último de resistencia.

El cálculo de $\theta_{c,ij}^d$ y $\theta_{c,ij}^u$ se realiza para cada pilar teniendo en cuenta el tipo de fallo “CF-PD” o “CD-PF” de las conexiones pilar-placa de sus extremos. Cuando en una conexión pilar-placa el fallo es de tipo “CF”, el cálculo del giro de planta del pilar “j” viene determinado por el giro que se produce en las rótulas plásticas de las vigas virtuales, denominándose al giro representativo de planta $\theta_{c,ij}^v$ y viceversa, para el fallo de tipo “CD” se tiene en cuenta el giro de la rótula plástica del pilar, obteniéndose $\theta_{c,ij}^c$.

Cálculo de $\theta_{c,ij}^v$ en conexión “CF-PD”

En este caso en el que plastifican las vigas virtuales de la conexión, cuando se trata de una conexión interior se analiza cada una de ellas por separado obteniendo dos valores posibles de $\theta_{c,ij}^v$. Teniendo en cuenta la Fig. 9.8, en la que según la Ec. 9.17 $\varphi = \theta_{cj} = l'_{ci}/l'_{cj} \theta_{c,ij}$ se tiene que ${}^v\theta_{r,kj} = \varphi + \beta$, donde ${}^v\theta_{r,kj}$ es el giro total conocido que se produce en la rótula plástica “k” de la viga en una conexión pilar-placa del pilar “j” (cada pilar tiene dos conexiones, una inferior y otra superior) cuando en ésta se alcanza alguno de los estados inicio de la degradación (Ec. 8.10) o valor último (Ec. 8.5). Teniendo en cuenta la expresión obtenida para $\varphi + \beta$ en la Ec. 9.19 se

obtiene:

$${}^v\theta_{r,kj} = \varphi \left(1 + \frac{c_{1j} + h_f}{h_f + 2l_{tv,jk}} \right) = \frac{l'_{ci}}{l'_{cj}} \theta_{c,ij}^v \left(1 + \frac{c_{1j} + h_f}{h_f + 2l_{tv,jk}} \right) \quad (9.29)$$

De esta forma, el valor del giro representativo de planta necesario en el pilar “j”, $\theta_{c,ij}^v$, para que la rótula en la viga virtual alcance el valor ${}^v\theta_{r,kj}$ queda definido mediante la expresión:

$$\theta_{c,ij}^v = {}^v\theta_{r,kj} \frac{l'_{cj}}{l'_{ci}} \frac{h_f + 2l_{tv,jk}}{c_{1j} + 2(h_f + l_{tv,jk})} \quad (9.30)$$

donde l_{tv} está definida en función de los tipos de conexión que existan en ambos extremos de la viga virtual.

El cálculo de los giros inicio de degradación, ${}^v\theta_{rd,kj}$ y último, ${}^v\theta_{ru,kj}$, en las vigas virtuales, sigue un procedimiento similar al empleado en el Apartado 9.2.3 para comprobar la capacidad de deformación plástica de los pilares. Cuando en algún extremo de la viga virtual el tipo de rotura sea “PD” (Placa débil) se procede como sigue:

1. Cálculo de los esfuerzos axiles, N_v , en el vano central debido a la interacción con los disipadores de energía, en el que se tendrá en cuenta que la masa del área tributaria de forjado se concentra en el centro de la viga como carga dinámica a efectos de cálculo del axil. La influencia en la ductilidad de N_v en las vigas virtuales es mucho menor que en el caso de pilares, debido al menor valor de la acción y a la mayor sección de la viga virtual. Por esta razón, se ha seleccionado un axil medio representativo entre los considerados en campo lejano y cercano debido a la influencia de los disipadores. De esta forma, se realizará un solo proceso de cálculo de los giros críticos válido tanto para campo cercano como lejano.
2. Cálculo de las leyes momento-curvatura a flexión, $M - \phi$, de las secciones equivalentes de las vigas virtuales en función de las cuantías geométricas de armadura longitudinal, $q = A_s/A_g$, obtenida del cálculo bajo acciones gravitatorias. En las conexiones exteriores, se tendrán en cuenta tanto la viga central como las laterales de flexión. De las leyes $M - \phi$ de los muelles de conexiones interiores (superíndice “int”), exteriores (superíndice “ext”) y exteriores-laterales (superíndice “lat”) se obtienen como puntos característicos el de fluencia ($M_{vfy} - \phi_{vfy}$) y el de inicio del tramo de degradación de resistencia ($M_{vfd} - \phi_{vfd}$) donde se alcanza el momento máximo de la sección ($M_{vfd} = M_{vfmax}$). Para definir el tramo de degradación, ($M_{vfu} - \phi_{vfu}$) se tienen en cuenta los valores medios de μ_ϕ y κ obtenidos en los macromodelos de conexiones pilar-placa tanto interior como exterior del Capítulo 4. Asimismo, el valor de ϕ_{vfu} queda limitado por la condición $M_{vfu} \geq 0.80 M_{vfmax}$, al igual que en pilares, no contemplándose estados avanzados de degradación. De esta forma, el valor de ϕ_{vfu} considerado será el menor que resulta de las expresiones:

$$\phi_{vfu} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_{v\phi} \phi_{vfy} \\ \phi_{vfd} + \frac{0.20 M_{vfmax}}{\kappa k_{v\phi}} \end{array} \right.$$

donde $k_{v\phi} = M_{vfy}/\phi_{vfy}$. De esta manera, el valor del momento último queda definido como sigue:

$$M_{vfu} = M_{vfd} - \kappa k_{v\phi} (\phi_{vfu} - \phi_{vfd}) \quad (9.31)$$

Para la conexión pilar-placa interior se consideran unos valores de $\mu_{v\phi} = 32$ y $\kappa = 0.0061$, para la exterior en la banda central $\mu_{v\phi} = 52$ y $\kappa = 0.017$ y en las vigas laterales de la conexión exterior $\mu_{v\phi} = 62$ y $\kappa = 0.008$.

3. Cálculo de giro de fluencia de la viga en conexiones interiores pilar-placa, ${}_v\theta_{ry,kj}$, en la rótula plástica según las Ec. 8.4 y 8.6, considerando una rigidez al giro $k_{v\theta} = 6EI_{eq}/l_v$, donde I_{eq} queda definida según la Ec. 9.6 sin considerar reducción por fisuración. El momento flector de fluencia M_y que se debe considerar en este caso para los extremos de la viga virtual, será la contribución al momento desestabilizador de fluencia, $M_{des,vyk}$, de la conexión pilar-placa del forjado simulado por la viga virtual, definido mediante la expresión $M_{des,vyk} = M_{vfy,k}^{int}/\gamma_{fl}$, donde $M_{vfy,k}^{int}$ es el momento de fluencia del muelle a flexión de la conexión, M_{vfy}^{int} , que conecta a la viga “k” y γ_{fl} es el coeficiente de reparto a flexión de la conexión definido en el Capítulo 3. Puesto que el pórtico de cálculo seleccionado tiene los pilares de sección cuadrangular, $\gamma_f = 0.60$. De esta manera, el momento desestabilizador total de fluencia, ${}_vM_{des,y}$, que puede absorber la placa en la conexión interior pilar-placa queda determinado por la expresión ${}_vM_{des,y} = \sum_{k=1}^2 M_{des,vyk}$.
4. Cálculo del giro ${}_v\theta_{ry,kj}$ de la viga en conexiones exteriores. Se aplican las Ec. 8.4 y 8.6, considerando como momento de fluencia, M_y , el desestabilizador de fluencia de la conexión pilar-placa exterior $M_{des,vy} = M_{vfy}^{ext} + 2M_{vly}^{lat}$, donde M_{vly}^{lat} es el momento de fluencia de las vigas laterales que se calcula como el menor valor entre el momento flector de fluencia de las propias vigas laterales M_{vfy}^{lat} y el momento torsor de la viga de borde a la que conectan, M_{vty} ((Benavent-Climent et al., 2009). En este caso ${}_vM_{des,y} = M_{des,vy}$.
5. Cálculo de los giros de degradación, ${}_v\theta_{rd,kj}$ y último, ${}_v\theta_{ru,kj}$, mediante las expresiones Ec. 8.10 y Ec. 8.5, respectivamente. La viga equivalente tiene un ancho ficticio que abarca una zona de placa con detalles de armado típicos de placa, mostrando ausencia de estribos que envuelven a la armadura longitudinal, lo que dificulta la estimación de la longitud de rótula plástica. Por esta razón, se estima de manera conservadora una longitud plástica de ${}_vL_{pl,kj} = 0.50 h_f$ (Paulay y Priestley, 1992).

Cálculo de $\theta_{c,ij}^c$ en conexión “CD-PF”

Cuando en una conexión pilar-placa plastifica el extremo del pilar, el cálculo de $\varphi = \theta_{cj}$ se realiza teniendo en cuenta el valor del giro ${}_c\theta_{rj}$ en la rótula plástica del pilar “j” cuando en ésta se alcanza alguno de los estados inicio de la degradación, ${}_c\theta_{rd,j}$ (Ec. 8.10) o valor último, ${}_c\theta_{ru,j}$ (Ec. 8.5) tal y como se ha realizado en el Apartado 9.2.3. La relación entre el ángulo en la rótula plástica y el giro representativo de planta para el pilar “j”, $\theta_{c,ij}^c$ viene dada por la expresión:

$${}_c\theta_{rj} = \varphi = \frac{l'_{ci}}{l'_{cj}} \theta_{c,ij}^c \quad (9.32)$$

A partir de ecuación, se puede obtener el valor del giro representativo de planta necesario en el pilar “j”, $\theta_{c,ij}$, para que la rótula en el pilar alcance el valor ${}_c\theta_{rj}$, como sigue:

$$\theta_{c,ij}^c = {}_c\theta_{rj} \frac{l'_{cj}}{l'_{ci}} \quad (9.33)$$

Una vez obtenidos para cada pilar de una planta el ángulo $\theta_{c,ij}^c$ ó $\theta_{c,ij}^v$ en función del tipo de fallo en la conexión pilar-placa, se selecciona el mínimo debido al giro crítico en vigas $\theta_{ci}^v = \min \{ \theta_{c,ij}^v \}$ y el mínimo debido al giro en pilares $\theta_{ci}^c = \min \{ \theta_{c,ij}^c \}$, para finalmente seleccionar el mínimo de ambos $\theta_{ci} = \min \{ \theta_{ci}^v, \theta_{ci}^c \}$. Realizando este análisis para los estados inicio de degradación y límite último, se obtienen los giros representativos de planta correspondientes θ_{ci}^d y θ_{ci}^u , respectivamente. Aplicando las Ec. 9.27 y Ec. 9.28 de obtienen los desplazamientos ${}_f\delta_{di}$ y ${}_f\delta_{ui}$ correspondientes a dichos giros. Finalmente, a partir de la altura de planta, h_{pi} se obtienen los desplazamiento relativos ${}_fIDI_{di}$ e ${}_fIDI_{ui}$.

Este método se ha aplicado sobre el pórtico virtual de 6 plantas con forjado reticular y disipadores de energía, para hallar en cada planta los desplazamientos críticos correspondientes al inicio de degradación (${}_fIDI_{di}$) y valor último (${}_fIDI_{ui}$), que se asocian a los niveles de “Seguridad” y “Próximo al Colapso”, respectivamente, en el proyecto basado en prestaciones.

Para realizar el cálculo de l'_{ci} , se consideran los valores de la longitud de rótula plástica de pilares, ${}_cL_{pl}$ incluidos en la Tabla 9.5.

En las Tablas 9.9 y 9.10 se muestran los resultados obtenidos para el pórtico virtual tanto en campo cercano como en campo lejano. En cada planta se muestran los valores obtenidos para θ_{ci}^v y θ_{ci}^c seleccionando el mínimo de ambos, lo que permite conocer cual es el elemento crítico (E.C) que limita el valor de IDI_i para cada nivel de daño. Para ello, se identifica como “COL” cuando el elemento crítico es el pilar o columna, y “VIG” cuando se trata de una viga virtual.

Tabla 9.9: Cálculo de ${}_fIDI_{di}$ e ${}_fIDI_{ui}$ de la estructura de hormigón armado en campo cercano

Pl.	T.F.C.	l_c (m)	l'_c (m)	Inicio Degradación				Ultimo			
				E.C.	θ_{ci}^c (mrad)	θ_{ci}^v (mrad)	${}_fIDI_{di}$ (%)	E.C.	θ_{ci}^c (mrad)	θ_{ci}^v (mrad)	${}_fIDI_{ui}$ (%)
6	CD-CD	3.10	2.42	COL	23.19	-	1.81	COL	30.92	-	2.41
5	CD-CF	3.10	2.42	VIG	33.02	22.48	1.76	VIG	44.03	41.49	3.24
4	CD-CF	3.10	2.75	VIG	21.63	21.38	1.90	COL	28.85	36.43	2.56
3	CF-CF	3.10	3.10	VIG	-	18.97	1.90	VIG	-	36.39	3.64
2	CF-CF	3.10	3.10	VIG	-	19.77	1.98	VIG	-	37.87	3.79
1	CD-CF	3.50	3.10	COL	15.00	18.64	1.33	COL	20.00	35.71	1.77

Tabla 9.10: Cálculo de $fIDI_{di}$ e $fIDI_{ui}$ de la estructura de hormigón armado en campo lejano

Pl.	T.F.C.	l_c (m)	l'_c (m)	Inicio Degradación			Ultimo				
				E.C.	θ_{ci}^c (mrad)	θ_{ci}^v (mrad)	$fIDI_{di}$ (%)	E.C.	θ_{ci}^c (mrad)	θ_{ci}^v (mrad)	$fIDI_{ui}$ (%)
6	CD-CD	3.10	2.42	COL	23.19	-	1.81	COL	30.92	-	2.41
5	CD-CF	3.10	2.42	VIG	33.02	22.48	1.76	VIG	44.03	41.49	3.24
4	CD-CF	3.10	2.75	VIG	22.83	21.38	1.90	COL	30.44	36.43	2.70
3	CF-CF	3.10	3.10	VIG	-	18.97	1.90	VIG	-	36.39	3.64
2	CF-CF	3.10	3.10	VIG	-	19.77	1.98	VIG	-	37.87	3.79
1	CD-CF	3.50	3.10	COL	18.43	18.64	1.63	COL	24.57	35.71	2.18

Cálculo de fQ_{di} y fQ_{ui} en la curva de capacidad de planta

Una vez obtenidos los desplazamientos entre plantas límite de los estados de inicio de degradación y último, se puede estimar en cada uno de ellos el valor correspondiente de la fuerza cortante de planta.

El estado de inicio de degradación queda definido al contemplar un comportamiento perfectamente plástico para el tramo postelástico, tal y como se ha comentado anteriormente. De esta forma, $fQ_{di} = fQ_{yi}$ para cada planta “i”.

El valor último posible de la fuerza cortante lateral de cada planta “i”, fQ_{ui} , correspondiente a $f\delta_{ui}$ ha quedado limitado a valores $fQ_{ui} \geq 0.80 fQ_{di}$ (Park, 1986), dado que tanto en las rótulas plásticas de flexión en pilares como en vigas virtuales se han contemplado valores de $M_u \geq 0.80 M_{max}$, no contemplándose estados avanzados de degradación de resistencia.

Para hallar fQ_{ui} se puede utilizar la Ec. 9.25, empleando valores últimos en la capacidad resistente de las distintas rótulas plásticas. En el caso de pilares, se propone como valor de momento último de las rótulas plásticas $M_{cu} = 0.80 M_{cy}$, siendo M_{cy} el obtenido en la envolvente bilineal considerada en el Apartado 9.2.3. Para las vigas, M_{vfu} queda definido mediante la Ec. 9.31, en la que previamente se ha definido el valor de la curvatura última ϕ_{vfu} del tramo de degradación de resistencia de la ley $M - \phi$. Para estimar la capacidad última a torsión, M_{vtu} , se considera que $M_{vtu} = M_{vty}$, es decir una ley bilineal elasto-plástica.

Los valores fQ_{di} y fQ_{ui} estimados mediante este procedimiento se recogen en las Tablas 9.19 y 9.20, para la estructura situada en campo cercano y lejano, respectivamente.

9.3. Modelo No Lineal de elementos finitos del pórtico virtual de forjado reticular y disipadores

Se plantea realizar un modelo no-lineal de elementos finitos (MEF) del pórtico virtual de la estructura de 6 plantas de hormigón armado con forjado reticular y disipadores de energía objeto de análisis, para comprobar la fiabilidad de la estimación de la curva de capacidad de cada planta realizada por el método aproximado expuesto en este capítulo. Asimismo, este modelo será utilizado para realizar cálculos dinámicos para comprobar la bondad en las previsiones del método de proyecto basado en prestaciones expuesto en el Capítulo 8.

El modelo matemático de elementos finitos del pórtico virtual de la estructura de forjado reticular con disipadores de energía que se plantea, se basa en la teoría no lineal de hormigón armado desarrollada por Maekawa et al. (2003), en la que se consideran modelos de comportamiento para los materiales antes y después de fisurar el hormigón en el espacio de las tensiones-deformaciones medias que tiene en cuenta la variación de tensiones en el acero y hormigón entre fisuras. El fundamento de la teoría se ha desarrollado en el Capítulo 3.

El MEF está compuesto por pilares, vigas virtuales y conexiones pilar-placa definidas en el Capítulo 4. Se trata de un modelo de elementos finitos de tipo barra, en el que el comportamiento plástico queda definido en elementos tanto de plasticidad concentrada (muelles) como distribuida (elementos tipo fibra). Los primeros se incluyen en los macromodelos de conexiones pilar-placa, tanto exteriores como interiores, así como en los disipadores de energía para simular el comportamiento elasto-plástico de estos elementos. Los segundos se definen en las zonas extremas de los pilares donde se concentran las deformaciones plásticas debido a las acciones sísmicas. Se utilizan elementos tipo fibra en los pilares, para poder modelizar correctamente el comportamiento elasto-plástico que se produce en cada punto de la sección de un pilar sometido a tensiones normales producidas por la interacción de los esfuerzos axial y momento flector, con leyes de comportamiento tensión-deformación para los materiales en régimen no-lineal.

El MEF se ha realizado utilizando el programa Engineer 's Studio (Forum-8, 2012), el cual integra las leyes constitutivas de los materiales en tensiones-deformaciones medias (COM3), basadas asimismo en experimentación realizada en la Universidad de Tokyo (Japón). El programa utiliza el método de cálculo paso a paso de Newmark de parámetros $\beta_{New} = 0.25$ y $\gamma_{New} = 0.50$, que conduce a valores nulos en el amortiguamiento artificial de tipo numérico introducido por el algoritmo (Barbat y Canet, 1994).

Asimismo, cuando este modelo numérico es utilizado para realizar cálculos dinámicos directos con acelerogramas de terremotos reales, se define un modelo de masas concentradas situadas en las intersecciones pilar-placa (nudos) (Tabla 5.4) y un modelo de amortiguamiento de Rayleigh $\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K}$, donde \mathbf{C} , \mathbf{M} y \mathbf{K} son las matrices de amortiguamiento, masa y rigidez, respectivamente. Los coeficientes de proporcionalidad α_R y β_R se definen en función de las frecuencias angulares extremas que se consideren, ω_i y ω_j , respectivamente para un mismo valor de amortiguamiento respecto al crítico de referencia de valor, $\xi_i = \xi_j = \xi = 0.05$:

$$\alpha_R = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \beta_R = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (9.34)$$

9.3.1. Modelo de elementos finitos

El MEF del pórtico virtual Fig. 9.9, es un modelo de barras y muelles cuyas características y comportamiento bajo cargas cíclicas se describen a continuación:

- Conexiones exteriores e interiores de pilar-placa, según el macromodelo de elementos finitos y muelles definido en el Capítulo 4. Las leyes de comportamiento momento flector-giro ($M - \theta_r$) de los muelles de flexión que se integran en las conexiones pilar-placa se definen en función de la armadura de la placa teniendo en cuenta los anchos eficaces propuestos en cada una de ellas calculadas en el Capítulo 5 (Tablas 5.7 a 5.12). Los muelles de torsión

de los macromodelos tanto exteriores como interiores se definen en función de la armadura de punzonamiento que se establece en forma de cercos o estribos situados en crucetas de punzonamiento (Tabla 5.13 y 5.14).

Respecto al comportamiento histerético de los muelles, se proponen como leyes de comportamiento las propuestas en el Capítulo 4. Se muestran a continuación las leyes histeréticas utilizadas para los muelles de flexión y torsión, particularizadas para las distintas conexiones pilar-placa del MEF :

- Muelles de Flexión:
 - Conexiones interiores: Modelo de Takeda ($\alpha_t = 2.0$)
 - Conexiones exteriores: Modelo de Takeda ($\alpha_t = 0.90$)
 - Muelles de Torsión: Modelo deslizante (elevado efecto de pinzamiento), tanto en conexiones interiores como exteriores.
- Vigas virtuales. Se definen en función del ancho de cálculo obtenido para las conexiones pilar-placa interiores y exteriores mediante los procedimientos definidos en el Capítulo 4. En el tramo de viga que conecta una conexión exterior pilar-placa con el punto medio del vano, para el cálculo de la viga central y las laterales se considera la media de los anchos de cálculo b_L obtenidos para la flexión positiva (b_L^+) (zona superior comprimida) y negativa (b_L^-), obteniendo un ancho virtual para la viga central de $b_{vc}^{ext} = 2\bar{b}_L + c_2$ donde $\bar{b}_L = (b_L^+ + b_L^-)/2$ y de $b_{v,lat}^{ext} = (b_{ab} - b_{vc}^{ext})/2$, donde b_{ab} es el ancho total del ábaco. En el caso de las vigas que conectan una conexión interior pilar-placa con el punto medio del vano, se define como ancho virtual $b_{vc}^{int} = 3h_f + c_2$. El cálculo de los anchos virtuales propuestos para las vigas del MEF se recoge en la Tabla 9.11.
- Respecto al tramo de viga virtual correspondiente a la zona nervada, se considera una viga de sección en T compuesta por un ala de ancho el virtual propuesto para las distintas conexiones con un ancho de alma determinado por el número de nervios que se incluyen en los distintos anchos definidos. En la Tabla 9.11 se ha incluido el número de nervios que se considera tanto en el tramo de viga correspondiente a la conexión interior, N_n^{int} , como en las vigas central y exteriores de la conexión exterior, N_{nc}^{ext} y $N_{n,lat}^{ext}$, respectivamente.

Tabla 9.11: Ancho de cálculo en vigas virtuales

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	b_{ab} (cm)	Conexión Exterior						Conexión Interior	
			b_L^- (cm)	b_L^+ (cm)	b_{vc}^{ext} (cm)	N_{nc}^{ext}	$b_{v,lat}^{ext}$ (cm)	$N_{n,lat}^{ext}$	b_{vc}^{int} (cm)	N_n^{int}
6	35x35	216	36.76	35.24	107.00	1	54.50	1	125	3
5	35x35	216	36.76	35.24	107.00	1	54.50	1	125	3
4	35x35	216	36.76	35.24	107.00	1	54.50	1	125	3
3	35x35	216	36.76	35.24	107.00	1	54.50	1	125	3
2	40x40	216	38.98	37.37	116.34	1	49.83	1	130	3
1	40x40	216	38.98	37.37	116.34	1	49.83	1	130	3

- Elementos isoparamétricos de tres nodos con dos puntos de Gauss en elementos tipo fibra situados en los extremos de los pilares. En cada extremo del pilar, conectados al nudo pilar-placa, se consideran dos elementos de este tipo con una longitud, $l_{c,EF}^{iso}$ igual al canto de la sección del pilar, c_1 , de tal forma que $0.50c_1 \leq l_{c,EF}^{iso} \leq 2c_1$ como se recomienda en Forum-8 (2012). La longitud total del pilar en el extremo con elementos tipo fibra es de $2l_{c,EF}^{iso} = 2c_1$, es decir, superior a la longitud de rótula plástica considerada del canto del pilar donde teóricamente se concentran las deformaciones plásticas en el pilar sometido a acciones sísmicas. La sección del pilar se divide en una trama de 20x20 fibras, correspondientes a hormigón o acero, con un comportamiento mecánico definido por sus leyes de comportamiento.
- Elementos tipo barra elásticos de dos nodos. Se utilizan en las zonas intermedias de las vigas virtuales y pilares.
- Elementos rígidos. Se utilizan para modelizar la unión pilar placa considerada con un comportamiento rígido. Estos elementos se dotan de la masa correspondiente al nudo pilar-placa del modelo de masas concentradas.

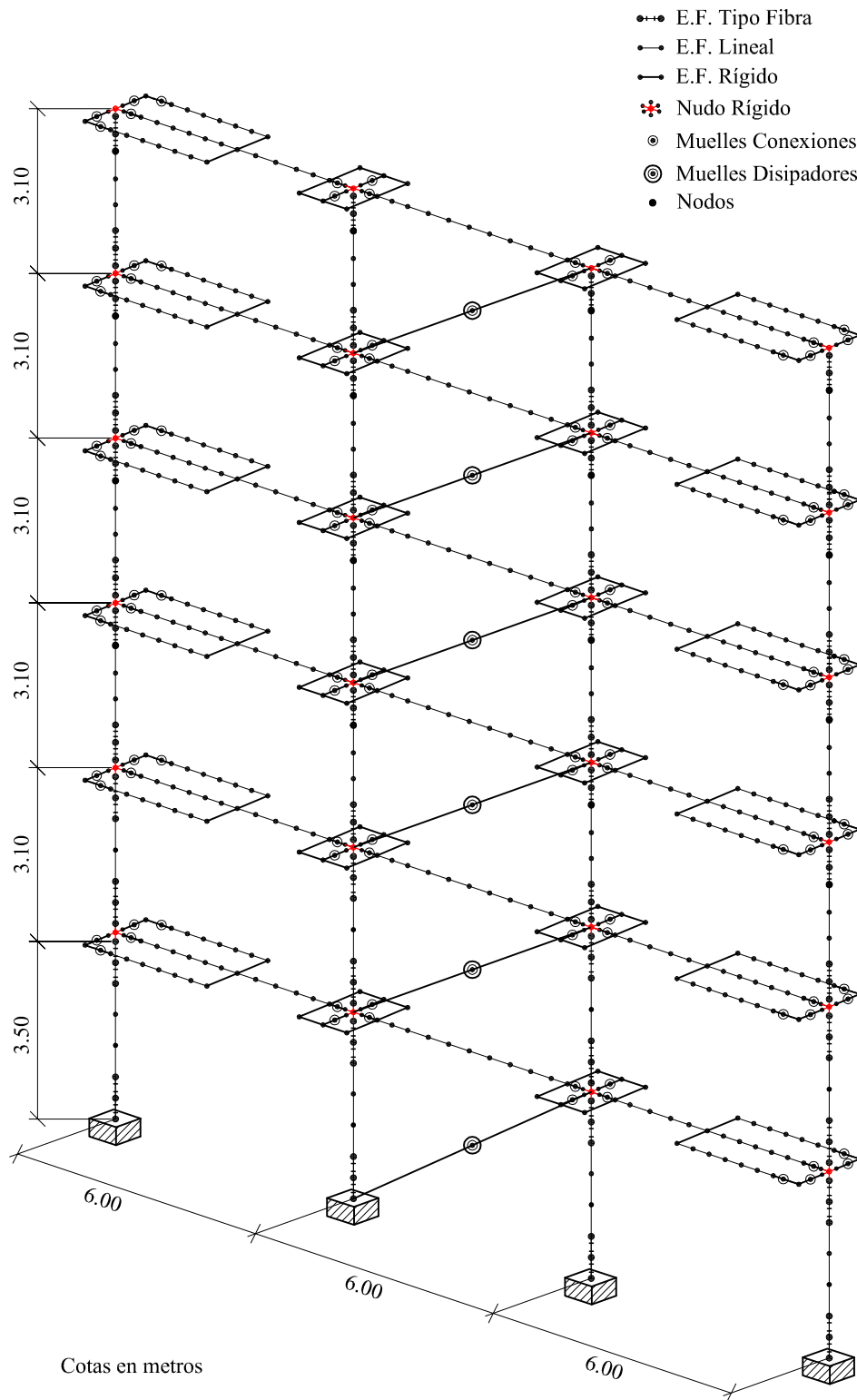


Fig. 9.9: MEF del pórtico virtual de forjado reticular con disipadores de energía

- Conexiones nervios-ábacos. Según lo propuesto por Rodriguez y Meli (1995) se pueden formar líneas continuas de rotura a flexión situadas en la sección de contacto ábaco-nervios en el ancho completo del forjado de un vano concreto, si la capacidad a flexión de los nervios en dicha sección es inferior al momento flector determinado por la ley de momentos

determinada por la capacidad a momento desestabilizador (flexión+cortante excéntrico) de las conexiones pilar-placa extremas de dicho vano. Esta comprobación, se va a realizar inicialmente considerando la capacidad a flexión conjunta de los nervios que conectan o son próximos al ábaco, quedando determinado su número de manera aproximada según la relación $n_{nerv} = b_{ab}/s_n + 1$ (redondeo superior) donde b_{ab} es el ancho del ábaco y s_n el intereje de nervios del forjado reticular. Cuando la capacidad a flexión del conjunto de estos nervios sea inferior a la demanda de momento flector en la sección de cálculo, se deberá determinar por otros criterios si finalmente se produce o no línea de rotura completa en los nervios. En caso contrario, se puede asegurar que los nervios que conectan al ábaco no plastifican y, por tanto, la formación de rótulas plásticas se concentran en las conexiones pilar-placa.

En este caso $b_{ab} = 2.16$ m y $s = 0.72$ m, resultando un total de $n_{nerv} = 2.16/0.724 + 1 = 4$ nervios. En la Tabla 9.12 se incluyen los valores del momento flector de la sección ábaco-nervios, M_{sN} , situada a una distancia $l_N = 1/2 l_{ab} = 1.08$ m del eje del pilar del ábaco a analizar, obtenidos de la ley de momentos flectores determinada por los valores que se producen en los extremos de la viga virtual (se desprecia el valor del momento flector generado por las cargas gravitatorias que tiende a anularse a distancias del extremo de la viga virtual ($l_v = 6.00$ m) entre $1/5 l_v = 1.20$ m y $1/10 l_v = 0.60$ m). Estos corresponden a los momentos desestabilizadores máximos absorbidos por las vigas virtuales en las conexiones pilar-placa, $M_{des,vN}^{max}$ y $M_{des,vOp}^{max}$, siendo el primero el que presenta la conexión donde se sitúa el ábaco en análisis y el segundo la del extremo opuesto de la viga virtual. Se obtiene, por tanto, la ley de momentos flectores pésima de cada viga virtual. Los valores $M_{des,vN}^{max}$ y $M_{des,vOp}^{max}$ se han obtenido del forjado de la planta primera del prototipo proyectado para terremotos de campo cercano (Fig. 9.5 a), dado que son superiores tanto a los obtenidos en otras plantas como a la planta homóloga del prototipo proyectado para terremotos de campo lejano. Asimismo, se ha calculado la capacidad a flexión de los 4 nervios de cálculo, M_{uN} , considerando una sección en T de hormigón armado para los nervios con los detalles de armado definidos en la Fig. 5.5, que permiten obtener el área, A_s , de las armaduras superior e inferior. En la armadura superior se ha considerado el acero del mallazo de reparto formado por $1\phi 5/150$ mm, situado en el ancho $b_{ab} = 2160$ mm del ala superior. En la Tabla 9.12 se han considerado los valores de flexión positiva (armadura inferior traccionada) con el signo positivo y negativo para los opuestos. Asimismo, se ha identificado cada conexión, indicando si el lado de la misma pertenece a un vano interior (INT) o exterior (EXT).

Tabla 9.12: Demanda de momento flector y Capacidad a flexión conjunta de los nervios en sección ábaco-nervios

Conexión	Flexión	A_s (mm ²)	$M_{des,vN}^{max}$ (kN·m)	$M_{des,vOp}^{max}$ (kN·m)	M_{sN} (kN·m)	M_{uN} (kN·m)	M_{uN}/M_{sN}
P1-EXT	Positiva	Sup: 1 428	236	-242	150	171	1.14
		Inf: 1 168					
P2-EXT	Negativa	Sup: 1 768	-242	236	-156	-228	1.46
		Inf: 1 168					
P2-INT	Positiva	Sup: 1 768	212	-337	113	137	1.21
		Inf: 904					
P3-EXT	Positiva	Sup: 1 768	212	-263	127	171	1.35
		Inf: 1 168					
P3-INT	Negativa	Sup: 1 768	-337	212	-238	-285	1.20
		Inf: 904					
P4-EXT	Negativa	Sup: 1 428	-263	212	-178	-190	1.07
		Inf: 1 168					

Como se observa en la Tabla 9.12, la capacidad a flexión conjunta de los cuatro nervios es superior al momento flector obtenido de la ley de momentos flectores pésima de cada viga virtual en las secciones de encuentro ábaco-nervios de todos los vanos de la planta analizada, como se desprende del valor superior obtenido por el ratio M_{uN}/M_{sN} superior a la unidad en todos los casos. Se puede concluir, por tanto, que los fallos a flexión del forjado se concentrarán en las conexiones pilar-placa dentro del ábaco, descartando la formación de una línea de rotura a flexión en los nervios del forjado. Como consecuencia, los nervios del MEF son considerados elementos tipo barra con comportamiento elástico sin muelles que simulen la plastificación en los encuentros ábaco-nervios.

9.3.1.1. Modelo de masas concentradas del MEF

Sobre el MEF se define un modelo de masas concentradas en los nudos de las conexiones pilar-placa cuyos valores se definen en la Tabla 5.4.

9.3.1.2. Cargas aplicadas sobre el MEF

Las cargas gravitatorias permanentes y variables repartidas uniformemente en los forjados, q_{si} , se consideran en el MEF mediante cargas lineales uniformes, q_l , sobre las vigas virtuales, considerando el ancho, b , definido en cada una de ellas (Tabla 9.11) de forma que $q_{li} = b \cdot q_{si}$. Se considera en las vigas que enlazan conexiones pilar-placa exteriores con interiores el mismo valor de carga lineal uniforme en toda su extensión.

La carga gravitatoria superficial de cálculo, $q_{su,i}$, resulta de aplicar la combinación de cargas siguiente Ministerio Fomento (2008a):

$$q_{su,i} = \sum_{j=1}^{n_G} q_{sG,i} + q_{sL,i} \cdot \Psi_{2,su}$$

donde $\Psi_{2,su} = 0.30$ en situaciones accidentales de sismo (Ministerio Fomento, 2008a). De esta

forma, para el tramo de viga que se unen a conexiones interiores pilar-placa, el valor de la carga uniforme vendrá dado inicialmente por $q_{lu,i}^{int} = b_v^{int} \cdot q_{su,i}$. Según el criterio adoptado, la carga uniforme sobre la viga central de la conexión exterior se calcula mediante la expresión $q_{lu,ci}^{ext} = b_{vc}^{ext} \cdot q_{su,i}$. Si $q_{lu,i}^{int} > q_{lu,ci}^{ext}$ la carga sobre las vigas laterales se calcularía como $q_{lwi,lat}^{ext} = (q_{lu,i}^{int} - q_{lu,ci}^{ext})/2$. En caso contrario, $q_{lu,i}^{int} < q_{lu,ci}^{ext}$ se asignaría un valor de $q_{lwi,lat}^{ext} = 0$ y $q_{lu,ci}^{ext} = q_{lu,i}^{int}$. En la Tabla 9.13 se muestran los valores obtenidos de carga lineal uniforme en cada tramo de viga.

Tabla 9.13: Cargas gravitatorias aplicadas sobre el MEF

Pl.	Vigas Ext.		Vigas Int.	Nudos Int.	Nudos Ext.
	$q_{lu,ci}^{ext}$ (kN/m)	$q_{lwi,lat}^{ext}$ (kN/m)	$q_{lu,i}^{int}$ (kN/m)	$P_{aux,i}^{int}$ (kN)	$P_{aux,i}^{ext}$ (kN)
6	8.02	0.68	9.38	257	127
5	7.28	0.61	8.50	236	169
4	7.28	0.61	8.50	232	167
3	7.28	0.61	8.50	234	166
2	7.91	0.46	8.84	231	173
1	7.91	0.46	8.84	234	170

Este modelo de carga sobre las vigas virtuales, presenta el inconveniente de no considerar adecuadamente sobre el MEF la carga gravitatoria de los pilares que tienen en la estructura real, al considerar vigas virtuales de un ancho diferente al de la franja de forjado de área tributaria cuya carga gravita sobre la alineación de pilares. Para evitar este problema, se colocan sobre los nudos de las conexiones pilar-placa en cada planta fuerzas verticales auxiliares, $P_{aux,i}$, de tal forma que el esfuerzo axial que experimenten los pilares coincida con el determinado por la combinación de carga de la Ec. 9.14 sobre los esfuerzos axiales de la estructura real calculados bajo cargas gravitatorias incluidos en la Tabla 5.3, sin considerar los esfuerzos N_D (disipadores) y N_S (sismo). Este método ha sido empleado por Kang (2004). Los valores de $P_{aux,i}$ calculados tanto para las conexiones pilar-placa interiores, $P_{aux,i}^{int}$, como exteriores, $P_{aux,i}^{ext}$ se incluyen en la Tabla 9.13.

9.3.1.3. Modelo de amortiguamiento viscoso del MEF

El modelo de amortiguamiento viscoso del MEF, considera un valor de amortiguamiento respecto al crítico de proyecto de $\xi = 0.05$, característico de las estructuras de hormigón armado. La definición del modelo de amortiguamiento en el modelo de elementos finitos es diferente para la estructura mixta en campo cercano respecto a la situada en campo lejano, debido a las diferencias de rigidez lateral de planta que existe entre ambos, lo que origina diferentes frecuencias angulares propias. En ambos casos se considera un modelo de amortiguamiento de Rayleigh con matriz $\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K} = \text{cte}$ considerando la matriz de rigidez elástica inicial en el cálculo. Este método produce menores tiempos de cálculo que otros métodos de amortiguamiento como el proporcional a la matriz de rigidez tangente, y además evita problemas de estabilidad en el cálculo en estados de degradación de resistencia o efectos de 2º orden donde la rigidez tangente

se hace negativa. No obstante, el método proporcional a la matriz de rigidez elástica inicial, puede producir valores de amortiguamiento muy superiores al de referencia fijado inicialmente debido a la disminución de las frecuencias propias ω al plastificar la estructura, que conduce a curvas de amortiguamiento $\xi - \omega$ reales muy superiores a la estimada inicialmente y a fenómenos de amortiguamiento artificial en elementos de elevada rigidez inicial como en los muelles que simulan la formación de rótulas plásticas (Charney, 2008). Esto puede originar valores en los desplazamientos de la estructura muy inferiores a los reales. Para evitarlo, se eliminan del cálculo de la matriz \mathbf{C} la contribución de elementos de elevada rigidez inicial, como son los muelles de la estructura, minorando el posible incremento de amortiguamiento de la curva inicial de Rayleigh e impidiendo el problema del amortiguamiento artificial (Charney, 2008). En la Tabla 9.14 se incluyen los parámetros del modelo de Rayleigh para $\xi = 0.05$ en la estructura proyectada tanto en campo cercano como lejano, aplicando las expresiones de la Ec. 9.34. Se han considerado como frecuencias propias de referencia las de los modos 1 y 3, alcanzando una masa movilizadora acumulada de cálculo de un 97 % para los dos modelos.

Tabla 9.14: Parámetros del modelo de Rayleigh para $\xi = 0.05$ en estructura proyectada en campo cercano y lejano

Campo Cercano				Campo lejano			
ω_1 (rad/s)	ω_3 (rad/s)	α_R	β_R	ω_1 (rad/s)	ω_3 (rad/s)	α_R	β_R
9.32	50.24	0.819	0.0017	4.95	26.17	0.416	0.0032

9.3.2. Leyes constitutivas de los materiales en el modelo de fibras: pilares

El hormigón utilizado en pilares tiene una ley de comportamiento $\sigma_c - \varepsilon_c$ del tipo COM3 (Forum-8, 2012), descrita en el Apartado 3.2.1.1 (Fig. 3.7), definida mediante los siguientes parámetros:

- Resistencia característica, $f'_c = 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia a la tensión de tracción, $f_t = 1.97 \text{ N/mm}^2$ (calculada por el programa en función de f'_c)
- Módulo de deformación, $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 23\,500 \text{ N/mm}^2$ (ACI, 2011)
- Coeficiente $c = 0.4$ para el modelo de tracción, considerando toda la sección transversal de la barra de hormigón armado.

El acero utilizado en pilares se define con una ley tensión deformación media ($\bar{\sigma}_s - \bar{\varepsilon}_s$) del tipo COM3 (Forum-8, 2012) para acero embebido en hormigón (Apartado 3.2.1.2 del Capítulo 3), con las siguientes características:

- Tensión de fluencia, $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
- Tensión máxima o de rotura, $f_u = 550 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de deformación, $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

- Envolvente del tramo a tracción según modelo multilineal en el espacio de tensiones-deformaciones medias obtenido de estudios paramétricos (Maekawa et al., 2003). Queda determinado, entre otras variables, por la cuantía geométrica de armado efectiva en la denominada zona de adherencia efectiva, definida como $\rho_{eff} = A_s/A_{RC}$ en el Apartado 3.2.1.2 del Capítulo 3 donde $A_{RC} = h_\rho \cdot b$, siendo $h_\rho = \min\{h_{\rho f}, h_{\rho f}/2 + r_c\}$ con $h_{\rho f} = \min\{h_e, h_{max}\}$ y b el ancho de la sección resistente del pilar. En este caso, la sección de los pilares es cuadrada $b = c_1 = c_2$. En la Tabla 9.15 se obtiene h_ρ así como la cuantía geométrica efectiva, ρ_{eff} , para los pilares del pórtico virtual. Asimismo, se ha incluido como referencia la cuantía geométrica crítica, $\rho_{cr} = f_t/f_y$ (Maekawa et al., 2003). Para valores de $\rho_{eff} < \rho_{cr}$ el comportamiento del pilar sería frágil dado que al producirse la fisura inmediatamente plastificaría la armadura, de tal forma que solo habría varias fisuras dominantes bien localizadas al igual que ocurriría en el caso del hormigón en masa sin armadura.

Tabla 9.15: Cuantía geométrica efectiva en pilares, ρ_{eff}

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	ϕ_t (mm)	$n^o \phi_t$	r_c (mm)	h_{max} (mm)	h_e (mm)	h_ρ (mm)	ρ_{eff} (%)	ρ_{cr} (%)
6	35x35	12	4	30	170	151	105	1.23	0.36
5	35x35	12	4	30	170	151	105	1.23	0.36
4	35x35	20	5	30	283	419	171	2.62	0.36
3	35x35	20	5	30	283	419	171	2.62	0.36
2	40x40	25	5	30	353	534	207	2.97	0.36
1	40x40	25	5	30	353	534	207	2.97	0.36

Una vez definida ρ_{eff} , es posible determinar la ley multilineal del acero embebido en hormigón, $\bar{\sigma}_s - \bar{\varepsilon}_s$, en el espacio de las tensiones-deformaciones medias (Fig. 3.8).

Las diferencias entre la ley tensión-deformación ($\bar{\sigma}_s - \bar{\varepsilon}_s$) del acero embebido en hormigón y la ley $\sigma_s - \varepsilon_s$ de una barra libre de acero, se producen en el límite de fluencia, como se observa en la Tabla 9.16. Para valores bajos de ρ_{eff} se alcanzan las mayores diferencias en la tensión de fluencia, como ocurre en los pilares de la planta 5^a y 6^a.

Tabla 9.16: Límite de fluencia en tensiones medias de una barra embebida en hormigón respecto a una libre

Pl.	$c_1 \times c_2$ (cm)	ρ_{eff} (%)	$\varepsilon_y \cdot 10^3$	f_y (N/mm ²)	$\bar{\varepsilon}_y \cdot 10^3$	\bar{f}_y (N/mm ²)
6	35x35	1.23	2.50	500	2.30	427
5	35x35	1.23	2.50	500	1.15	427
4	35x35	2.62	2.50	500	2.30	466
3	35x35	2.62	2.50	500	2.30	466
2	40x40	2.97	2.50	500	2.30	470
1	40x40	2.97	2.50	500	2.30	470

- Envolvente del tramo a compresión, caracterizado por un comportamiento en sección mixta hormigón-acero, con una ley $\sigma_s - \varepsilon_s$ igual a la de la barra libre sometida a ensayo de tracción.
- Modelo hysterético tracción-compresión, caracterizado por el efecto Bauschinger. Se utiliza el modelo Fukuura-Maekawa (Maekawa et al., 2003), caracterizado por una serie de elementos elasto-plásticos conectados en paralelo, con diferentes límites de fluencia.

9.3.3. Modelo de comportamiento para los disipadores de energía

Los disipadores de energía se sitúan sobre barras de sustentación constituidas por perfiles metálicos que se conectan en diagonal mediante articulaciones a los extremos de los pilares del vano central del pórtico virtual. Estas barras se dimensionan tanto con una capacidad resistente a compresión y tracción como con una carga crítica de pandeo superiores al límite elástico de los disipadores. Por tanto, se definen como elementos con comportamiento elástico.

El modelo matemático para simular el comportamiento elasto-plástico de los disipadores hysteréticos de energía estará compuesto por muelles con una ley de comportamiento ${}_sN_{id} - {}_s d_{id}$ bilineal elástica-perfectamente plástica, (Fig. 9.10) donde ${}_sN_{id}$ es el esfuerzo axial y ${}_s d_{id}$ es el desplazamiento, ambos en la dirección “d” que es el eje que coincide con el de las barras diagonales de sustentación en cada planta “i”.

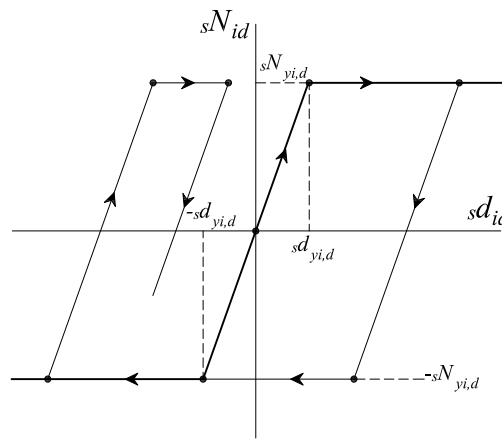


Fig. 9.10: Ley de comportamiento cíclico de los muelles que representan a los disipadores de energía

En la Tabla 9.17 se muestra el límite de fluencia de la ley de comportamiento de los disipadores del MEF dimensionados para el Nivel 1 del PBP, determinado por la fuerza axial ${}_sN_{yi,d} = {}_sQ_{yi} / \cos(\alpha_i)$ y el desplazamiento ${}_s d_{yi,d} = {}_s d_{yi} \cdot \cos(\alpha_i)$, donde α_i es el ángulo que forman las barras de sustentación de los disipadores con la horizontal y ${}_sQ_{yi}$ junto con ${}_s d_{yi}$ son la fuerza cortante y el desplazamiento de proyecto, ambos en dirección horizontal tanto en campo cercano (Tabla 9.2) como en campo lejano (Tabla 9.3). Asimismo, el valor de la rigidez del disipador en la dirección “d” se calcula mediante la expresión ${}_s k_{id} = {}_s k_i / \cos^2(\alpha_i)$. No se considera endurecimiento por deformación, coincidiendo por tanto el valor último de fuerza axial con el de fluencia, ${}_sN_{ui,d} = {}_sN_{yi,d}$. No se limita el desplazamiento último posible del disipador.

Tabla 9.17: Parámetros de cálculo de la ley de comportamiento del disipador

Pl.	α_i ($^{\circ}$ sexag)	Campo Cercano			Campo lejano		
		${}_s k_{id}$ (kN/cm)	${}_s d_{yi,d}$ (mm)	${}_s N_{yi,d}$ (kN)	${}_s k_{id}$ (kN/cm)	${}_s d_{yi,d}$ (mm)	${}_s N_{yi,d}$ (kN)
6	27.32	2742	0.62	170	252	1.07	27
5	27.32	2500	1.24	310	202	2.13	43
4	27.32	2420	1.69	409	208	2.40	50
3	27.32	2387	2.04	487	204	2.75	56
2	27.32	3079	1.78	548	267	2.40	64
1	30.26	3910	1.55	606	329	2.25	74

El comportamiento histerético se define mediante el modelo de Mander (Fig. 9.10), que se caracteriza por un modelo de comportamiento cíclico elástico-perfectamente plástico sin efecto Bauchinger. En caso de emplear efecto Bauschinger, el modelo obliga a considerar endurecimiento por deformación. Dado que se pretende comprobar el método de proyecto propuesto, en el que se definen los disipadores con un comportamiento elástico-perfectamente plástico, se ha considerado oportuno emplear un modelo de comportamiento que no tenga endurecimiento por deformación.

9.4. Curvas de capacidad de planta

Mediante la aplicación del método aproximado descrito en la Sección 9.2, es posible estimar de manera analítica la curva de capacidad de cada planta de una estructura completa. En este caso se ha aplicado sobre un pórtico virtual de forjado reticular.

En la Tabla 9.18 se muestran las rigideces laterales tangente, ${}_f k_{i,MEF}^{br}$, y secante, ${}_f k_{i,MEF}$ obtenidas de la curva de capacidad de cada planta al realizar un análisis de empuje incremental con control de desplazamientos sobre el MEF con disipadores de energía. La distribución de desplazamientos de este análisis corresponde al primer modo de vibración de la estructura mixta para las plantas 1^a hasta la 4^a y al segundo modo para las plantas 5^a y 6^a. La rigidez lateral secante ${}_f k_{i,MEF}$ se obtiene al considerar como punto de corte en la curva de capacidad el determinado por el 60 % de la fuerza cortante máxima alcanzada en la planta, criterio contemplado por FEMA 273 (ATC, 1997b). Como se puede comprobar existe una buena aproximación de la rigidez tangente calculada por el método de calculo aproximado, ${}_f k_i^{br}$, respecto a la obtenida de la curva de capacidad ${}_f k_{i,MEF}^{br}$ tanto en la estructura localizada en campo cercano como lejano, con diferencias que no superan el 14 %. Estas diferencias se deben, entre otras causas, a la aproximación en el reparto de características mecánicas contemplado de $d_{vi} = 1/2$ para vigas de plantas intermedias ($i < 6$) y $d_{v6} = 1.00$ para las incluidas en el forjado superior. Si se comparan los valores de la rigidez fisurada ${}_f k_i$ con los de la rigidez secante del MEF, ${}_f k_{i,MEF}$, se observa también una buena aproximación, salvo en la planta 3^a y 6^a, diferencias derivadas del método contemplado, en cada caso, a la hora de establecer la reducción de rigidez debido a la fisuración del hormigón.

Tabla 9.18: Rigidez lateral obtenida con el método aproximado y en el MEF (campo cercano y lejano)

Pl.	MEF					
	Aproximación		Campo cercano		Campo lejano	
	$f k_i^{br}$ (kN/m)	$f k_i$ (kN/m)	$f k_{i,MEF}^{br}$ (kN/m)	$f k_{i,MEF}$ (kN/m)	$f k_{i,MEF}^{br}$ (kN/m)	$f k_{i,MEF}$ (kN/m)
6	23 666	19 430	21 092	15 746	21 216	15 568
5	19 028	16 171	22 164	16 469	20 872	16 210
4	19 028	16 171	21 906	17 679	21 554	17 465
3	19 200	16 296	16 939	10 901	16 585	11 000
2	23 484	20 796	24 268	17 916	21 521	17 364
1	31 178	24 366	30 404	26 050	36 123	23 649

En las Tablas 9.19 y 9.20 se muestran los valores de los estados críticos de la curva de fluencia correspondientes a la fluencia, inicio de degradación y valor último alcanzado, tanto los obtenidos con el método aproximado como por análisis de empuje incremental (AEI) con control de desplazamientos según distribución del primer modo de vibración para las plantas 1^a hasta la 4^a y según el modo 2 para las plantas 5^a y 6^a, realizado sobre el modelo no-lineal de elementos finitos del pórtico virtual .

Tabla 9.19: Curvas de capacidad de planta mediante método aproximado y AEI sobre MEF (campo cercano)

Pl.	Método aproximado						AEI (MEF)					
	$f Q_{yi}$		$f Q_{di}$		$f Q_{ui}$		$f Q_{yi}$		$f Q_{di}$		$f Q_{ui}$	
	$f IDI_{yi}$	(kN)	$f IDI_{di}$	(kN)	$f IDI_{ui}$	(kN)	$f IDI_{yi}$	(kN)	$f IDI_{di}$	(kN)	$f IDI_{ui}$	(kN)
6	0.52	313	1.81	313	2.41	250	0.60	292	1.53	292	3.23	248
5	0.77	387	1.76	387	3.24	316	0.80	410	2.38	410	4.19	328
4	0.88	440	1.90	440	2.56	369	0.74	404	2.84	404	3.25	402
3	0.79	398	1.90	398	3.64	344	1.53	516	3.56	516	3.56	516
2	0.63	409	1.98	409	3.79	356	0.85	469	3.04	469	3.04	469
1	0.98	838	1.33	838	1.77	684	0.89	815	1.35	815	1.81	652

Tabla 9.20: Curvas de capacidad de planta mediante método aproximado y AEI sobre el MEF (campo lejano)

Pl.	Método aproximado						AEI (MEF)					
	$f Q_{yi}$		$f Q_{di}$		$f Q_{ui}$		$f Q_{yi}$		$f Q_{di}$		$f Q_{ui}$	
	$f IDI_{yi}$	(kN)	$f IDI_{di}$	(kN)	$f IDI_{ui}$	(kN)	$f IDI_{yi}$	(kN)	$f IDI_{di}$	(kN)	$f IDI_{ui}$	(kN)
6	0.51	306	1.81	306	2.41	245	0.62	299	1.57	299	1.90	294
5	0.77	387	1.76	387	3.24	316	0.84	422	2.43	422	2.48	422
4	0.89	446	1.90	446	2.70	374	0.74	402	2.82	402	3.22	400
3	0.79	398	1.90	398	3.64	344	1.52	517	3.53	517	3.53	517
2	0.63	409	1.98	409	3.79	356	0.85	459	3.02	459	3.02	459
1	1.04	889	1.63	889	2.18	725	0.90	843	1.39	843	1.91	674

En el método aproximado, se obtienen valores de fQ_{ui} que en ningún caso son menores a $0.80 fQ_{yi}$, tal y como se había previsto en el desarrollo del método. En el modelo no-lineal, el AEI se ha desarrollado hasta el paso en el que se obtuvo falta de convergencia en el equilibrio de la estructura, es decir, sin tener en cuenta limitación alguna en el valor de fQ_{ui} posible. La planta crítica que determinó el final del procedimiento AEI fue la primera. Como se puede observar en esta planta, los valores de los tres estados contemplados son muy parecidos a los estimados por el método aproximado. En el resto de plantas aparecen divergencias, debido fundamentalmente a las variaciones en los valores de la rigidez fisurada así como al reparto uniforme realizado de las características mecánicas ($d_{vi} = 1/2$) en plantas intermedias.

En las Fig. 9.11 y Fig. 9.12 se han representado las curvas de capacidad obtenidas según el método aproximado (Env. cálculo aproximada) y el AEI realizado sobre el MEF (Curva Capacidad MEF), tanto en campo cercano como en campo lejano. Asimismo, se ha incluido en la representación la envolvente de la curva de capacidad del modelo no-lineal (Env. C. Capac. MEF). En general, se puede considerar que la estimación realizada por el método aproximado es ajustada en cuanto a la capacidad máxima de la fuerza lateral de planta, fQ_i . Asimismo, se observa que las predicciones de los estados de inicio de degradación ($fQ_{di} - fIDI_{di}$) y límite último ($fQ_{ui} - fIDI_{ui}$) según el método aproximado son en general más restrictivas que las obtenidas en el AEI realizado sobre el MEF. Por tanto, se puede concluir que la estimación de la curva de capacidad por planta según el método aproximado constituye una herramienta válida para valorar la capacidad resistente y de deformación plástica de la estructura frente a cargas laterales, pudiendo emplearse para proyectar disipadores histeréticos de energía.

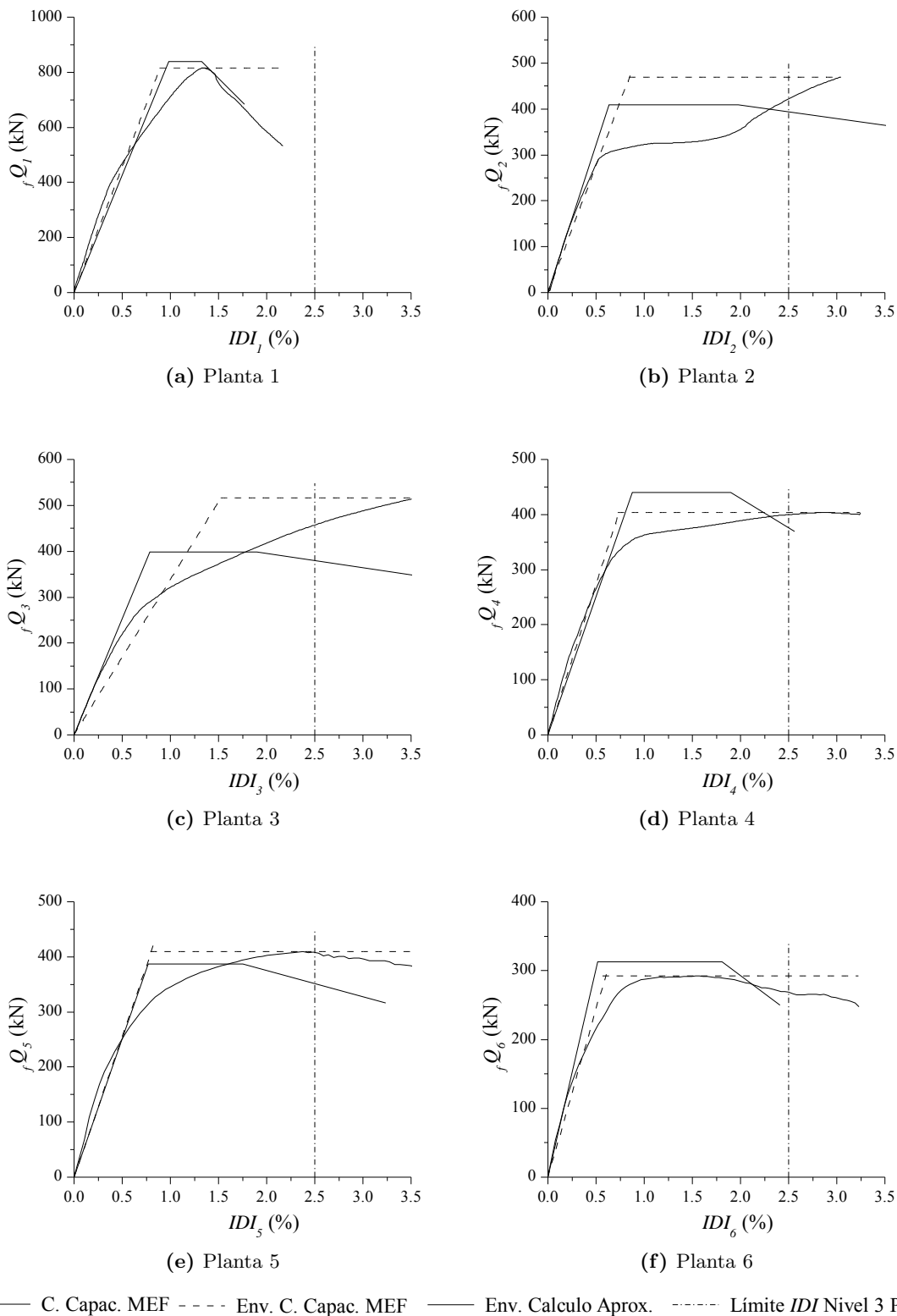


Fig. 9.11: Curvas de Capacidad por planta de la estructura de hormigón armado con forjados reticulares con disipadores de energía proyectada en campo cercano

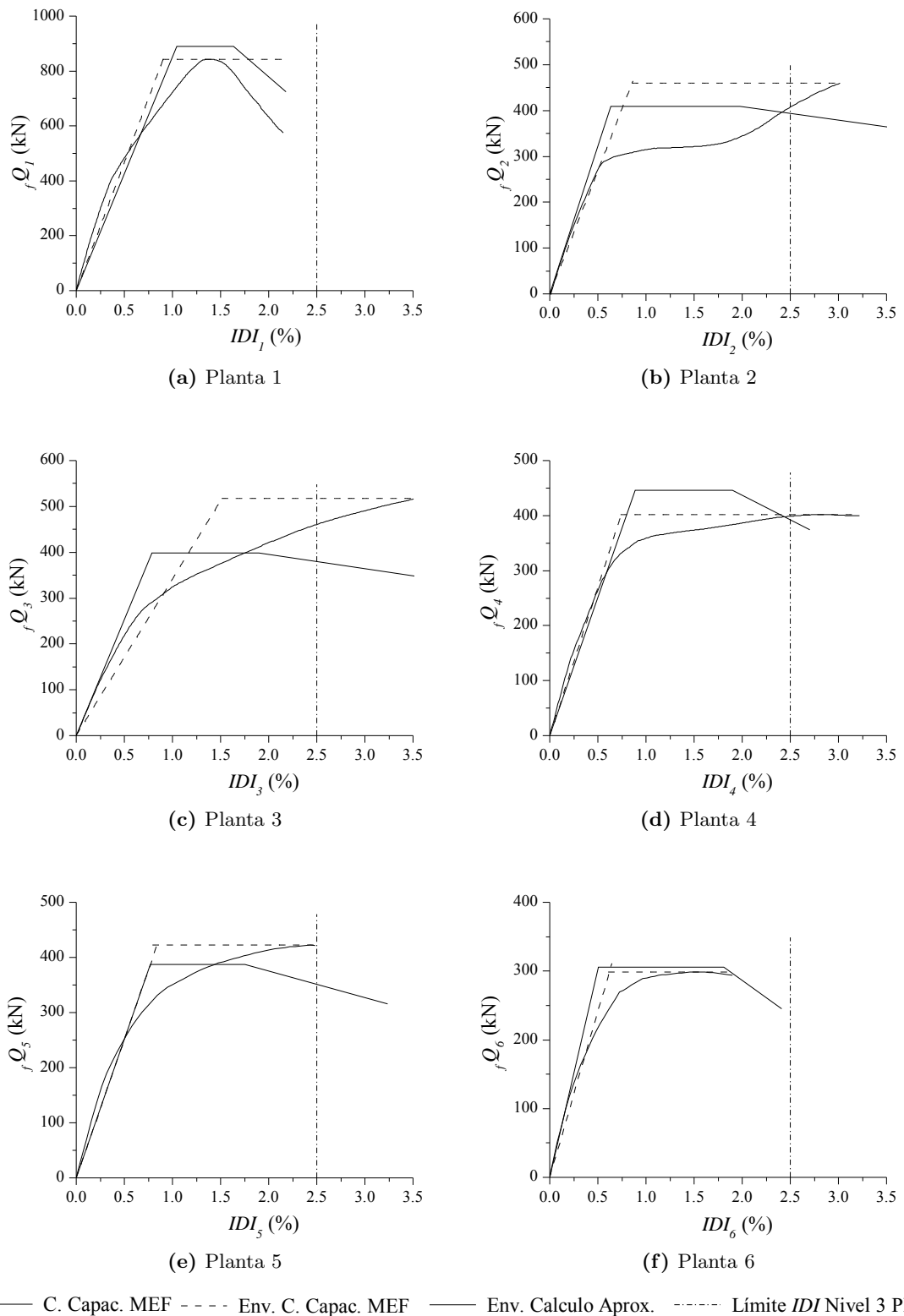


Fig. 9.12: Curvas de Capacidad por planta de la estructura de hormigón armado con forjados reticulares con disipadores de energía proyectada en campo lejano

9.5. Cálculo a punzonamiento de la estructura de hormigón armado con disipadores de energía

En el Capítulo 5 se llevó a cabo el cálculo de la armadura de punzonamiento necesaria en zona sísmica, tanto para conexiones pilar-placa interiores como exteriores.

La interacción de los disipadores en la estructura de hormigón se traduce en incrementos de axiles en pilares y en los tramos de placa de los vanos donde se colocan los disipadores. En el caso de la placa, los incrementos de axil pueden conducir a un incremento en la capacidad a flexión de la placa, y por tanto, en la capacidad de la conexión pilar-placa frente al momento desestabilizador, M_{des} . De esta forma, las tensiones tangenciales debido al momento de cortante excéntrico, $\gamma_\nu M_{des}$ pueden verse incrementadas. En este apartado se analiza este hecho, y la repercusión sobre el cálculo a punzonamiento que se realizó en el Capítulo 5. Dado que el disipador se coloca en un vano interior, tan solo se procede a la comprobación de la conexión pilar-placa interior debido al incremento en la capacidad resistente a flexión de la placa. Asimismo, se analiza la posible degradación de la capacidad a punzonamiento de las conexiones pilar-placa debido al desplazamiento lateral de la estructura mediante el procedimiento expuesto en la Sección 8.2.

En el Capítulo 5 se analizaron las conexiones pilar-placa exterior e interior del forjado de planta tercera (forjado superior de la planta $i = 3$). En este caso, se consideran las mismas conexiones, considerando la conexión interior en la que la interacción con disipador puede producir un incremento en la capacidad a flexión de la placa. Dado que se ha mantenido la sección de los pilares inicialmente propuesta para el cálculo de cargas gravitatorias, se conservan los valores obtenidos tanto para el perímetro como la sección crítica de la placa en torno al pilar.

9.5.1. Cálculo a punzonamiento de la conexión pilar-placa exterior

Como se ha indicado anteriormente, debido a la ausencia de disipadores en los vanos exteriores se mantiene el cálculo propuesto para las conexiones pilar-placa exteriores incluido en el Capítulo 5.

Se realiza la comprobación del desplazamiento límite por fallo a punzonamiento de los distintos estados del PBP de una conexión exterior del forjado de planta tercera, siendo extensibles los resultados al resto de conexiones exteriores por tratarse de la conexión más desfavorable al tener la menor sección del pilar (35x35 cms). En la Tabla 9.21 se incluyen los valores de desplazamiento relativo entre plantas límite para cada estado del PBP obtenidos de la Fig. 8.3, IDI_{lim}^{punz} , en función de los valores que presenta la relación $V_g/\Phi V_c$, considerando para V_c el valor obtenido en la Ec. 5.7 (ACI, 2011).

Tabla 9.21: IDI_{lim}^{punz} por fallo a punzonamiento en conexiones pilar-placa exteriores

Estado	$V_g/\Phi V_c$	$IDI_{lim,3}$ (%)	$IDI_{lim,3}^{punz}$ (%)
Operacional	0.43	0.70	1.03
Seguridad	0.43	1.50	2.05
Próximo Colapso	0.43	2.50	3.08

En todos los niveles de proyecto, el desplazamiento relativo de proyecto, $IDI_{lim,i}$, es inferior al límite establecido por las curvas de proyecto por fallo a punzonamiento, $IDI_{lim,i}^{punz}$ para el forjado superior de la planta $i = 3$.

9.5.2. Cálculo a punzonamiento de la conexión pilar-placa interior en interacción con los disipadores

En la conexión pilar-placa interior del forjado de la planta tercera en la alineación de pilares en altura P3 (Fig. 9.5), la parte de M_{des} correspondiente a flexión queda definido por el coeficiente $\gamma_f = 0.60$ tras aplicar la Ec. 5.2 con $b_1/b_2 = 1$. Teniendo en cuenta los momentos flectores positivos y negativos de los muelles de flexión a ambos lados de la conexión, $M_{vfmax}^+ = 122 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ($=M_{max}^+$ de la Tabla 5.7) y $M_{vfmax}^- = 187 \text{ kN}\cdot\text{m}$, respectivamente, el $M_{des} = (122 + 187) / 0.60 = 515 \text{ kN}\cdot\text{m}$. En el cálculo de M_{vfmax}^- se ha considerado el incremento de capacidad a flexión de $42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ sobre M_{max}^- de la Tabla 5.8, debido al esfuerzo axial a compresión producido por el disipador en la viga.

En el cálculo de V_u se considera de manera simplificada que coincide con V_g puesto que V_{sis} producido por las vigas virtuales adyacentes tiende a compensarse, estableciendo un valor neto muy reducido en comparación con V_g . El valor de V_g teniendo en cuenta la combinación $1.2G + 1.0L + 0.2S$:

- Diferencia axiles pilar superior e inferior al forjado para cargas permanentes, $\Delta N_G = 1.2(1062 - 807) = 306 \text{ kN}$
- Diferencia axiles pilar superior e inferior al forjado para sobrecargas, $\Delta N_L = 0.50(262 - 188) = 37 \text{ kN}$

El valor de V_g será finalmente de $V_g = \Delta N_G + \Delta N_L = 343 \text{ kN}$ (considerando un valor de $\Delta N_{Nv} = 0$ para la acción producida por la sobrecarga de nieve en caso de sismo). En este caso, el valor que resultaría para $V_{sis} = 85.83 - 74.79 = 11.05 \text{ kN}$, resultando válida la aproximación de considerar $V_u \simeq V_g = 343 \text{ kN}$.

El cálculo de la tensión tangencial en la esquina mas solicitada de la sección crítica (Fig. 5.10 b) se realiza mediante la Ec. 5.3, resultando un valor de $\tau_u = 1.93 \text{ N/mm}^2$ donde $c = b_1/2$ y $\gamma_v = 1 - 0.60 = 0.40$. Como se observa, se produce un incremento de tensión cercano al 10 % sobre el valor calculado sin tener en cuenta la interacción con el disipador ($\tau_u = 1.74 \text{ N/mm}^2$, Apartado 5.3.6.2).

Esta acción deberá ser resistida mediante la contribución del hormigón y el acero según la Ec. 5.4. De esta forma, la demanda de τ_s será:

$$\tau_s = \frac{\tau_u}{\Phi} - \tau_c = \frac{1.93}{0.75} - 0.85 = 1.73 \text{ N/mm}^2$$

donde se ha considerado $\tau_c \leq 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.85 \text{ N/mm}^2$, limitación impuesta por la norma ACI (2011) cuando se contempla la contribución del hormigón y del acero para estimar la capacidad resistente de la placa. La limitación de la tensión nominal se calcula con la expresión (ACI, 2011) $\tau_n = \tau_c + \tau_s \leq 0.50 \sqrt{f'_c} = 2.50 \text{ N/mm}^2$. Dado que $\tau_u \leq \Phi \tau_n$, esto implicaría que $\tau_u \leq 1.88 \text{ N/mm}^2$. En este caso, $\tau_u = 1.93 \text{ N/mm}^2$, que conduce a un valor de tensión nominal

de $\tau_n = 1.73 + 0.85 = 2.58 \text{ N/mm}^2$, un valor ligeramente superior al permitido en un 3%. Teóricamente, habría que aumentar el canto del forjado para obtener un menor valor de τ_u . Sin embargo, en este caso, se va a considerar válido el cálculo dada la escasa diferencia que existe sobre el límite teórico de τ_n .

El valor obtenido de $\tau_s = 1.73 \text{ N/mm}^2$ es superior al valor mínimo $\tau_{s,min} = 1.45 \text{ N/mm}^2$ de la Ec. 5.6. Por lo tanto, considerando $\tau_s = 1.73 \text{ N/mm}^2$ y $f_{yt} = 400 \text{ N/mm}^2$ en la Ec. 5.5, resulta una armadura de punzonamiento consistente en $2c\phi 8$ con una separación teórica de $s = 75 \text{ mm}$ dispuestos en las cuatro extensiones de las vigas o crucetas de punzonamiento. La separación máxima permitida por la norma ACI (2011) será $s_{max} = d/2 = 270/2 = 135 \text{ mm}$. Por tanto, la disposición de armadura transversal inicialmente considerada de $s = 60 \text{ mm}$ resultaría válida.

Se realiza a continuación la comprobación del desplazamiento límite por fallo a punzonamiento de los distintos estados del PBP. En la Tabla 9.22 se incluyen los valores de desplazamiento relativo entre plantas límite para cada estado del PBP obtenidos de la Fig. 8.3, $IDI_{lim,i}^{punz}$, en función de los valores que presenta la relación $V_g/\Phi V_c$, considerando para V_c el valor obtenido en la Ec. 5.7 (ACI, 2011).

Tabla 9.22: IDI_{lim}^{punz} por fallo a punzonamiento en conexiones pilar-placa exteriores

Estado	$V_g/\Phi V_c$	$IDI_{lim,3}$ (%)	$IDI_{lim,3}^{punz}$ (%)
Operacional	0.41	0.70	1.04
Seguridad	0.41	1.50	2.08
Próximo Colapso	0.41	2.50	3.12

En todos los niveles de proyecto el valor de $IDI_{lim,i}$ es inferior al límite establecido por las curvas de proyecto por fallo a punzonamiento, $IDI_{lim,i}^{punz}$ del forjado superior de la planta $i = 3$.

9.6. Cálculo a esfuerzo cortante en pilares de hormigón armado

Los pilares de la estructura de hormigón sometida a acciones sísmicas que forman la parte flexible de la estructura mixta con disipadores de energía deben soportar los esfuerzos cortantes que se deriven del nivel de desplazamiento exigido, garantizando la formación de rótulas plásticas sin experimentar el fallo frágil por esfuerzo cortante. Este tipo de fallo, junto con el de punzonamiento en forjados deben ser evitados pues pueden conducir a colapsos parciales o totales de la estructura con un elevado grado de concentración de daño en planta. Por lo tanto, es preceptivo realizar el cálculo de pilares frente esfuerzo cortante, verificando que el hormigón tiene suficiente capacidad resistente, procediendo a continuación a dimensionar la armadura transversal necesaria. Se modificará, en su caso, la armadura transversal que originalmente se dispusiese en los pilares de la estructura de hormigón calculada inicialmente bajo cargas gravitatorias.

Se utiliza el procedimiento expuesto en la Sección 8.2.

9.6.1. Cálculo de armadura transversal en los pilares del pórtico virtual

La fuerza cortante máxima absorbida por cada pilar de una planta, viene determinada por la fuerza cortante máxima deducida de la curva de capacidad de planta, $fQ_{max,i} = fQ_{yi}$, (Tablas 9.19 y 9.20) repartiéndose a cada pilar de forma proporcional a la rigidez fisurada de cada pilar, $f k_j$ al considerar que se cumple la hipótesis de diafragma rígido y todos los pilares presentan el mismo desplazamiento lateral entre plantas, δ_i . A efectos de cálculo, se considerará la fuerza lateral $fQ_{max,i} = fQ_{di} = fQ_{yi}$ obtenida mediante la aplicación del método aproximado para estimar la curva de capacidad presentado en este capítulo. En la Tabla 9.23 se presentan los valores de fuerza cortante que tendría el pilar mas solicitado, $V_{ci,max}$ junto con la fuerza axial a la que se ve sometido, $N_{ci,max}$, tanto en la estructura situada en campo cercano como en campo lejano.

Tabla 9.23: Fuerza cortante en pilares mas solicitados

Pl.	$f k_j$ (kN/m)	$c_1 \times c_2$ (cm)	Campo Cercano			Campo Lejano		
			$fQ_{max,i}$ (kN)	$N_{ci,max}$ (kN)	$V_{ci,max}$ (kN)	$fQ_{max,i}$ (kN)	$N_{ci,max}$ (kN)	$V_{ci,max}$ (kN)
6	5 444	35 × 35	313	384	88	306	318	86
5	4 677	35 × 35	387	806	111	387	618	111
4	4 677	35 × 35	440	1 270	126	446	918	128
3	4 677	35 × 35	398	1 772	114	398	1 222	114
2	6 151	40 × 40	409	2 301	121	409	1 528	121
1	6 626	40 × 40	838	2 886	228	889	1 864	242

El cálculo de la armadura transversal se realiza considerando las siguientes condiciones de proyecto:

- Resistencia característica del hormigón, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero para armadura transversal, $f_{yt} = 400 \text{ N/mm}^2$
- Canto forjado, $h_f = 0.30 \text{ m}$
- Coeficiente de minoración en la estimación de la capacidad a esfuerzo cortante, $\Phi = 0.60$
- Recubrimiento de cálculo de la armadura, $r_c = 3 \text{ cm}$

En estas condiciones, se procede al cálculo de la cuantía y disposición de la armadura transversal de los tramos l_0 y l_1 correspondientes a los extremos y parte central, respectivamente, de los pilares del pórtico virtual de forjado reticular. En ambos casos, se ha considerado para V_u en cada planta el valor de cortante máximo entre campo cercano y lejano del pilar mas solicitado, $V_{ci,max}$ (Tabla 9.23).

La armadura transversal que resulta del cálculo en los extremos del pilar de longitud l_0 se recoge en la Tabla 9.24. Se ha incluido la armadura A_s/s derivada del cálculo (Ec. 8.13) para V_u/Φ . Asimismo, se ha calculado el armado mínimo para dotar al pilar de la máxima ductilidad en zona sísmica en el entorno de la rótula plástica, $A_{s,min}/s$ (Ec. 8.15), así como el ratio volumétrico $\rho_{s,min}$ (Ec. 8.16). Como se puede comprobar, en todos los casos la condición mas desfavorable

para el cálculo de la armadura ha sido la correspondiente a la condición de $\rho_{s,min}$, obteniendo un ratio volumétrico real, $\rho_{s,real}$ igual al mínimo propuesto con una cuantía real de armadura colocada $A_{s,real}/s$ superior a la de cálculo. Para el cálculo de $\rho_{s,real}$ se ha considerado únicamente los estribos o cercos que se colocan en el perímetro quedando determinado su cantidad por la variable N_{c_p} (ACI, 2011). El resto de los estribos se consideran interiores, N_{c_i} , es decir, no agrupan la totalidad de las barras longitudinales del pilar. El número de estribos interiores N_{c_i} son los necesarios para alcanzar junto con los estribos del perímetro la cuantía de cálculo de A_s/s o la mínima $A_{s,min}$ en la dirección de la carga lateral. Para considerar la simetría de montaje de armadura en pilares, los estribos interiores se duplicarán en la dirección ortogonal a la considerada en cálculo, aunque no se tienen en cuenta en la dirección de la carga lateral analizada.

La armadura transversal para el tramo central de los pilares de longitud $l_1 = l_L - 2 \cdot l_0$, se incluye en la Tabla 9.25. En este caso, al igual que ocurre en los extremos, la definición de la armadura queda determinada por la condición exigida por el ratio volumétrico mínimo, $\rho_{s,min}$. Para el cálculo de $\rho_{s,min}$ se ha empleado la segunda condición exigida en la Ec. 8.16 específica para zona sísmica (ACI, 2011), puesto que la primera se exige para mantener la integridad del elemento aunque se produzcan pérdidas del hormigón de recubrimiento, fenómeno característico en la zonas extremas donde se forman las rótulas plásticas. Por la misma razón, para el cálculo de la cuantía mínima $A_{s,min}/s$ se ha empleado la Ec. 8.14.

La armadura transversal obtenida para el pilar mas solicitado en cada planta, se coloca en el resto de pilares de dicha planta. De esta forma, mediante esta disposición de armadura transversal se evita el fallo frágil por esfuerzo cortante, además de dotar a las rótulas plásticas de capacidad de giro y garantizar la resistencia del pilar aún cuando se produzcan pérdidas del hormigón de recubrimiento, evitando el pandeo de la armadura comprimida.

Tabla 9.24: Cálculo de armadura transversal en extremos de pilares del pórtico virtual (Tramo l_0)

Pl.	l_c (m)	l_L (m)	$c_1 \times c_2$ (cm)	$\frac{V_u}{\Phi}$ (kN)	$V_{s,lim}$ (kN)	$\frac{A_s}{s}$ (mm ² /cm)	$\frac{A_{s,min}}{s}$ (mm ² /cm)	s_{l0} (mm)	l_0 (mm)	$\frac{N_{Cp}(l_0)}{s}$ (mm)	$\frac{N_{Cz}(l_0)}{s}$ (mm)	$A_{s,real}/s$ (mm ² /cm)	$\rho_{s,real}$	$\rho_{s,min}$
6	3.10	2.80	35 × 35	147	360	11.75	24.83	72	467	1cφ8/60	1cφ8/60	33.51	0.012	0.012
5	3.10	2.80	35 × 35	185	360	14.82	24.83	72	467	1cφ8/60	1cφ8/60	33.51	0.012	0.012
4	3.10	2.80	35 × 35	214	360	17.09	24.83	87	467	1cφ8/60	1cφ8/60	33.51	0.012	0.012
3	3.10	2.80	35 × 35	190	360	15.22	24.83	87	467	1cφ8/60	1cφ8/60	33.51	0.012	0.012
2	3.10	2.80	40 × 40	202	478	13.93	24.48	100	467	1cφ8/60	1cφ8/60	33.51	0.010	0.010
1	3.50	3.35	40 × 40	403	478	27.85	24.48	100	560	1cφ8/60	1cφ8/60	33.51	0.010	0.010

Tabla 9.25: Cálculo de armadura transversal en parte central de los pilares del pórtico virtual (Tramo l_1)

Pl.	l_c (m)	l_L (m)	$c_1 \times c_2$ (cm)	$\frac{V_u}{\Phi}$ (kN)	$V_{s,lim}$ (kN)	$\frac{A_s}{s}$ (mm ² /cm)	$\frac{A_{s,min}}{s}$ (mm ² /cm)	s_{l1} (mm)	l_1 (m)	$\frac{N_{Cp}(l_1)}{s}$ (mm)	$\frac{N_{Cz}(l_1)}{s}$ (mm)	$A_{s,real}/s$ (mm ² /cm)	$\rho_{s,real}$	$\rho_{s,min}$
6	3.10	2.80	35 × 35	147	360	11.75	3.06	72	1.87	1cφ8/90	1cφ8/90	22.34	0.008	0.008
5	3.10	2.80	35 × 35	185	360	14.82	3.06	72	1.87	1cφ8/90	1cφ8/90	22.34	0.008	0.008
4	3.10	2.80	35 × 35	214	360	17.09	3.06	120	1.87	1cφ8/90	1cφ8/90	22.34	0.008	0.008
3	3.10	2.80	35 × 35	190	360	15.22	3.06	120	1.87	1cφ8/90	1cφ8/90	22.34	0.008	0.008
2	3.10	2.80	40 × 40	202	478	13.93	3.50	150	1.87	1cφ8/75	1cφ8/75	26.81	0.008	0.008
1	3.50	3.35	40 × 40	403	478	27.85	3.50	150	2.23	1cφ8/70	1cφ8/70	28.72	0.008	0.008

9.7. Cálculo a esfuerzo cortante en los nervios del forjado reticular

Los nervios de los forjados reticulares deben tener una capacidad mínima frente al esfuerzo cortante para evitar la rotura frágil que produce este tipo de fallo, al igual que ocurre con los fallos de punzonamiento en ábacos y de esfuerzo cortante en pilares. Para realizar el cálculo a esfuerzo cortante en los nervios de los forjados reticulares, se utiliza la formulación incluida en la Sección 8.2 que permite el cálculo de la armadura necesaria de elementos lineales sometidos a esfuerzo cortante cuando la estructura se ve sometida a acciones sísmicas.

El cálculo de la armadura transversal se realiza considerando el valor del esfuerzo cortante en la sección de contacto con el ábaco de los nervios incluidos en el forjado de planta primera (Sección 9.3). En este forjado, se realizó la comprobación de la capacidad a flexión de los nervios en esta sección cuando en los extremos de la viga virtual se alcanzan los momentos desestabilizadores máximos ($M_{des,vN}^{max}$ y $M_{des,vOp}^{max}$, Tabla 9.12) producidos al plastificar el forjado en las conexiones pilar-placa debido a la actuación de cargas laterales aplicadas sobre la estructura. Concretamente, se analiza el vano central constituido por las conexiones denominadas P2-INT y P3-INT (Tabla 9.12) en el que el valor del esfuerzo cortante producido por acciones laterales calculado a partir de los valores $M_{des,vN}^{max}$ y $M_{des,vOp}^{max}$ es superior al producido en el resto de vanos. Asimismo, se tiene en cuenta el valor del esfuerzo cortante producido por las cargas gravitatorias que soportan los nervios considerados en el ámbito de cálculo ($b_{ab} = 2.16$ m).

De esta forma, el valor de cálculo del esfuerzo cortante considerado a una distancia $x = 1.08$ (sección contacto ábaco-nervios) de uno de los extremos de la viga virtual se compone de:

1. Esfuerzo cortante cargas gravitatorias, V_g . De la Tabla 9.13 se obtiene un valor para la carga uniforme considerada sobre el vano central en planta primera del MEF de $q_{lu,c1}^{int} = 8.84$ kN·m (Tabla 9.13) calculada para un ancho de viga virtual de $b_{vc}^{int} = 1.30$ m. Al considerar la sección de forjado correspondiente al ancho del ábaco $b_{ab} = 2.16$ m sobre la que se analiza la posible formación de una línea de rotura en nervios con formación de rótulas plástica, el valor de la carga gravitatoria que soportan los nervios incluidos en el ancho b_{ab} es $q_g = 8.84 \cdot 2.16 / 1.30 = 14.69$ kN/m. Este valor de carga gravitatoria uniforme, produce una ley de esfuerzo cortante con pendiente uniforme cuyos valores extremos serán los máximos. Por tanto, el valor de esfuerzo cortante debido a cargas gravitatorias a una distancia $x = 1.08$ m del extremo de la viga virtual de longitud $l_v = 6.00$ m queda determinado por la expresión $V_g = (14.69 \cdot 6.00 / 2) \cdot (3.00 - 1.08) / 3.00 = 28.16$ kN.
2. Esfuerzo cortante debido a acciones laterales sobre la estructura, V_{lat} . Se calcula a partir de los valores de $M_{des,vN}^{max} = 212$ kN·m y $M_{des,vOp}^{max} = 337$ kN·m obtenidos indistintamente de la conexión P2-INT o P3-INT (Tabla 9.12) mediante la expresión $V_{lat} = 337 + 212 / 6.00 = 91.50$ kN. Este valor pertenece a una ley uniforme de esfuerzo cortante en la viga virtual cuando es sometida a acciones laterales.

Por tanto, el valor del esfuerzo cortante total, V_{dT} , en la sección de cálculo ($x = 1.08$ m) es $V_{dT} = V_g + V_{lat} = 28.16 + 91.50 \simeq 120$ kN.

El cálculo de la armadura transversal de cada nervio que cuenta con una sección de ancho $b_w = 12$ cm y altura $h_f = 30$ cm (se desprecia la colaboración del ala superior que forma la capa de compresión) se realiza considerando los siguientes datos:

- Resistencia característica del hormigón, $f_{ck} = 25$ N/mm²
- Resistencia de cálculo del acero para armadura transversal, $f_{yt} = 400$ N/mm²
- Coeficiente de minoración en la estimación de la capacidad a esfuerzo cortante, $\Phi = 0.60$ (ACI, 2011)
- Recubrimiento de cálculo de la armadura, $r = 3$ cm
- Longitud libre. Se considera la zona de nervios del espacio entre ábacos de un vano determinado: $l_L = 6.00 - 2 \cdot 1.08 = 3.84$ m.
- Esfuerzo cortante de cálculo en cada nervio, $V_{uN} = V_{dN} = 120/4 = 30$ kN.
- El diámetro mínimo, ϕ_{min} de barra longitudinal que se considera en el cálculo es de 12 mm puesto que en todos los casos la armadura longitudinal superior e inferior de los nervios se coloca agrupada en los nervios (barras de $\phi = 10, 12$ y 16 mm).

En la Tabla 9.26 se obtiene la armadura transversal necesaria en los extremos de los nervios del vano central del forjado de planta primera en contacto con el ábaco. El criterio más restrictivo para el cálculo de la armadura transversal ha sido el de la cuantía mínima de armadura necesaria para alcanzar el ratio volumétrico mínimo $\rho_{s,min}$ (Ec. 8.16) en la longitud l_0 , superando al establecido por la Ec. 8.15 para $A_{s,min}/s$. No obstante, para cumplir la condición de la separación mínima planteada, s_{l0} , se ha dispuesto la armadura de tal forma que tanto la cuantía real de armadura, $A_{s,real}/s$ como el ratio volumétrico real, $\rho_{s,real}$ son muy superiores a los valores de cálculo y mínimos exigidos.

Tabla 9.26: Armadura transversal en los extremos de un nervio del vano central del forjado reticular

$b_w \times h_f$ (cm)	$\frac{V_{uN}}{\Phi}$ (kN)	$V_{s,lim}$ (kN)	A_s/s (mm ² /cm)	$A_{s,min}/s$ (mm ² /cm)	s_{l0} (mm)	l_0 (mm)	$\frac{N C_p(t_0)}{s}$ (mm)	$A_{s,real}/s$ (mm ² /cm)	$\rho_{s,real}$	$\rho_{s,min}$
12 × 30	50	104	4.77	16.87	30	640	1cφ8/30	33.51	0.070	0.042

En la Tabla 9.27 se incluye el cálculo de la armadura del resto del nervio de longitud $l_1 = l_L - 2 \cdot l_0 = 2.56$ m. En este caso el criterio más restrictivo para el cálculo de la cuantía mínima de armadura transversal es el obtenido de la Ec. 8.14, con un valor de $A_{s,min}/s = 1.05$ mm²/cm. No obstante, es inferior a la cuantía real dispuesta $A_{s,real}/s = 7.85$ mm²/cm (1φ6/72 mm) para cumplir la separación mínima exigida s_{l1} . La cuantía real $A_{s,real}/s$ es superior al valor de cálculo en la sección ábaco-nervio $A_s/s = 4.77$ mm²/cm, presentando el ratio volumétrico real un valor de $\rho_{s,real} = 0.016$ superior al mínimo planteado $\rho_{s,min} = 0.008$. Este último se ha calculado mediante la segunda condición exigida al ratio volumétrico mínimo en la (Ec. 8.16) aplicable a elementos situados en zona sísmica. En este caso, resulta excesivo aplicar la primera condición

de la Ec. 8.16 para calcular $\rho_{s,min}$ a toda la longitud del nervio, cuando la zona susceptible de sufrir plastificación y desprendimiento de hormigón se localiza en el contacto nervio-ábaco.

Tabla 9.27: Armadura transversal en la zona central de un nervio del vano central del forjado reticular

$b_w \times h_f$ (cm)	$\frac{V_{uN}}{\Phi}$ (kN)	$V_{s,lim}$ (kN)	A_s/s (mm ² /cm)	$A_{s,min}/s$ (mm ² /cm)	s_{l1} (mm)	l_1 (m)	$\frac{N C_p(l_1)}{s}$ (mm)	$A_{s,real}/s$ (mm ² /cm)	$\rho_{s,real}$	$\rho_{s,min}$
12 × 30	50	104	4.77	1.05	72	2.56	1cφ6/72	7.85	0.016	0.008

La armadura transversal calculada para los nervios del vano central constituye la referencia para dimensionar la del resto de vanos y de plantas del pórtico virtual. El detalle de esta armadura junto con la de punzonamiento se ha recogido en el plano de la Fig. 9.13.

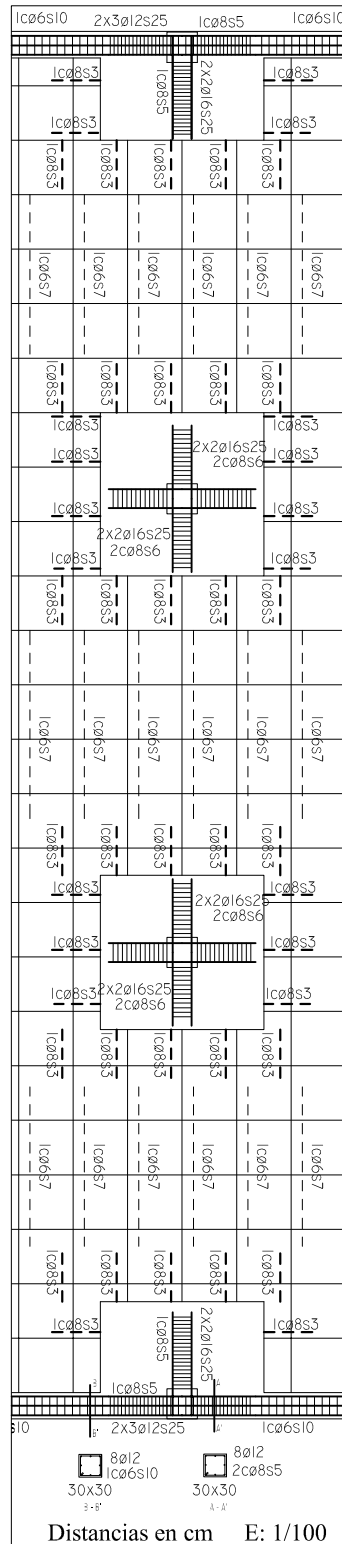


Fig. 9.13: Armadura de cortante en forjado tipo: punzonamiento y cortante en nervios

Una vez calculada la armadura transversal de los nervios, se ha procedido a estimar la relación entre las capacidades a esfuerzos axial y cortante, $N - V$, de los nervios del vano central debido la interacción que se produce con los disipadores. La fuerza axial que se genera en el extremo P3-INT de la viga virtual central del forjado de planta primera viene determinada por el valor de la fuerza cortante de fluencia horizontal del disipador de planta baja, $sQ_{y1} = 523 \text{ kN}$ (Tabla 9.2).

De esta forma, $N = 523$ kN.

Considerando la capacidad resistente conjunta de los cuatro nervios con sección en T, de acuerdo a las cuantías de armadura transversal y longitudinal incluidas en las Tabla 9.26 y 9.12, se puede calcular la ley de interacción axil-cortante ($N_T - V_T$). Considerando un valor de esfuerzo axil $N_T = \pm 523$ kN (se consideran las tracciones positivas), se obtiene el siguiente resultado:

1. Axil tracción, $N_T = 523$ kN. El valor de la capacidad máxima a cortante de los cuatro nervios asociada a esta fuerza axil es de $V_T = 565$ kN. Aplicando el factor de reducción de resistencia $\Phi = 0.60$ sobre V_T , resulta un valor para la capacidad a esfuerzo cortante de cálculo $V_{uT} = 565 \cdot 0.60 = 340$ kN. De esta forma, cada nervio presenta una capacidad a cortante de cálculo de $V_{uN} = 340/4 = 85$ kN superior al valor máximo de demanda estimado anteriormente de $V_{dN} = 30$ kN.
2. Axil compresión, $N_T = -523$ kN. En este caso, la capacidad máxima conjunta a esfuerzo cortante de los nervios es de $V_T = 850$ kN. Aplicando la reducción $\Phi = 0.60$, resulta un valor de cálculo de $V_{uT} = 850 \cdot 0.60 = 510$ kN. La capacidad a esfuerzo cortante por nervio que resulta es $V_{uN} = 510/4 = 128$ kN, superior al valor de $V_{dN} = 30$ kN.

Se puede concluir, por tanto, que los nervios del forjado reticular proyectados con la sección y armadura longitudinal necesarias para resistir cargas gravitatorias junto con el cálculo realizado de la armadura transversal para soportar tanto el esfuerzo cortante producido al plastificar el forjado en los extremos de cada vano como el axil de interacción con los disipadores, tienen capacidad resistente suficiente para evitar su rotura cuando la estructura se vea sometida a un terremoto.

Capítulo 10

Validación numérica del método de proyecto de estructuras con forjado reticular y disipadores de energía

10.1. Introducción

En este capítulo se pretende realizar la validación numérica del método de proyecto de estructuras con forjado reticular y disipadores de energía planteado en el Capítulo 8, mediante cálculos dinámicos sobre el modelo no-lineal de elementos finitos (MEF) del pórtico virtual con forjado reticular de 6 plantas al que se incorporan los disipadores histeréticos de energía calculados con el método propuesto.

Se considera en primer lugar las estructuras proyectadas en el Capítulo 9 tanto en campo cercano como lejano en el Nivel 1 de peligrosidad sísmica (NPS) de proyecto, para terremotos con período de retorno $T_R = 72$ años. Se pretende analizar numéricamente el comportamiento de estas estructuras sometidas a terremotos reales, convenientemente seleccionados y escalados hasta alcanzar el input de energía que contribuye al daño, V_D , correspondiente a $T_R = 72$ años. Los factores de escala empleados, serán objeto de análisis para limitar el valor máximo posible (multiplicador o divisor) al objeto de poder representar adecuadamente el comportamiento de la estructura con sismos de magnitudes diversas.

Asimismo, la estructura mixta proyectada en el NPS-1, se someterá igualmente al mismo conjunto de terremotos variando el factor de escala para alcanzar el input V_D de proyecto estimado para los niveles de peligrosidad sísmica superiores en los que las prestaciones son superiores a las contempladas en el NPS inicial. Corresponden a terremotos de $T_R = 475$ años del NPS-2 en el que se exige un nivel de prestaciones de “Seguridad” y a terremotos de $T_R = 970$ años del NPS-3, en el que se exige un nivel de prestaciones “Próximo al colapso”. Se comparan los resultados obtenidos con las predicciones realizadas en fase de comprobación de prestaciones por el método de cálculo del Capítulo 8 cuando se daña tanto la parte rígida como la flexible considerando unos valores de eficiencia energética determinados por $s a_p$ y $f a_p$, respectivamente, diferentes para estructuras proyectadas en campo cercano respecto a las de campo lejano.

En aquellos niveles de proyecto superiores al NPS-1 en los que se incumplan las prestaciones exigidas, se procede al recálculo de los disipadores de la estructura según el método propuesto

para fase de recálculo en el Capítulo 8 y al posterior análisis mediante cálculos dinámicos del MEF que incluye los nuevos disipadores. De esta forma, se podrá comparar la predicción realizada en el recálculo con los resultados numéricos obtenidos del MEF que permitirán establecer la bondad del método planteado. Dado que se plantea realizar un recálculo por incumplir las prestaciones en un nivel determinado, se presentarán dos opciones de cálculo en función del valor considerado de eficiencia energética, representada por los parámetros $s a_p$ y $f a_p$: (i) con los valores considerados en la fase inicial de comprobación y (ii) con valores pésimos, que permitan obtener la situación de proyecto mas desfavorable.

Por último, con la estructura recalculada en un nivel de peligrosidad sísmica determinado, se procederá a comprobar las prestaciones del resto de niveles, superiores e inferiores de acuerdo al método de cálculo para fase de comprobación, indicado anteriormente. En el caso de realizar el recálculo en el nivel de peligrosidad sísmica superior, solo se realizaría la comprobación en los niveles inferiores. Esta fase se planteará, igualmente, para las dos opciones consideradas de proyecto en función del valor de los parámetros $s a_p$ y $f a_p$.

En los NPS superiores al inicial, correspondientes a los terremotos de proyecto de $T_R = 475$ años y $T_R = 970$ años, se tendrá en cuenta el efecto $P - \delta$ amplificando el input V_D mediante el factor $D_{sP\delta}$ (se considera $D_{s0} = 1$) según el método expuesto en el Capítulo 8 de tal forma que $V_{D,P\delta} = V_D D_{sP\delta}$, siendo $V_{D,P\delta}$ el input de energía de proyecto incluyendo el efecto $P - \delta$. No obstante, el valor del input de energía objetivo a alcanzar en el MEF sometido a los terremotos de proyecto indicados mediante escalado de los acelerogramas, será V_D sin amplificar dado que los cálculos dinámicos a realizar sobre el MEF se realizan en 2º orden, considerando de esta forma el equilibrio deformado de la estructura con la repercusión sobre la misma de las cargas gravitatorias desplazadas.

10.2. Acelerogramas y criterios de escalado

10.2.1. Selección de acelerogramas

Para realizar la validación numérica del método de proyecto planteado mediante cálculos dinámicos, es necesario seleccionar previamente los acelerogramas de los terremotos que se van a utilizar en dichos cálculos. En el método de proyecto se distinguen los dominios de campo cercano y lejano, bajo los cuales resultan distintos dimensionamientos de disipadores para la estructura mixta rígido-flexible. Por tanto, es necesario extender la selección de los terremotos de manera diferenciada en ambos dominios.

Los efectos de campo cercano se van a considerar hasta una distancia epicentral, D_f , de 10 km. En este tema no hay unanimidad, pues hay autores que proponen como límite para campo cercano una $D_f \leq 5$ km (Decanini y Mollaioli, 1998) o una $D_f \leq 15$ km (Iervolino et al., 2008), aunque en todos los casos se hace referencia a la importancia de la leyes de atenuación específicas consideradas en la zona de estudio. Asimismo, dado que el tipo de distancia a emplear también está bajo discusión (Decanini y Mollaioli, 1998), se ha decidido en aras de no limitar el número de acelerogramas disponible, contemplar como campo cercano aquellos terremotos cuya $D_f \leq 25$ km y a su vez la distancia a la falla, D_{falla} , sea menor a 10 km. De esta forma, se pueden contemplar los efectos de directividad que se producen en las localizaciones cercanas a

la falla por los efectos de propagación de la onda (Hori, 2006). El resto de terremotos, serán considerados de campo lejano, esto es, con $D_f > 10$ km y $D_{falla} > 10$ km.

Se ha considerado la selección de siete acelerogramas en cada dominio de campo cercano y lejano. La cantidad estimada se ha basado en las prescripciones establecidas en Eurocódigo-8 (CEN, 2004b) y en otros estudios como los realizados por Iervolino et al. (2008), en los que se establece una cantidad mínima de siete acelerogramas para poder establecer una media de los espectros obtenidos que permita ajustarse al espectro de la norma, en este caso Eurocódigo-8, dentro del rango de períodos establecido de la estructura.

El criterio de selección se ha fundamentado en la base de emplear los menores factores de escala posibles (referenciados sobre la PGA) en los acelerogramas correspondientes a los terremotos originales para conseguir el input de energía V_D de proyecto para el período fundamental de la estructura mixta rígido-flexible. Según la filosofía de PBP, se han contemplado tres niveles de peligrosidad sísmica. De esta forma, es necesario utilizar en cada uno de los acelerogramas seleccionados tres factores de escala distintos. Para establecer el máximo factor de escala posible, se ha tenido en cuenta el trabajo realizado por Iervolino et al. (2010) sobre modelos de comportamiento elástico-perfectamente plástico y elasto-plástico con y sin endurecimiento por deformación. Se establecieron dos tipos de factores de escala, f_{esc} : (i) moderado ($f_{esc} \leq 5$) para terremotos con $5.6 \leq M_w \leq 7.8$ y $0 \leq D_f \leq 35$ (kms) y (ii) considerable ($5 < f_{esc} \leq 12$) para terremotos con $5.5 \leq M_w \leq 7.8$ y $0 \leq D_f \leq 50$ (kms). En ambos casos, Iervolino et al. (2010) obtuvieron un comportamiento estructural medio (demanda de ductilidad y de n_{eq}) semejante al obtenido con acelerogramas sin escalar, con espectros medios de aceleración de respuesta (media de los obtenidos en cada uno los acelerogramas empleados) ajustados al espectro de la norma Eurocódigo-8 en un rango de períodos de 0.15-2.00 segundos. Se excluye la zona de períodos muy cortos, donde el escalado de terremotos no guarda una relación directa con el incremento de magnitud. Por tanto, basado en estos resultados, se establece como factor de escala máximo a emplear $f_{esc} = 12$, ya sea multiplicador o divisor.

El suelo considerado en la selección de acelerogramas, se ha limitado a los tipos B y C (CEN, 2004b), con una $180 \leq V_{S30} \leq 800$ (m/s). Este rango es similar al contemplado a efectos de proyecto, suelo de rigidez intermedia S2 con $100 \leq V_S \leq 700$ (m/s).

En la Tabla 10.1 se presentan los terremotos seleccionados de campo cercano con las características generales en cuenta a distancia epicentral, D_f , distancia a la falla, D_{falla} y magnitud momento, M_w , cuyos acelerogramas y espectros elásticos de respuesta pueden consultarse en el Anexo A.

Tabla 10.1: Terremotos seleccionados de campo cercano

Terremoto	País	Estación	Año	Origen	D_f (km)	D_{falla} (km)	M_w
El Centro	EE.UU.	El Centro	1940	continental	16	5	6.9
Hyogo-ken Nanbu	Japón	Kobe_JMA	1995	continental	25	1	6.9
Lorca	España	Lorca	2011	continental	3	1	5.1
Friuli	Italia	Tolmezzo	1976	continental	23	7	6.5
Alkion	Grecia	Korinthos	1981	marítimo	20	10	6.6
Duzce	Turquía	Duzce	1999	continental	9	0	7.2
Kalamata	Grecia	Kalamata	1986	continental	1	-	4.9

Para validar la selección, es necesario comprobar los f_{esc} que hay que aplicar sobre cada acelerograma para alcanzar el V_D de proyecto ($\xi = 0.05$) en los diferentes niveles del PBP. En la Tabla 10.2 se muestran estos factores de escala obtenidos para un período fundamental del pórtico virtual con disipadores ${}_mT_1 = 0.52$ s. En primer lugar, para cada NPS N_j , se indica el factor de escala estricto, $f_{esc,S}^{N_j}$ al comparar los espectros V_D de los terremotos sin escalar con el de proyecto $V_D(T_1)$. Asimismo, se muestra el valor del factor de escala real $f_{esc,R}^{N_j}$ aplicado sobre el acelerograma de cada terremoto en los cálculos dinámicos llevados a cabo sobre el pórtico virtual proyectado en campo cercano, para alcanzar el V_D de proyecto en cada nivel N_i . Como se puede comprobar en todos los casos, tanto $f_{esc,S}^{N_j}$ como $f_{esc,R}^{N_j}$ alcanzan valores que no llegan al límite planteado de $f_{esc} = 12$.

Tabla 10.2: Factores de escala sobre PGA de los terremotos de campo cercano según PBP (${}_mT_1 = 0.52$ s)

Estación	$T_R = 72$ años		$T_R = 475$ años		$T_R = 970$ años	
	$f_{esc,S}^{N1}$	$f_{esc,R}^{N1}$	$f_{esc,S}^{N2}$	$f_{esc,R}^{N2}$	$f_{esc,S}^{N3}$	$f_{esc,R}^{N3}$
El Centro	0.61	0.60	1.05	1.02	2.14	2.35
Kobe	0.27	0.23	0.47	0.45	0.96	1.10
Lorca	1.05	1.40	1.83	3.25	3.73	8.50
Tolmezzo	0.71	1.00	1.22	2.25	2.50	5.50
Korinthos	0.85	1.00	1.40	1.80	2.85	3.60
Duzce(Duz)	0.47	0.50	0.81	0.95	1.65	2.00
Kalamata	0.86	1.35	1.48	2.80	3.02	7.00

En la Fig. 10.1, se muestra la representación gráfica de los espectros en campo cercano para NPS-1 ($T_R = 72$ años) tanto de proyecto, $V_{D,PROY}$, como de los terremotos escalados, $V_{D,ESC}$, y sin escalar, $V_{D,REAL}$, para obtener un $V_D(0.52) = 55$ cm/s.

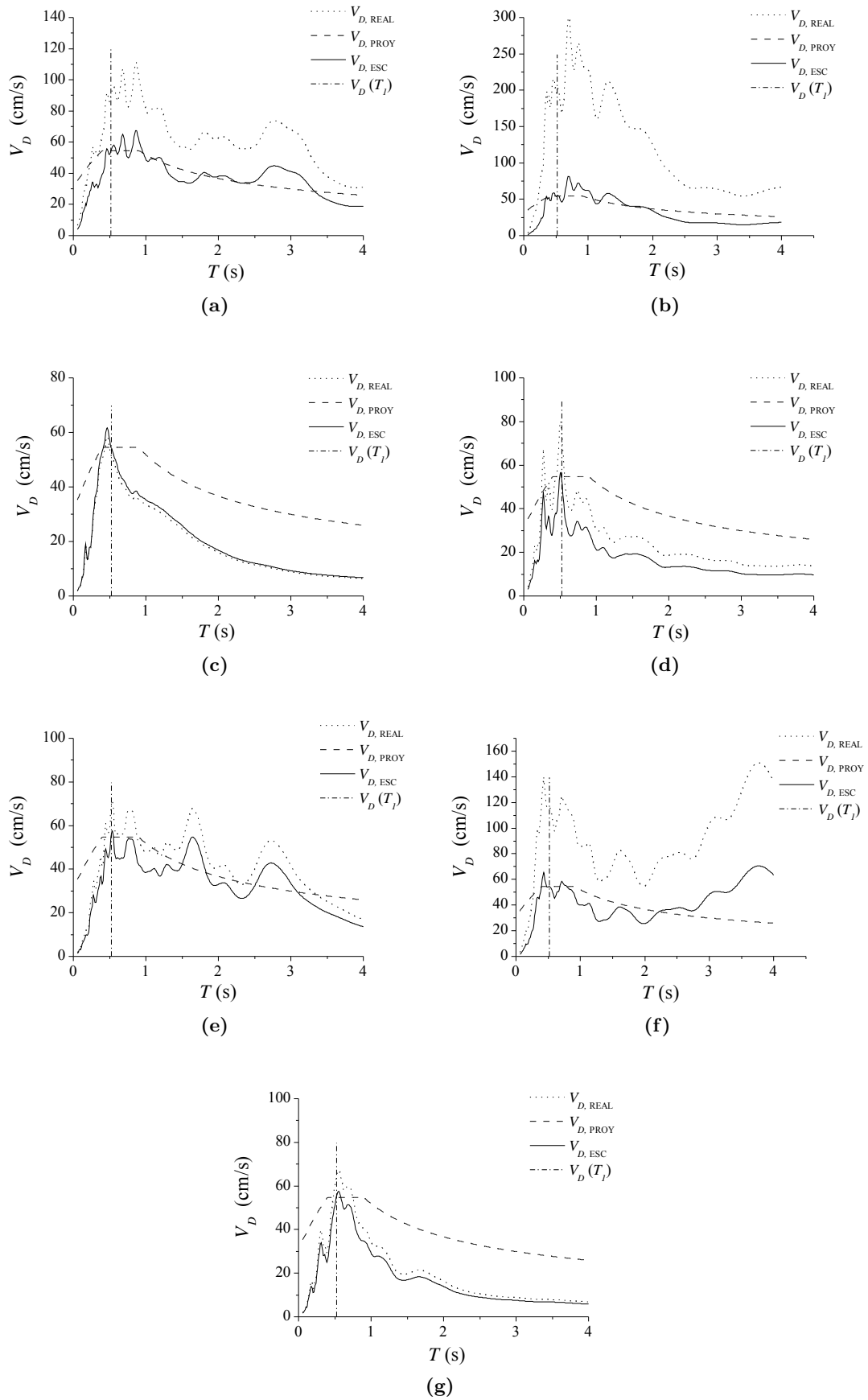


Fig. 10.1: Espectros V_D ($\xi = 0.05$) para terremotos de campo cercano del NPS-1: (a) El Centro, (b) Kobe, (c) Lorca, (d) Tolmezzo, (e) Korinthos, (f) Duzce(Duz) y (g) Kalamata

Para terremotos de campo lejano, se realiza un proceso similar al llevado a cabo en el dominio de campo cercano. En la Tabla 10.3 se muestran los terremotos seleccionados. A efectos de comprobar el f_{esc} necesario en cada nivel de peligrosidad sísmica del PBP, para validar la selección realizada, se muestran en la Tabla 10.4 los resultados obtenidos. Como se puede comprobar también en este caso, el f_{esc} tanto el realizado sobre el espectro como el aplicado sobre acelerogramas en los cálculos dinámicos, muestran un valor de $f_{esc} < 12$.

Tabla 10.3: Terremotos seleccionados de campo lejano

Terremoto	País	Estación	Año	Origen	D_f (km)	D_{falla} (km)	M_w
Izmit	Turquía	Duzce	1999	continental	101	14	7.6
Northridge	EE.UU.	Montebello	1994	continental	47	44	6.7
Montenegro	Montenegro	Petrovac	1979	marítimo	27	3	6.9
Tokachi-oki	Japón	Hachinoe	1968	marítimo	160	240	8.2
Kern county	EE.UU.	Taft	1952	continental	46	46	7.5
Campano Lucano	Italia	Calitri	1980	continental	16	13	6.9
Tabas	Irán	Tabas	1978	continental	53	3	7.4

Tabla 10.4: Factores de escala sobre PGA de los terremotos de campo lejano según PBP ($_m T_1 = 1.32$ s)

Estación	$T_R = 72$ años		$T_R = 475$ años		$T_R = 970$ años	
	$f_{esc,S}^{N1}$	$f_{esc,R}^{N1}$	$f_{esc,S}^{N2}$	$f_{esc,R}^{N2}$	$f_{esc,S}^{N3}$	$f_{esc,R}^{N3}$
Duzce(Izm)	0.59	0.40	1.19	0.74	2.65	1.32
Montebello	2.19	1.50	4.39	3.00	9.84	6.50
Petrovac	0.41	0.32	0.82	0.65	1.83	1.60
Hachinoe	0.59	0.50	1.18	0.92	2.64	1.57
Taft	0.82	0.82	1.63	1.60	3.65	3.60
Calitri	0.27	0.35	0.53	0.50	1.18	1.92
Tabas	0.15	0.16	0.29	0.32	0.65	0.80

En la Fig. 10.2, se muestra la representación gráfica de los espectros en campo lejano para NPS-1 ($T_R = 72$ años), tanto de proyecto, $V_{D,PROY}$, como de los terremotos escalados, $V_{D,ESC}$, y sin escalar, $V_{D,REAL}$, para obtener un $V_D(1.32) = 29$ cm/s.

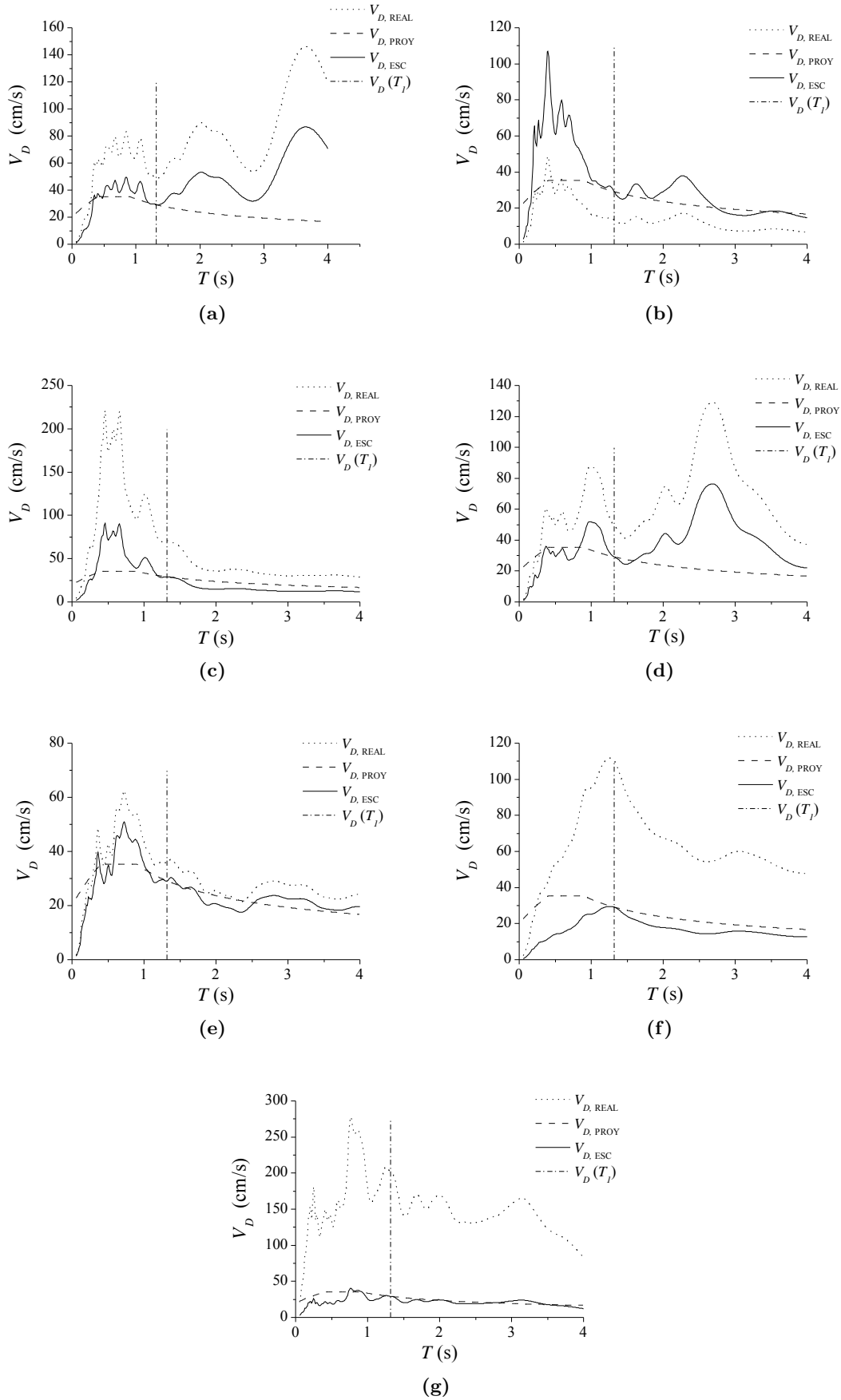


Fig. 10.2: Espectros V_D ($\xi = 0.05$) para terremotos de campo lejano para NPS-1: (a) Duzce(Izm), (b) Montebello, (c) Petrovac, (d) Hachinoe, (e) Taft, (f) Calitri y (g) Tabas

10.2.2. Características de los terremotos seleccionados

En la Tabla 10.5 y 10.6 se incluyen los parámetros espectrales y geofísicos de los terremotos de campo cercano y lejano, respectivamente, determinantes en el método de cálculo desarrollado basado en el balance energético, como son: (i) el período de esquina, T_{NH} , en el inicio de la zona denominada “periodos medios” por Cosenza y Manfredi (2000) en el espectro de aceleración de respuesta, (ii) el período de vibración frontera entre dominios de períodos cortos y largos, T_G , del espectro de input de energía V_E , (iii) PGA y PGV de los acelerogramas y (iv) índice de daño, I_D , de Manfredi et al. (2003). Estos parámetros se han obtenido de los acelerogramas y espectros elásticos de respuesta de los terremotos seleccionados incluidos en el Anexo A.

Tabla 10.5: Características espectrales y geofísicas de los terremotos de campo cercano

Estación	T_{NH} (s)	T_G (s)	PGA (cm^2/s)	PGV (cm/s)	I_D
El Centro	0.60	0.46	341.31	37.23	8.95
Kobe_JMA	0.84	0.34	820.32	90.24	7.11
Lorca	0.43	0.46	325.84	35.40	2.40
Tolmezzo	0.51	0.27	349.85	20.96	6.80
Korinthos	0.80	0.54	225.66	22.43	7.89
Duzce(Duz)	0.70	0.43	369.88	35.72	12.17
Kalamata	0.50	0.56	327.50	25.97	3.01

Tabla 10.6: Características espectrales y geofísicas de los terremotos de campo lejano

Estación	T_{NH} (s)	T_G (s)	PGA (cm^2/s)	PGV (cm/s)	I_D
Duzce(Izm)	0.60	0.35	303.77	41.35	5.11
Montebello	0.39	0.30	163.34	11.02	11.22
Petrovac	0.64	0.46	445.30	38.37	16.54
Hachinoe	0.35	0.49	224.39	43.191	5.82
Taft	0.70	0.35	152.90	17.15	12.97
Calitri	1.00	1.20	155.00	26.16	16.51
Tabas	0.25	0.30	908.35	84.34	9.75

Analizando las características de los acelerogramas seleccionados, tanto de campo cercano (Tabla 10.5) como de campo lejano (Tabla 10.6) en relación con los valores de proyecto estimados para los parámetros T_{NH} e I_D , es necesario realizar algunas indicaciones. Los terremotos seleccionados para campo cercano, presentan unos valores medios de $\overline{T_{NH}} = 0.63$ s y de $\bar{I}_D = 6.90$, valores parecidos a los contemplados en proyecto, $T_{NH} = 0.65$ s e $I_D = 7.50$. Sin embargo, en campo lejano se obtienen unos valores medios de los terremotos seleccionados para $\overline{T_{NH}} = 0.56$ s e $\bar{I}_D = 11.13$, alejados de los contemplados en proyecto $T_{NH} = 1.00$ s e $I_D = 16$, considerados por Benavent-Climent (2011b). No obstante, dado que estas variables se utilizan para estimar el valor del parámetro n_{eq} según la Ec. 6.73, es interesante comprobar si con el valor de proyecto considerado para T_{NH} e I_D en campo lejano se obtienen buenos resultados en cuanto a las prestaciones exigidas en cada nivel de peligrosidad sísmica según el PBP.

Hay que hacer notar que la referencia a un terremoto concreto se realizará a través del nombre de la estación que registró el acelerograma. Tan solo la estación de Duzce, se le incluye la abreviatura del terremoto de referencia para diferenciar el producido en campo cercano Duzce(Duz) (Terremoto Duzce) respecto al de campo lejano Duzce(Izm) (Terremoto Izmit).

10.3. Cálculo de la energía disipada en el modelo de elementos finitos

Para validar los procedimientos de cálculo incluidos en el método de proyecto basado en prestaciones propuesto en esta Tesis, es necesario calcular la energía disipada en el MEF al realizar cálculos dinámicos directos con acelerogramas de terremotos reales. El MEF que se plantea corresponde a un pórtico virtual de forjado reticular de 6 plantas con disipadores de energía, en el cual la energía se disipa en los elementos de plasticidad concentrada (rótulas plásticas) y distribuida (elementos tipo fibra). En ambos casos, la energía disipada se calcula teóricamente mediante la integración de las curvas histeréticas que se obtienen del cálculo dinámico, resultando distintas expresiones según el tipo de elemento: (i) en los elementos tipo fibra de pilares, a partir de los valores momento-curvatura ($M - \phi$) obtenidos del cálculo dinámico en cada coordenada del elemento finito, la energía disipada se calcula mediante la expresión $\int \int M d\phi dx$, (ii) en las rótulas plásticas de vigas virtuales, a partir de la curva histerética momento-rotación ($M - \theta$), la energía disipada se calcula mediante la expresión $\int M d\theta$, y (iii) en los disipadores de energía, a partir de la curva histerética fuerza-desplazamiento ($N - d$), la energía disipada se calcula mediante la expresión $\int N d(d)$. Finalmente, la energía total disipada en el MEF sometido a un terremoto será la suma de la de todos los elementos de plasticidad concentrada y distribuida incluidos en el mismo. Se describe a continuación de manera pormenorizada el cálculo de la energía disipada en cada elemento del MEF sometido a terremotos mediante cálculos dinámicos directos:

- Elementos de plasticidad concentrada en vigas virtuales. La energía se calcula mediante la integración de la curva histerética $M - \theta$ obtenida del cálculo dinámico, utilizando el procedimiento de integración numérica por cuadratura compuesta para el cálculo de $\int M d\theta$. Para ello, sobre cada uno de los $N_p - 1$ intervalos de la curva $M - \theta$ discretizada, donde N_p es el número de pasos del acelerograma, se aplica la fórmula de integración numérica del trapecio, procedimiento finalmente a sumar la contribución de cada intervalo obteniendo el valor de la integral. De esta forma, la energía disipada en este elemento se aproxima mediante la expresión $\int M d\theta \simeq \sum_{j=2}^{N_p} (1/2) (M_j + M_{j-1}) (\theta_j - \theta_{j-1})$, siendo M_j y θ_j el momento y la rotación en el paso “j”, respectivamente. En este tipo de elementos se realiza la simplificación de suponer la curvatura (ϕ) constante a lo largo de la longitud de la rótula plástica, L_{pl} , de tal forma que $\theta = \phi L_{pl}$.
- Elementos de plasticidad concentrada en disipadores. Se sigue un procedimiento similar al realizado para las rótulas plásticas de las vigas. Una vez obtenida la curva histerética $N_j - d_j$ del cálculo dinámico, donde N_j y d_j son la fuerza axial y el desplazamiento del disipador en el paso “j”, respectivamente, la energía disipada por este elemento se calcula mediante la expresión aproximada $\int N d(d) \simeq \sum_{j=2}^{N_p} (1/2) (N_j + N_{j-1}) (d_j - d_{j-1})$.

- Elementos de plasticidad distribuida en pilares. Este elemento finito es de tipo isoparamétrico de 3 nodos con 2 puntos de Gauss, en el que tanto la curvatura como el momento es variable en la longitud del elemento finito (l_{ef}). Para el cálculo de la energía disipada en este tipo de elementos, se subdivide el elemento finito en dos partes de longitud $l_{ef}/2$ incluyendo en cada una de ellas un punto de Gauss. Se realiza la aproximación de considerar uniforme la distribución de curvatura y momento en cada parte, considerando como valores de referencia los obtenidos de cada uno de los puntos de Gauss (Fig. 10.3). De esta forma, cada subdivisión del elemento finito funciona como un modelo de plasticidad concentrada. A partir de la curva histerética $M_{ng,j} - \phi_{ng,j}$ obtenida del cálculo dinámico, donde $M_{ng,j}$ y $\phi_{ng,j}$ son el momento y la curvatura de cada punto de Gauss (ng), respectivamente, obtenidos en el paso “j”, se calcula la energía disipada por el elemento finito de manera aproximada mediante la expresión $\int \int M d\phi dx \simeq \sum_{j=2}^{N_p} \sum_{ng=1}^2 (1/2)(l_{ef}/2) (M_{ng,j} + M_{ng,(j-1)}) (\phi_{ng,j} - \phi_{ng,(j-1)})$.

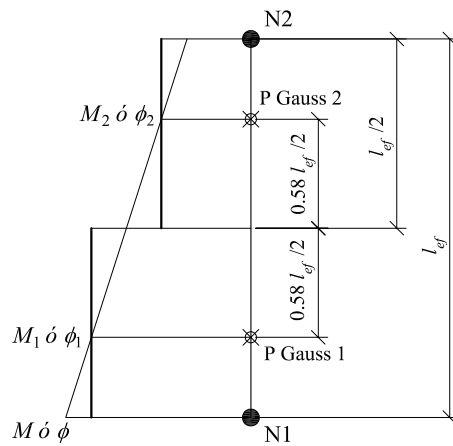


Fig. 10.3: Aproximación de momento y curvatura en elementos de plasticidad distribuida

10.4. Cálculos dinámicos sobre la estructura proyectada para NPS-1

En este apartado se pretende validar el procedimiento de cálculo de disipadores planteado para la estructura mixta rígido-flexible. Dado que la estructura se proyecta para el NPS-1, se considera que la parte principal de hormigón armado permanece en régimen elástico.

De esta forma, una vez calculados los disipadores de energía sobre la estructura principal para terremotos tanto de campo cercano como de campo lejano, realizado en el apartado 9.2.2 del Capítulo 9, se procede a realizar los cálculos dinámicos sobre la estructura mixta rígido-flexible con los acelerogramas seleccionados en cada dominio hasta alcanzar el input de energía V_D correspondiente al NPS-1 que considera terremotos con $T_R = 72$ años.

10.4.1. Cálculos con terremotos del NPS-1 de campo cercano

La estructura mixta rígido-flexible proyectada para el NPS-1 con terremotos de campo cercano y $T_R = 72$ años, se ve sometida a un input de energía que contribuye al daño $V_D = 55$ cm/s.

Para absorber este input, los disipadores se han proyectado según la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ que se indica en la Fig. 10.4 a.

En la Tabla 10.7 se han obtenido el valor de los períodos, mT_n correspondientes a los tres primeros modos de vibración ($n = 1, 2$ y 3) de la estructura mixta rígido-flexible, así como el valor amplificado de los mismos, mT_{mn} , en función del valor de ductilidad de proyecto $\mu_m = 9.10$ (Apartado 9.2.2), según el procedimiento propuesto en el Apartado 6.3.2. Asimismo, se incluye la relación del input de energía histerético obtenido del espectro de Decanini-Mollaioli, E_{h,mT_n} de cada modo de vibración “ n ” respecto al valor de E_{h,mT_1} obtenido para el primer modo.

Tabla 10.7: Períodos e input de energía histerética de proyecto en campo cercano

Modo	mT_n (s)	$mT_{mn}(\mu_m = 9.10)$ (s)	$\frac{E_{h,mT_n}}{E_{h,mT_1}}$ (Dec-Moll)
1	0.52	0.83	1.00
2	0.18	0.37	0.45
3	0.11	0.19	0.22

Por otro lado, en la Tabla 10.8, se han incluido los períodos correspondientes a los picos de máximo input V_D , denominados T_{VDj} , así como los períodos, T_{Fj} , correspondientes a los máximos valores espectrales de la amplitud de Fourier. Como se observa, existe cierta correspondencia entre los picos máximos, denominados resonantes, del espectro de amplitud de Fourier y los del espectro V_D . En el caso del terremoto de Tolmezzo, se aprecia que uno de estos períodos pico está dentro del intervalo $[0.18 - 0.37]$ correspondiente a la amplificación del período correspondiente al segundo modo de vibración que alcanza la estructura cuando plastifica (Tabla 10.7). Por tanto, en ese caso el segundo modo es susceptible de movilizarse en mayor grado que en el resto.

Tabla 10.8: Datos de los espectros de V_D y amplitud de Fourier de los terremotos de campo cercano

Registro	Terremoto						Ampl. Fourier		
	T_G (s)	T_{VD1} (s)	T_{VD2} (s)	T_{VD3} (s)	$\frac{E_{h,mT_2}}{E_{h,mT_1}}$	$\frac{E_{h,mT_3}}{E_{h,mT_1}}$	T_{F1} (s)	T_{F2} (s)	T_{F3} (s)
Duzce(Duz)	0.43	3.72	0.43	0.71	0.35	0.02	0.43	0.71	3.72
El Centro	0.46	0.87	0.68	0.46	0.29	0.09	0.68	0.86	0.46
Tolmezzo	0.27	0.50	0.27	0.35	0.94	0.16	0.50	0.26	0.35
Kalamata	0.56	0.55	0.68	0.31	0.24	0.05	0.56	0.68	0.30
Kobe	0.34	0.70	0.84	0.47	0.24	0.01	0.68	0.84	0.35
Korinthos	0.54	0.54	1.64	0.45	0.23	0.02	0.54	0.44	1.64
Lorca	0.48	0.47	0.53	0.37	0.51	0.09	0.46	0.53	0.37

Asimismo, si se observa la relación $E_{h,mT_n}/E_{h,mT_1}$, tanto las utilizadas en fase de proyecto (espectros Decanini-Mollaioli Tabla 10.7) como las correspondientes a cada uno de los terremotos utilizados en los cálculos dinámicos (con $E_D \simeq E_h$ Tabla 10.8), obtenidos de espectros inelásticos de ductilidad constante), se puede comprobar que para el terremoto de Tolmezzo el valor $E_{h,mT_2}/E_{h,mT_1} = 0.94$ es superior a la prevista en proyecto para el segundo modo de vibración $E_{h,mT_2}/E_{h,mT_1} = 0.45$. Por tanto, en el cálculo de la distribución óptima propuesta

según el análisis modal, el input histerético $E_{h,mT2}$ que actúa como peso en la Ec. 6.43 para evaluar el grado de importancia del segundo modo de vibración, es la mitad del que realmente se alcanza con ese registro de aceleración. De esta forma, el valor de $\bar{\alpha}_i$ propuesto en fase de proyecto (Tabla 10.9) en las plantas superiores es menor al que resultaría si se emplease el que se presenta con el terremoto real, lo que podría producir una concentración del daño superior al previsto en las plantas elevadas de la estructura mixta. El problema se podría resolver, mediante la búsqueda de acelerogramas tales que en el intervalo de períodos determinado por los modos de vibración utilizados para obtener la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$, los espectros de V_D de los terremotos presentasen un ajuste lo más aproximado al espectro de proyecto utilizado.

Benavent-Climent (2011b) intenta solventar el problema de la influencia de los modos altos de vibración en la distribución óptima que propone (Ec. 6.4), introduciendo el valor de la relación ω_G/ω_1 (ó T_1/T_G), siendo $\omega_G = 2\pi/T_G$ y $\omega_1 = 2\pi/fT_1$ las frecuencias esquina del terremoto y la del primer modo de vibración de la estructura principal, respectivamente. Contempla que para valores elevados de ω_G/ω_1 , la influencia de los modos altos puede ser notable y, por tanto, eleva el valor de $\bar{\alpha}_i$ en las plantas superiores respecto a los planteados para valores de ω_G/ω_1 menores. De esta forma, el valor de la distribución de la fuerza cortante de fluencia de los disipadores, ${}_sQ_{yi}/{}_sQ_{y1}$, en las plantas superiores aumenta cuando la estructura se proyecta con un terremoto cuya relación ω_G/ω_1 presenta un valor superior respecto a otro con menor valor en dicha relación de frecuencias, tal y como se aprecia en la Tabla 10.9, en la que se ha considerado $fT_1 = 1.86$ s (Apartado 9.2.2). De esta forma, se disminuye la concentración de daño que se produce en las plantas superiores.

Tabla 10.9: Distribuciones de $\bar{\alpha}_i$ en campo cercano para distintas relaciones ω_G/ω_1

Planta	DO Propuesta	DO Benavent-Climent		
		Tolmezzo ($\omega_G/\omega_1 = 6.89$)	Korinthos ($\omega_G/\omega_1 = 3.44$)	Proyecto ($\omega_G/\omega_1 = 3.58$)
6	1.807	2.788	2.154	2.175
5	1.603	1.895	1.729	1.735
4	1.399	1.410	1.435	1.434
3	1.249	1.149	1.231	1.227
2	1.120	1.024	1.091	1.088
1	1.000	1.000	1.000	1.000

En este caso, el terremoto que presenta mayor valor para ω_G/ω_1 es precisamente el de Tolmezzo, pues como se observa en la Tabla 10.8, es el que cuenta con el menor valor de T_G . No obstante, el emplear el método de Benavent-Climent en fase de proyecto también tiene el inconveniente de desconocer a priori el valor del ratio ω_G/ω_1 . Considerando valores para esta relación recogidos en publicaciones como la de Benavent-Climent (2011b), en la cual se propone en campo cercano un valor de $T_G = 0.52$ s resultaría un valor de proyecto para la estructura de $\omega_G/\omega_1 = 3.58$. En la Tabla 10.9 se incluye la distribución $\bar{\alpha}_i$ denominada DO Benavent-Climent que se obtiene tanto para los valores de ω_G/ω_1 de proyecto como los correspondientes a los terremotos de Tomezzo y Korinthos. Como se puede comprobar, aunque los valores obtenidos en las plantas elevadas con la DO Benavent-Climent de proyecto son superiores a los obtenidos con

la distribución óptima propuesta en la Tesis, no alcanzaría los necesarios al emplear la relación ω_G/ω_1 del terremoto de Tolmezzo.

Según el método planteado en la fase de proyecto, el valor previsto para la distribución uniforme de energía de deformación plástica acumulada expresado en forma adimensional es $s\eta = 18.15$ (Apartado 9.2.2). En la Fig. 10.4 b se ha representado el valor de $s\eta_i$ obtenido de los cálculos dinámicos. Se observa que el valor propuesto presenta un buen ajuste respecto a los obtenidos en cálculo. Tan solo el acelerograma de Tolmezzo presenta una desviación importante en las plantas superiores, debido a las diferencias entre la distribución óptima propuesta con los espectros de proyecto respecto a la que resultaría utilizando los espectros reales del terremoto.

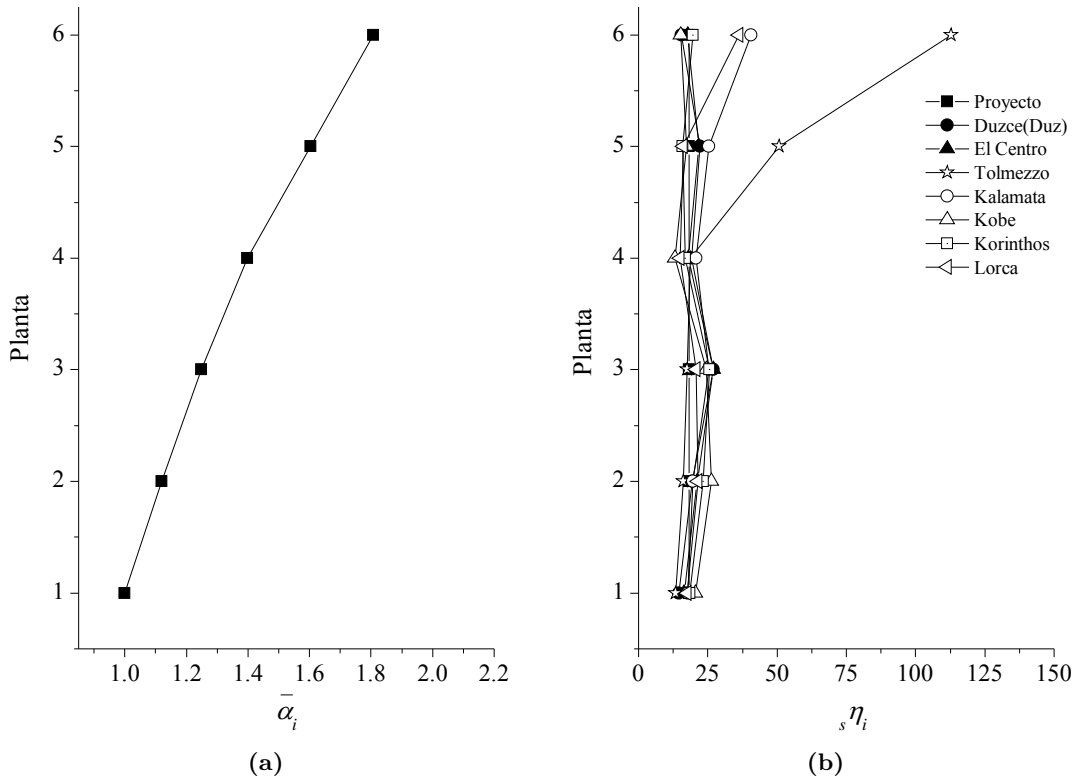


Fig. 10.4: Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo cercano: (a) Distribución $\bar{\alpha}_i$ propuesta en la Tesis, (b) $s\eta_i$

En la Fig. 10.5 a se observan los resultados obtenidos en cuanto a la distribución en altura de los desplazamientos entre plantas expresados mediante el índice IDI_i (%), respecto a la calculada en proyecto. Asimismo, se ha representado tanto el límite de proyecto de IDI_i establecido para el nivel de prestaciones “Operacional” como la distribución del límite de fluencia de la parte flexible, $fIDI_{yi}$, obtenida de la aproximación numérica realizada para estimar la curva de capacidad (Tabla 9.19). Se observa en este caso que la tercera planta es la crítica, con un desplazamiento en fase de proyecto de 0.74 % dado que se ha permitido un 5 % de tolerancia respecto al límite de IDI_i para el nivel de prestaciones. En todos los terremotos, la planta de mayor IDI_i es la tercera, superando en el caso de Lorca ligeramente el valor previsto, alcanzando un $IDI_3 = 0.79$ %. Salvo en este caso, en el resto se establece una distribución de IDI_i con unos valores menores a los previstos en fase de proyecto. Asimismo, la distribución de $fIDI_{yi}$ es

superior en la mayoría de los casos a la obtenida en cálculo, salvo en la planta segunda para el terremoto de Lorca, aunque en un porcentaje mínimo. Se puede concluir, por tanto, que el objetivo de desplazamiento máximo previsto en el NPS-1 puede considerarse válido con el cálculo de disipadores propuesto.

Las desviaciones obtenidas en los distintos terremotos de la distribución de ${}_s\eta_i$ respecto a la uniforme de proyecto, produce que la distribución de energía histerética de cada planta “ i ” respecto al total, E_{hi}/E_{ht} tenga desviaciones respecto a la propuesta en fase de proyecto. Como se observa en la Fig. 10.5 b, existe una mayor concentración del daño en la planta tercera respecto a la prevista. En la planta baja ocurre justo lo contrario. No obstante, estas diferencias en el reparto teórico de la energía son admisibles, ya que se consigue que no exista una marcada tendencia en la concentración del daño en una planta concreta. El hecho de disponer disipadores histeréticos de energía metálicos con rotura de tipo dúctil, implica una capacidad de disipar energía elevada siendo en la mayoría de los casos muy superior a la demanda que experimenta en un terremoto. Asimismo, proyectar los disipadores de acuerdo a una distribución de resistencias laterales óptima, implica que aunque existan desviaciones en el daño respecto a las previstas, éstas puedan ser absorbidas por elementos cuya reserva de energía es muy superior a otros tipos como por ejemplo los de hormigón armado.

En la Fig. 10.5 c se observa la distribución de ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi}$, relación que representaba la eficiencia energética de la estructura sometida, en este caso, a terremotos de campo cercano. El valor obtenido en fase de proyecto fue ${}_s\eta/{}_s\mu_m = 1.99$. Como se puede comprobar, los terremotos en los que la estructura experimenta mayor IDI_i son aquellos que presentan unos valores de ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi}$ menores. El caso extremo se presenta con el terremoto de Lorca, en el cual se obtienen valores para esta relación ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi} \simeq 2$ en la mayoría de las plantas, muy próximo a lo previsto en proyecto, presentando los mayores valores en la distribución de IDI_i . El caso opuesto se produce cuando la estructura se ve sometida a los terremotos de las estaciones de Duzce o El Centro, en los que ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi}$ alcanza valores en torno a 5 y, con valores en la distribución de IDI_i muy inferiores a los previstos en fase de cálculo y respecto a terremotos con una relación ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi}$ inferior.

Finalmente, en la Fig. 10.5 d, se muestra la distribución de aceleraciones absolutas por planta de la estructura para alcanzar un input $V_D = 54$ cm/s. Como se puede observar, no existe una relación directa entre el valor de las aceleraciones y los desplazamientos entre plantas alcanzados. En el caso del terremoto de Friuli (Tomezzo), se observan menores valores de IDI_i , sobre todo en las plantas intermedias y bajas, obteniéndose sin embargo valores de aceleraciones superiores respecto a otros terremotos con los que la estructura presenta desplazamientos mucho mayores.

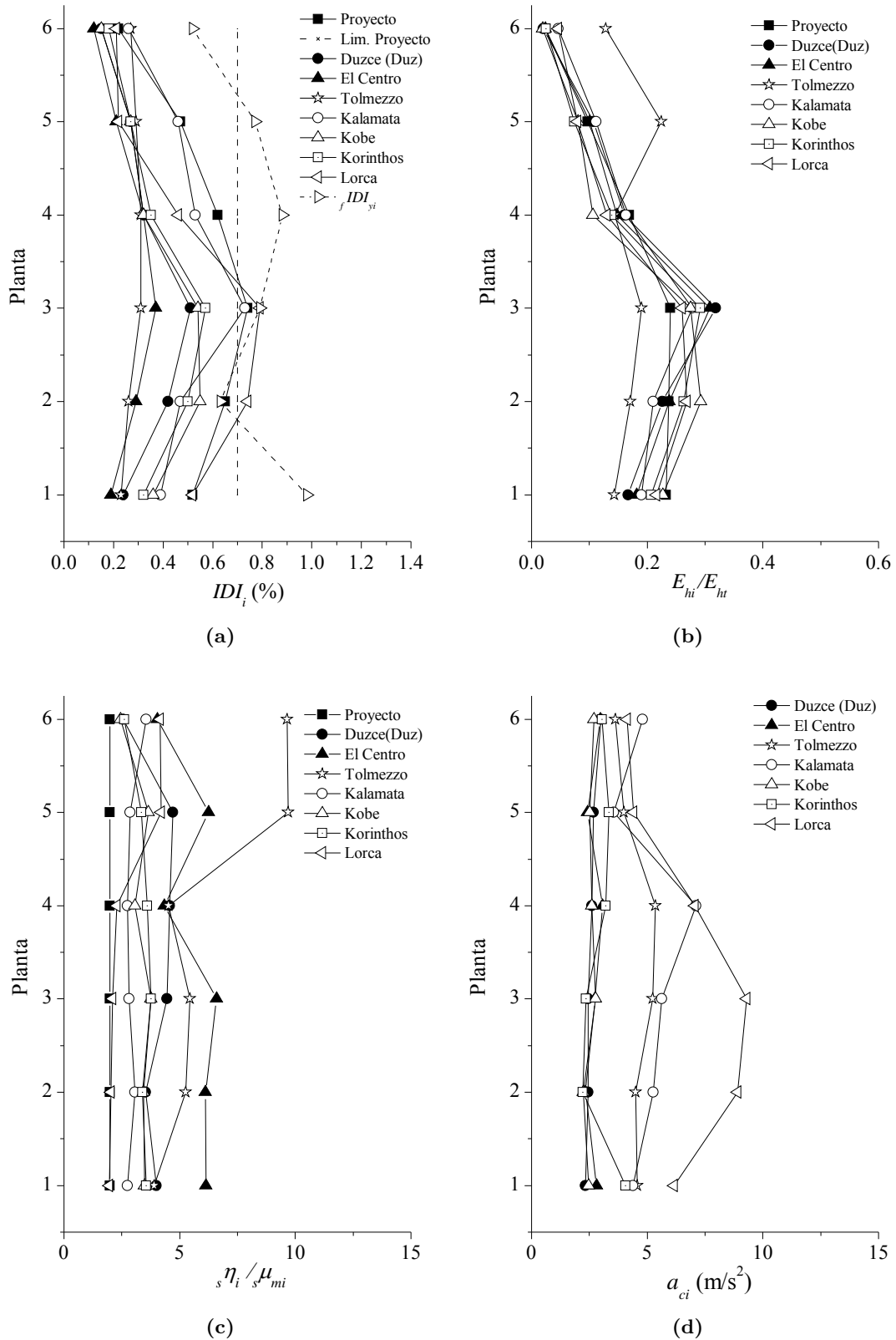


Fig. 10.5: Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) E_{hi}/E_{ht} , (c) $s\eta_i/s\mu_{mi}$, y (d) a_{ci}

10.4.2. Cálculos con terremotos del NPS-1 de campo lejano

La estructura mixta rígido-flexible proyectada para el NPS-1 con terremotos de campo lejano y $T_R = 72$ años, se ve sometida en este caso a un input de energía que contribuye al daño $V_D = 29$ cm/s menor respecto al dominio de campo cercano. Para absorber este input, los disipadores se han proyectado según la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ que se indica en la Fig. 10.6 a.

Al analizar la influencia en la distribución óptima propuesta de la relación $E_{h,mTn}/E_{h,mT1}$ obtenida de terremotos reales y de espectros de proyecto, se observa un valor de la relación de proyecto (Tabla 10.10) muy inferior respecto a los obtenidos en los terremotos de Montebello y Petrovac (Tabla 10.11). Esto implica una mayor movilización de los modos altos de vibración respecto a la prevista en fase de cálculo, lo que puede originar cierto grado de concentración de daño en las plantas superiores. Esta hecho, se complementa al observar los períodos pico de los espectros de V_D y amplitud de Fourier de estos terremotos respecto a los de los modos de vibración de la estructura mixta. Se comprueba que los modos 2 y 3 presentan rangos de períodos al plastificar que incluyen los valores picos indicados, implicando una influencia determinante de estos modos en el comportamiento de la estructura.

Tabla 10.10: Períodos e input de energía histerética de proyecto en campo lejano

Modo	mT_n (s)	$mT_{mn}(\mu_m = 4.25)$ (s)	$\frac{E_{h,mTn}}{E_{h,mT1}}$ (Dec-Moll)
1	1.32	1.50	1.00
2	0.45	0.64	1.47
3	0.29	0.44	1.38

Tabla 10.11: Datos de los espectros de V_D y amplitud de Fourier de los terremotos de campo lejano

Registro	Terremoto						Ampl. Fourier		
	T_G (s)	T_{VD1} (s)	T_{VD2} (s)	T_{VD3} (s)	$\frac{E_{h,mT2}}{E_{h,mT1}}$	$\frac{E_{h,mT3}}{E_{h,mT1}}$	T_{F1} (s)	T_{F2} (s)	T_{F3} (s)
Calitri	1.20	1.27	0.94	3.00	0.29	0.16	0.90	1.30	1.14
Hachinoe	0.49	2.70	0.96	2.03	1.46	1.42	2.73	0.95	1.14
Duzce(Izm)	0.35	3.67	2.00	0.85	1.74	1.18	3.72	0.85	0.67
Montebello	0.30	0.40	0.59	0.70	7.27	10.58	0.39	0.59	0.59
Petrovac	0.46	0.46	0.66	0.57	7.39	3.57	0.46	0.57	0.66
Tabas	0.30	0.77	0.89	1.25	0.65	0.55	0.76	0.89	0.94
Taft	0.35	0.73	0.62	0.88	1.53	1.24	0.73	0.61	0.87

En el caso de la DO Benavent-Climent (Tabla 10.12), se observa que no existen grandes diferencias respecto a la planteada con la distribución óptima propuesta en la Tesis. Asimismo, al igual que en el dominio de campo cercano, al plantear en fase de proyecto un $T_G = 1.00$ (Benavent-Climent, 2011b) en la DO Benavent-Climent, se obtiene un valor de $\omega_G/\omega_1 = 1.86$, con una distribución menor en las plantas superiores respecto a la propuesta en la Tesis (Fig. 10.6 a), lo que agudizaría el efecto de concentración de daño en las plantas superiores.

Tabla 10.12: Distribuciones de $\bar{\alpha}_i$ en campo lejano para distintas relaciones ω_G/ω_1

Planta	DO Propuesta	DO Benavent-Climent		
		Montebello ($\omega_G/\omega_1 = 6.20$)	Petrovac ($\omega_G/\omega_1 = 4.04$)	Proyecto ($\omega_G/\omega_1 = 1.86$)
6	2.310	2.648	2.253	1.912
5	1.806	1.861	1.757	1.657
4	1.392	1.415	1.430	1.446
3	1.182	1.165	1.216	1.270
2	1.063	1.037	1.079	1.123
1	1.000	1.000	1.000	1.000

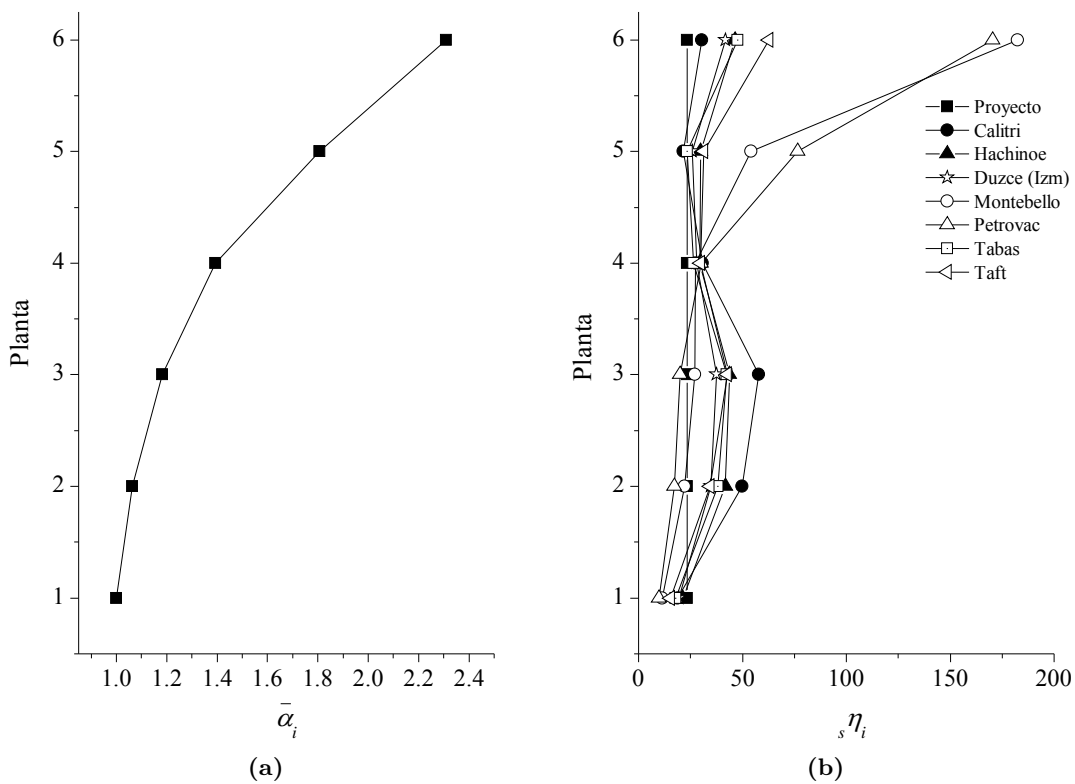


Fig. 10.6: Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo lejano: (a) Distribución de $\bar{\alpha}_i$ propuesta en la Tesis, (b) $s\eta_i$

En la Fig.10.7 a se observa la distribución de IDI_i obtenida de los cálculos dinámicos en relación a la prevista en fase de proyecto, con un IDI_i máximo del 0.53 % que corresponde al límite de proyecto ($IDI_{lim,i} = IDI_{lim} = 0.50$ %) dibujado con línea discontinua con una tolerancia del 5 %. Se observa un buen comportamiento de la estructura proyectada para cumplir las prestaciones del NPS-1. Existen pequeñas desviaciones menores al 10 % del terremoto de Duzce(Izm) en planta tercera y de Montebello-Petrovac en la última planta, aunque admisibles por lo exigente del límite propuesto. En este caso, la distribución de $fIDI_{yi}$ es muy superior en todos los casos a los valores obtenidos en cálculo, garantizando un comportamiento elástico en la parte flexible.

El valor previsto para la distribución uniforme de energía de deformación plástica acumulada

expresado en forma adimensional es ${}_s\eta = 23.50$ (Apartado 9.2.2). En la Fig. 10.6 b se ha representado el valor de ${}_s\eta_i$ obtenido de los cálculos dinámicos. Se observa en este caso una desviación en plantas intermedias de la distribución de ${}_s\eta_i$ obtenida en los cálculos dinámicos respecto a la uniforme de proyecto, mayor que la producida en campo cercano. Asimismo, se produce una desviación importante en las plantas superiores de la estructura cuando se emplean los acelerogramas de Montebello y Petrovac, en los que se constata la concentración de daño anticipada anteriormente. Es necesario destacar que, a pesar de estas desviaciones en el reparto del daño, se ha mantenido bajo control la distribución de IDI_i . Por tanto, se puede concluir que a efectos de proyecto es necesario dotar de una reserva de energía a los disipadores para compensar las posibles desviaciones en el reparto del daño de la estructura sometida a terremotos con unas características que difieran del terremoto tipo (envolvente de espectros) empleado en la fase de proyecto. Esta filosofía de reserva energética se aplica en la norma japonesa (Building Research Institute, 2009a), concretamente en la sección dedicada a proyecto sismorresistente basado en métodos energéticos, donde se exponen criterios analíticos para calcular su estimación.

En la Fig. 10.7 c se obtiene la distribución de ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi}$. El valor mínimo considerado en fase de proyecto fue de ${}_s\eta/{}_s\mu_m = 5.53$ (Apartado 9.2.2). Se observa que en todos los casos, se supera el valor de proyecto, mostrando el modelo numérico una mayor eficiencia energética. Al igual que en el dominio de campo cercano, los terremotos que presentan los valores mas reducidos de ${}_s\eta_i/{}_s\mu_{mi}$ son los que experimentan mayores desplazamientos entre plantas, como ocurre en los terremotos de Duzce(Izm) y Taft. En el extremo opuesto se encuentra la estructura sometida a los terremotos de Calitri y Hachinoe.

Las aceleraciones absolutas que se obtienen a nivel de planta (Fig. 10.7 d) son en este caso inferiores a las que se presentan en campo cercano (Fig. 10.5 d), debido a que la estructura está sometida a un menor input V_D y a una configuración final de rigideces entre plantas más flexible ($K = 1.00$ frente a $K = 11.80$ en campo cercano).

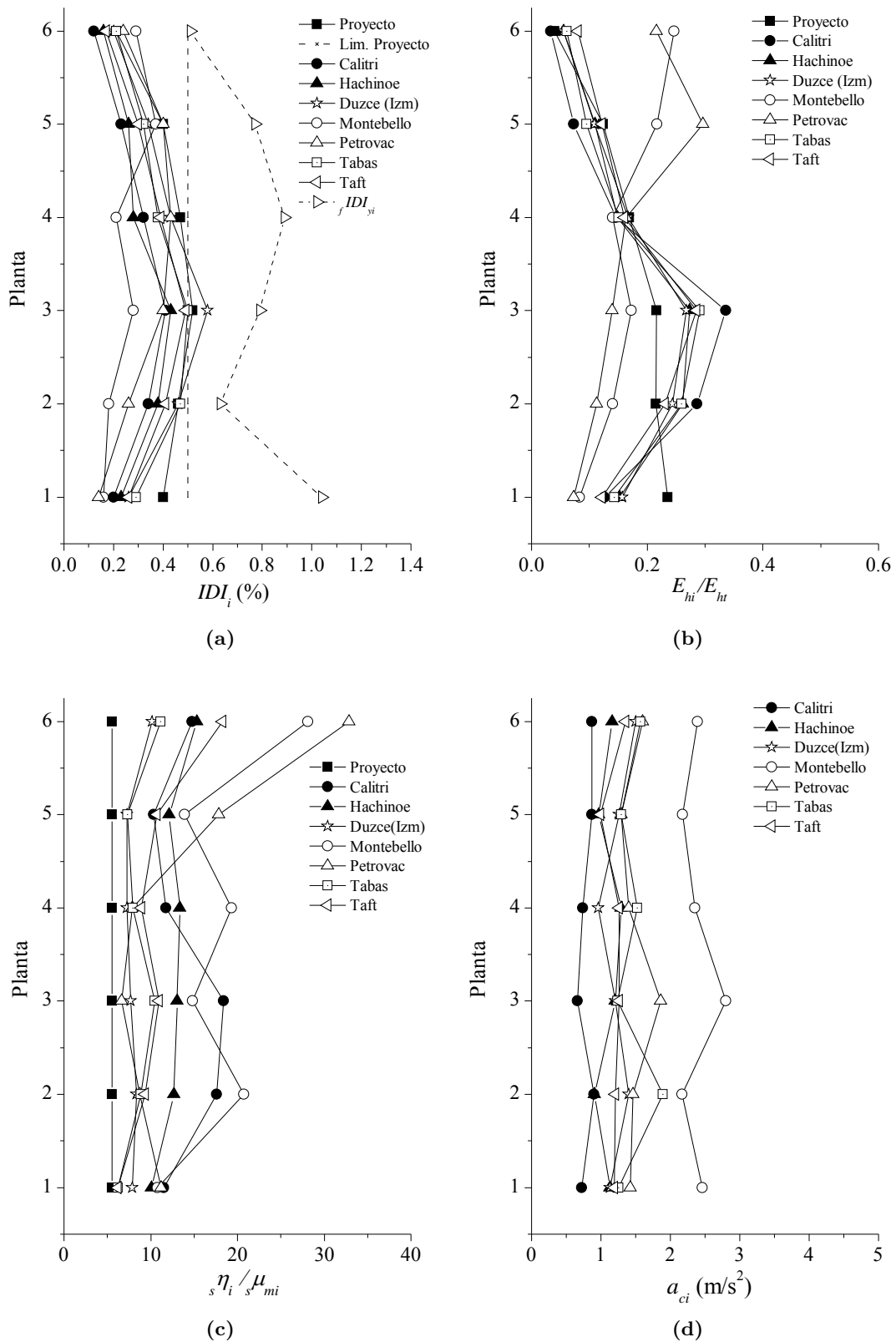


Fig. 10.7: Estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos del NPS-1 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) E_{hi}/E_{ht} , (c) $s\eta_i/s\mu_{mi}$, y (d) a_{ci}

10.4.3. Comprobación de la estructura proyectada para el NPS-1 en niveles de peligrosidad sísmica superiores

Una vez que la estructura ha sido proyectada tanto para terremotos de campo cercano como lejano para soportar terremotos del NPS-1, es necesario comprobar que se cumplen las prestaciones de los niveles superiores, esto es de los NPS-2 y NPS-3, según el método de proyecto basado en prestaciones planteado. Así pues, en los siguientes apartados se incluyen los resultados de la estructura proyectada para el NPS-1 sometida a terremotos de campo cercano y lejano, con inputs de energía V_D de acuerdo al nivel de peligrosidad sísmica a analizar.

Es necesario indicar que las predicciones de comportamiento de la estructura que se realizan, se han planteado teniendo en cuenta la posible plastificación tanto de la parte rígida (disipadores de energía) como la parte flexible (estructura de hormigón armado con forjados reticulares) mediante el método de cálculo expuesto en la Sección 8.5. Para ello, se contemplan unas relaciones $\eta_i/\mu_{mi} = \eta/\mu_m = \text{cte}$ para las partes rígida y flexible de acuerdo con el estudio paramétrico que realizó Akiyama (1985) para las estructuras mixtas rígido-flexibles. Para la parte rígida, formada en este caso por los disipadores hysteréticos de energía, propone la relación de proyecto ${}_s a_p = {}_s \eta / {}_s \mu_m = 4 + 4r_q$, independiente del dominio de campo cercano o lejano, aunque indica que el límite inferior se sitúa en ${}_s a_p = 2 + 2r_q$. Para la parte flexible, en el caso de que ésta plastifique, Akiyama (1985) propone para estructuras con ley hysterética elástica-perfectamente plástica valores de ${}_f a_p = {}_f \eta / {}_f \mu_m = 4.0$ y para leyes de tipo deslizante (es decir, con efecto pinzamiento elevado) ${}_f a_p = 2.0$. En este caso, dado que la parte flexible está formada por la estructura de hormigón con forjado reticular, se opta por un coeficiente ${}_f a_p = 2.0$ debido al elevado pinzamiento que se produce en las conexiones pilar-forjado reticular, tanto interiores como exteriores.

La estructura proyectada en el NPS-1, para poder cumplir con el NPS-2 en el que se exige el nivel de prestaciones denominado “Seguridad”, debe mantener su integridad con margen sobre el colapso, a pesar de que pueda sufrir daños, pudiendo quedar fuera de funcionamiento hasta su reparación. Para cumplir con estas prestaciones, es necesario evitar las concentraciones de daño en cualquier planta, de tal forma que las distribuciones de ${}_f E_{hi}$, ${}_f \eta_i$ y ${}_s \mu_i$ tengan cierta suavidad en la estructura principal de hormigón armado, con un nivel de desplazamiento entre plantas inferior a ${}_f IDI_{di}$ (Tabla 9.19 y 9.20) a partir del cual se considera que la parte flexible dañada comienza la degradación de resistencia por acumulación de daño haciendo inviable su posible reparación. Asimismo, se limita el valor de desplazamientos entre plantas a valores de $IDI_i \leq 1.50\%$ (Tabla 8.1) para garantizar cierta protección sobre los elementos no estructurales e instalaciones del edificio (Sección 2.4).

Para cumplir el nivel de prestaciones “Próximo al Colapso” del NPS-3, la estructura debe mantener la capacidad resistente necesaria para evitar el colapso aunque el edificio quede severamente dañado. Para ello, se limita el desplazamiento lateral entre plantas de tal forma que el $IDI_i \leq {}_f IDI_{ui}$ (Tabla 9.19 y 9.20). Asimismo, se limita el desplazamiento lateral a valores de $IDI_i \leq 2.50\%$ (Tabla 8.1) pues para valores de IDI_i superiores el riesgo de rotura frágil de punzonamiento por desplazamiento entre plantas excesivo sería elevado (Fig. 8.3).

Tanto en la comprobación a realizar en el NPS-2 como en NPS-3 se considera el efecto $P - \delta$ que produce un incremento adicional del desplazamiento debido a la amplificación del input de

energía V_D determinado por el factor $D_{sP\delta}$ (Sección 8.4).

10.4.3.1. Cálculos con terremotos del NPS-2 en estructura proyectada para el NPS-1 con terremotos de campo cercano

Para realizar la predicción del comportamiento de la estructura en campo cercano, es necesario determinar previamente los coeficientes $s a_p$ y $f a_p$ que se van a utilizar.

En este dominio cerca de falla, son característicos los terremotos de tipo impulsivo que producen una baja eficiencia en la disipación de energía. Por esta razón, se opta por considerar un valor conservador de $s a_p = s\eta/\mu_m = 4$ utilizando el límite inferior que propone Akiyama (1985) en la que se ha considerado un valor de $r_q = 1$, en previsión de que se supere el límite de fluencia de la estructura principal en cuyo caso $r_q = f_{fs1}$. Para ello, se ha tenido en cuenta que la estructura mixta proyectada en Nivel 1 para terremotos de campo cercano presenta un valor de $f_{fs1} > 1$ (f_{fs1} es el valor máximo de r_q) en todas las plantas salvo en la 2 y 3 en las que f_{fs1} tienen un valor de 0.83 y 0.92, respectivamente. En la parte flexible, se considera un coeficiente $f a_p = 2.0$, como se ha comentado en el Apartado 10.4.3.

El input de energía para realizar la predicción con el método de cálculo propuesto en este nivel, correspondiente al período de la estructura mixta $mT_1 = 0.52$ s es de $V_{D,P\delta} = 96$ cm/s, considerando un factor $D_{sP\delta} = 1.012$.

La estructura situada en campo cercano, proyectada para el NPS-1 presenta en general un buen comportamiento con terremotos del NPS-2 ($T_R = 475$ años), según se desprende del análisis de la distribución de IDI_i incluida en la Fig. 10.8 a. Se observa que la estructura no supera el límite de $IDI_{lim} = 1.50$ % en la mayoría de los terremotos, así como el de la distribución de $f IDI_{di}$ (Tabla 9.19). Sin embargo, con el terremoto de Lorca se supera el límite $f IDI_{di}$ en las plantas 1, 2 y 3, indicando que el daño producido en la estructura es severo, incumpliendo las prestaciones exigidas en el NPS-2.

En la Fig. 10.8 b se observa que la distribución de $s\eta_i$ se aproxima a la predicción uniforme realizada, salvo en las últimas plantas.

En la Fig. 10.8 c se obtiene la distribución del daño medido con la energía de deformación plástica que se alcanza en cada planta. Existe ausencia de concentración de daño, ya que en todos los casos se sigue de manera aproximada la distribución prevista, cumpliéndose por tanto uno de los objetivos establecidos en el NPS-2. En la Fig. 10.8 d se muestra el daño que se acumula en el disipador, sE_{hi} , respecto al total, E_{hi} , en cada planta "i". En los terremotos de Lorca y Kalamata se produce una mayor afección en la estructura principal de hormigón, correspondiente con los niveles máximos de IDI_i que ha mostrado la estructura con estos terremotos.

El nivel de daño esperado en la estructura principal, expresado mediante el parámetro $f\eta_i$, en general resulta del lado de la seguridad al mostrar una predicción superior a la mostrada en los cálculos (Fig. 10.9 a). No obstante, en la distribución de $f\mu_{mi}$ (Fig. 10.9 b) sí que se observa con el terremoto de Lorca una demanda de ductilidad superior a la prevista, debido a que los desplazamientos obtenidos con este terremoto superaban la predicción realizada.

La previsión realizada para establecer la eficiencia energética tanto en la parte rígida como en la flexible mediante los coeficientes $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$, se puede contrastar mediante la relación η_i/μ_{mi} obtenida para cada parte estructural en los cálculos dinámicos. En la Fig. 10.9 c se observa

que los valores obtenidos para la relación $s\eta_i/s\mu_{mi}$ se mantienen en todos los casos por encima de 4, salvo en los terremotos de Lorca y Kalamata en los que se alcanzan valores de $s\eta_i/s\mu_{mi}$ de 2.50 y 3.50, respectivamente, razón por la cual se superan los valores de IDI_i previstos. Por tanto, el valor propuesto para $s a_p$ puede considerarse válido a efectos de proyecto, salvo que estudios específicos recomienden valores menores en localizaciones cercanas a falla con efectos de directividad parecidos a los experimentados por el terremoto de Lorca. En la Fig. 10.9 d se obtienen valores menores a los previstos para $f a_p$ debido al bajo nivel de plastificación que se alcanza en la estructura de hormigón en la mayoría de los casos para este nivel de proyecto. Cuando el valor de ductilidad en una planta es muy reducido ($f\mu_i < 0.01$) o no se produce plastificación se ha optado por no representar el valor de $f\eta_i/f\mu_{mi}$ de dichas plantas. En los casos en los que la estructura principal plastifica, se han alcanzado valores de $f\eta_i/f\mu_{mi} < 1.50$. Cabría pensar, por tanto, considerar a efectos de proyecto un valor para $f a_p < 2$. No obstante, esto conduciría a predicciones de la distribución de IDI_i mayor a la planteada en este caso que superaba en la mayor parte de los casos a las obtenidas en los cálculos dinámicos, salvo en los terremotos de Kalamata y Lorca.

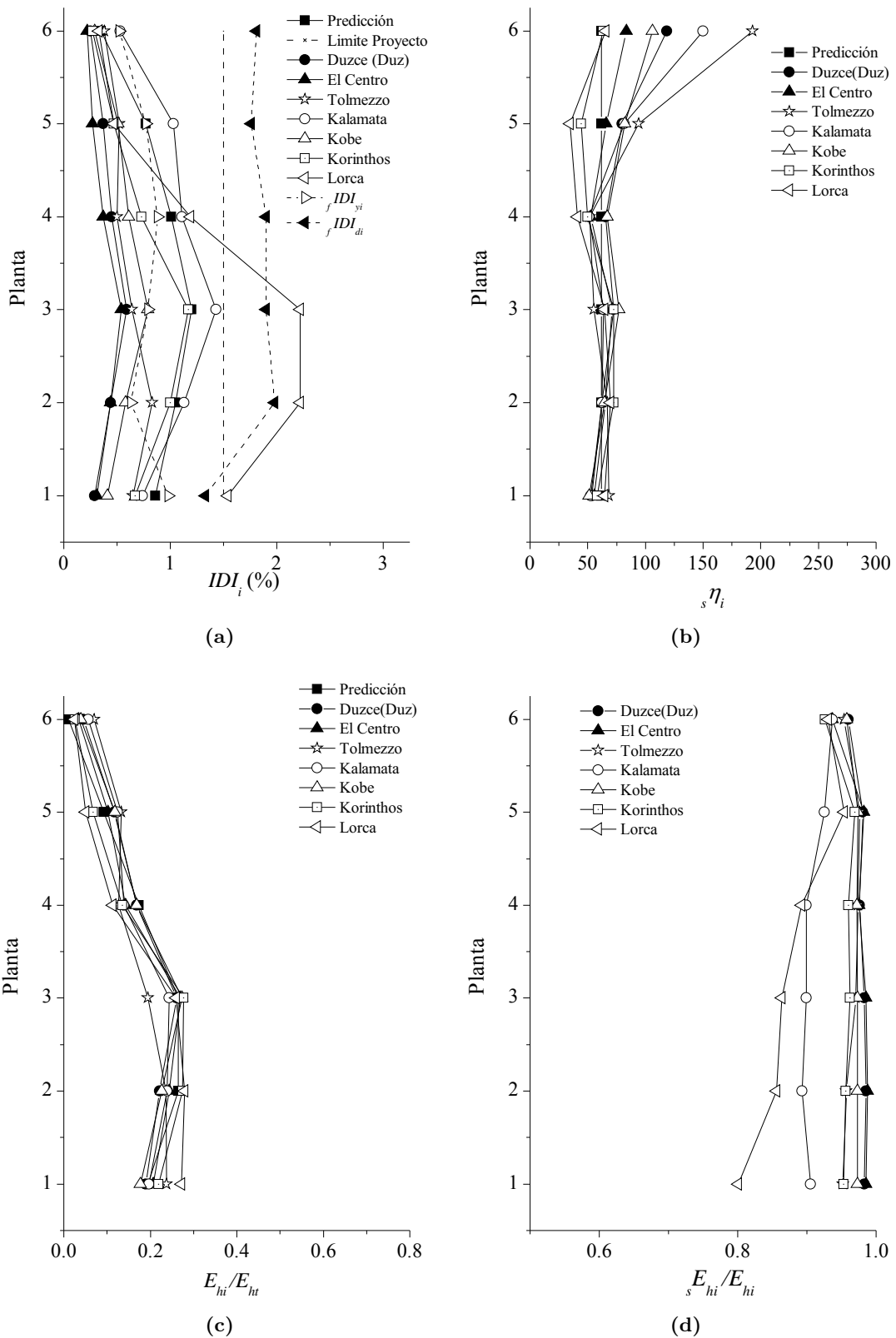


Fig. 10.8: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}

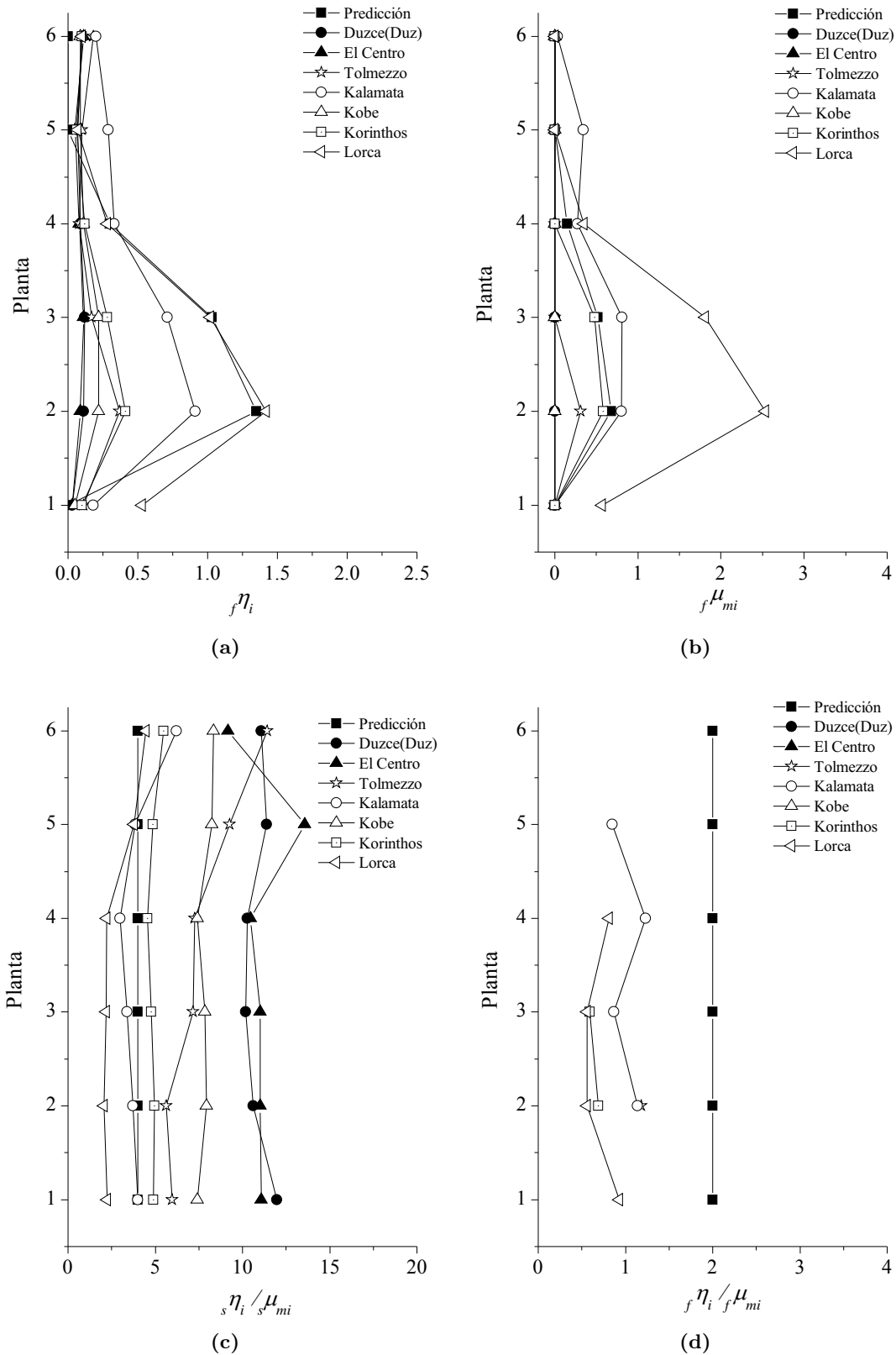


Fig. 10.9: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo cercano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.

10.4.3.2. Cálculos con terremotos del NPS-2 en estructura proyectada para el NPS-1 con terremotos de campo lejano

Las predicciones realizadas en este dominio de campo lejano, para compararlas con los resultados de los cálculos dinámicos, se han realizado considerando unos coeficientes $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$. El hecho de seleccionar un valor superior para $s a_p$ respecto al considerado en campo cercano se debe, por un lado, al valor obtenido de $r_q > 1$ en la estructura mixta (Tabla 9.3), así como a la ausencia de pulsos de aceleración de larga duración por efectos de directividad por otro. Esto hace que la eficiencia en la disipación de la energía aumente, tal y como indican Manfredi et al. (2003) al considerar valores crecientes del parámetro I_D . Por tanto, según Akiyama (1985), $s \eta / \mu_m = 8$ para $r_q > 1$, siendo este el valor que se ha considerado para $s a_p$. En el caso de $f a_p$ se ha mantenido el mismo valor que para campo cercano, tal y como propone Akiyama (1985).

El input de energía para realizar la predicción con el método de cálculo propuesto en este nivel, correspondiente al período de la estructura mixta $m T_1 = 1.32$ s, es de $V_{D,P\delta} = 60$ cm/s considerando un factor máximo de $D_{sP\delta} = 1.024$.

En este caso se observa que la estructura no sobrepasa en ningún caso el límite $IDI_{lim} = 1.50$ % fijado para el Nivel 2 de proyecto (Fig. 10.10 a). Tampoco se supera la distribución $f IDI_{di}$ de la curva de capacidad de la estructura proyectada en campo lejano (Tabla 9.20), aunque sí se produce para el límite $f IDI_{yi}$, indicando la existencia de daño en la parte flexible con posibilidad de reparación. No obstante, la tendencia a la concentración de daño con los terremotos de Petrovac y Montebello en NPS-1, se pone de manifiesto también en este NPS-2 (Fig. 10.10 b), produciendo en las plantas superiores un desplazamiento entre plantas ligeramente superior al previsto. En el resto de casos, salvo con el terremoto de Taft, se aprecia que la distribución de $s \eta_i$ es muy próxima a la uniforme prevista (Fig. 10.10 b). Esta tendencia a la concentración de daño debido a la movilización de los modos altos de vibración, superior al previsto en fase de proyecto, se muestra también en la distribución del daño, E_{hi}/E_{ht} y $s E_{hi}/E_{hi}$, de las Fig. 10.10 c y 10.10 d, o en la distribución de $f \eta_i$ y $f \mu_{mi}$ de las Fig. 10.11 a y 10.11 b.

Respecto a la eficiencia energética en campo lejano, se observa que a efectos de proyecto la elección de $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$ puede considerarse válida puesto que en la parte rígida los valores de $s \eta_i / s \mu_{mi} \geq 10$ y en la parte flexible, en aquellos terremotos en la que plastifica, se obtiene que $f \eta_i / f \mu_{mi} \simeq 2$. Al igual que en campo cercano, no se han representado los valores de $f \eta_i / f \mu_{mi}$ en aquellas plantas con valor de ductilidad muy reducido ($f \mu_i < 0.01$) o en la que no se produce plastificación. Con estos resultados, podría considerarse emplear para la parte rígida un factor $s a_p > 8$ menos conservador. Sin embargo, en terremotos como Duzce(Izm) se observa que el máximo IDI_i que se alcanza en la planta 4 es muy aproximado a la predicción realizada, con valores de η_i / μ_{mi} en la parte rígida y flexible cercanos a los previstos en proyecto.

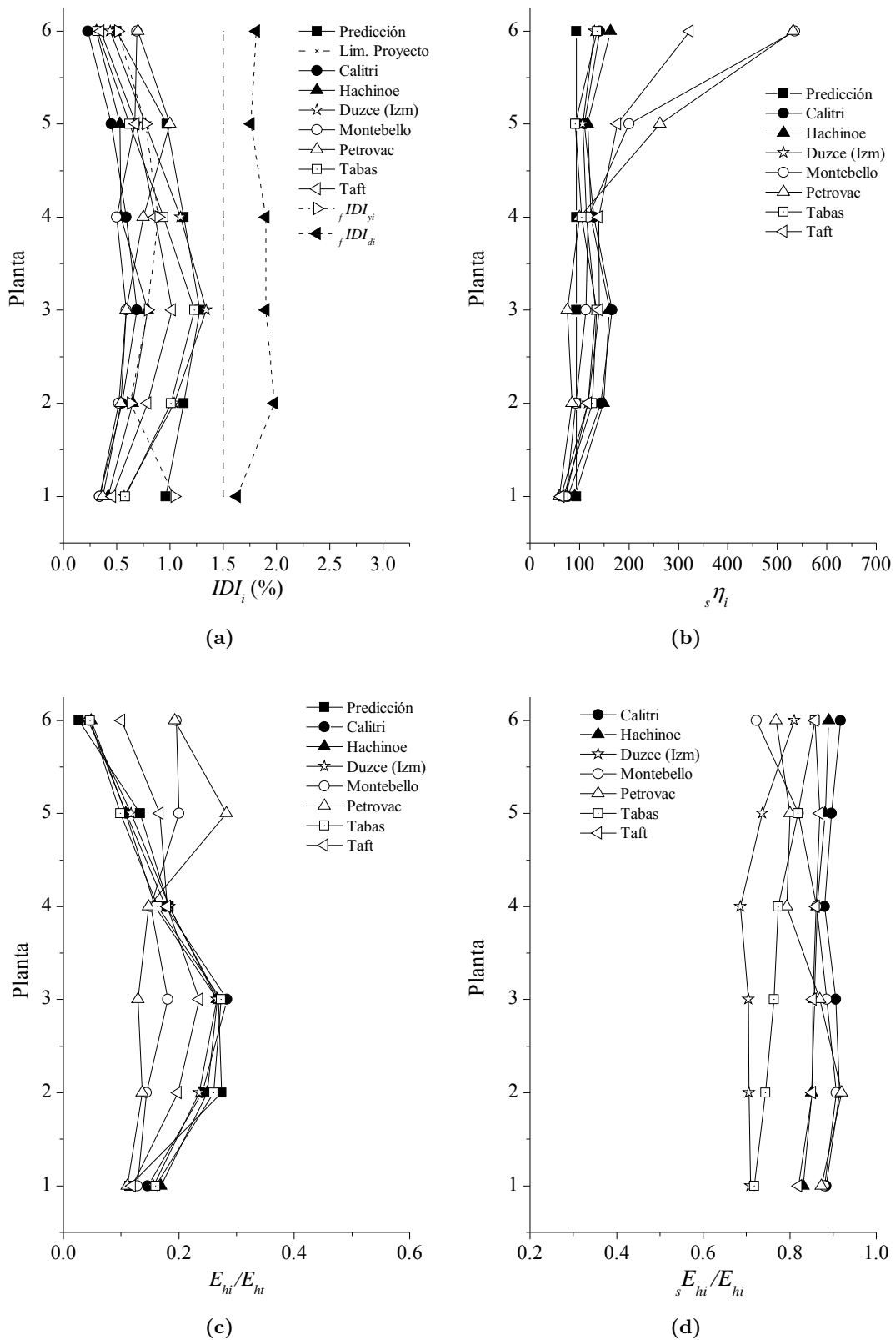


Fig. 10.10: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}

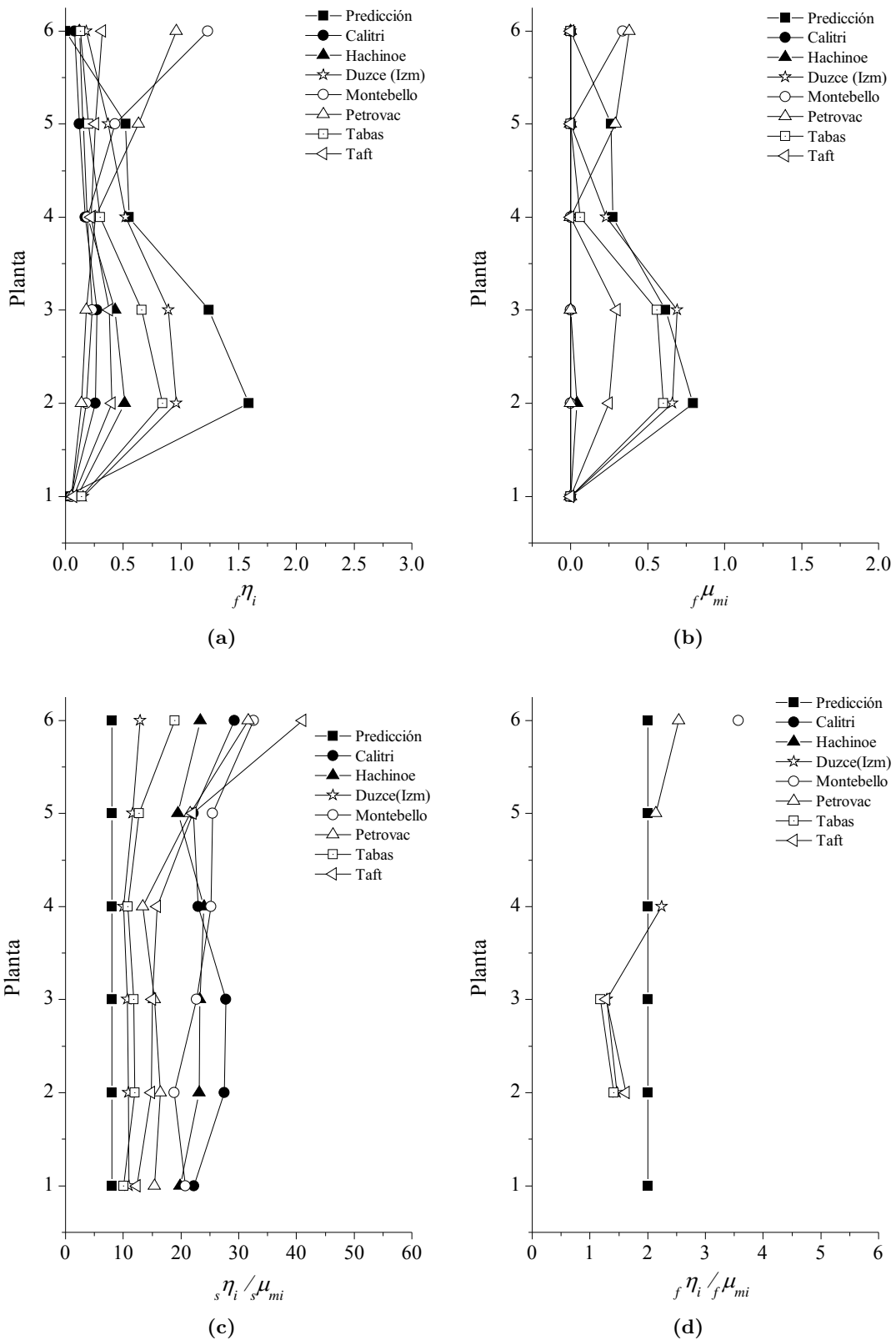


Fig. 10.11: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-2 de campo lejano: Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.

10.4.3.3. Cálculos con terremotos del NPS-3 en estructura proyectada para el NPS-1 con terremotos de campo cercano

En el NPS-3 se exige que se cumpla el estado denominado “Próximo al Colapso”, en el cual la estructura puede resultar seriamente dañada, pero debe mantener como mínimo la integridad estructural necesaria en la parte principal de hormigón armado para soportar las cargas gravitatorias una vez finalizado el terremoto, para evitar el colapso del edificio.

Las predicciones realizadas en este nivel, contemplan los mismos factores $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$ en la relación η/μ_m de la parte rígida y flexible, respectivamente, utilizados en la comprobación de prestaciones del NPS-2.

El input de energía para realizar la predicción con el método de cálculo propuesto en este nivel, correspondiente al período de la estructura mixta $m T_1 = 0.52$ s, es de $V_{D,P\delta} = 198$ cm/s considerando un factor $D_{sP\delta} = 1.027$.

La predicción realizada para los desplazamientos muestra que para el input $V_{D,P\delta}$ del NPS-3 la distribución de IDI_i incluyendo el efecto $P - \delta$ supera ampliamente el límite establecido en este estado de $IDI_{lim} = 2.50$ % (Fig. 10.12 a), indicando la existencia de daños graves al alcanzarse el nivel última resistencia de la parte flexible $f IDI_{ui}$. Este extremo es confirmado por la estructura sometida a los terremotos de Kalamata y Lorca. En este último caso, se observa una clara concentración de daño en las plantas inferiores, confirmado por el nivel de daño alcanzado en la estructura de hormigón (Fig. 10.12 d y Fig. 10.13 a y b).

Los valores de η_i/μ_{mi} obtenidos en varias plantas de la parte rígida con los terremotos de Lorca ($s\eta_i/s\mu_{mi} \simeq 2.50$) y Kalamata ($s\eta_i/s\mu_{mi} \simeq 5$) (Fig. 10.13 c) en relación con el considerado en la predicción, $s a_p = 4$, confirman el desfase y el ajuste, respectivamente, de ambos terremotos respecto a la predicción en la distribución de IDI_i (Fig. 10.12 a).

Por tanto, la estructura proyectada con el terremoto del NPS-1, no sería aceptable en el NPS-3, lo que obliga a recalcular los disipadores de energía para cumplir las prestaciones exigidas en este nivel de proyecto.

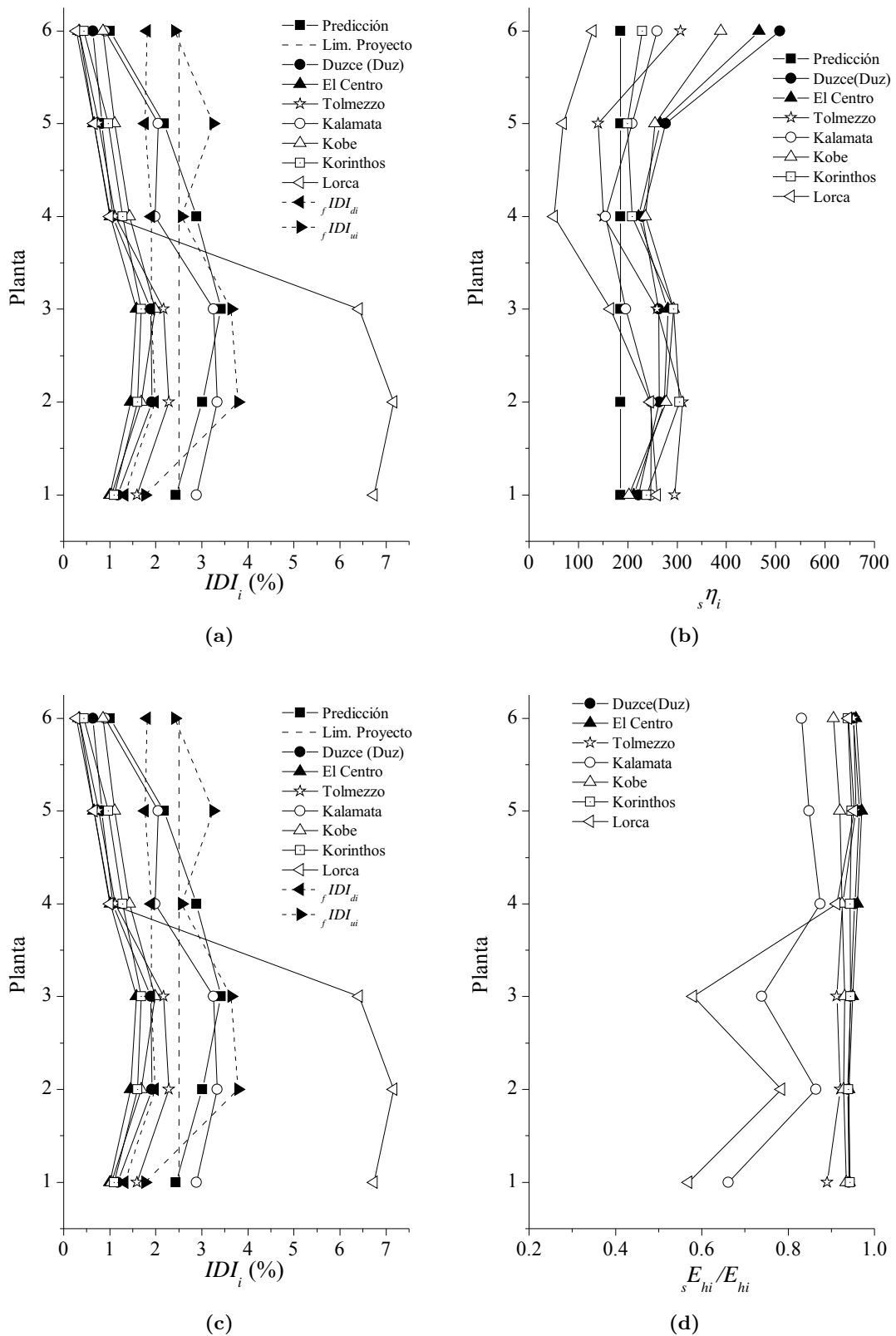


Fig. 10.12: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s \eta_i$, (c) E_{hi} / E_{ht} , (d) $s E_{hi} / E_{hi}$

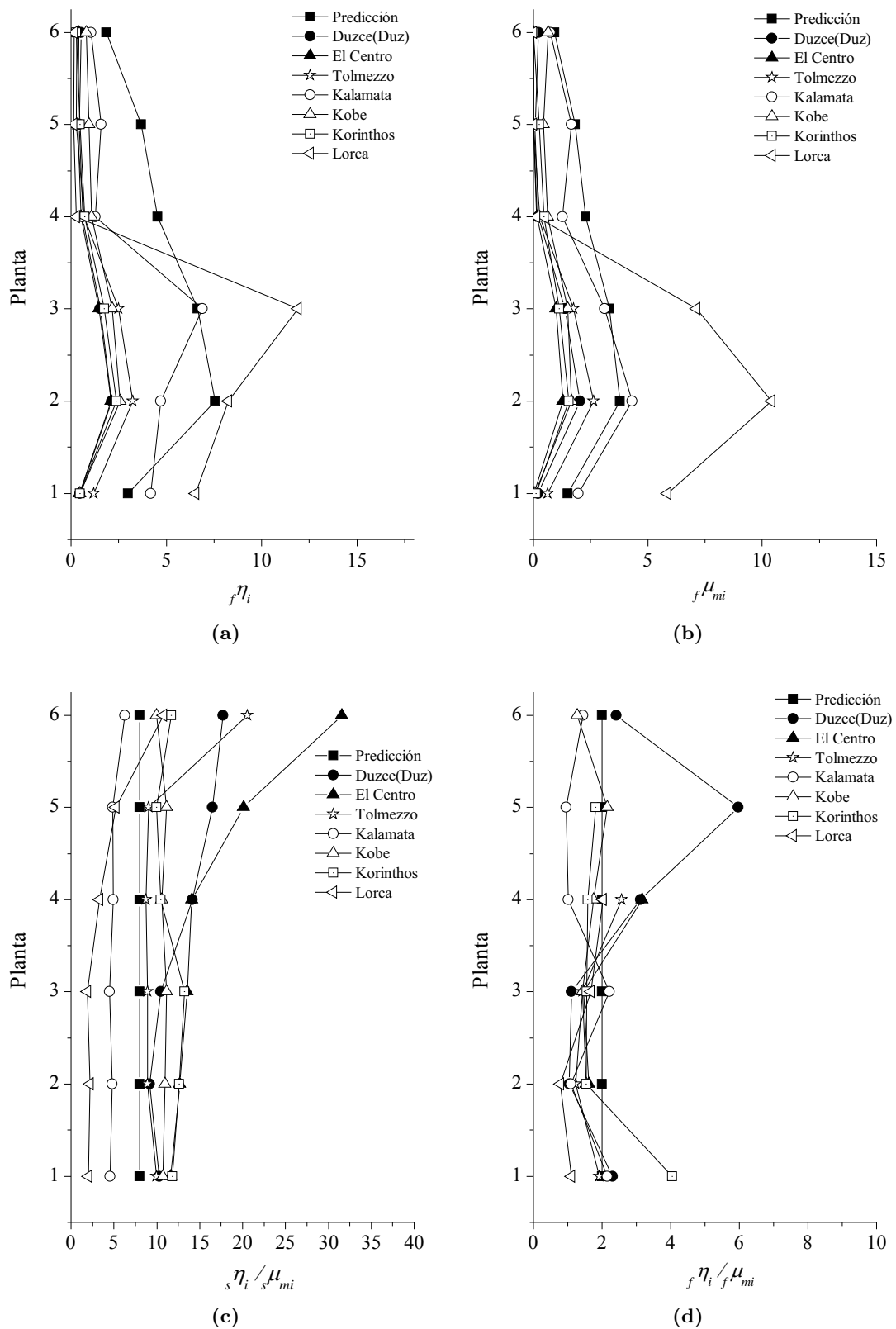


Fig. 10.13: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo cercano: Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.

10.4.3.4. Cálculos con terremotos del NPS-3 en estructura proyectada para el NPS-1 con terremotos de campo lejano

Las predicciones realizadas en este nivel, contemplan los mismos factores ${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$ empleados en el NPS-2 para la relación η/μ_m de la parte rígida y flexible, respectivamente.

El input de energía para realizar la predicción con el método de cálculo propuesto en este nivel, correspondiente al período de la estructura mixta ${}_m T_1 = 1.32$ s, es de $V_{D,P\delta} = 137$ cm/s en el que se ha considerado un factor $D_{sP\delta} = 1.053$.

Al igual que ocurría en el dominio de campo cercano, en este caso también se supera el desplazamiento máximo permitido ($IDI_{lim} = 2.50$ %) tanto en la predicción realizada como cuando es sometida a terremotos como Duzce(Izm) o Tabas (Fig. 10.14 a). En algunas plantas se alcanza la capacidad máxima de desplazamiento para la parte flexible, ${}_f IDI_{ui}$, como se comprueba al comparar los valores de IDI_i tanto de la predicción realizada como de la estructura sometida a varios terremotos. Para los terremotos de Duzce(Izm) o Tabas, no se llegó a alcanzar en los cálculos dinámicos el input $V_D = V_{D,P\delta}/D_{sP\delta} = 131$ cm/s, debido a la inestabilidad de la estructura. Por otro lado, cuando la estructura se ve sometida a los terremotos de Petrovac y Montebello, se observa una mayor concentración de daño en las plantas superiores (Fig. 10.14 b, c y d) tanto en la parte rígida como en la principal de hormigón (Fig. Fig. 10.15 a y b).

Como se puede comprobar, en este caso la relación ${}_s \eta_i / {}_s \mu_{mi} > 10$ en los disipadores (Fig. 10.15 c), lo que implica que la predicción de la distribución uniforme de ${}_s \eta_i$ (Fig. 10.14 b) tenga unos valores menores a los obtenidos en los cálculos. Es decir, en Nivel 3 para campo lejano, la eficiencia energética obtenida en cálculo es superior a la prevista.

Por lo tanto, según se deduce de los resultados obtenidos, la estructura proyectada con disipadores en campo lejano para el terremoto de proyecto ($T_R = 72$ años) no cumpliría las prestaciones exigidas para el Nivel 3 de proyecto.

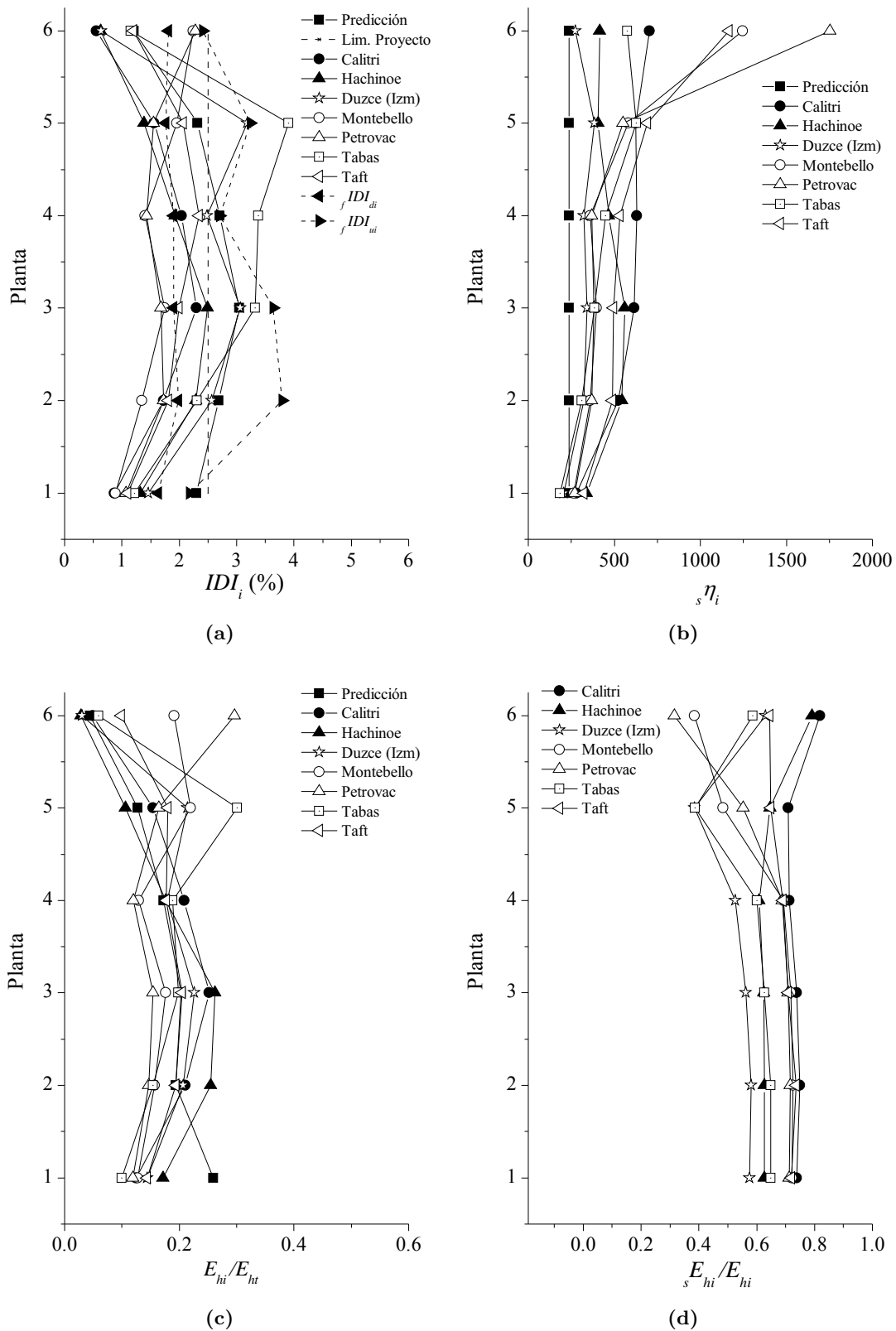


Fig. 10.14: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , y (d) sE_{hi}/E_{hi}

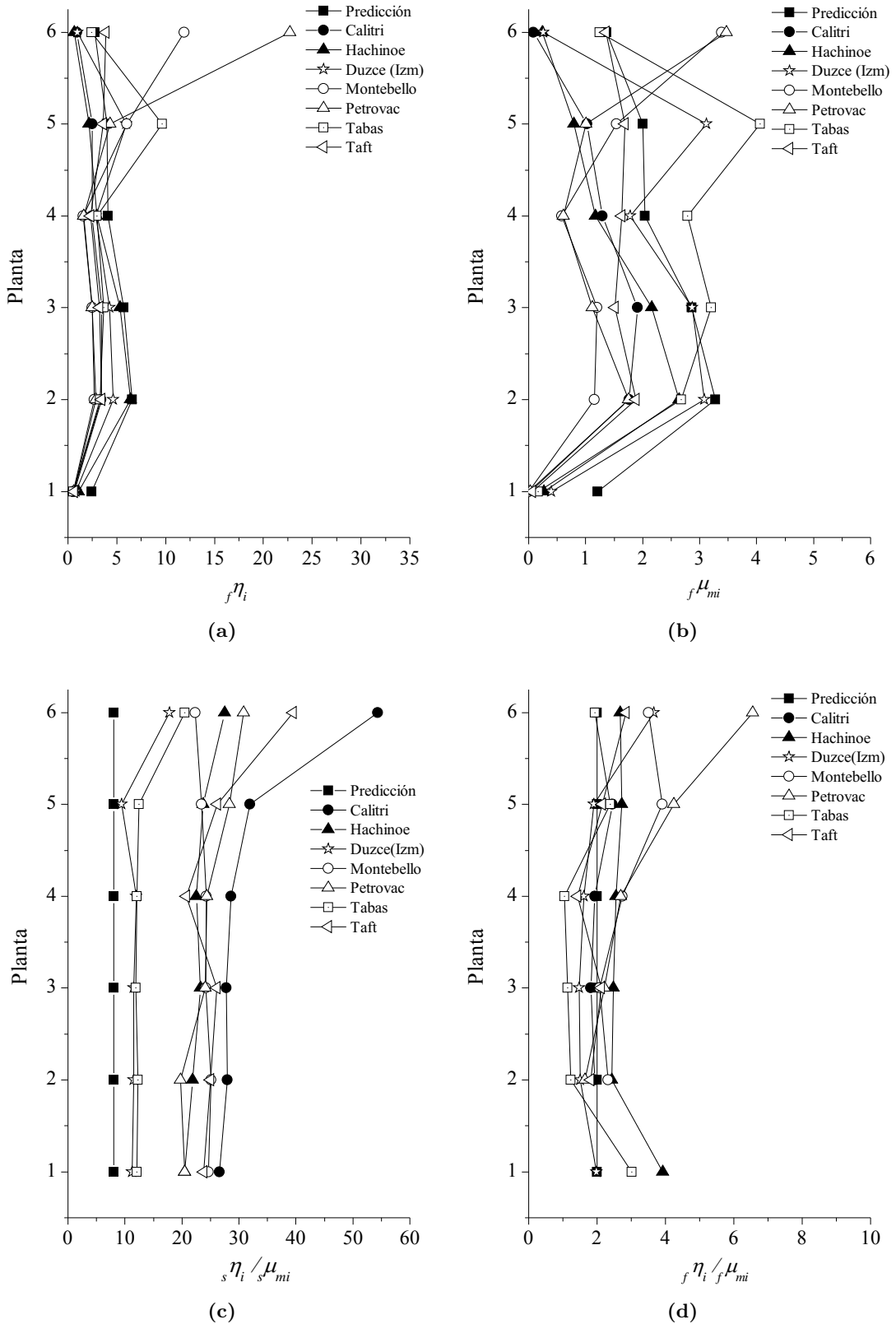


Fig. 10.15: Estructura proyectada en NPS-1 sometida a terremotos del NPS-3 de campo lejano: Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía y (d) estructura hormigón.

10.5. Recálculo de disipadores en el NPS-3

Tal y como se ha puesto de manifiesto anteriormente al analizar los resultados de los cálculos dinámicos realizados, tanto en campo lejano como campo cercano, se incumplen las prestaciones exigidas en el NPS-3.

Por lo tanto, es necesario proceder a recalcular los disipadores de energía. Para ello, se va a utilizar el procedimiento de recálculo descrito en la Sección 8.5, estableciendo como condiciones de proyecto las del NPS-3 descritas en el Apartado 10.4.3, considerando varias opciones de cálculo, en función de los valores propuestos para los parámetros $s a_p$ y $f a_p$.

En todos los casos, se tiene en cuenta el efecto $P - \delta$ mediante el incremento del input de energía V_D por el factor $D_{sP\delta}$.

Es importante destacar que en este caso para el recálculo no se ha considerado la condición $r_q \geq r_{qmin} = 0.80$ pues conduce en la mayoría de los casos a redimensionamiento de la estructura principal al requerirse valores de $K > K_{max} = 25$.

10.5.1. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo cercano

$$(s a_p = 2 \text{ y } f a_p = 1)$$

Las consideraciones de proyecto previas al cálculo son:

1. Terremoto de proyecto ($T_R = 970$ años)

a) $A_{EI} = 75\,000 \text{ cm}^2/\text{s}$

2. Especificaciones y limitaciones de cálculo:

a) $ID I_{lim}: 2.50 \%$ (+ tolerancia 5 %)

b) $ID I_{max,i} \leq f ID I_{ui}$ (+ tolerancia 5 %)

c) $K_{max} = 25$

d) $N_\phi = 3$

e) $s a_p = 2$

f) $f a_p = 1$

Los resultados del cálculo se muestran a continuación. Se obtienen tanto las características correspondientes a la estructura mixta como los resultados del cálculo propuesto para los disipadores:

1. Características de la estructura mixta

- $m T_1 = 0.52 \text{ s}$
- $V_{DP\delta} = 193 \cdot 1.010 = 195 \text{ cm/s}$ ($D_{sP\delta} = 1.010$, $\xi = 0.05$, $\mu_G = 4$ (Decanini-Mollaioli))
- $s r_1 = 0.51$
- $f r_1 = f \alpha_1 / \alpha_e = 0.14 / 0.67 = 0.21$

2. Cálculo de Disipadores

Las características comunes de los disipadores en todas las plantas son:

- $K = 11.80$
- $s\eta = 16$
- $s\mu_m = 8.10$

En la Tabla 10.13 se muestra para cada planta los valores de cálculo obtenidos para definir los disipadores para el input $V_{DP\delta}$ de proyecto. Asimismo, se incluye el daño previsto en cada planta de la parte principal de hormigón armado, definido por los ratios de energía histerética acumulada, $f\eta$, y ductilidad $f\mu$. En la distribución de IDI_i propuesta en el cálculo para la estructura mixta sometida al input $V_{DP\delta}$ de proyecto, se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la planta tercera y no supera el límite establecido ($IDI_{lim} = 2.50 + 5\%$). Asimismo, se observa que en la planta primera tampoco se supera el límite $fIDI_{u1} + 5\% = 1.86\%$ (Tabla 9.19).

Aunque se mantiene el valor de K , se produce un incremento considerable en el valor de sQ_{yi} respecto al cálculo realizado para el NPS 1 con terremotos de campo cercano.

Por último, se han incluido los valores de $A_{P0i}/A_{P\delta,i}$ calculados para cada planta a partir de los cuales resulta el de proyecto $A_{P0}/A_{P\delta} = \max\{A_{P0i}/A_{P\delta,i}\} = 1.02$. De esta forma, el valor de $D_{sP\delta} = \sqrt{1.02} = 1.010$ (considerando $D_{s0} = 1.0$).

Tabla 10.13: Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo cercano ($s a_p = 2$ y $f a_p = 1$)

Planta	$s k_i$ (kN cm)	$s \delta_{yi}$ (cm)	$s IDI_{yi}$ (%)	$s Q_{yi}$ (kN)	$\bar{\alpha}_i$	$s \alpha_i$	IDI_i		r_{qi}	$\frac{A_{P0i}}{A_{P\delta,i}}$	
							(%)	$f \eta_i$			
6	2293	0.25	0.082	581	1.807	0.621	0.74	0.43	0.43	0.54	1.010
5	1908	0.55	0.178	1056	1.603	0.551	1.63	1.11	1.11	0.37	1.012
4	1908	0.73	0.235	1394	1.399	0.481	2.15	1.44	1.44	0.32	1.012
3	1923	0.87	0.279	1665	1.249	0.429	2.54	2.22	2.22	0.24	1.016
2	2454	0.76	0.246	1871	1.120	0.385	2.24	2.56	2.56	0.22	1.020
1	2875	0.70	0.199	2008	1.000	0.344	1.82	0.85	0.85	0.42	1.016

10.5.2. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo cercano ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$)

Las consideraciones de proyecto previas al cálculo son las mismas que las indicadas para el cálculo del apartado anterior excepto los nuevos valores considerados para $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$.

Los resultados del cálculo se muestran a continuación. Se obtienen tanto las características correspondientes a la estructura mixta como los resultados del cálculo propuesto para los disipadores:

1. Características de la estructura mixta

- $m T_1 = 0.52$ s
- $V_{DP\delta} = 193 \cdot 1.020 = 197$ cm/s ($D_{sP\delta} = 1.020$, $\xi = 0.05$, $\mu_G = 4$ (Decanini-Mollaioli))
- $s r_1 = 0.21$
- $f r_1 = f \alpha_1 / \alpha_e = 0.14 / 0.68 = 0.21$

2. Cálculo de Disipadores

Las características comunes de los disipadores en todas las plantas son:

- $K = 11.80$
- $s\eta = 85.00$
- $s\mu_m = 21.20$

En la Tabla 10.14 se muestra para cada planta los valores de cálculo obtenidos para definir los disipadores para el input $V_{DP\delta}$ de proyecto. Asimismo, se incluye el daño previsto en cada planta de la parte principal de hormigón armado, definido por los ratios de energía histerética acumulada, $f\eta$, y ductilidad $f\mu$. En la distribución de IDI_i propuesta en el cálculo para la estructura mixta sometida al input $V_{DP\delta}$ de proyecto, se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la planta tercera y no supera el límite establecido ($IDI_{lim} = 2.50 + 5\%$). Asimismo, se observa que en la planta primera tampoco se supera el límite $fIDI_{u1} + 5\% = 1.86\%$ (Tabla 9.19).

Al igual que en caso anterior, se mantiene el valor de K , aunque el incremento de sQ_{yi} es mucho menor que en el caso $s a_p = 2$ y $f a_p = 1$. La disminución de los valores de sQ_{yi} se traduce en un incremento de $s\eta$. De esta forma, se pone de manifiesto la elevada sensibilidad de los parámetros de eficiencia energética respecto al dimensionamiento de los disipadores.

Tabla 10.14: Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo cercano ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$)

Planta	$s k_i$ (kN cm)	$s \delta_{yi}$ (cm)	$s IDI_{yi}$ (%)	$s Q_{yi}$ (kN)	$\bar{\alpha}_i$	$s \alpha_i$	IDI_i (%)	$f \eta_i$	$f \mu_{mi}$	r_{qi}	$\frac{A_{Poi}}{A_{P\delta,i}}$
6	2293	0.11	0.034	242	1.807	0.259	0.76	0.91	0.46	1.29	1.016
5	1908	0.23	0.075	440	1.603	0.230	1.65	2.28	1.14	0.88	1.020
4	1908	0.30	0.098	581	1.399	0.200	2.18	2.95	1.47	0.76	1.024
3	1923	0.36	0.116	694	1.249	0.179	2.58	4.54	2.27	0.58	1.032
2	2454	0.32	0.103	779	1.120	0.160	2.27	5.23	2.61	0.52	1.040
1	2875	0.29	0.083	836	1.000	0.143	1.85	1.77	0.88	1.00	1.028

10.5.3. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo lejano

($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$)

Las consideraciones de proyecto previas al cálculo en campo lejano son:

1. Terremoto de proyecto ($T_R = 970$ años)

a) $A_{EI} = 50\,000 \text{ cm}^2/\text{s}$

2. Especificaciones y limitaciones de cálculo:

a) IDI_{lim} : 2.50 % (+ tolerancia 5 %)

b) $IDI_{max,i} \leq f IDI_{ui}$ (+ tolerancia 5 %)

c) $K_{max} = 25$

d) $N_\phi = 3$

$$e) \quad {}_s a_p = 4$$

$$f) \quad {}_f a_p = 1$$

Los resultados del cálculo se muestran a continuación. Se obtienen tanto las características correspondientes a la estructura mixta como los resultados del cálculo propuesto para los disipadores:

1. Características de la estructura mixta

- ${}_m T_1 = 0.73 \text{ s}$
- $V_{DP\delta} = 168 \cdot 1.023 = 172 \text{ cm/s}$ ($D_{sP\delta} = 1.023$, ($\xi = 0.05$, $\mu_G = 4$ (Decanini-Mollaioli)))
- ${}_s r_1 = 0.20$
- ${}_f r_1 = {}_f \alpha_1 / \alpha_e = 0.15 / 0.59 = 0.25$

2. Cálculo de Disipadores

Las características comunes de los disipadores en todas las plantas son:

- $K = 5.50$
- ${}_s \eta = 48$
- ${}_s \mu_m = 12$

En la Tabla 10.15 se muestra para cada planta los valores de cálculo obtenidos para definir los disipadores para el input $V_{DP\delta}$ de proyecto. Asimismo, se incluye el daño previsto en cada planta de la parte principal de hormigón armado, definido por los ratios de energía histerética acumulada, ${}_f \eta$, y ductilidad ${}_f \mu$. En la distribución de IDI_i propuesta en el cálculo para la estructura mixta sometida al input $V_{DP\delta}$ de proyecto, se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la planta tercera y no supera el límite establecido ($IDI_{lim} = 2.50 + 5\%$). Asimismo, se observa que en la planta primera tampoco se supera el límite ${}_f IDI_{u1} + 5\% = 2.29\%$ (Tabla 9.20).

En este caso, al realizar el recálculo de disipadores se produce un incremento de todos los parámetros, K , ${}_s Q_{yi}$ y ${}_s \eta$ respecto a los proyectados en el NPS 1 para terremotos de campo lejano.

Tabla 10.15: Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo lejano (${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 1$)

Planta	${}_s k_i$ (kN cm)	${}_s \delta_{yi}$ (cm)	${}_s IDI_{yi}$ (%)	${}_s Q_{yi}$ (kN)	$\bar{\alpha}_i$	${}_s \alpha_i$	IDI_i (%)	${}_f \eta_i$	${}_f \mu_{mi}$	r_{qi}	$\frac{A_{P0i}}{A_{P\delta,i}}$
6	1067	0.19	0.063	207	1.913	0.222	0.816	0.60	0.60	1.48	1.018
5	891	0.41	0.133	366	1.651	0.191	1.735	1.25	1.25	1.06	1.022
4	891	0.53	0.170	469	1.399	0.162	2.222	1.50	1.50	0.95	1.026
3	897	0.62	0.199	553	1.232	0.143	2.599	2.29	2.29	0.72	1.036
2	1144	0.55	0.176	624	1.109	0.128	2.296	2.65	2.65	0.65	1.047
1	1342	0.51	0.144	676	1.000	0.116	1.882	0.81	0.81	1.31	1.028

10.5.4. Recálculo de disipadores en NPS-3 con terremotos de campo lejano

$$({}_s a_p = 8 \text{ y } {}_f a_p = 2)$$

Las consideraciones de proyecto previas al cálculo son las mismas que las indicadas para el cálculo del apartado anterior excepto los nuevos valores considerados para ${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$.

Los resultados del cálculo se muestran a continuación. Se obtienen tanto las características correspondientes a la estructura mixta como los resultados del cálculo propuesto para los disipadores:

1. Características de la estructura mixta

- ${}_m T_1 = 0.79 \text{ s}$
- $V_{DP\delta} = 158 \cdot 1.039 = 164 \text{ cm/s}$ ($D_{sP\delta} = 1.039$, $\xi = 0.05$, $\mu_G = 4$ (Decanini-Mollaioli))
- ${}_s r_1 = 0.07$
- ${}_f r_1 = {}_f \alpha_1 / \alpha_e = 0.15 / 0.56 = 0.27$

2. Cálculo de Disipadores

Las características comunes de los disipadores en todas las plantas son:

- $K = 4.50$
- ${}_s \eta = 241$
- ${}_s \mu_m = 30$

En la Tabla 10.16 se muestra para cada planta los valores de cálculo obtenidos para definir los disipadores para el input $V_{DP\delta}$ de proyecto. Asimismo, se incluye el daño previsto en cada planta de la parte principal de hormigón armado, definido por los ratios de energía histerética acumulada, ${}_f \eta$, y ductilidad ${}_f \mu$. En la distribución de IDI_i propuesta en el cálculo para la estructura mixta sometida al input $V_{DP\delta}$ de proyecto, se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la planta tercera y no supera el límite establecido ($IDI_{lim} = 2.50 + 5\%$). Asimismo, se observa que en la planta primera tampoco se supera el límite ${}_f IDI_{u1} + 5\% = 2.29\%$ (Tabla 9.20).

Al realizar el recálculo de disipadores se produce igualmente un incremento de todos los parámetros, K , ${}_s Q_{yi}$ y ${}_s \eta$ respecto a los proyectados en el NPS 1 para terremotos de campo lejano, aunque destaca de manera importante los relacionados con la disipación de energía, ${}_s \eta$ y ${}_s \mu_m$, todo ello derivado de la mejora en la eficiencia energética tanto de los disipadores como de la estructura principal.

Tabla 10.16: Cálculo de disipadores para NPS-3 en campo lejano (${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$)

Planta	${}_s k_i$ (kN cm)	${}_s \delta_{yi}$ (cm)	${}_s IDI_{yi}$ (%)	${}_s Q_{yi}$ (kN)	$\bar{\alpha}_i$	${}_s \alpha_i$	IDI_i (%)	${}_f \eta_i$	${}_f \mu_{mi}$	r_{qi}	$\frac{A_{P0i}}{A_{P\delta,i}}$
6	873	0.09	0.027	74	1.978	0.079	0.849	1.33	0.67	4.15	1.024
5	729	0.18	0.057	129	1.678	0.067	1.774	2.60	1.30	3.00	1.032
4	729	0.22	0.072	162	1.398	0.056	2.235	3.02	1.51	2.75	1.040
3	734	0.26	0.084	190	1.223	0.049	2.597	4.57	2.29	2.10	1.059
2	936	0.23	0.074	214	1.102	0.044	2.297	5.30	2.65	1.89	1.080
1	1098	0.21	0.061	234	1.000	0.040	1.894	1.64	0.82	3.79	1.040

10.6. Cálculos dinámicos sobre la estructura proyectada para el NPS-3

Una vez recalculados los disipadores para que cumplan con las prestaciones del NPS-3 con el terremoto de proyecto para $T_R = 970$ años, se procede a comprobar la validez de la propuesta, sometiendo al MEF a los terremotos bajo los cuales se incumplían las prestaciones del NPS-3 en la estructura proyectada para el NPS-1. En campo cercano, Kalamata y Lorca. En campo lejano, Montebello, Petrovac, Duzce(Izm) y Tabas. En cada dominio, se han definido dos posibilidades de cálculo en función del valor que presentan los coeficientes $s a_p$ y $f a_p$, contemplando situaciones diversas de eficiencia energética.

La estructura recalculada para cumplir las prestaciones del NPS-3, debe ser comprobada posteriormente en los niveles inferiores previstos del PBP, puesto que el cumplimiento de las prestaciones en el nivel de peligrosidad sísmica, no implica de manera automática el cumplimiento en los niveles inferiores dado que las prestaciones son mas exigentes. Para ello, en el método de proyecto propuesto, se presenta la predicción del comportamiento de la estructura en los niveles inferiores a partir del recálculo realizado en el NPS-3. Por lo tanto, será necesario comprobar la bondad de dichas predicciones. Para ello, la estructura proyectada en el NPS-3, se someterá a los terremotos con inputs V_D correspondientes a niveles inferiores del PBP mediante cálculos dinámicos.

10.6.1. Cálculos con terremotos del NPS-3 en estructura proyectada para el NPS-3 con terremotos de campo cercano

Se presentan a continuación los resultados de los cálculos dinámicos para la estructura proyectada en campo cercano bajo el terremoto de $T_R = 970$ años correspondiente al NPS-3. Se han considerado dos opciones posibles de proyecto extremas en cuanto a eficiencia energética de la estructura mixta sometida a terremotos en campo cercano: (a) $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$ y (b) $s a_p = 2$ y $f a_p = 1$.

10.6.1.1. Cálculos con $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$

Se observa que la estructura bajo el terremoto de Kalamata presenta una distribución de $ID I_i$ muy ajustada a la prevista en proyecto (Fig. 10.16 a). Asimismo, la predicción de proyecto confirma que los niveles de desplazamiento son inferiores a la distribución $f ID I_{ui}$ de la parte flexible, garantizando la ausencia de fallos graves en la estructura.

Esta buena aproximación, también se pone de manifiesto en la distribución del daño y energía de deformación plástica (Fig. 10.16 b, c y d) así como en el daño previsto para la estructura de hormigón (Fig. 10.17 a y b). Todo ello, basado en la buena estimación de los parámetros $s a_p$ y $f a_p$. En la Fig. 10.17 c se observa que los valores que presenta la relación $s \eta_i / s \mu_{mi} \simeq 4$ en la mayor parte de las plantas, tal y como se preveía en fase de proyecto con $s a_p = 4$, lo que implica una distribución de $s \eta_i$ muy aproximada a la prevista en proyecto (Fig. 10.16 b). En la Fig. 10.17 d se observan valores máximos para $f \eta_i / f \mu_{mi} = 2$, coincidiendo con el valor de proyecto $f a_p = 2$, aunque en la mayoría de las plantas se obtienen valores $1 < f \eta_i / f \mu_{mi} < 2$.

En cambio, con el terremoto de Lorca se observan unos resultados derivados del cálculo dinámico alejados de los contemplados en proyecto, manteniéndose el problema de concentración de daño en planta intermedia (Fig. 10.16 a y d y Fig. 10.17 a y b). Si se observan los valores obtenidos para $s\eta_i/s\mu_{mi}$ y $f\eta_i/f\mu_{mi}$ en las Fig. 10.17 c y d, respectivamente, estos menores en las plantas afectadas a los previstos para $s a_p$ y $f a_p$. Por tanto, la estructura sometida al terremoto de Lorca muestra una eficiencia energética menor a la esperada en fase de proyecto, lo que produce mayores desplazamientos y, por tanto, mayores daños a los previstos.

De esta forma, se puede concluir que el cálculo de disipadores con modelo de daño, tanto en la parte rígida como en la flexible, produce buenos resultados si las estimaciones de proyecto realizadas para los parámetros $s a_p$ y $f a_p$ cubren los valores mínimos de los terremotos esperables en una zona determinada.

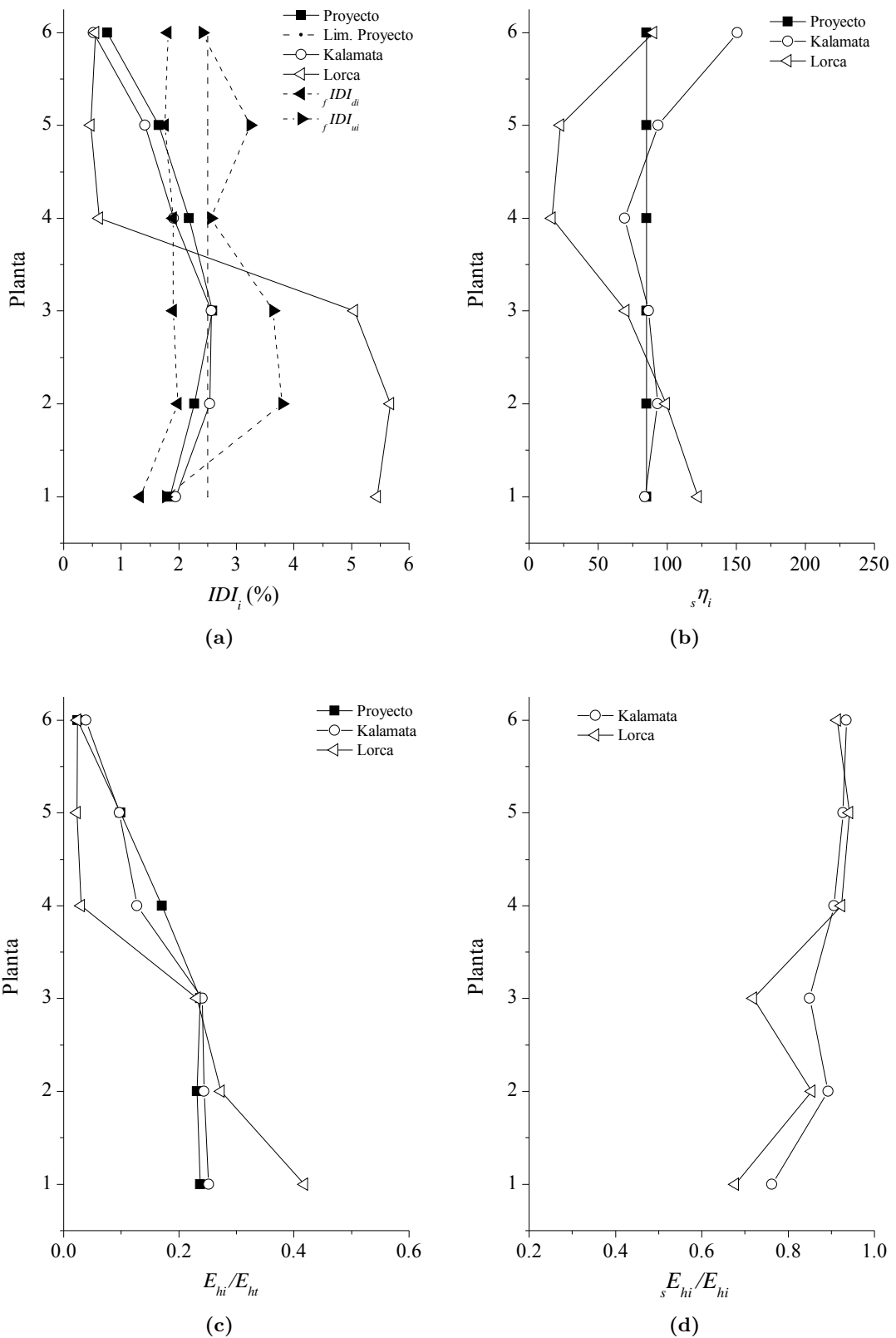


Fig. 10.16: Estructura recalculada en NPS-3 (${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 2$) sometida a terremotos de NPS-3 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) ${}_s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) ${}_sE_{hi}/E_{hi}$

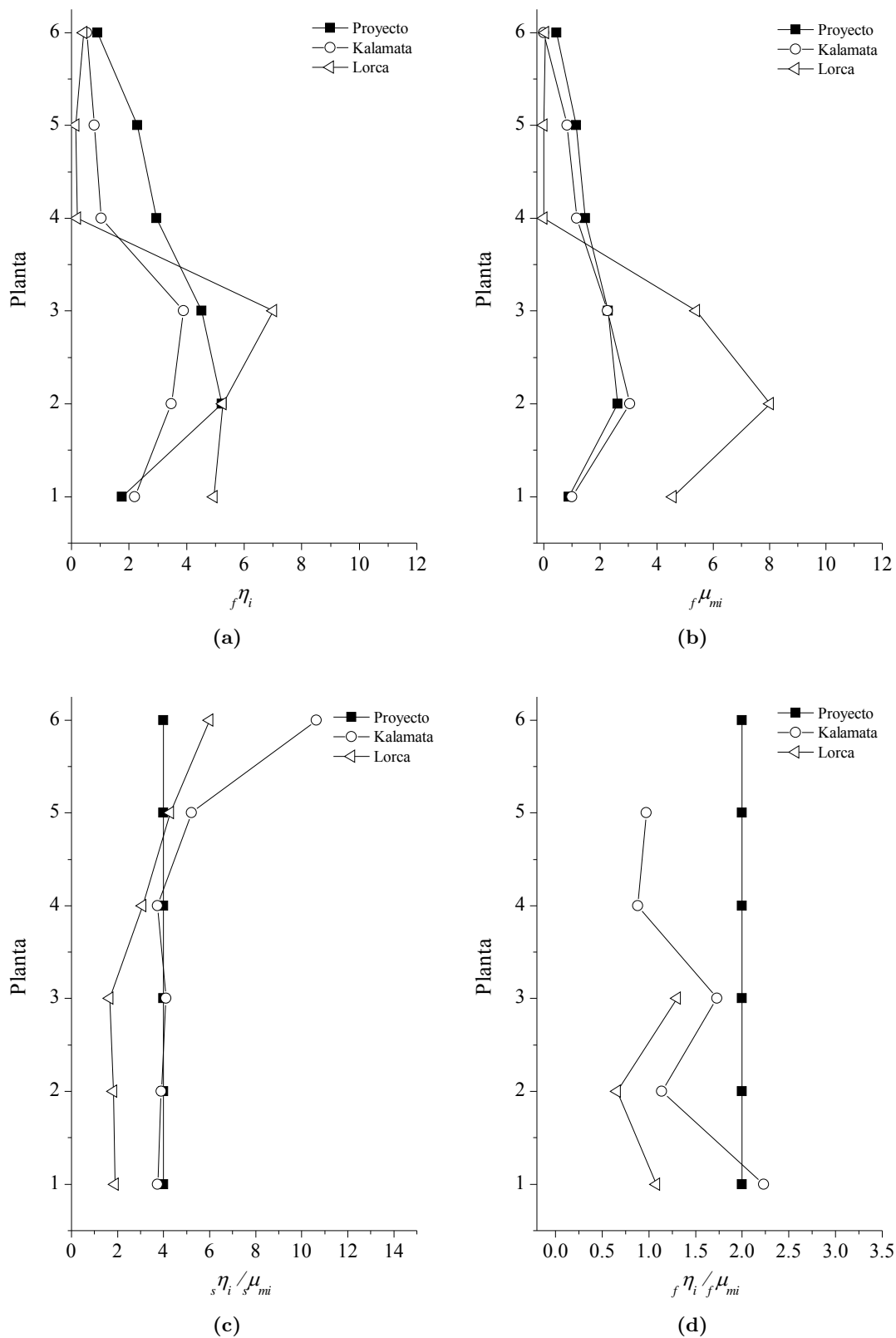


Fig. 10.17: Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos de NPS-3 de campo cercano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía, (d) estructura hormigón.

10.6.1.2. Cálculos con $s a_p = 2$ y $f a_p = 1$

En el apartado anterior, se ha comprobado que la estructura con valores $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$ presentaba un comportamiento con el terremoto de Lorca que incumplía las prestaciones exigidas para el Nivel 3. Puesto que los valores obtenidos para este terremoto de $s \eta_i / s \mu_{mi}$ y $f \eta_i / f \mu_{mi}$ son inferiores a los valores de proyecto $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$ (Fig. 10.17 c y d), se plantea una nueva propuesta con una eficiencia energética menor, con $s a_p = 2$ y $f a_p = 1$, cuyos disipadores se definieron en la Tabla 10.13.

El modelo numérico del pórtico virtual equivalente con los disipadores así definidos sometido al terremoto de Lorca, no logra alcanzar el input $V_D = 195$ cm/s puesto que la estructura de hormigón resulta severamente dañada debido a la interacción que se produce con los disipadores de energía que cuentan con un valor elevado de $s r_1 = 0.51$, con valores mínimos de $r_{qi} = 0.21$. Por tanto, en este caso, lo que procedería es redimensionar la estructura principal de hormigón, para alcanzar un r_{qi} mínimo que permita soportar los esfuerzos inducidos por los disipadores.

10.6.2. Cálculos con terremotos del NPS-3 en estructura proyectada para el NPS-3 con terremotos de campo lejano

En este apartado, se presentan los resultados obtenidos de los cálculos dinámicos realizados sobre la estructura proyectada para terremotos de $T_R = 970$ años con daños tanto en la parte rígida como en la flexible. En este caso, se han considerado dos opciones posibles de proyecto para la estructura mixta: (a) $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$ y (b) $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$. Esta última opción supone analizar la estructura cuando la eficiencia energética es pésima en campo lejano.

10.6.2.1. Cálculos con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$

En estas condiciones de proyecto, la estructura muestra un comportamiento satisfactorio respecto a la proyectada con el terremoto de $T_R = 72$ años tal y como se aprecia en las Fig. 10.18 y Fig. 10.19, cuando es sometida a los terremotos de Duzce(Izm), Montebello, Petrovac y Tabas. Al igual que bajo terremotos de campo cercano, en esta caso también se cumple un nivel de desplazamiento lateral inferior al de $f IDI_{ui}$ de la parte flexible.

Únicamente se produce un comportamiento insatisfactorio bajo el terremoto de Duzce(Izm). En este último, aunque no se produce concentración de daño en la estructura principal, el desplazamiento máximo alcanzado ($IDI_3 = 3.50$ %) supera al máximo permitido de 2.50 % (Fig. 10.18 a) y se alcanza el desplazamiento último en la estructura principal ($IDI_4 > f IDI_{u4}$). De las Fig. 10.19 c y d, se observa que la estructura sometida al terremoto de Duzce(Izm) presenta unos valores de $s \eta_i / f \mu_{mi} \simeq 8$ similares a los de proyecto y de $f \eta_i / f \mu_{mi} < 2$, lo que implica una eficiencia energética en conjunto peor a la esperada. Por esta razón, se produce el incremento en los desplazamientos respecto a los esperados.

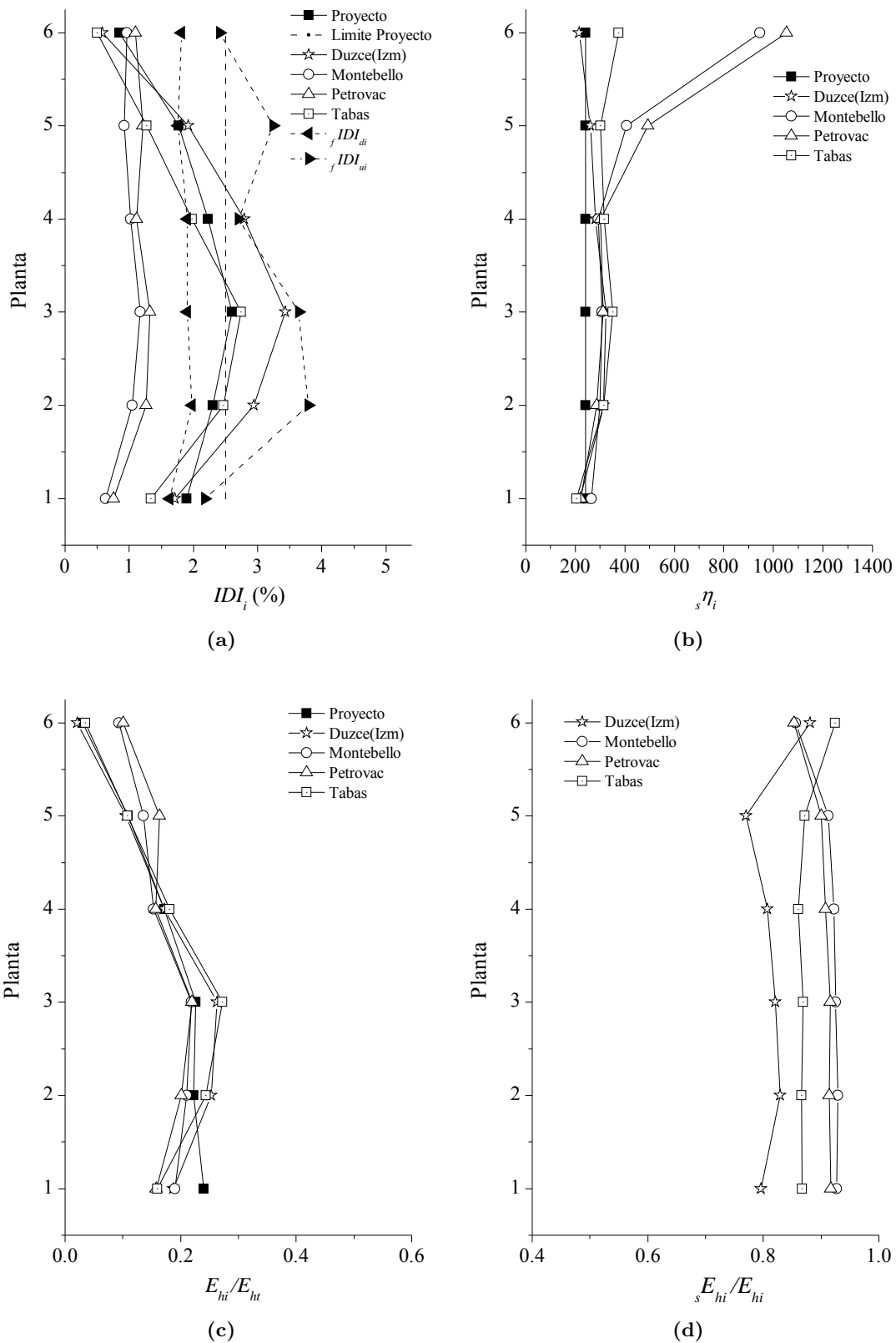


Fig. 10.18: Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) sE_{hi}/E_{hi}

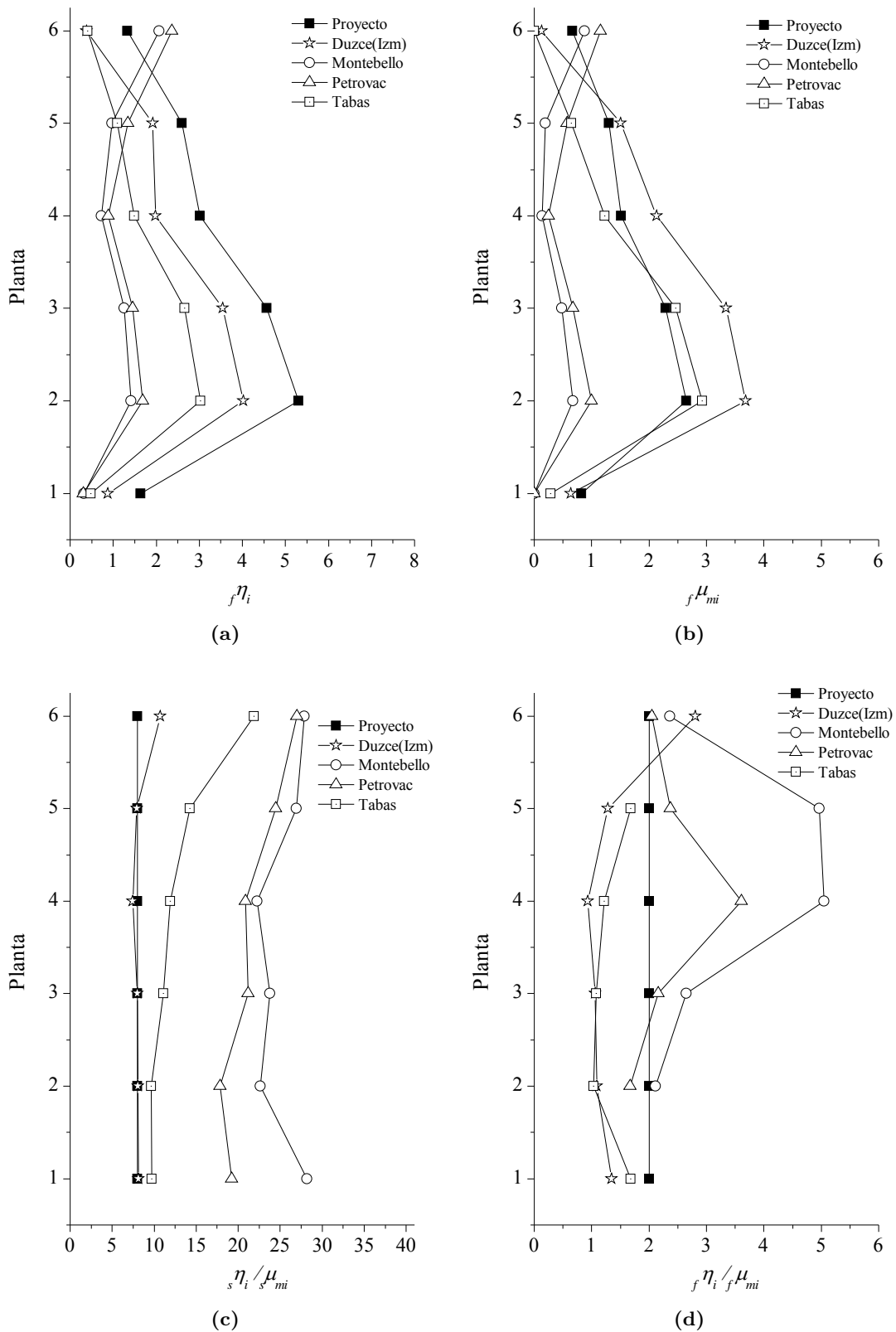


Fig. 10.19: Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía, (d) estructura hormigón.

10.6.2.2. Cálculos con $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$

En este apartado se presentan los resultados de los cálculos dinámicos realizados sobre la estructura sometida al terremoto de Duzce(Izm), considerando una eficiencia energética menor que en el anterior apartado. Esta estructura ha sido proyectada para terremotos de $T_R = 970$ años en campo lejano, teniendo en cuenta $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$. En la Fig. 10.20 a se observa una distribución de IDI_i válida para el NPS-3 muy cercana a la predicción realizada, con un comportamiento que mejora sobre la proyectada considerando $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$. También se produce una mejora en la distribución del daño, tanto en la parte rígida como en la flexible como se observa en la Fig. 10.20 y en la Fig. 10.21.

Finalmente indicar que la previsión realizada en esta ocasión para $s a_p$ y $f a_p$ se aproxima a la obtenida en el cálculo dinámico de la estructura sometida al terremoto de Duzce(Izm) (Fig. 10.21 c y d).

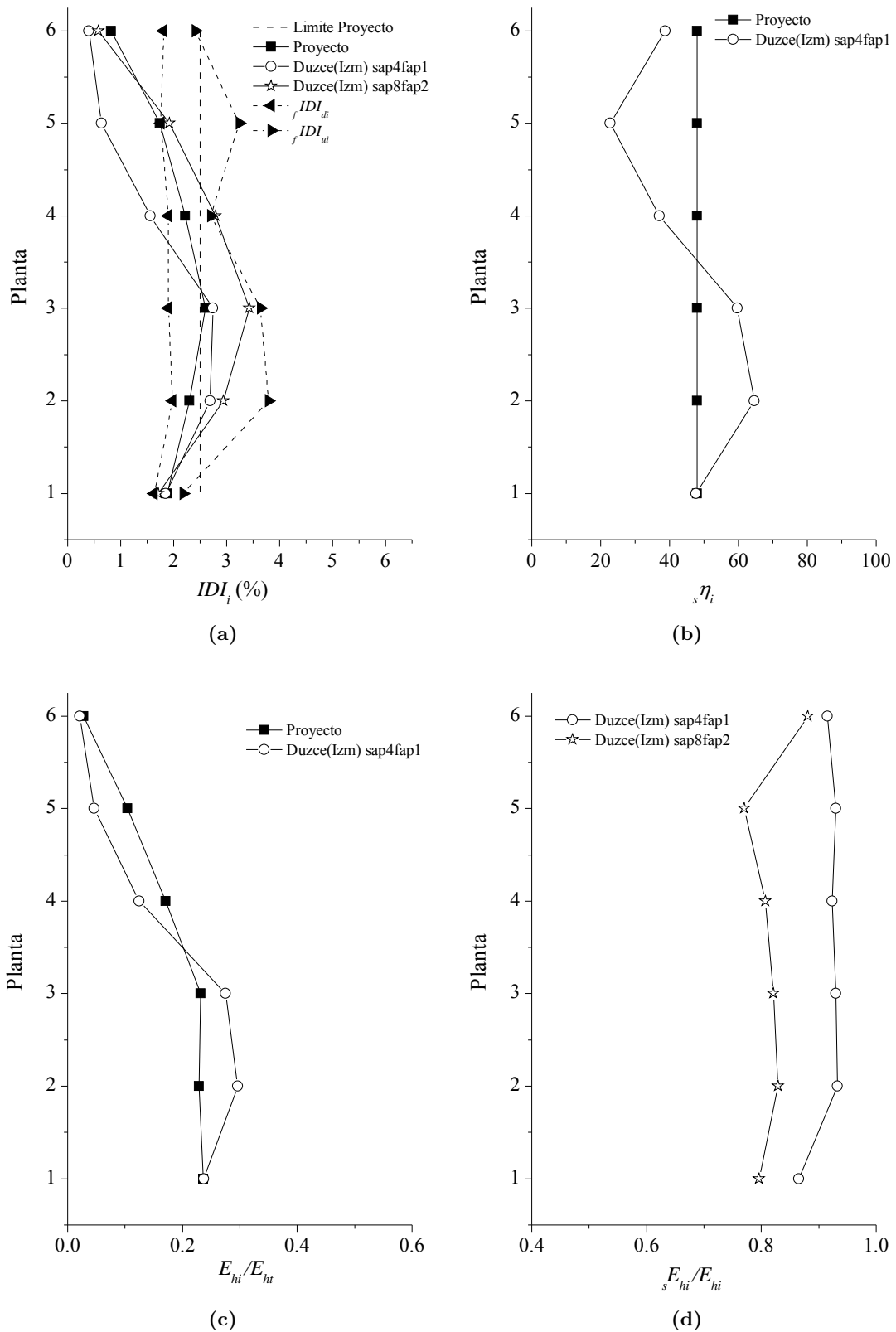


Fig. 10.20: Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s \eta_i$, (c) E_{hi}/E_{ht} , (d) $s E_{hi}/E_{hi}$

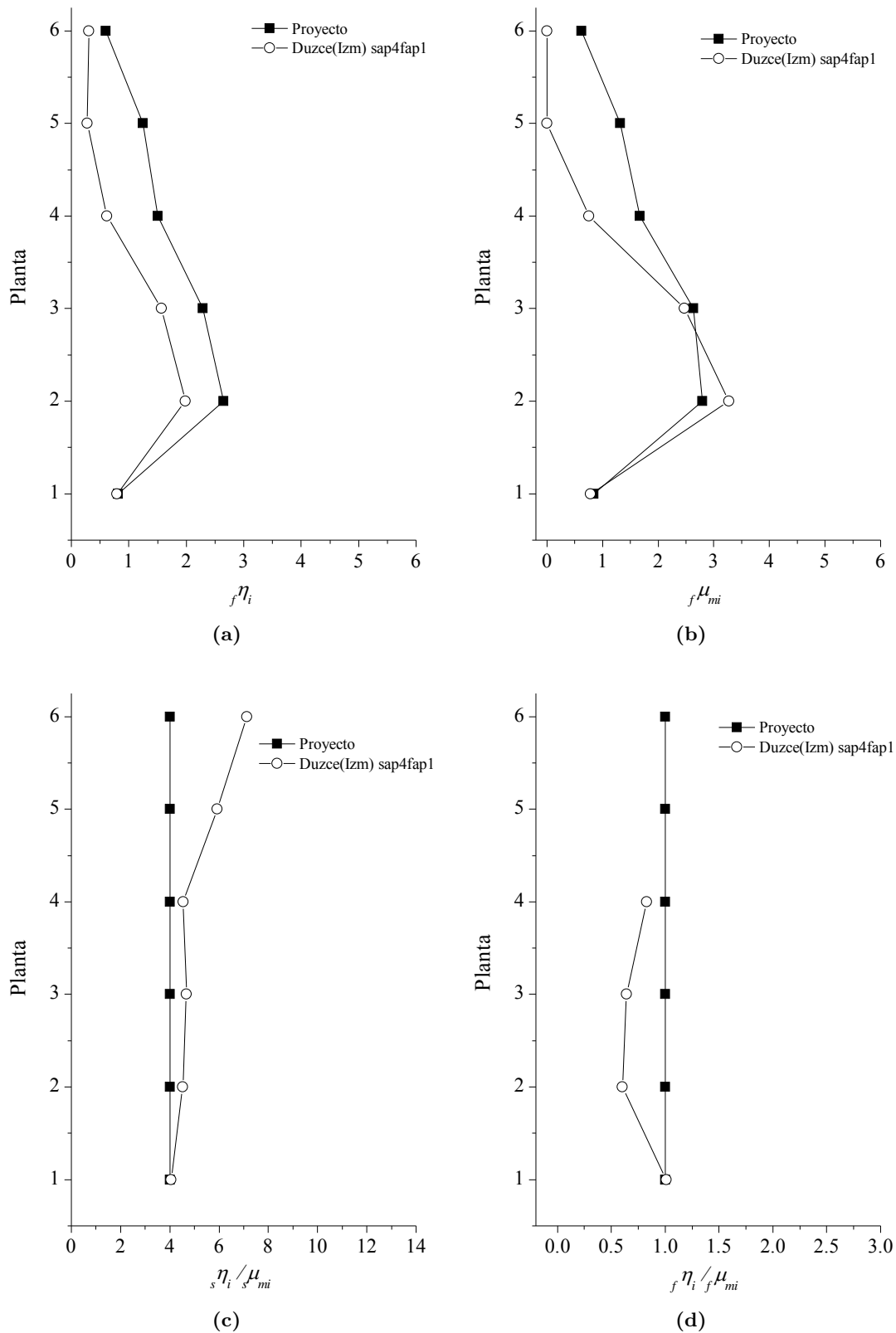


Fig. 10.21: Estructura recalculada en NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) con terremotos del NPS-3 de campo lejano. Daño en la estructura de hormigón: (a) $f\eta_i$, (b) $f\mu_{mi}$. Relación η_i/μ_{mi} en: (c) disipadores de energía, (d) estructura hormigón.

10.6.3. Comprobación de la estructura proyectada para el NPS-3 en niveles inferiores de peligrosidad sísmica

Una vez recalculada la estructura para cumplir con las especificaciones que se establecen en NPS-3, es necesario comprobar los niveles inferiores de proyecto. Aunque la estructura en el recálculo resulta con unos disipadores con mayor capacidad resistente, la rigidez lateral puede haber sufrido variación, lo que puede producir incrementos del input de energía V_D respecto al considerado cuando la estructura fue proyectada en NPS-1. Se utiliza el procedimiento de comprobación de prestaciones desarrollado en la Sección 8.5 cuando plastifican tanto la estructura principal como los disipadores de energía. Las características de la estructura mixta rígido-flexible será la obtenida tras el recálculo de disipadores realizado en el NPS-3.

En campo cercano, se produce un incremento de V_D debido exclusivamente al efecto $P - \delta$, puesto que la rigidez lateral no ha sufrido variación en el recálculo de disipadores, manteniendo el valor de $K = 11.80$. Por tanto, dado que en los disipadores se produce un incremento en el cortante de fluencia, no sería necesario comprobar los niveles inferiores de peligrosidad sísmica, ya que la estructura proyectada para el NPS-1 cumplía en los NPS-1 y NPS-2, salvo en el caso del terremoto de Lorca que ha requerido de un recálculo específico. No obstante, dado que la estructura sometida a los terremotos de Kalamata y Lorca, sufrían desplazamientos estrictos o sobrepasaban el límite impuesto en NPS-2, se realizará la comprobación en este nivel. No se realizará, sin embargo, la comprobación en el NPS-1.

En campo lejano, sin embargo, se produce tanto un incremento en el cortante de fluencia como en la rigidez lateral al recalcular los disipadores, alcanzándose unos valores de $K = 4.50$ para la estructura proyectada con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$ y $K = 5.50$ para la proyectada con $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$. De esta forma, se alcanzan inputs de energía V_D superiores en todos los niveles de peligrosidad sísmica respecto a los obtenidos para la estructura proyectada en el NPS-1 debido tanto al incremento en el valor de las ordenadas espectrales de V_D como al efecto $P - \delta$ (NPS-2). Por esta razón, en este caso se realizará una comprobación de la estructura recalculada en NPS-3 en todos los niveles inferiores de proyecto.

10.6.3.1. Cálculos con terremotos del NPS-2 en estructura proyectada para el NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$) con terremotos de campo cercano

La estructura proyectada en NPS-3 es sometida a los terremotos de campo cercano Kalamata y Lorca. El input de energía de proyecto en este nivel para $m T_1 = 0.52$ s es de $V_{DP\delta} = 95$ cm/s considerando un factor de amplificación de $D_{sP\delta} = 1.001$.

En la estructura sometida al terremoto de Kalamata, se obtienen resultados válidos para Nivel 2, así como muy ajustados a la predicción realizada (Fig. 10.22). Se cumplen con holgura los límites impuestos de IDI_i , así como el daño previsto tanto en la parte rígida, $s \eta_i$, como en la flexible, $f \eta_i$ y $f \mu_{mi}$.

La estructura sometida al terremoto de Lorca incumplía los requisitos límite establecidos para el NPS-3. Sin embargo, se ha considerado oportuno comprobar el comportamiento de la estructura en este nivel inferior, para ver la evolución que experimenta la misma cuando se incrementa la capacidad estructural de los disipadores de energía. En este caso, se observa una distribución de IDI_i que supera el límite establecido en el NPS-2 (Fig. 10.22 a). Esto produce

en la estructura de hormigón un mayor valor del parámetro $f\mu_{mi}$ (Fig. 10.22 d), aunque no necesariamente en la misma proporción para la distribución energía histerética $f\eta_i$. No obstante, si se compara la distribución de IDI_i con la obtenida en la estructura proyectada en el NPS-1 sometida al terremoto deL NPS-2 (Fig. 10.8 a), con el mismo input $V_D = 95$ cm/s, se observa una reducción notable del IDI_i máximo alcanzado por la estructura, debido al aumento de la capacidad resistente de los disipadores.

En ningún caso se alcanzan los valores de degradación determinados por $fIDI_{di}$ (Fig. 10.22 a), con un nivel de daño bajo en las plantas 2 y 3 donde se superan los valores previstos para $fIDI_{yi}$. Este hecho se confirma al analizar las distribuciones de $fIDI_{yi}$ y $f\eta_i$ (Fig. 10.22 c) en dichas plantas.

Por lo tanto, la estructura proyectada en el NPS-3 con $sa_p = 4$ y $fa_p = 2$ cumpliría las prestaciones exigidas en NPS-2, con aquellos terremotos que demandaran una eficiencia energética como mínimo la considerada en proyecto. En casos extremos, como ocurre con el terremoto de Lorca, es necesario establecer unas condiciones mas exigentes en los parámetros sa_p y fa_p a nivel de proyecto para poder cumplir con las exigencias, tanto del NPS-2 como del NPS-3.

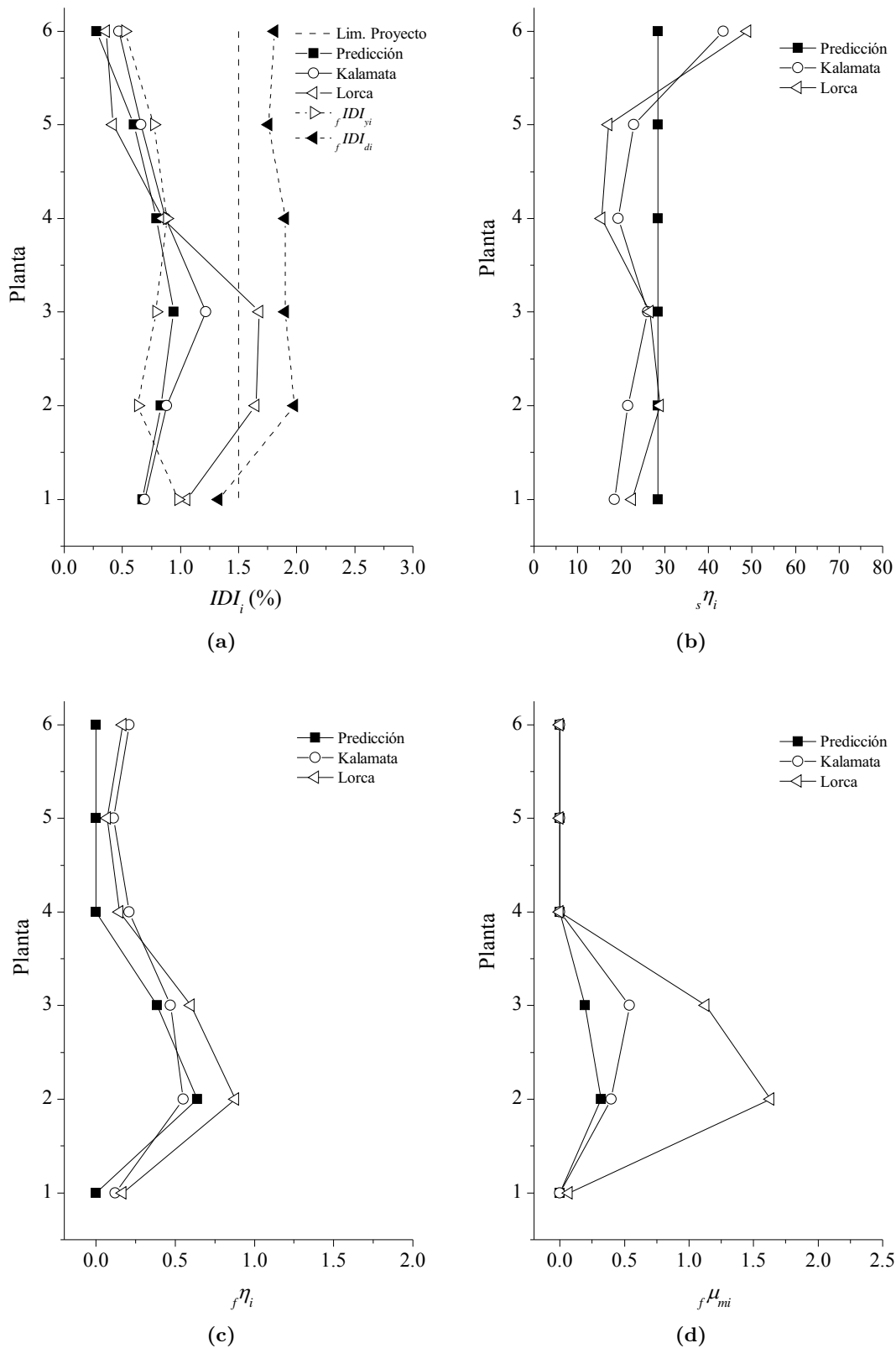


Fig. 10.22: Estructura proyectada en el NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos del NPS-2 de campo cercano: (a) IDI_i , (b) $s \eta_i$, (c) $f \eta_i$, (d) $f \mu_{mi}$

10.6.3.2. Cálculos con terremotos del NPS-2 en estructura proyectada para el NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) con terremotos de campo lejano

Se muestran en este apartado los resultados obtenidos de los cálculos dinámicos realizados con terremotos del NPS-2 en la estructura proyectada para el NPS-3 con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$. Los terremotos utilizados han sido los mismos que los empleados para comprobar el NPS-3, es decir: Duzce(Izm), Montebello, Petrovac y Tabas.

El input de energía de proyecto en este nivel para $m T_1 = 0.79$ s es de $V_{DP\delta} = 72$ cm/s considerando un factor de amplificación de $D_{sP\delta} = 1.018$.

Los resultados obtenidos (Fig. 10.23) confirman que la estructura cumple las prestaciones exigidas en el NPS-2. Tan solo con el terremoto de Duzce(Izm) se obtiene una distribución de IDI_i con valores que superan en algunas plantas la predicción realizada de acuerdo con la estructura proyectada, aunque inferiores al límite establecido para este nivel de $IDI_{lim,i} = IDI_{lim} = 1.50$ %.

En este caso también se confirma la tendencia indicada bajo terremotos de campo cercano, con un nivel de daño controlado en la parte flexible sin alcanzar valores de desplazamientos límite $f IDI_{di}$. El daño se concentra en las plantas 2 y 3 como confirman las distribuciones de IDI_{yi} (Fig. 10.23 a) y $f \eta_i$ (Fig. 10.23 c).

La predicción realizada de las diferentes variables muestra un elevado grado de cumplimiento, excepto en el caso de la distribución de $s \eta_i$ para los terremotos de Montebello y Petrovac, por la razón comentada de la movilización de modos altos de vibración superior a la prevista en proyecto.

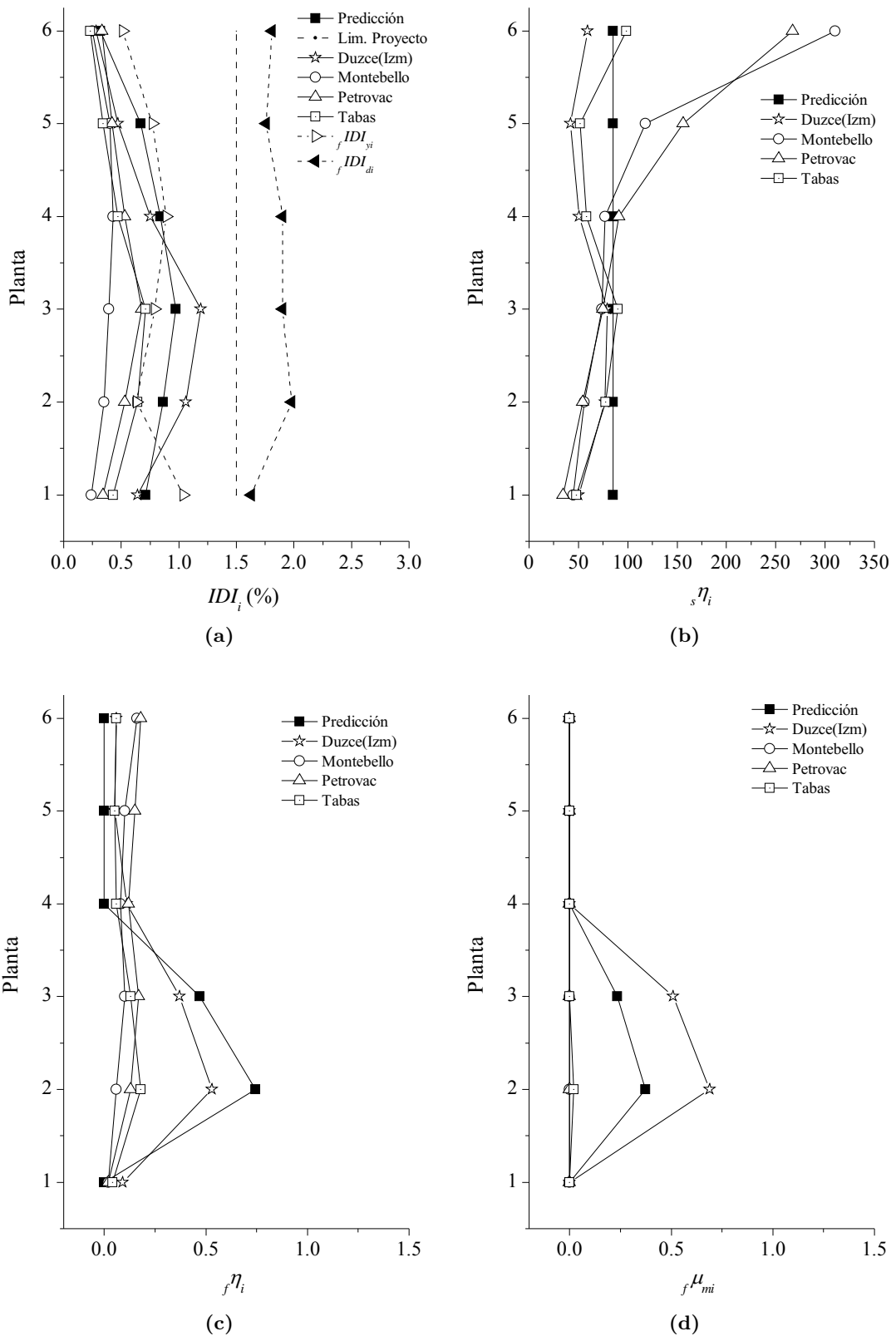


Fig. 10.23: Estructura proyectada en el NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos del NPS-2 de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s\eta_i$, (c) $f\eta_i$, (d) $f\mu_{mi}$

10.6.3.3. Cálculos con terremotos del NPS-2 en estructura proyectada para el NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) con terremotos de campo lejano

Se muestran en este apartado los resultados de los cálculos dinámicos realizados sobre la estructura proyectada en el NPS-3 con $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$ con el terremoto de Duzce(Izm) de $T_R = 475$ años correspondiente al NPS-2.

El input de energía de proyecto en este nivel para $m T_1 = 0.73$ s es de $V_{DP\delta} = 72$ cm/s considerando un factor de amplificación de $D_{sP\delta} = 1.011$.

En la Fig. 10.24 se muestran los resultados obtenidos, así como la comparación con la estructura proyectada con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$, prácticamente con el mismo input de energía $V_D \simeq 73$ cm/s. Al considerar una peor eficiencia energética, hay menor disipación por energía de tipo histerético aumentando en consecuencia el cortante de fluencia de los disipadores. De esta forma, los valores obtenidos de $s \eta_i$ son menores, alcanzándose valores en torno a $s \eta = 11$ tal y como se estimaba en la predicción. Asimismo, el daño que se produce en la parte principal de hormigón armado, se reduce ligeramente respecto a la estructura proyectada con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$ (Fig. 10.24 c y d).

La predicción realizada para la distribución de IDI_i en este nivel de prestaciones, así como la obtenida en el cálculo dinámico confirma un nivel de daño muy reducido como se desprende al comparar dicha distribución con las de $f IDI_{yi}$ y $f \eta_i$ (Fig. 10.24 a y c).

Por lo tanto, se puede concluir que la estructura proyectada en Nivel 3 con $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$, cumple las prestaciones exigidas en el Nivel 2.

La predicción realizada presenta un grado elevado de ajuste respecto a los resultados del cálculo numérico, excepto en la distribución de $f \eta_i$, en la que la previsión de daño es inferior a la mostrada en el modelo numérico (Fig. 10.24 c). Si se calcula los ratios de $f \eta_i / f \mu_{mi}$ y $s \eta_i / s \mu_{mi}$ de la planta 3 del MEF sometido al cálculo dinámico, se obtienen unos valores de $f \eta_i / f \mu_{mi} = 2.00$ y $s \eta_i / s \mu_{mi} = 4.76$, superiores a los estimados en proyecto, que implica una eficiencia energética mayor a la prevista. Esto explica el desfase obtenido en la predicción de $f \eta_i$.

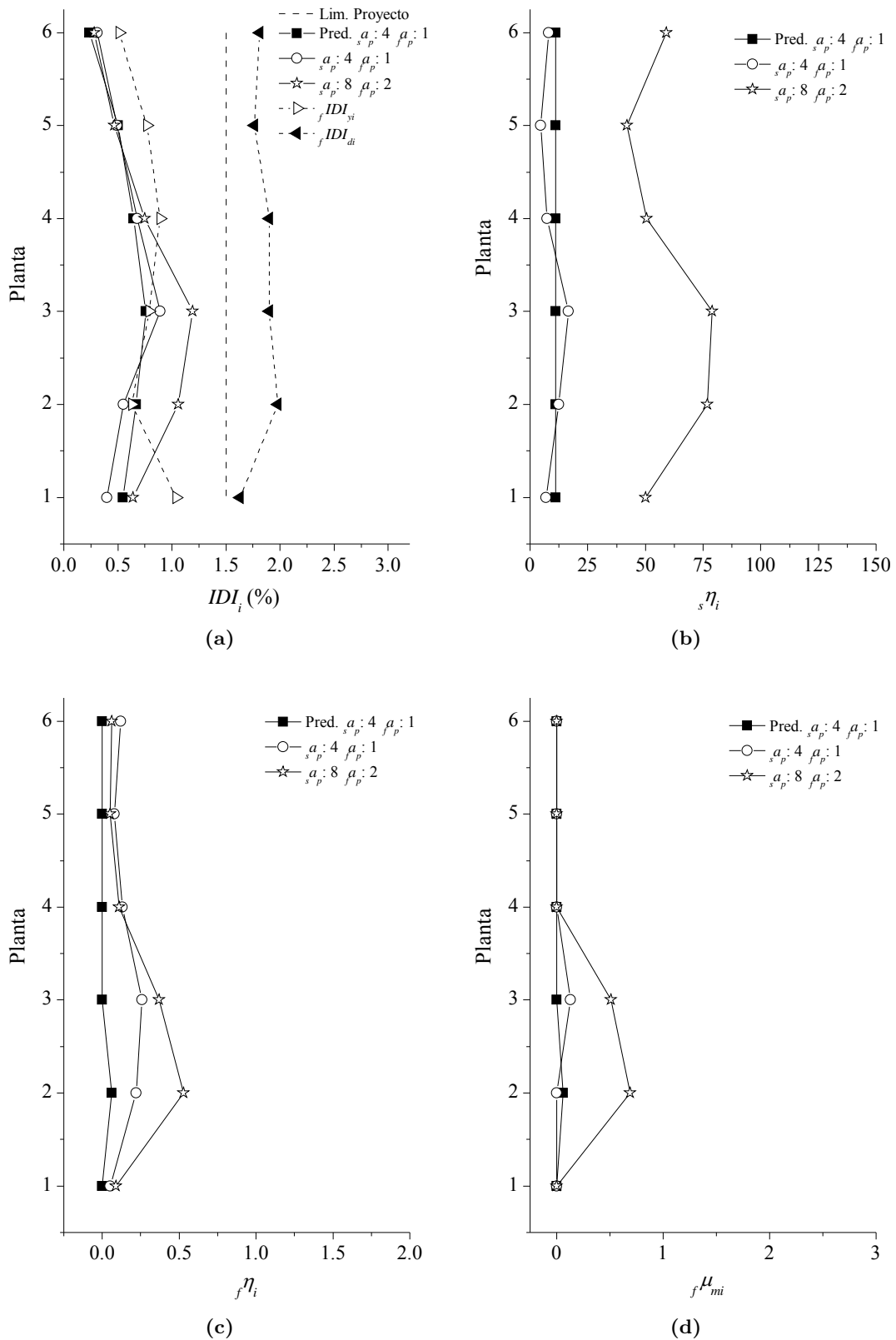


Fig. 10.24: Estructura proyectada en NPS-3 con valores ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) y ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida al terremoto de NPS-2 Duzce(Izm) de campo lejano: (a) IDI_i , (b) $s \eta_i$, (c) $f \eta_i$, (d) $f \mu_{mi}$

10.6.3.4. Cálculos con terremotos del NPS-1 en estructura proyectada para el NPS-3 ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) con terremotos de campo lejano

Para comprobar el nivel de prestaciones “Operacional” de la estructura proyectada en NPS-3 se utiliza el procedimiento para estimación de desplazamientos desarrollado en la Sección 8.3 del Capítulo 8.

La estructura proyectada en NPS-3 en campo lejano con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$, presenta un input de energía $V_D = 35$ cm/s para $m T_1 = 0.79$ s. El comportamiento es satisfactorio cuando es sometida a terremotos del NPS-1 tal y como muestra la Fig. 10.25, con una buena predicción en fase de proyecto para este nivel de prestaciones, excepto la ya comentada distribución de $s \eta_i$ para el terremoto de Montebello.

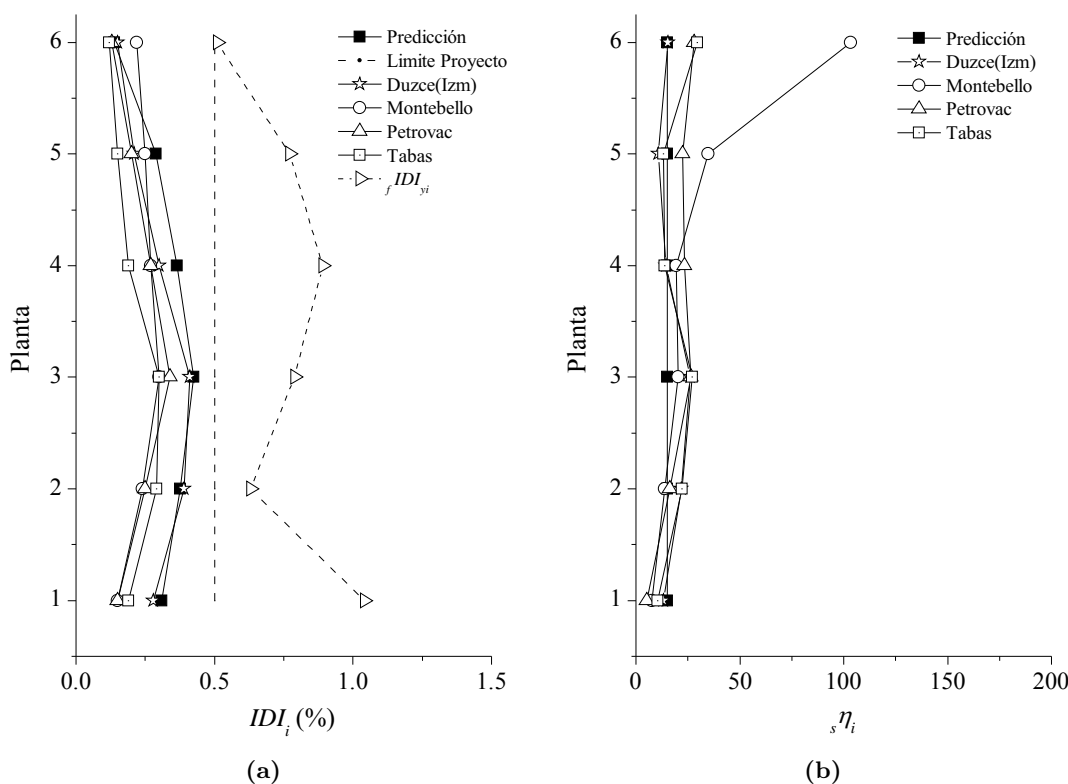


Fig. 10.25: Estructura proyectada en el NPS-3 con ($s a_p = 8$ y $f a_p = 2$) sometida a terremotos del NPS-1 de campo lejano: (a) IDI_i y (b) $s \eta_i$

10.6.3.5. Cálculos con terremotos del NPS-1 en estructura proyectada para el NPS-3 ($s a_p = 4$ y $f a_p = 1$) con terremotos de campo lejano

En el caso de la comprobación de prestaciones del NPS-1 con los disipadores recalculados en el NPS-3 con $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$, la estructura presenta un input de energía $V_D = 35$ cm/s para $m T_1 = 0.73$ s. La predicción en este caso indica que $R < 1$, es decir, teóricamente los disipadores no plastifican. Sometiendo a la estructura al terremoto de Duzce(Izm), en la Fig. 10.26 b se puede observar que el nivel de plastificación de los disipadores de energía es mínimo, menor al obtenido en la estructura proyectada con $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$. En la Fig. 10.26 a se observa que se produce una distribución de IDI_i dentro de los límites establecidos en proyecto. Los desplazamientos,

dentro del campo elástico, son algo mayores que para la estructura proyectada con ${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$, debido fundamentalmente al mayor desplazamiento de fluencia de los disipadores en la estructura proyectada con ${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 1$. Al disiparse menos energía por deformación plástica en los disipadores, esto supone un incremento de los desplazamientos.

Se verifica que la estructura proyectada en NPS-3 con ${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 1$, cumple con las prestaciones exigidas para el NPS-1.

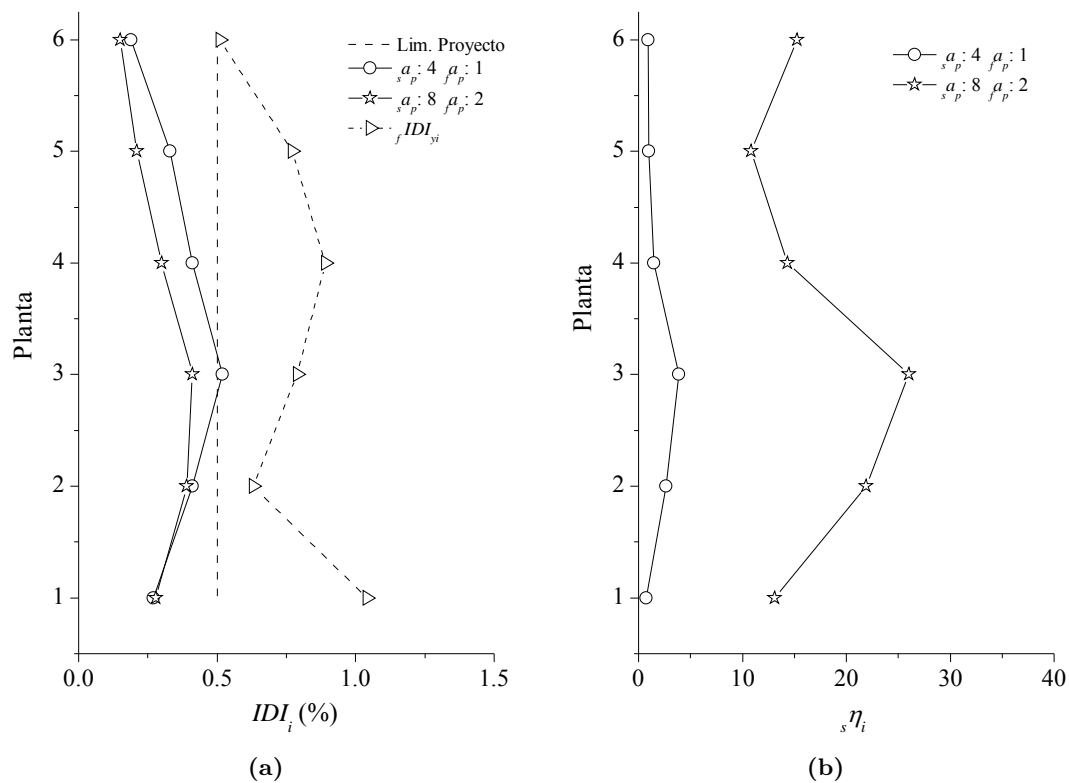


Fig. 10.26: Estructura proyectada en NPS-3 con valores (${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 1$) y (${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$) sometida al terremoto de NPS-1 Duzce(Izm) de campo lejano: (a) IDI_i y (b) ${}_s \eta_i$

10.7. Conclusiones

En este capítulo se ha pretendido validar numéricamente los procedimientos de cálculo de disipadores y comprobación del nivel de prestaciones propuestos para estructuras de hormigón armado con forjados reticulares y disipadores de energía según el método de proyecto basado en prestaciones propuestos en esta Tesis. Para ello, se han realizado cálculos dinámicos directos con acelerogramas de terremotos reales sobre el modelo de elementos finitos de un pórtico virtual de una estructura de 6 plantas con forjados reticulares sobre pilares de hormigón y disipadores de energía descrito en la Sección 9.3.

Se han seleccionado grupos de siete terremotos, tanto para dominios de campo cercano como lejano, con el criterio de limitar el factor de escala a emplear sobre cada acelerograma a $f_{esc} \leq 12$, para que el prototipo pudiera alcanzar el input de energía V_D de proyecto.

En una primera etapa, se ha procedido a calcular para cada dominio de campo cercano y lejano los disipadores de energía en el NPS-1 correspondiente al terremoto de $T_R = 72$ años,

sin permitir la plastificación de la estructura principal de hormigón con forjados reticulares. Los cálculos dinámicos realizados sobre el prototipo hasta alcanzar el input V_D de proyecto en campo cercano y lejano, han validado las previsiones realizadas en fase de proyecto a nivel de desplazamientos y energía disipada. No obstante, hay que indicar que en el caso de la estimación de la distribución de ${}_s\eta_i$, cuando se han empleado terremotos con capacidad de movilizar los modos altos de vibración en un grado superior al previsto en proyecto, se ha producido una concentración de daño en los disipadores en las plantas superiores no prevista inicialmente. Sin embargo, esta concentración de daño en los disipadores, no se ha traducido en incrementos de desplazamientos o daño sobre la estructura principal de hormigón. Este caso se ha dado fundamentalmente con el acelerograma de Tolmezzo en campo cercano, y con los acelerogramas de Petrovac y Montebello en campo lejano.

A continuación, se ha procedido a comprobar las predicciones realizadas para el resto de niveles de peligrosidad sísmica. Para ello, ha sido necesario establecer previsiones para la eficiencia energética ($a_p = \eta/\mu$) tanto en la parte rígida (${}_s a_p$) como en la flexible (${}_f a_p$), puesto que al considerar niveles de peligrosidad sísmica superiores al inicial se permiten niveles de daño crecientes en todos los elementos estructurales. En campo cercano se ha propuesto ${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 2$, y para el lejano ${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$.

En el NPS-2, las predicciones realizadas han mostrado que la estructura cumple con las prestaciones exigidas. Este extremo ha sido validado numéricamente para la estructura proyectada en el NPS-1 sometida a terremotos que han desarrollado un nivel de eficiencia energética en cada parte (rígida y flexible) igual o superior a la prevista. Sin embargo, cuando la eficiencia energética ha sido menor a la contemplada en proyecto, las predicciones de desplazamientos y disipación de energía se han visto superadas por los resultados obtenidos en los cálculos dinámicos. Tales son los casos de la estructura sometida a los terremotos de Lorca y Kalamata, en campo cercano.

En el NPS-3, las predicciones han mostrado el incumplimiento del desplazamiento límite establecido en $IDI_{lim,i} = IDI_{lim} = 2.50$ % de la estructura proyectada en el NPS-1. Los cálculos dinámicos han confirmado este hecho, sobre todo cuando la estructura se ha visto sometida a terremotos que han producido una baja eficiencia en la disipación de la energía. Este ha sido el caso de la estructura sometida a terremotos de campo cercano con los acelerogramas de Kalamata y Lorca, por un lado, y a terremotos de campo lejano con los acelerogramas de Montebello, Petrovac, Duzce(Izm) y Tabas, por otro.

En la siguiente fase de proyecto, se ha procedido a recalcular los disipadores para el NPS-3, en el que se han incumplido las prestaciones exigidas en proyecto. Se han contemplado para ambos dominios de campo cercano y lejano, dos opciones extremas en cuanto a eficiencia energética. En campo cercano: (i) ${}_s a_p = 2$ y ${}_f a_p = 1$ y (ii) ${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 2$. En campo lejano: (i) ${}_s a_p = 4$ y ${}_f a_p = 1$ y (ii) ${}_s a_p = 8$ y ${}_f a_p = 2$. En todos los casos, las predicciones realizadas han sido validadas por los resultados obtenidos en los cálculos numéricos, cuando los valores de eficiencia energética han sido iguales o superiores a los contemplados en proyecto. En campo cercano, para ${}_s a_p = 2$ y ${}_f a_p = 1$ no se han podido obtener resultados del cálculo numérico, puesto que con esos valores los disipadores dañaban la estructura principal en su interacción durante el terremoto de Lorca. En el resto de casos, es necesario señalar que se ha mantenido la concentración de daño en

los disipadores de las plantas superiores bajo los mismos terremotos mencionados anteriormente, debido a la movilización de los modos altos de vibración superior a la prevista en proyecto.

Finalmente, se ha procedido a comprobar los niveles de peligrosidad sísmica inferiores para validar definitivamente la estructura proyectada en el NPS-3. La predicción realizada ha sido coherente con los resultados obtenidos de los cálculos dinámicos. Tanto para terremotos de campo cercano como de campo lejano, se han confirmado las prestaciones establecidas en los NPS-1 y NPS-2. De esta forma, la estructura proyectada en el NPS-3 y confirmada en los NPS-1 y NPS-2 se considera válida según el proyecto basado en prestaciones.

Las distribuciones de IDI_i de la parte flexible correspondiente a los estados de fluencia (${}_fIDI_{yi}$), inicio de degradación de resistencia (${}_fIDI_{di}$) y daño severo (${}_fIDI_{ui}$) obtenidas de la curva de capacidad de cada planta estimada por el método numérico aproximado propuesto en la Tesis, han mostrado una buena correlación con la predicción de daño en la parte flexible. Este hecho ha sido confirmado en los cálculos dinámicos.

Por tanto, se puede concluir que el método de cálculo propuesto es apto para establecer las predicciones necesarias en cuanto a las distribuciones de desplazamientos y energía disipada en cada nivel de peligrosidad sísmica que se considere en proyecto. En aquellos niveles donde se permita la plastificación, tanto de la parte rígida (disipadores) como de la parte flexible (estructura de hormigón), será necesario establecer con mayor precisión los niveles de eficiencia energética en cada parte estructural bajo los terremotos esperables en una zona determinada, sobre todo en el caso de los terremotos de campo cercano.

Capítulo 11

Conclusiones y futuras líneas de investigación

11.1. Conclusiones

En esta Tesis se propone un método de proyecto sismorresistente basado en prestaciones utilizando procedimientos de cálculos fundamentados en el balance de energía para estructuras de hormigón armado con forjado reticular y disipadores hysteréticos de energía, logrando los siguientes objetivos:

1. Un método simplificado que permite la estimación de la curva de capacidad de la estructura de hormigón armado y el cálculo de disipadores en todos los niveles de proyecto sin la necesidad de realizar modelos no-lineales de la estructura.
2. Control del daño en los distintos niveles de proyecto, evitándolo (para terremotos frecuentes) o limitándolo a valores determinados cuantitativamente (para terremotos raros o muy raros).
3. Protección de la estructura principal formada por forjados reticulares sobre pilares aislados de hormigón armado en los niveles inferiores de proyecto, concentrando el daño en los disipadores hysteréticos de energía facilitando la reparación de la estructura.

La investigación realizada se puede agrupar en cuatro partes diferenciadas. La primera de ellas está dedicada al desarrollo de modelos numéricos no-lineales de conexiones pilar-placa tanto exteriores como interiores de las estructuras de hormigón armado con forjado reticular validados experimentalmente, que permiten construir modelos completos de elementos finitos de este tipo de estructuras sobre los que se llevan a cabo cálculos dinámicos directos para analizar numéricamente su comportamiento sísmico. En la segunda parte se propone una nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$, para estructuras de hormigón armado con disipadores hysteréticos de energía, y se valida mediante simulaciones numéricas. En la tercera se desarrollan los procedimientos de cálculo incluidos en el método de proyecto propuesto basado en prestaciones para estructuras de hormigón armado con forjado reticular y disipadores de energía. Finalmente, la cuarta parte se dedica a la validación numérica de los procedimientos de cálculo propuestos en el PBP incluidos en esta Tesis. Se describen a continuación con mas detalle, las principales aportaciones y conclusiones de la Tesis.

11.1.1. Modelos numéricos no-lineales para conexiones pilar-placa de forjados reticulares

En esta Tesis se han planteado modelos numéricos no-lineales novedosos de conexiones pilar-placa en el campo de las estructuras de hormigón armado con forjado reticular y se han validado experimentalmente. Esto ha permitido realizar estudios analíticos con aportaciones significativas a la investigación de este tipo de estructuras.

En primer lugar, se plantea un modelo numérico microscópico para las conexiones pilar-placa interior de estructuras con forjado reticular que permite reproducir su comportamiento cíclico. Asimismo, para el mismo tipo de estructura, se han propuesto modelos numéricos macroscópicos simplificados de las conexiones pilar-placa, tanto interiores como exteriores que permiten integrarlas en modelos completos de la estructura con una demanda de recursos informáticos y de tiempo de cálculo muy inferior a la requerida por los modelos constituidos por modelos microscópicos.

11.1.1.1. Modelos numéricos microscópicos de conexiones pilar-placa interiores

Se ha desarrollado un modelo microscópico no-lineal que simula el comportamiento cíclico de las conexiones pilar-placa interiores de estructuras de hormigón con forjado reticular, basado en la teoría no-lineal de hormigón armado (Maekawa et al., 2003) compuesta por una parte de la teoría elasto-plástica de fractura continua que simula el comportamiento del hormigón antes de fisurar y por la teoría de la fisura difuminada para el hormigón armado fisurado, por otra. El modelo está compuesto de: (i) elementos tipo fibra que simulan el comportamiento de los elementos lineales de la conexión, como pilares y nervios, y (ii) elementos tipo capa que hacen lo propio con la zona de placa del ábaco. El modelo ha sido validado experimentalmente mediante el ensayo de un espécimen de conexión pilar-placa interior sometido a carga cíclica de tipo cuasi-estático. El modelo numérico reproduce de forma satisfactoria el comportamiento del espécimen ensayado tanto bajo carga monótona como cíclica hasta el punto de máxima resistencia lateral. Del análisis de este modelo se obtuvieron los siguientes resultados:

1. Modelo de fisuras del ábaco, con una reproducción fidedigna a la obtenida en el espécimen de laboratorio.
2. Proporción del momento desestabilizador correspondiente a los esfuerzos de cortante excéntrico, γ_v , obtenida para distintos perímetros críticos de distintas normas técnicas en torno al pilar $C_1 \times C_2$ (dimensiones paralelas y perpendicular a la dirección de carga, respectivamente): (i) ACI-1963 considerando $C_1 = c_1 + d$ y $C_2 = 3h_f + c_2$ se obtuvo un valor de $\gamma_v = 0.40$, (ii) ACI 318-11 en la que $C_1 = c_1 + d$ y $C_2 = c_2 + d$ se obtuvo un valor de $\gamma_v = 0.69$ y (iii) Eurocódigo-2 en la que se contempla $C_1 = c_1 + 4d$ y $C_2 = c_2 + 4d$ se obtuvo un valor de $\gamma_v = 0.67$. Se concluye que el valor del factor γ_v obtenido en el modelo numérico, es superior al prescrito por la norma ACI 318-11 (ACI, 2011) que vale $\gamma_v = 0.40$, lo que puede conducir a un cálculo del lado de la inseguridad.

Por otro lado, este modelo microscópico validado experimentalmente se utilizó para realizar un estudio paramétrico con el fin de analizar la influencia del canto de la viga transversal, D , obteniendo las siguientes conclusiones:

1. La concentración de tensiones en la zona de la placa en torno al pilar se reduce con el incremento de D , aumentando el ancho de la zona de plastificación de la placa establecido inicialmente para el forjado plano con el valor de $3h_f + c_2$.
2. Con el incremento de D , se produce un incremento en la ductilidad de la conexión respecto al modelo plano de forjado hasta alcanzar un incremento máximo de un 50 % para relaciones $D/h_f = 2$, no mejorando ese porcentaje para valores superiores de la relación D/h_f .
3. Al incrementarse D se produce un aumento del ancho eficaz del forjado, definido como el ancho de una viga equivalente con la misma cuantía de armadura que la del ábaco de tal forma que la capacidad a flexión de la viga sea la misma que la mostrada por el ábaco en la conexión pilar-placa. No obstante a partir de valores en la relación $D/h_f \geq 1.50$ el ancho eficaz permanece constante.

11.1.1.2. Modelos numéricos macroscópicos de conexiones pilar-placa interiores y exteriores

Se han desarrollado modelos numéricos macroscópicos de barras y muelles para simular el comportamiento cíclico de conexiones pilar-placa tanto interiores como exteriores de estructuras de hormigón armado con forjado reticular, validados ambos experimentalmente mediante ensayo de especímenes homólogos a los contemplados en los modelos numéricos sometidos a carga cuasi-estática.

El modelo macroscópico de la conexión pilar-placa interior se ha basado en los planteados por Hawkins y Corley (1971) para losa plana. Ha reproducido con éxito tanto la curva envolvente de capacidad, $Q - \delta$, como el comportamiento histerético de la conexión ensayada. Del análisis efectuado se concluye:

1. El ancho eficaz del forjado de un modelo simplificado plano de la conexión pilar-placa interior con una rigidez lateral tangente igual a la de la conexión interior es determinado por la expresión $3h_f + c_2$.
2. En los muelles de flexión se pueden utilizar dos modelos de histéresis: (i) el modelo Clough-Slip ($\beta_c = 0.17$) es el que mejor reproduce el comportamiento cíclico de baja amplitud, con el inconveniente de no considerar degradación de resistencia, y (ii) el modelo de Takeda ($\alpha_t = 2.0$) es el indicado para reproducir el comportamiento integral a flexión de la conexión, contemplando un tramo de degradación de resistencia hasta la rotura. En ambos casos se obtienen diferencias acumuladas en la energía histerética disipada entre el modelo y el espécimen ensayado menores al 10 %.

El modelo macroscópico de la conexión pilar-placa exterior se ha basado en el modelo desacoplado de flexión y cortante propuesto por Benavent-Climent et al. (2009) cuando $V_u \leq \Phi 0.75V_c$. Se reproduce también en este caso con éxito tanto el comportamiento monótono como el histerético de la conexión ensayada. Del estudio realizado se concluye:

1. El ancho eficaz del forjado de un modelo equivalente plano de la conexión pilar-placa exterior con una rigidez lateral tangente igual a la de la conexión exterior es el proporcionado

por la expresión $2b_L + c_2$. En los casos en los que b_L sea diferente para la flexión positiva (parte superior del forjado comprimida) y negativa, se considerará el valor medio de ambos $\bar{b}_L = (b_L^+ + b_L^-)/2$ en el cálculo del ancho eficaz mediante la expresión $2\bar{b}_L + c_2$.

2. En los muelles de flexión se contemplan, al igual que en la conexión interior, dos modelos de histéresis: (i) el modelo Clough-Slip ($\beta_c = 0.20$) es el que mejor reproduce el comportamiento cíclico de baja amplitud, con desviaciones por defecto en la estimación de la energía disipada acumulada por la conexión pilar-placa del 10 %, y (ii) el modelo de Takeda ($\alpha_t = 0.90$) reproduce el comportamiento cíclico completo hasta la rotura, incluyendo un tramo de degradación de resistencia, con desviaciones por defecto en la estimación de la energía disipada acumulada de la conexión pilar-placa del 28 % para valores de $IDI < 2.50$ %, disminuyendo esta diferencia para niveles de desplazamientos laterales superiores alcanzando un error por defecto del 10 % para valores de $IDI = 4.50$ %.

11.1.2. Nueva Distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ para estructuras de hormigón armado y disipadores hysteréticos de energía

Partiendo de una representación del edificio mediante un modelo dinámico no-lineal de masas concentradas con un grado de libertad (translación horizontal) en cada masa, se ha propuesto una nueva distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante de fluencia, $\bar{\alpha}_i$ de tal forma que la distribución de daño $\eta_i = \eta = \text{cte}$ dada por la expresión:

$$\bar{\alpha}_i = \sqrt{\frac{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{ni} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_i f k_i}{\left(\sum_{n=1}^r \psi_{n1} \Gamma_n^2 E_{ht,n}^{S1GL}\right) K_1 f k_1} \cdot \frac{\sum_{j=1}^N m_j K_1 (K_i + 1)}{\sum_{j=i}^N m_j K_i (K_1 + 1)}}$$

donde para cada planta “i”: (i) $f k_i$ es la rigidez lateral de la parte flexible, (ii) $K_i = s k_i / f k_i$ donde $s k_i$ es la rigidez lateral del disipador y (iii) m_i es la masa de planta. Asimismo, para cada modo de vibración “n”: (i) $\Gamma_n = L_n / m_n$ es el factor de participación modal, donde L_n es el factor de excitación modal y m_n es la masa generalizada, (ii) $E_{ht,n}^{S1GL}$ es el valor del input de energía hysterética introducido por el terremoto de proyecto en un S1GL de periodo fundamental igual a $m T_n$ (estructura mixta), y (iii) ψ_{ni} es un factor que determina como se distribuye la energía de deformación plástica introducida por el terremoto en el modo de vibración “n”, entre cada planta “i” de la estructura; se obtiene de un análisis estático no-lineal bajo cargas monótonas y viene dado por la siguiente expresión:

$$\psi_{ni} = \frac{\left(\frac{K_i}{1 + K_i}\right)^2 \left(\sum_{j=i}^N m_j \phi_{jn}\right)^2 \frac{1}{K_i f k_i}}{\sum_{k=1}^N \left\{ \left(\frac{K_k}{1 + K_k}\right)^2 \left(\sum_{j=k}^N m_j \phi_{jn}\right)^2 \frac{1}{K_k f k_k} \right\}}$$

donde ϕ_{in} corresponde al vector modo de vibración “n”.

Para validar la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ propuesta en esta Tesis se han proyectado disipadores de energía sobre prototipos de 3, 6 y 9 plantas compuestos por estructuras de hormigón armado con forjado reticular según el método planteado por Benavent-Climent (2011b) con distribución

$K_i = \text{cte}$, pero empleando la distribución óptima propuesta en esta Tesis, en vez de la distribución óptima propuesta por Benavent-Climent (2011b). Se han utilizado espectros elásticos de input de energía, V_E de terremotos reales considerando como input de energía de cálculo, el obtenido como media ponderada de los valores espectrales correspondientes al intervalo $mT_n, mT_n + \Delta_m T_n$, siendo $\Delta_m T_n$ el valor del incremento del período debido a la plastificación de la estructura de cada modo “ n ”. Finalmente, se ha utilizado la relación V_D/V_E propuesta por Akiyama (1985) para obtener el input de energía histerético y se ha despreciado la energía de vibración elástica de la estructura al final de terremoto, con lo cual $E_{ht}^{S1GL} \simeq E_D^{S1GL}$.

Se ha propuesto en la Tesis un procedimiento de cálculo del $\Delta_m T_n$ para las estructuras mixtas rígido-flexibles con un grado de plastificación determinado por $\mu_m = (\delta_m - \delta_y)/\delta_y$, a partir del desarrollado por Akiyama (1985) para S1GL con comportamiento elástico-perfectamente plástico.

Las estructuras así proyectadas, se han sometido a análisis dinámicos directos con los mismos acelerogramas utilizados para calcular los espectros de input de energía, obteniendo el valor medio de la distribución de η_i en cada prototipo sometido a cada terremoto así como su coeficiente de variación (COV). Este valor se ha comparado con el obtenido utilizando el mismo procedimiento con los mismos acelerogramas, empleando sin embargo la distribución $\bar{\alpha}_i$ de Benavent-Climent (2011b) basada en la original de Akiyama (1985).

El análisis de la dispersión obtenida del valor medio de η_i en cada prototipo proyectado con las dos distribuciones de $\bar{\alpha}_i$ sometido al mismo acelerograma muestra unos valores del COV inferiores en todos los casos cuando se emplea la distribución $\bar{\alpha}_i$ propuesta en esta Tesis respecto a la propuesta por Benavent-Climent (2011b), lo que indica que la primera proporciona unos resultados más cercanos a los deseados (daño normalizado igual en todas las plantas). Asimismo, en ambos casos se han comparado los valores de η propuestos en proyecto con la media ($\bar{\eta}$) de los valores de η_i de todas las plantas de la estructura obtenidos en los cálculos, resultando unos valores de los primeros muy próximos o ligeramente inferiores a los segundos indicando una estimación conservadora de los valores de eficiencia energética $n_{eq} = \eta/\mu_m$ considerados en proyecto.

Se ha comprobado de manera numérica que la demanda de resistencia a cortante determinada por el valor del parámetro ${}_s r_1$ es inversamente proporcional a la eficiencia energética en la disipación de energía expresada mediante la variable n_{eq} , concluyendo que para terremotos de campo cercano el valor de ${}_s r_1$ es superior al previsto para campo lejano.

11.1.3. Procedimientos de cálculo propuestos en el método de proyecto basado en prestaciones

El método de proyecto basado en prestaciones de estructuras con forjado reticular y disipadores histeréticos de energía se ha basado en una serie de procedimientos de cálculo necesarios para poder desarrollar cada una de las fases previstas, contemplando en todas ellas una distribución de la relación de rigideces laterales de los disipadores respecto a la parte flexible en cada planta $K_i = \text{cte}$. En el método de PBP se han considerado tres niveles de peligrosidad sísmica (NPS) con niveles de prestaciones correspondientes a edificios convencionales (SEAOC, 1995): (i) NPS 1 (terremoto $T_R = 72$ años) con un nivel de prestaciones de “Ocupación Inmediata u Operacional”, en el que el daño se concentra en los disipadores de energía, la parte flexible

permanece en régimen elástico y el desplazamiento máximo permitido corresponde a un valor de $IDI_{lim,i} = IDI_{lim} = 0.70\%$ para la estructura sometida a terremotos de campo cercano e $IDI_{lim} = 0.50\%$ para los de campo lejano, considerando de esta manera la mayor demanda de desplazamiento que sufre la estructura con terremotos de campo cercano debido a los pulsos de aceleración, (ii) NPS 2 (terremoto $T_R = 475$ años) con un nivel de prestaciones de “Seguridad”, en el que se permite un daño leve en la parte flexible sin entrar en la zona de degradación de su curva de capacidad posibilitando de esta forma su posible reparación, concentrándose la mayor parte del daño en los disipadores de energía con un desplazamiento máximo permitido de $IDI_{lim} = 1.50\%$ y (iii) NPS 3 (terremoto $T_R = 970$ años) con un nivel de prestaciones “Próximo al Colapso”, en el que el daño puede ser elevado tanto en la parte rígida como en la flexible aunque se debe evitar el colapso así como las roturas frágiles de punzonamiento, limitando el desplazamiento a valores de $IDI_{lim} \leq 2.50\%$. En los dos últimos niveles se contempla de manera estricta el mismo valor máximo permitido de IDI_{lim} tanto para terremotos de campo cercano como lejano procurando no incrementar la probabilidad de fallo debido a la degradación en la capacidad de desplazamiento lateral debido a los esfuerzos de punzonamiento.

Se exponen a continuación los procedimientos de cálculo desarrollados que permiten proyectar la estructura para que cumpla con las prestaciones exigidas en los distintos niveles de peligrosidad expuestos:

1. Método aproximado para estimar la rigidez lateral de planta de pórticos virtuales de forjado reticular. En primer lugar, se considera el cálculo de la inercia de una viga equivalente de sección uniforme cuya rigidez al giro en la conexión pilar-placa sea la que presenta una viga ficticia de pórtico virtual que tiene un ancho eficaz que depende de las características de la conexión pilar-placa de cada extremo. La sección de la viga equivalente es variable y está formada por los siguientes tramos: (i) losa maciza correspondiente al ábaco y (ii) el resto hasta el punto medio por una sección en T que agrupa los nervios dentro del ancho eficaz considerado. Se consideran nulos de manera simplificada tanto el desplazamiento vertical como el momento flector en el punto medio de la viga ficticia de un pórtico sometido a carga lateral. La rigidez lateral de planta se calcula como suma de la rigidez bajo carga lateral de cada uno de los pilares con sus extremos impedidos al giro, reducida cuando están conectados a forjados en función de la rigidez de estos al giro. Los efectos de fisuración se tienen en cuenta, mediante coeficientes reductores de la inercia de los pilares de tal forma que $I_{fis} = 0.70 I_g$ (MacGregor, 1993). De esta forma, se obtiene la rigidez lateral fisurada de cada planta, fk_i .
2. Método de cálculo de disipadores y comprobación de prestaciones en el NPS 1 basado en el propuesto por Benavent-Climent (2011b) con las siguientes novedades:
 - a) Empleo de la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ propuesta en la Tesis.
 - b) Empleo de los espectros de input inelástico de energía E_I e hysteréticos E_{ht} propuestos por Decanini-Mollaioli (Decanini y Mollaioli, 1998, 2001).
 - c) Exigencia de un valor mínimo para la variable $r_{qi} = fQ_{max,i}/sQ_{yi}$. En estructuras proyectadas en campo cercano se considera $r_{qi} \geq 0.80$ y para campo lejano $r_{qi} \geq 1.00$.

3. Método para estimar la capacidad de deformación lateral de los pilares de la estructura con forjado reticular. La estructura con forjado reticular se calcula para se sea capaz de soportar las cargas gravitatorias y ser capaz de desplazarse lateralmente hasta unos valores que dependen del nivel de daño admitido : (i) para el nivel de prestaciones “Seguridad”, formación de rótulas plásticas sin degradación en su comportamiento resistente y (ii) nivel de prestaciones “Próximo al Colapso”, degradación máxima de la capacidad máxima resistente en la rótula plástica que no supere el 20 %. Se incluye una propuesta para re-dimensionar los pilares cuando no se alcanzan las prestaciones exigidas. Para estimar la capacidad al giro de las rótulas plásticas en los pilares, se tienen en cuenta los esfuerzos de interacción con los disipadores de energía calculados según el procedimiento incluido en el apartado anterior.
4. Método de cálculo aproximado de la curva de capacidad de la estructura de hormigón. El cálculo se divide en tres fases, correspondientes a los distintos puntos críticos de la curva de capacidad:
 - a) Tramo elástico. Se propone un método para calcular la fuerza cortante de fluencia de cada planta, ${}_fQ_{yi}$, basado en el principio de los trabajos virtuales igualando el trabajo de las fuerzas laterales exteriores, ${}_fQ_{yi}$, con el producido por las interiores en las rótulas plásticas formadas en los pilares (conexiones pilar débil-placa fuerte (CD-PF)) o en las de flexión y torsión de las conexiones pilar-placa de acuerdo al macromodelo de barras planteado en la Tesis (conexiones pilar fuerte-placa débil (CF-PD)). En las rótulas plásticas se considera el momento máximo, M_{max} , obtenido de la ley momento-curvatura, $M - \phi$. El desplazamiento entre plantas de fluencia se obtiene mediante la relación ${}_f\delta_{yi} = {}_fQ_{yi} / {}_fK_{\delta i}$.
 - b) Tramo plástico hasta el inicio de la degradación de resistencia. Se considera un comportamiento elástico-perfectamente plástico hasta el punto de inicio de degradación de resistencia, siendo por tanto ${}_fQ_{di} = {}_fQ_{yi}$. El valor del desplazamiento para el que se inicia la degradación se calcula considerando el giro θ_{rd} compatible de la barra donde se localiza la primera rótula plástica a flexión en la que se alcanza el inicio de degradación en su ley $M - \phi$.
 - c) Tramo plástico de degradación de resistencia. El valor de la resistencia lateral última, ${}_fQ_{ui}$ se calcula aplicando el principio de los trabajos virtuales comentado anteriormente para valores de momento flector último contemplado en las leyes $M - \phi$ de las rótulas plásticas. El desplazamiento lateral último, δ_{ui} , se obtiene al considerar el giro θ_{ru} compatible de la barra donde se localiza la primera rótula plástica a flexión en la que se alcanza el valor último en su ley $M - \phi$. Este criterio, al igual que en el caso del inicio de degradación, es conservador pues se desprecia cierta capacidad de desplazamiento adicional al no agotar la capacidad al giro de otras rótulas plásticas de la misma planta. No obstante, se considera oportuno su uso para contemplar de esta forma la posible pérdida de la capacidad de deformación plástica última de la estructura, μ_{mu} , bajo cargas monótonas debido a procesos de fatiga provocados por las deformaciones plásticas de las cargas cíclicas que ocurren en un terremoto (Park

y Ang, 1985).

5. Método de comprobación de prestaciones y recálculo de disipadores para la estructura mixta rígido-flexible cuando plastifican ambos componentes, en NPS 2 y 3 del PBP. Basado en el método propuesto por Benavent-Climent (1998b) fundamentado en el balance de energía, empleando en este caso la formulación basada en valores máximos tanto para η_i como para μ_i en lugar de valores medios así como la distribución óptima $\bar{\alpha}_i$ propuesta en esta Tesis. Se plantean diferentes relaciones de eficiencia energética para la parte rígida y la flexible, resultando los parámetros $s a_p = s \eta / s \mu_m$ para la primera y $f a_p = f \eta / f \mu_m$ para la segunda. Los efectos de segundo orden (efecto $P - \delta$), son considerados en estos niveles de proyecto mediante la técnica del incremento del input de energía, V_E , por analogía de esta acción con los procesos de degradación de resistencia Akiyama (1985), para compensar la pérdida de capacidad en la disipación de energía de la estructura.

La secuencia de cálculo en el método de proyecto que se plantea es la siguiente:

- a) Comprobación de prestaciones en NPS 2 y 3 para disipadores proyectados en NPS 1.
- b) Recálculo de disipadores, en el nivel de proyecto en el que se incumplan las prestaciones exigidas. Cuando se incumplan en varios niveles, el recálculo se realizará en el nivel superior. Una vez realizado el recálculo, es necesario volver a comprobar la capacidad de deformación plástica de los pilares a desplazamientos laterales en los niveles superiores de proyecto así como la influencia en la curva de capacidad de la estructura de hormigón armado debido a los nuevos esfuerzos de interacción con los disipadores de energía. Ello conduce a redimensionar la estructura de hormigón armado en caso desfavorable lo que obligaría a volver a iniciar la secuencia de cálculo completa.
- c) Comprobación de prestaciones en todos los niveles inferiores al de recálculo. En caso de no cumplirse las prestaciones en algún nivel intermedio, se procedería al recálculo en ese nivel, debiendo comprobarse posteriormente las prestaciones en el resto de niveles.

11.1.4. Validación numérica de los procedimientos de cálculo planteados para el método de PBP

Para realizar la validación numérica de los métodos de cálculo planteados, se ha propuesto un modelo no-lineal de elementos finitos (MEF) para un pórtico virtual de un edificio prototipo con estructura de hormigón armado y forjado reticular de 6 plantas. El MEF está compuesto de: (i) macromodelos de las conexiones pilar-placa tanto interiores como exteriores propuestos en esta Tesis, (ii) elementos finitos tipo barra con comportamiento elástico en la parte central de los vanos de vigas virtuales y pilares, (iii) elementos finitos tipo fibra en las zonas extremas de los pilares que permiten modelizar el comportamiento no-lineal a flexo-compresión, y (iv) muelles con comportamiento histerético elástico-perfectamente plástico para los disipadores histeréticos de energía sustentados en barras rígidas articuladas en los extremos que conectan con los nudos pilar-placa.

Sobre este MEF se han realizado análisis de empuje incremental bajo carga monótona así como análisis dinámicos directos con acelerogramas escalados correspondientes a terremotos reales.

11.1.4.1. Validación numérica del procedimiento aproximado propuesto para estimar la curva de capacidad de la estructura con forjados reticulares

Se han realizado análisis de empuje incremental con control de desplazamientos sobre el MEF de la estructura proyectada en el NPS 1 incluyendo los disipadores histeréticos de energía de acuerdo a las distribuciones de los modos de vibración 1 y 2 de la estructura mixta proyectada en dos escenarios distintos en función del tipo de terremoto: (i) campo cercano y (ii) campo lejano. El objetivo ha sido validar numéricamente el procedimiento aproximado que permite obtener las curvas de capacidad de la estructura de hormigón armado con forjado reticular incluyendo la interacción con los disipadores de energía. De la comparación entre los resultados obtenidos del MEF y el método aproximado, se extraen las siguientes conclusiones:

1. La estimación de la rigidez lateral tangente es aceptable, con diferencias no superiores al 14 %. En la estimación de la rigidez secante fisurada se obtienen diferencias menores al 10 % en la mayoría de las plantas, aunque existen otras en las que se alcanzan valores superiores debido a la simplificación establecida en la estimación del coeficiente $d_{vi} = 1/2$ que determina el reparto de propiedades mecánicas de las vigas virtuales al aislar una planta determinada para analizar su comportamiento cuando es sometida a cargas laterales. No obstante, se consideran válidas las aproximaciones obtenidas en relación a la sencillez del procedimiento planteado.
2. Se observa en general una buena aproximación de los tramos plásticos con degradación de resistencia. Se obtienen estimaciones en los valores tanto de resistencia lateral como en los desplazamientos de los puntos críticos en general menores a los obtenidos en el MEF, lo que demuestra el carácter conservador de la estimación.
3. Las diferencias observadas tanto en la aproximación como en el MEF entre las curvas de capacidad de las estructuras proyectadas para terremotos de campo cercano respecto a las de campo lejano se producen sobre todo en las plantas inferiores, donde la acumulación de los esfuerzos en los pilares debido a la interacción con los disipadores es mayor. No obstante, a efectos de predimensionamiento o de evaluación previa de estructuras podría considerarse válido el criterio de obviar los efectos de los disipadores en el comportamiento monótono de la estructura de hormigón armado para edificios de altura similar al del prototipo analizado (6 Plantas).

Por último es interesante enfatizar que la predicción en la distribución de IDI_i realizada por el método aproximado de cálculo de la curva de capacidad propuesto en la Tesis para los estados de fluencia ($fIDI_{yi}$), inicio de degradación de resistencia ($fIDI_{di}$) y daño severo ($fIDI_{ui}$), han mostrado una buena correlación con la predicción de daño en la parte flexible, $f\eta_i$, confirmado en los análisis dinámicos directos.

11.1.4.2. Validación numérica de los procedimientos de cálculo de disipadores y comprobación de niveles de prestaciones

El método de proyecto basado en prestaciones propuesto se valida numéricamente sometiendo el MEF de la estructura proyectada con disipadores de energía a análisis dinámicos directos utilizando dos grupos de 7 acelerogramas cada uno, correspondientes a terremotos de campo cercano y lejano, respectivamente, convenientemente escalados para alcanzar el input de energía requerido en cada nivel de proyecto.

Del análisis de todas las fases realizadas para el cálculo de disipadores de acuerdo al proyecto basado en prestaciones se pueden extraer las siguientes conclusiones generales:

1. El método de cálculo y comprobación de prestaciones propuesto para NPS 1 en el que la estructura de hormigón armado permanece en régimen elástico garantiza el nivel de prestaciones indicado en proyecto en estructuras sometidas a terremotos tanto de campo cercano como de campo lejano.
2. El método de cálculo y comprobación de prestaciones propuesto para los niveles superiores de proyecto (NPS 2 y 3) ha mostrado un nivel de predicción elevado tanto en la estimación de la distribución de desplazamiento como en la distribución del daño tanto en la parte rígida como en la parte flexible. La eficiencia energética en ambas partes de la estructura ha resultado ser un factor determinante a la hora de predecir el comportamiento de la estructura. Del análisis realizado se proponen los siguientes valores de eficiencia energética en función del tipo de terremoto de proyecto de la estructura:
 - a) En campo cercano se proponen los valores de $s a_p = 4$ y $f a_p = 2$. En aquellos casos en los que exista previsión de terremotos fuertemente impulsivos, al situarse la estructura en las cercanías de una falla se utilizarán como valores pésimos de eficiencia energética los siguientes: $s a_p = 2$ y $f a_p = 1$. En este caso, la interacción con los disipadores puede conducir a un redimensionamiento de la estructura principal de hormigón armado.
 - b) En campo lejano se proponen los valores de $s a_p = 8$ y $f a_p = 2$. No obstante, en el caso de realizar estudios geofísicos específicos en los que se prevean terremotos con una eficiencia energética menor, se proponen como factores pésimos de proyecto $s a_p = 4$ y $f a_p = 1$.

11.2. Futuras Líneas de Investigación

En el desarrollo de la investigación realizada en esta Tesis Doctoral, han surgido ideas y propuestas que pueden generar futuras líneas de investigación. Son las siguientes:

- Ampliación del método propuesto para el proyecto basado en prestaciones a estructuras con forjados reticulares y disipadores de energía con una distribución $K_i \neq \text{cte}$, de tal forma que se pueda optimizar el dimensionamiento de los disipadores.
- Proyecto de estructuras con forjados reticulares sobre pilares aislados de hormigón armado incluyendo disipadores de energía conectados directamente a los forjados en zonas donde no hay alineaciones de pilares.

- Proyecto de estructuras con forjados reticulares sobre pilares aislados de hormigón armado que forman una trama irregular en planta y disipadores de energía como sistema primario frente a las cargas sísmicas con una disposición espacial de tal forma que sea posible minimizar en la estructura la excentricidad entre centros de torsión y centros de masas.

Anexo A

Acelerogramas. Espectros elásticos de respuesta y de input de energía

Se incluyen en este Anexo los acelerogramas y los espectros elásticos ($\xi = 0.05$) tanto de respuesta (aceleración, desplazamiento y velocidad) como de input de energía, correspondientes a los terremotos utilizados en esta tesis.

A.1 Terremotos Campo Cercano (CC)

- A.1.1 Terremoto El Centro (EE.UU.-1940). Estación de El Centro
- A.1.2 Terremoto Hyogo-Ken Nanbu (Japón-1995). Estación de Kobe-JMA
- A.1.3 Terremoto Lorca (réplica) (España-2011). Estación de Lorca
- A.1.4 Terremoto Friuli (Italia-1976). Estación de Tolmezzo
- A.1.5 Terremoto Alkion (Grecia-1981). Estación de Korinthos
- A.1.6 Terremoto Duzce (Turquía-1999). Estación de Duzce
- A.1.7 Terremoto Kalamata (Grecia-1986). Estación de Kalamata

A.2 Terremotos Campo Lejano (CL)

- A.2.1 Terremoto Iztmit (Turquía-1999). Estación de Duzce
- A.2.2 Terremoto Northridge (EE.UU.-1994). Estación de Montebello
- A.2.3 Terremoto Montenegro (Montenegro-1979). Estación de Petrovac
- A.2.4 Terremoto Tokachi-oki (Japón-1968). Estación de Hachinoe
- A.2.5 Terremoto Kern County (EE.UU-1952). Estación de Taft
- A.2.6 Terremoto Campano Lucano (Italia-1980). Estación de Calitri
- A.2.7 Terremoto Tabas (Irán-1978). Estación de Tabas

A.1. Terremotos Campo Cercano

A.1.1 Terremoto CC: El Centro (EE.UU.-1940). Est.: El Centro ($M_w = 6.9$)

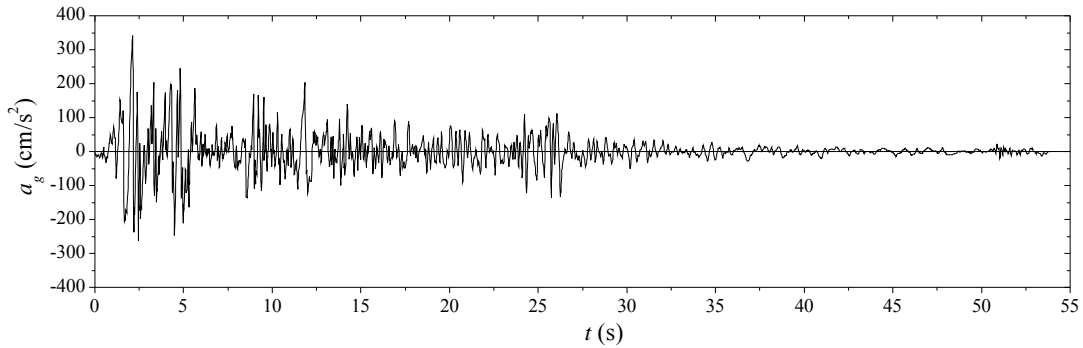


Fig. A.1: Acelerograma El Centro (El Centro). Componente NS

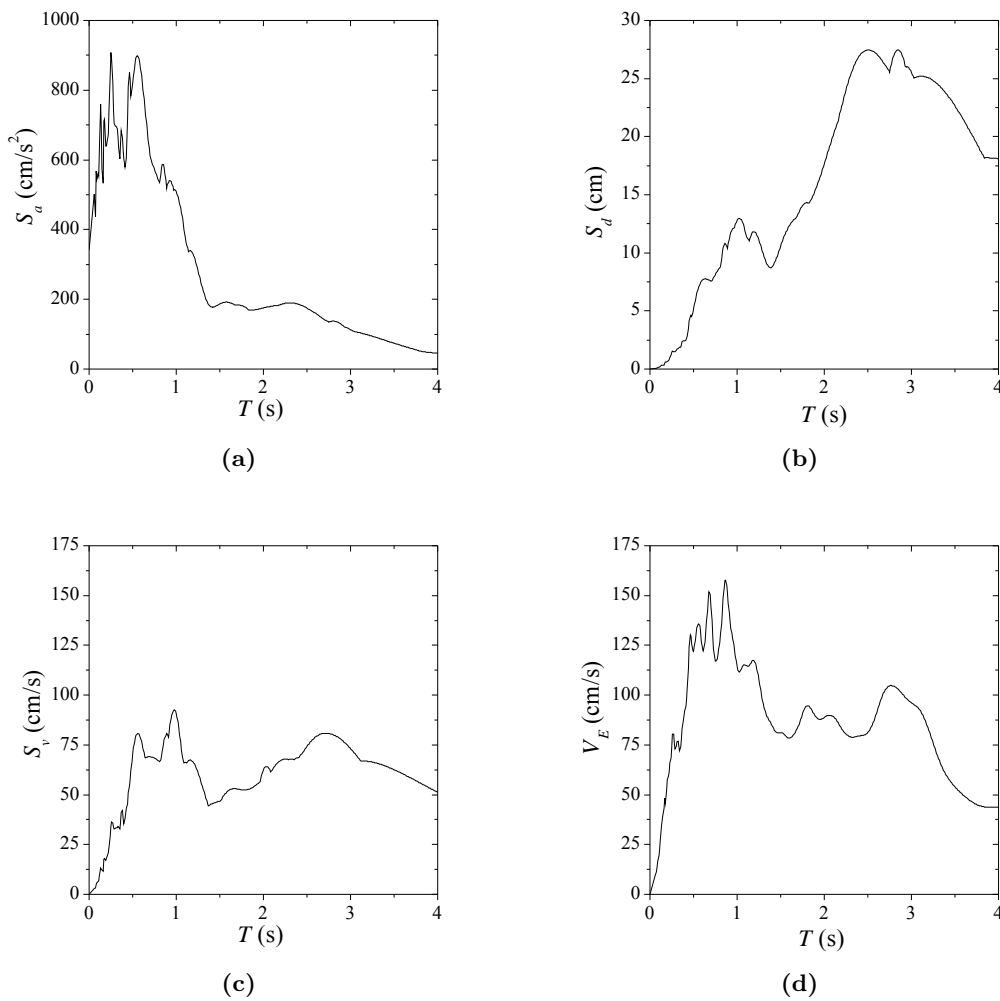


Fig. A.2: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.1.2 Terremoto CC: Hyogo-Ken Nanbu (Japón-1995). Kobe-JMA ($M_w = 6.9$)

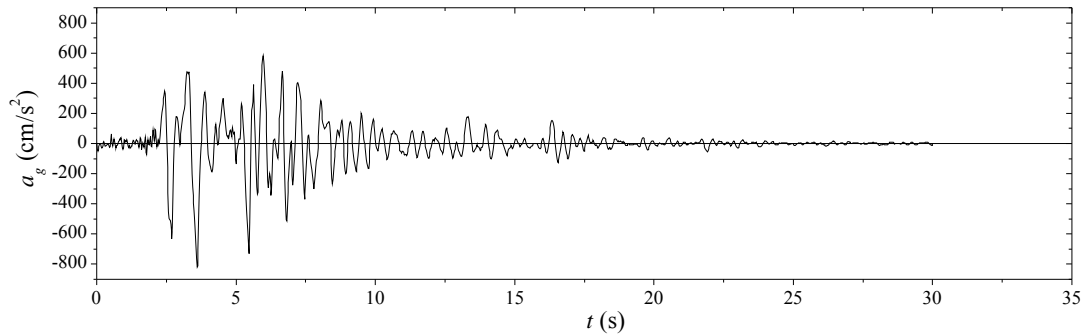


Fig. A.3: Acelerograma Kobe-JMA (Hyogo-ken Nanbu). Componente NS

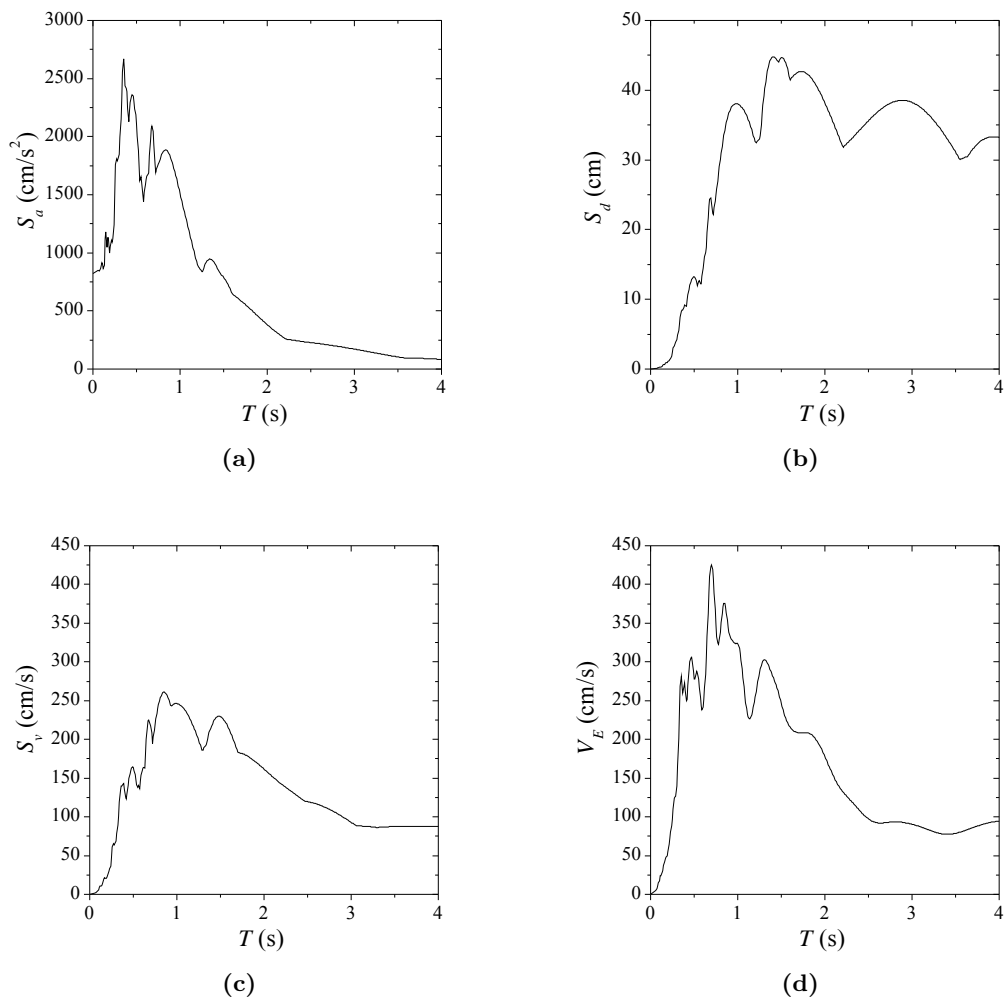


Fig. A.4: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.1.3 Terremoto CC: Lorca (réplica) (España-2011). Est.: Lorca ($M_w = 5.1$)

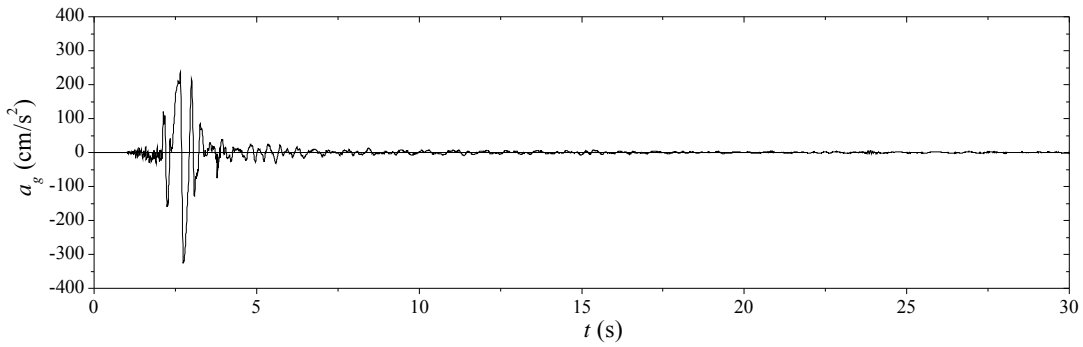


Fig. A.5: Acelerograma Lorca (Lorca). Componente NS

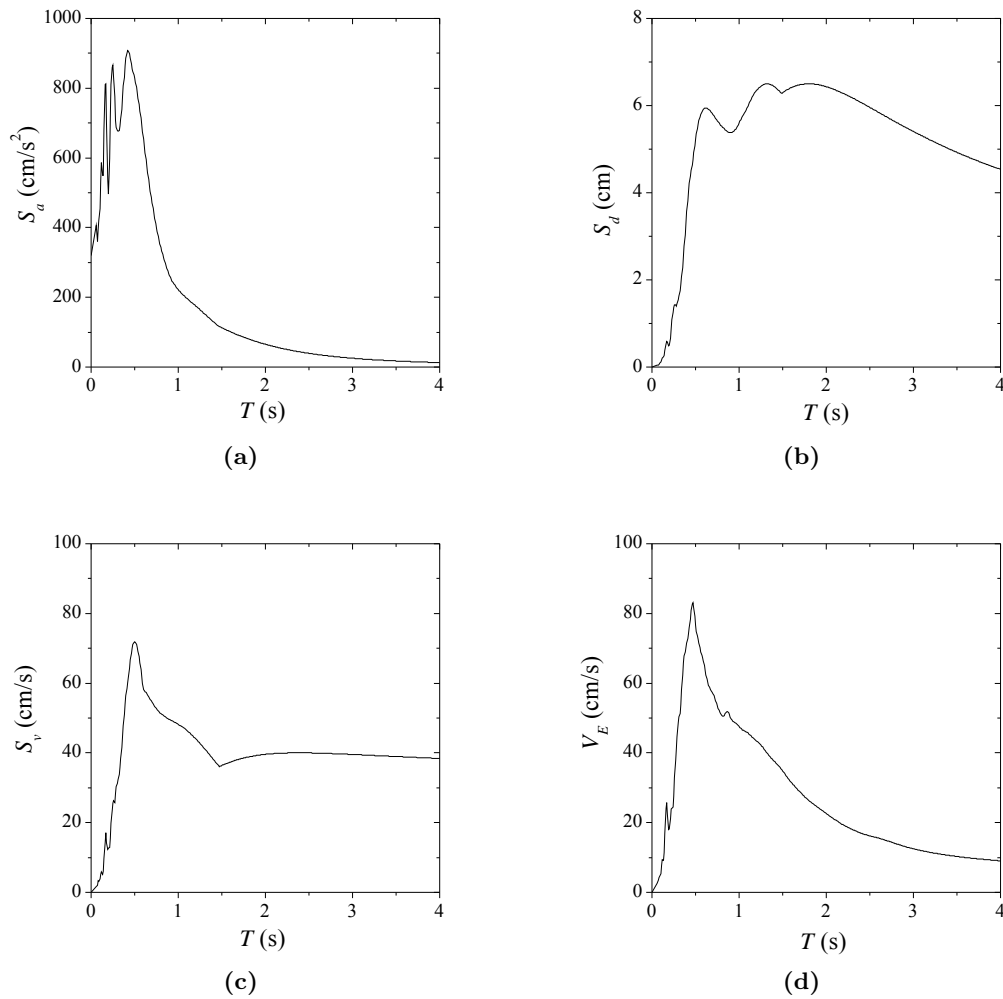


Fig. A.6: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.1.4 Terremoto CC: Friuli (Italia-1976). Est.: Tolmezzo ($M_w = 6.5$)

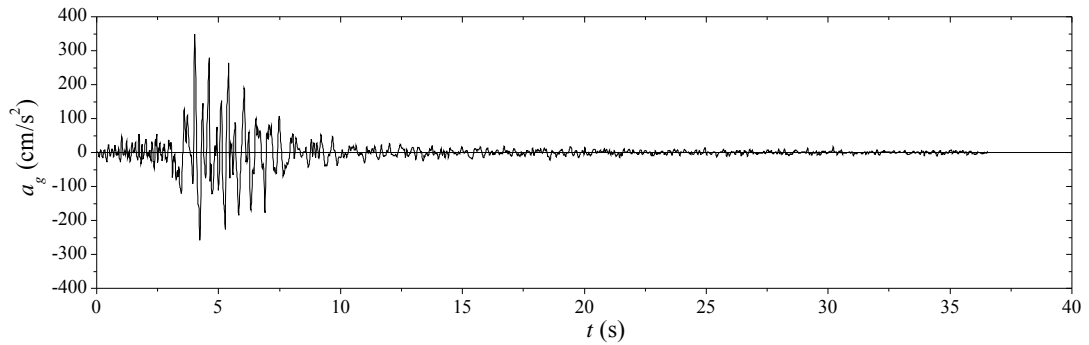


Fig. A.7: Acelerograma Tolmezzo (Friuli). Componente NS

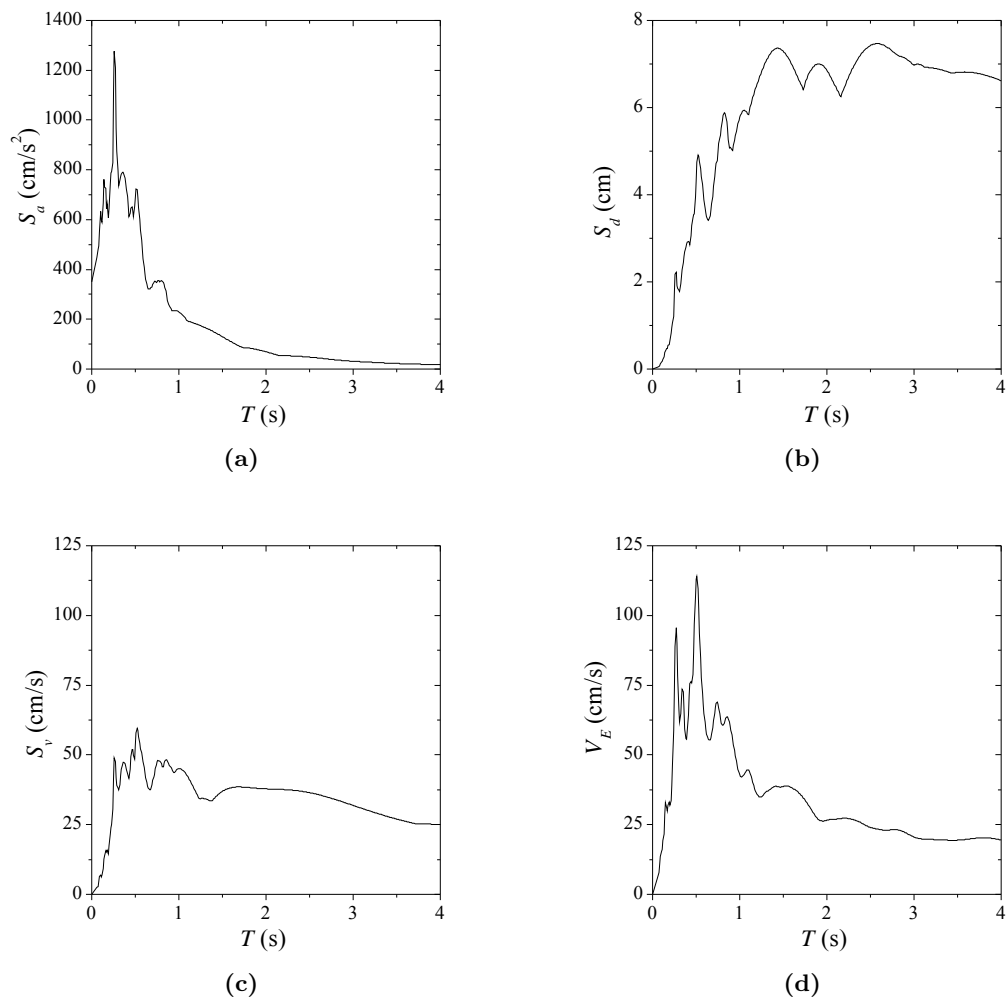


Fig. A.8: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.1.5 Terremoto CC: Alkion (Grecia-1981). Est.: Korinthos ($M_w = 6.6$)

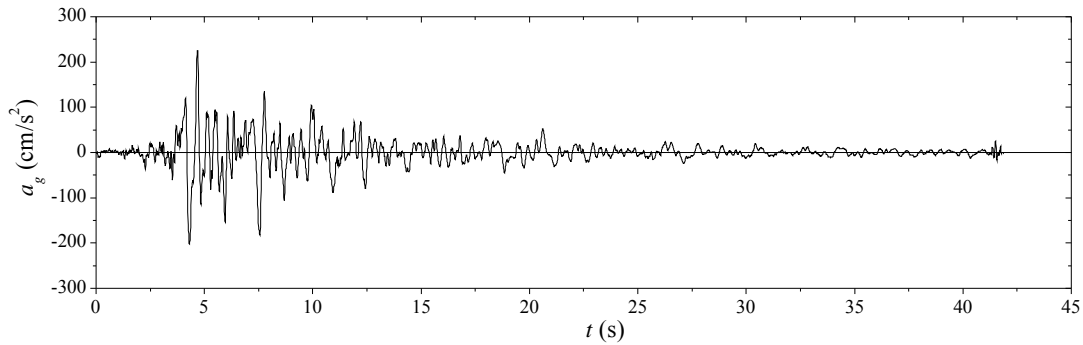


Fig. A.9: Acelerograma Korinthos (Alkion). Componente NS

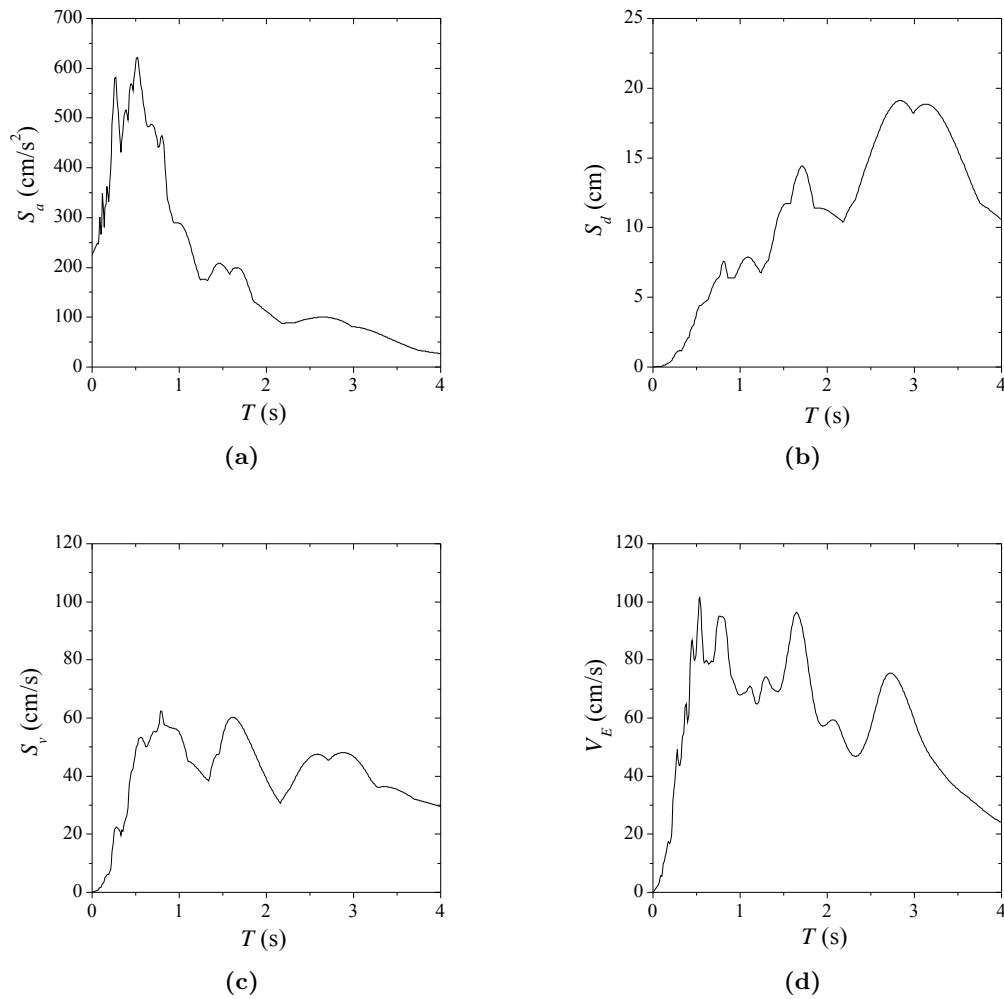


Fig. A.10: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.1.6 Terremoto CC: Duzce (Turquía-1999). Est.: Duzce ($M_w = 7.2$)

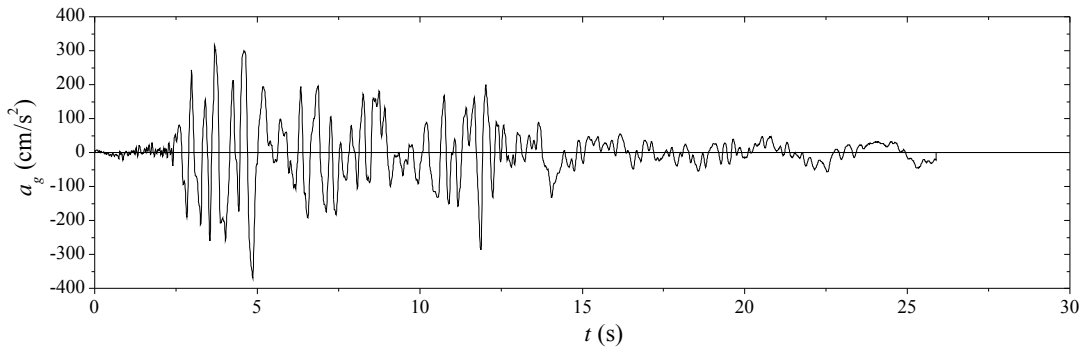


Fig. A.11: Acelerograma Duzce (Duzce). Componente NS

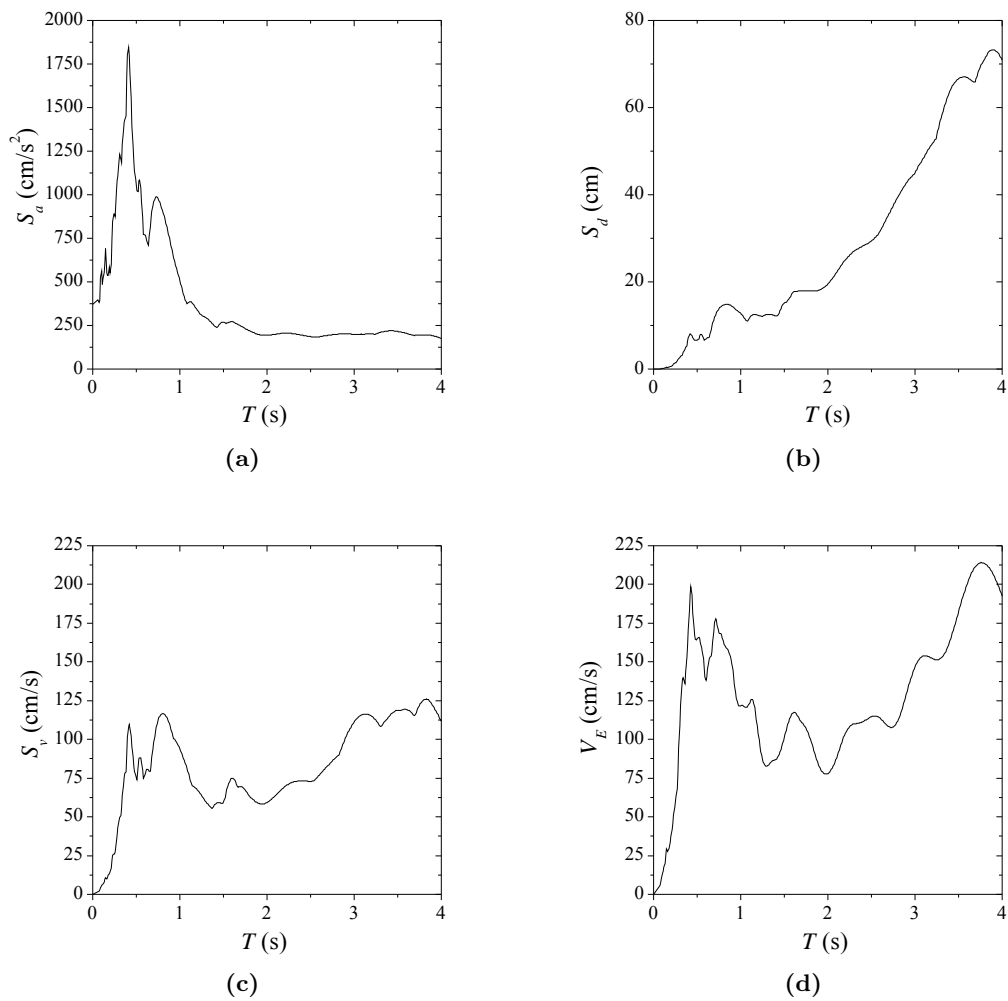


Fig. A.12: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.1.7 Terremoto CC: Kalamata (Grecia-1986). Est.: Kalamata ($M_w = 4.9$)

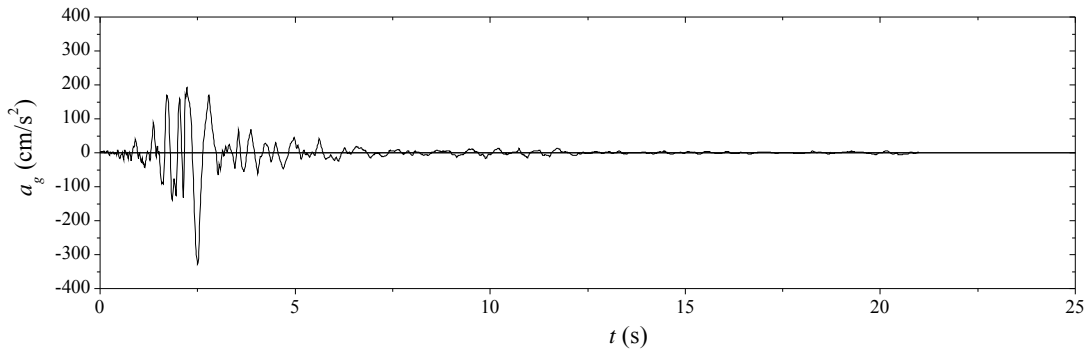


Fig. A.13: Acelerograma Kalamata (Kalamata). Componente NS

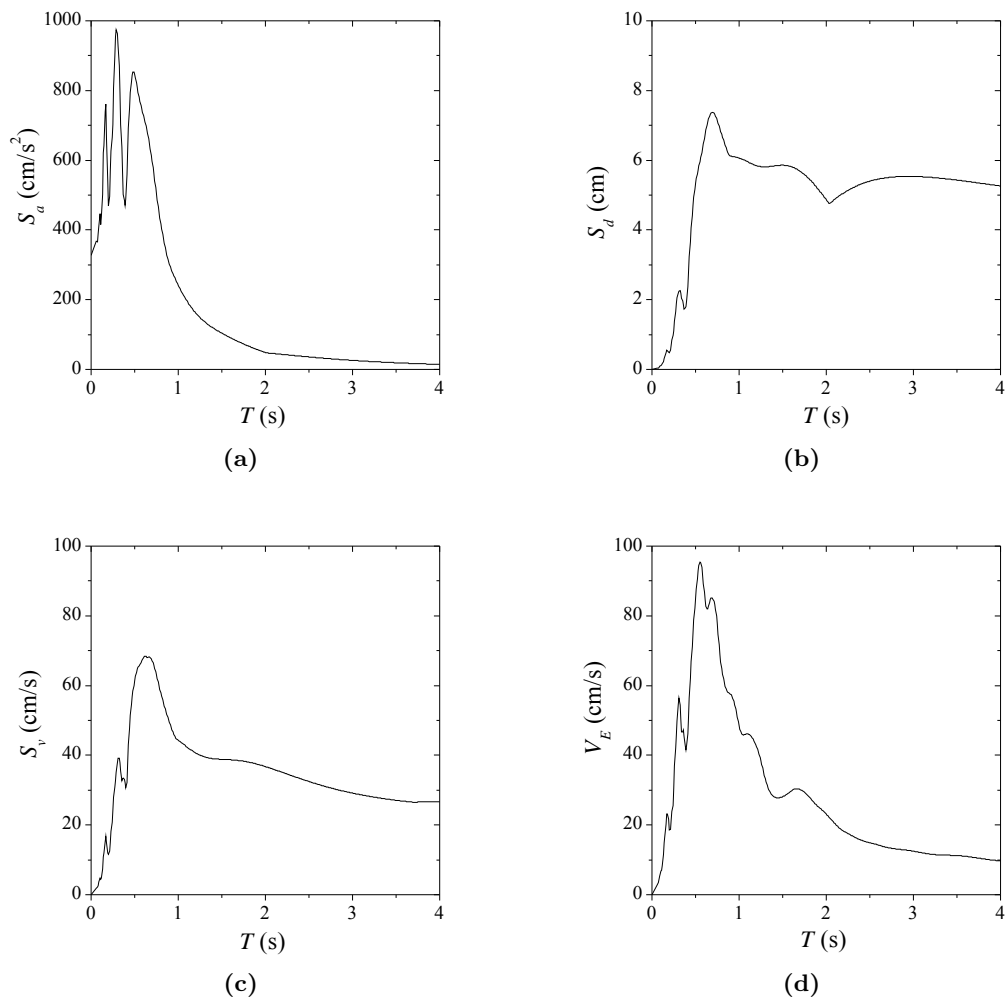


Fig. A.14: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2. Terremotos Campo Lejano

A.2.1 Terremoto CL: Iztmit (Turquía-1999). Est.: Duzce ($M_w = 7.6$)

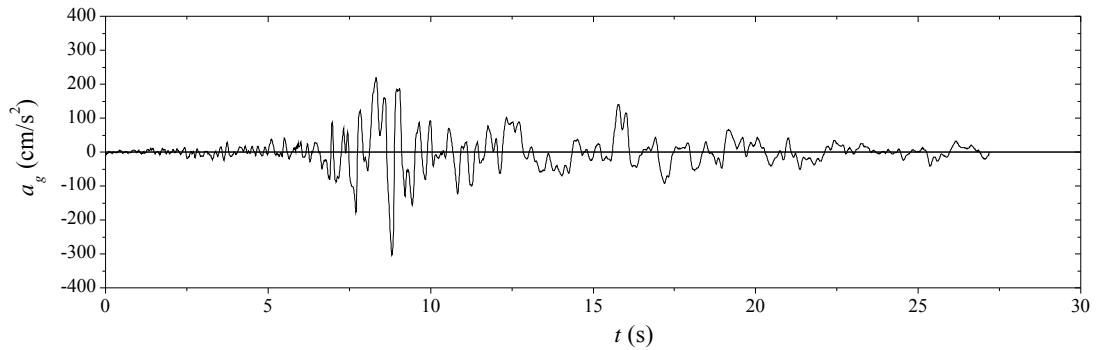


Fig. A.15: Acelerograma Duzce (Iztmit). Componente NS

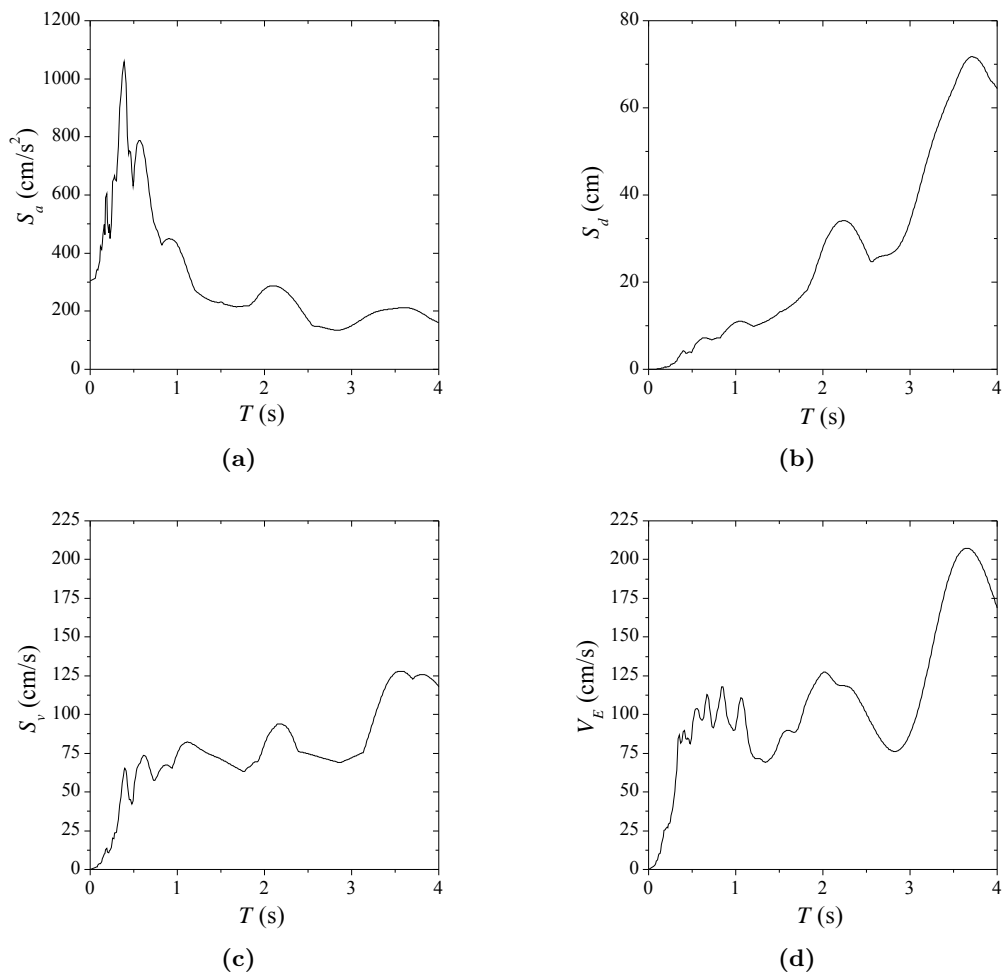


Fig. A.16: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2.2 Terremoto CL: Northridge (EE.UU.-1994). Est.: Montebello ($M_w = 6.7$)

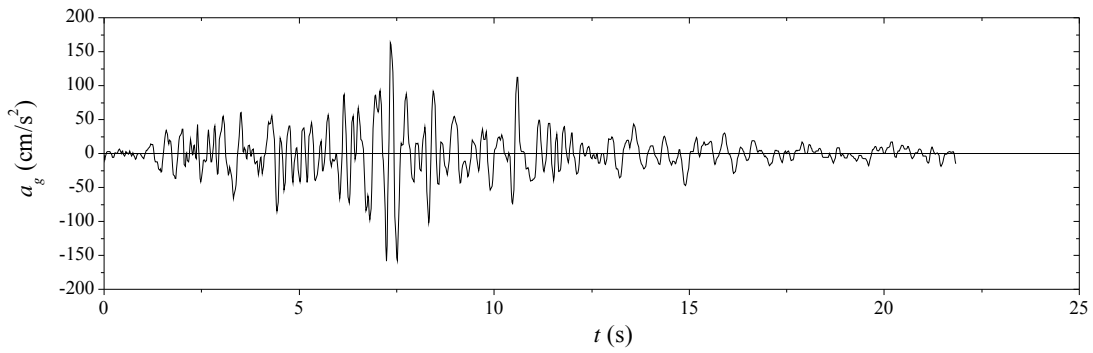


Fig. A.17: Acelerograma Montebello (Northridge). Componente NS

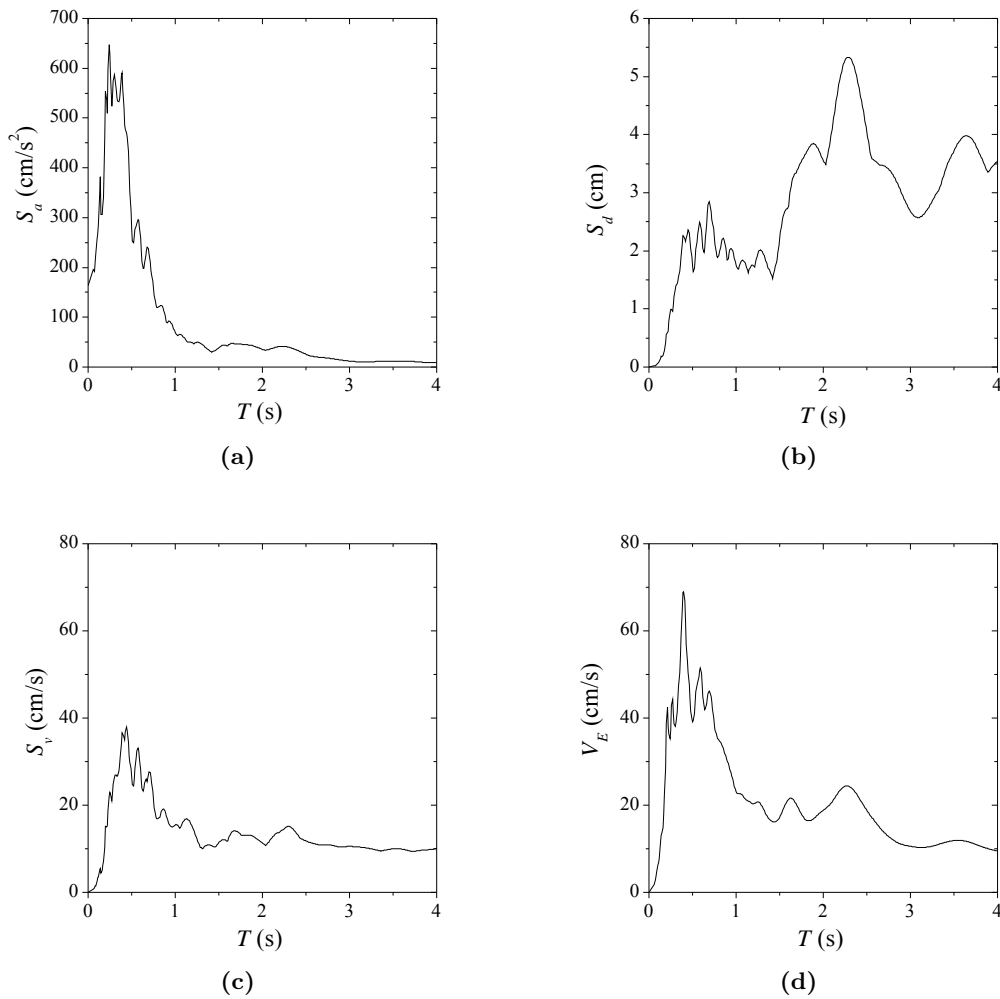


Fig. A.18: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2.3 Terremoto CL: Montenegro (Monten.-1979). Est.: Petrovac ($M_w = 6.9$)

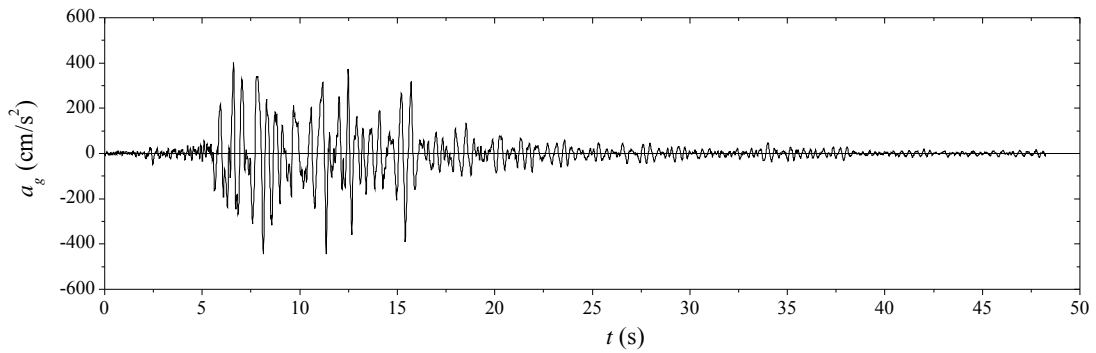


Fig. A.19: Acelerograma Petrovac (Montenegro). Componente NS

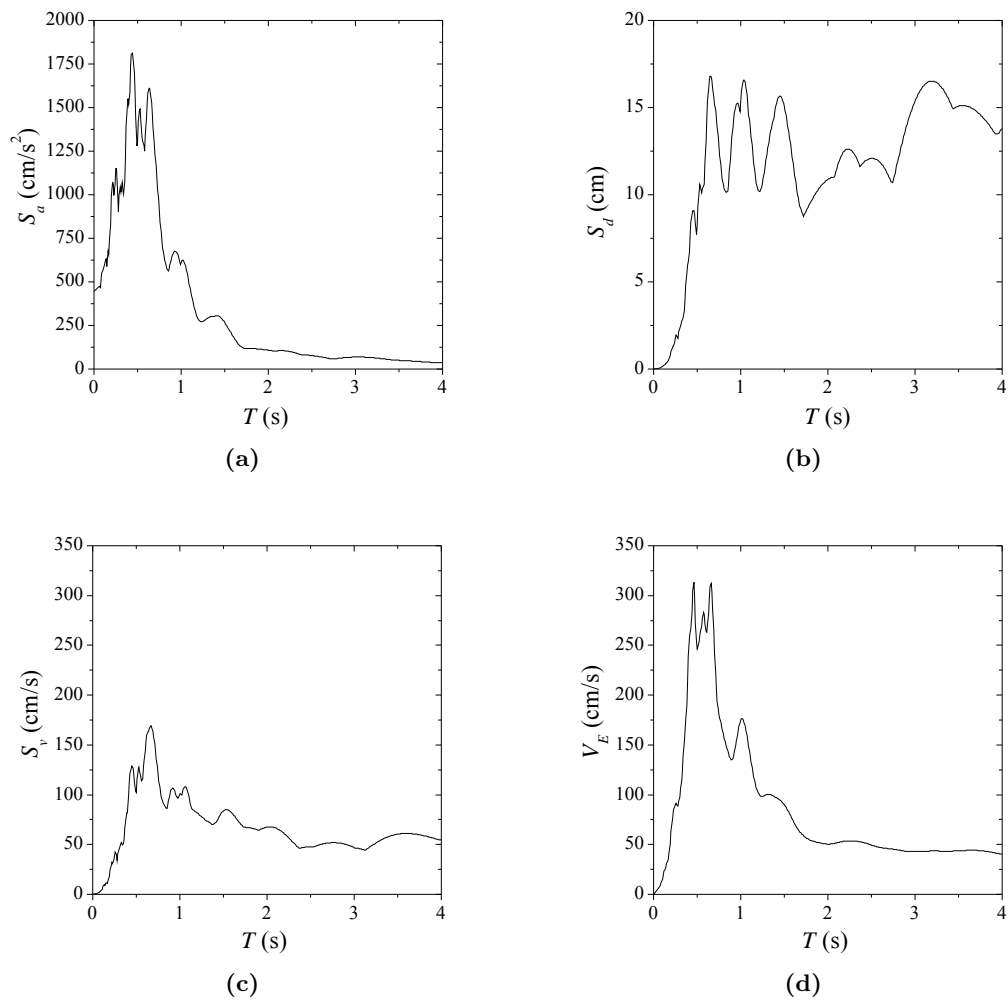


Fig. A.20: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2.4 Terremoto CL: Tokachi-oki (Japón-1968). Est.: Hachinoe ($M_w = 8.2$)

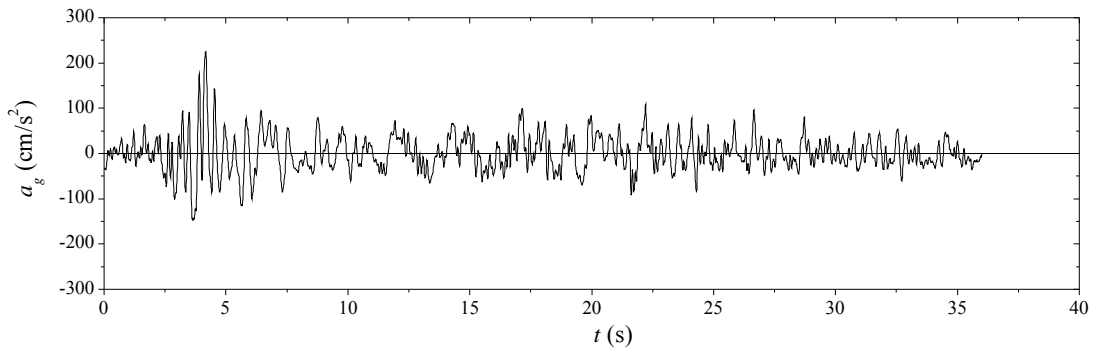


Fig. A.21: Acelerograma Hachinoe (Tokachi-oki). Componente NS

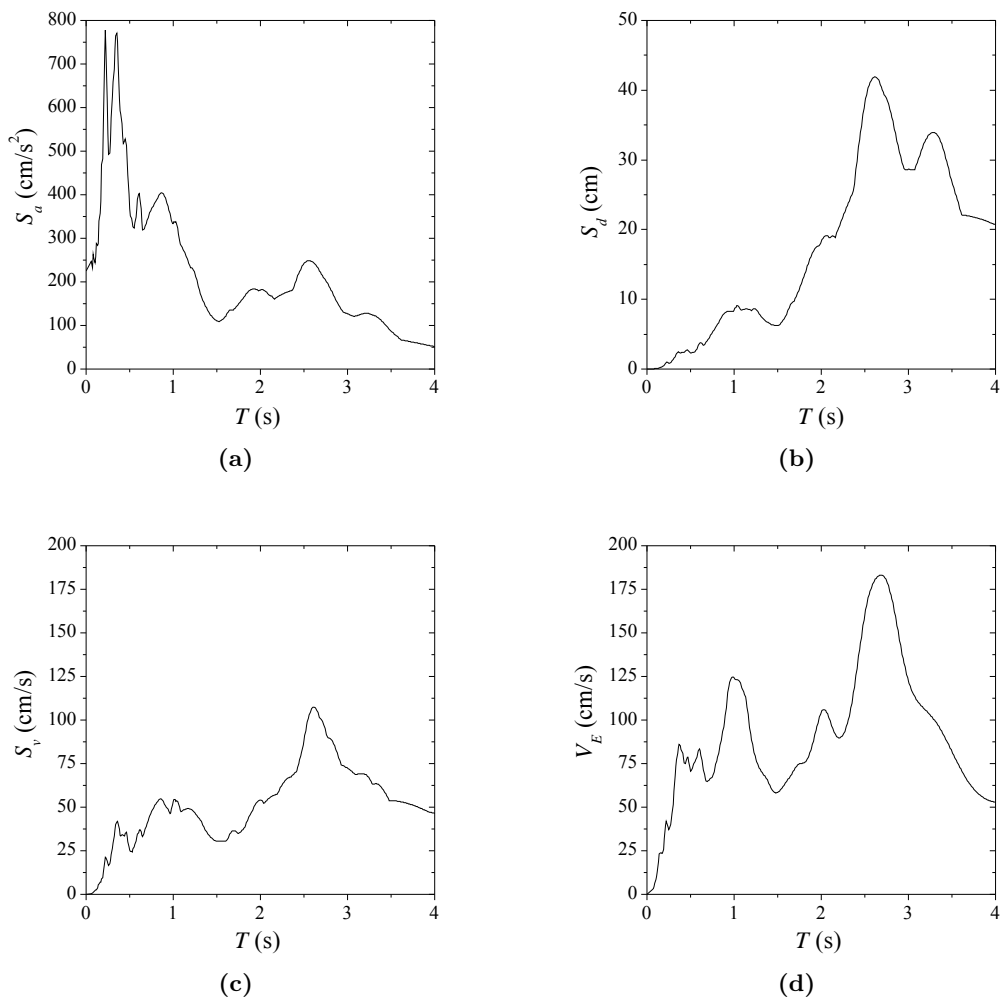


Fig. A.22: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2.5 Terremoto CL: Kern County (EE.UU-1952). Est.: Taft ($M_w = 7.5$)

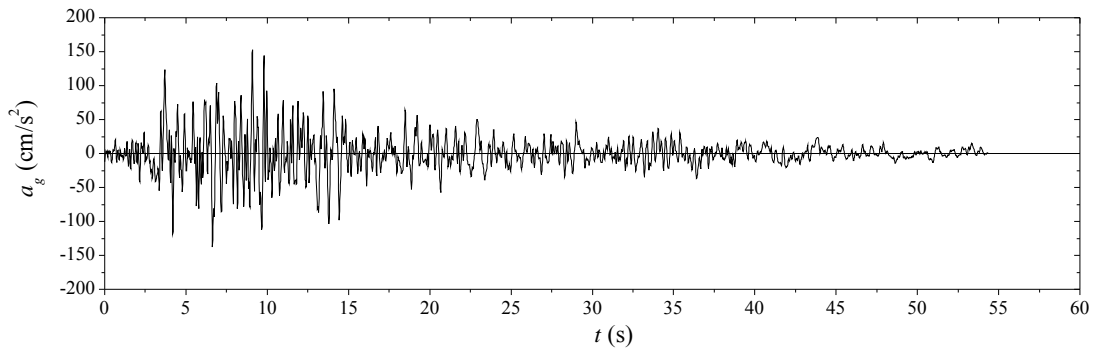


Fig. A.23: Acelerograma Taft (Kern County). Componente EW

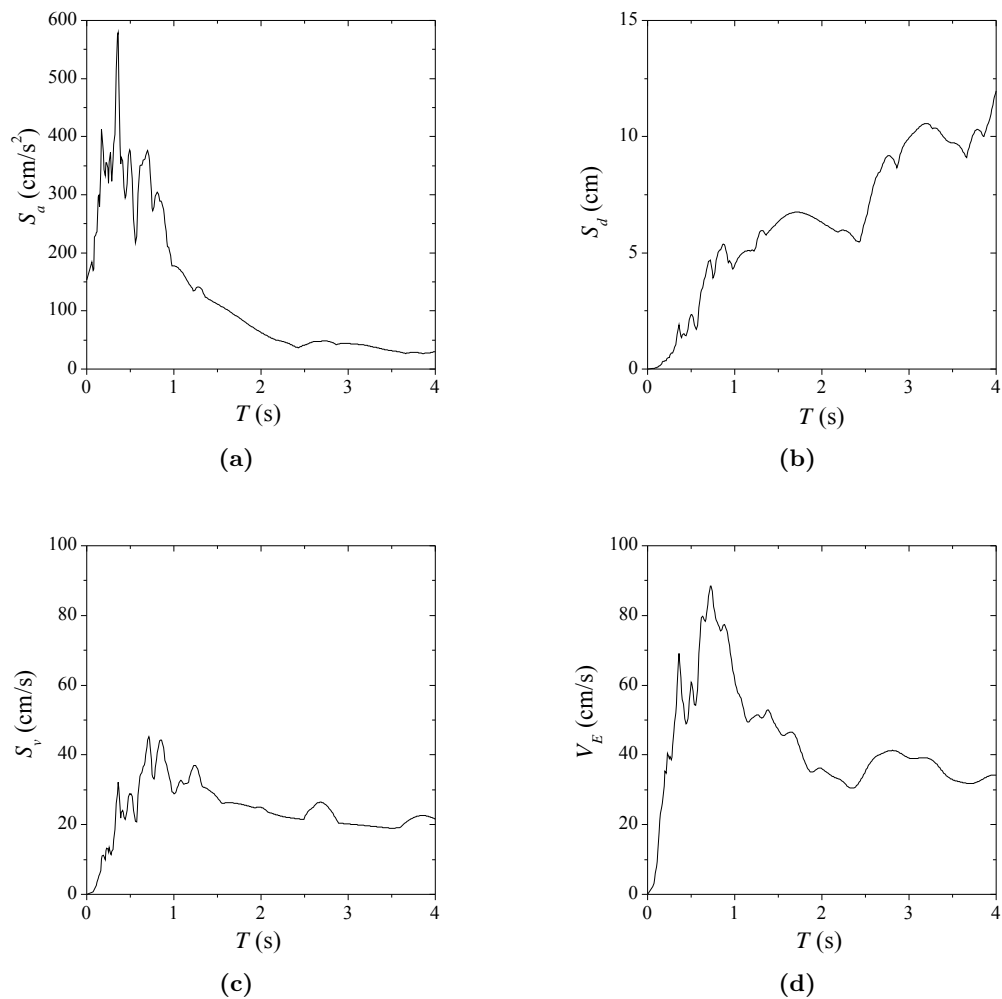


Fig. A.24: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2.6 Terremoto CL: Campano Lucano (Italia-1980). Est.: Calitri ($M_w = 6.9$)

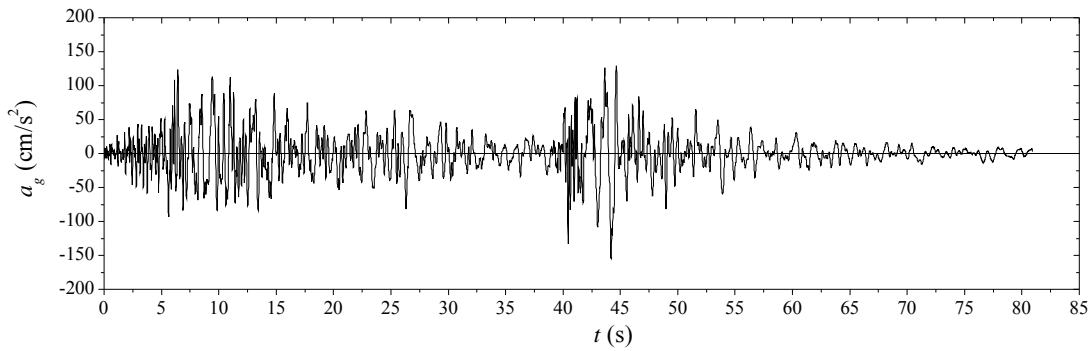


Fig. A.25: Acelerograma Calitri (Campano Lucano). Componente NS

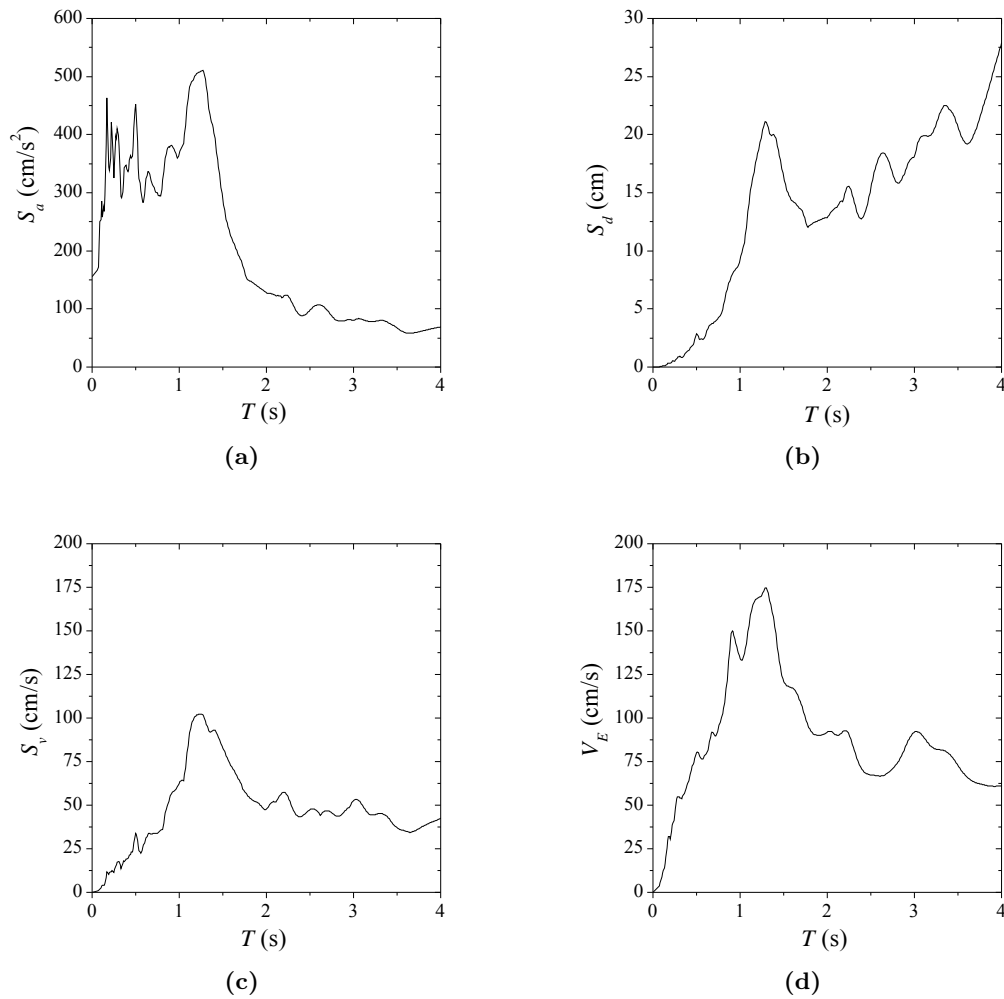


Fig. A.26: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

A.2.7 Terremoto CL: Tabas (Irán-1978). Est.: Tabas ($M_w = 7.4$)

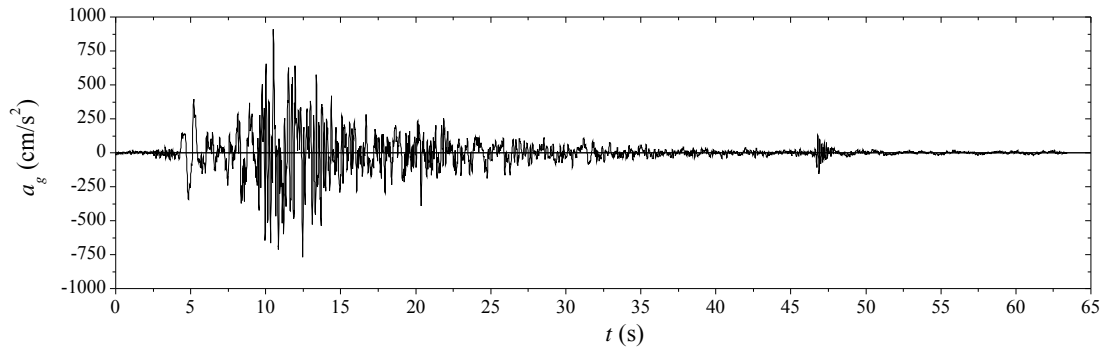


Fig. A.27: Acelerograma Tabas (Tabas). Componente N74E

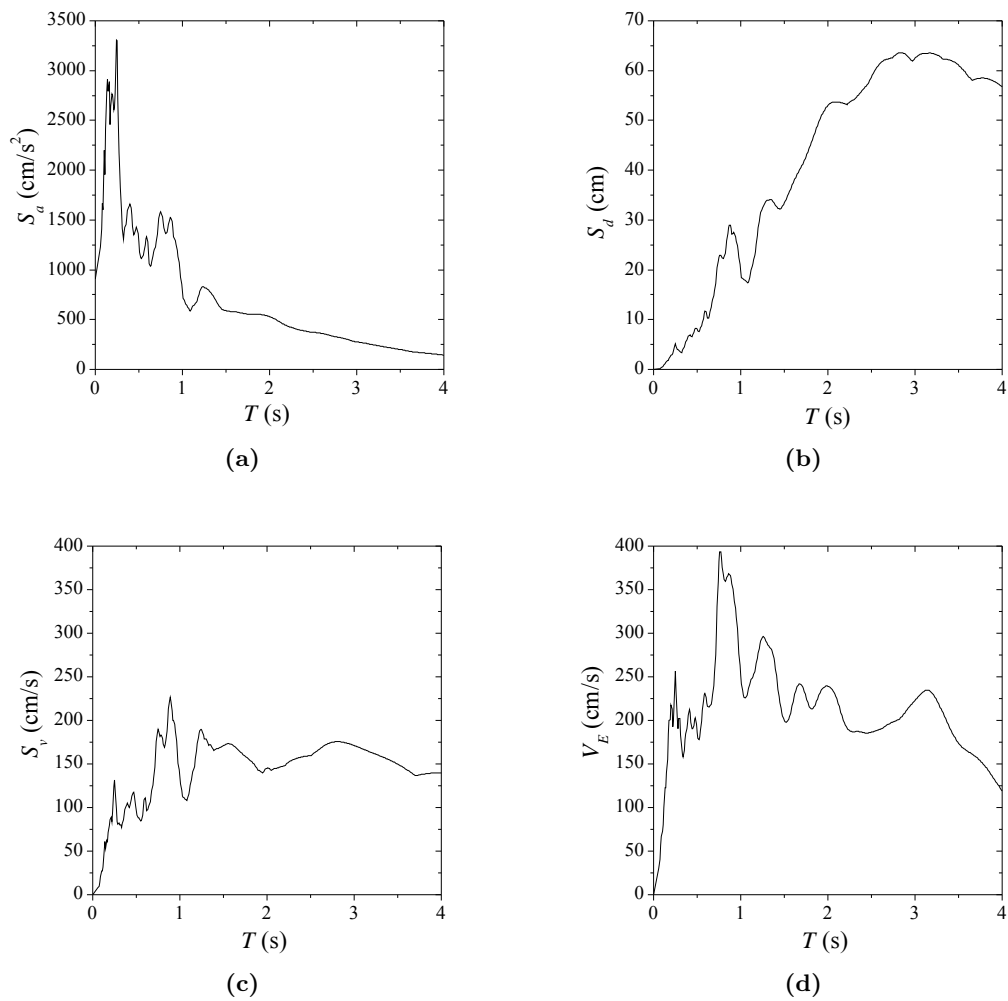


Fig. A.28: Espectros elásticos de respuesta ($\xi = 0.05$): (a) aceleración, (b) desplazamiento, y (c) velocidad; (d) Espectro elástico de Input de energía, V_E

Bibliografía

- Abdul-Wahab, H. y Khalil, H. (2000). Rigidity and strength of orthotropic reinforced concrete waffle slabs, *Journal of Structural Engineering* **126**(2): 219–227.
- ACI (1989). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary-ACI (318R-89)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (USA).
- ACI (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (USA).
- ACI-Committee_318 (1965). Publication SP-10: commentary on building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-62), *Technical report*, ACI, Detroit, Michigan.
- Akiyama, H. (1980). *Earthquake Resistant Limit-State Design for Buildings (Japanese version)*, University of Tokyo Press.
- Akiyama, H. (1985). *Earthquake Resistant Limit-State Design for Buildings (English version)*, University of Tokyo Press, Japan.
- Akiyama, H. y Kato, B. (1965). Study on damping effects of structure, *Transactions of Architectural Institute of Japan* .
- Anderson, J. y Bertero, V. (1987). Uncertainties in establishing design earthquakes, *Journal of Structural Engineering* **113**(8): 1709–1724.
- Arias, A. (1970). *A measure of earthquake intensity*, MA: MIT Press, Cambridge.
- ARKTEC (2010). *TRICALC: Cálculo Espacial de Estructuras Tridimensionales. V7.1.03*, ARKTEC.
- ASCE (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).
- ASCE/SEI 7-05 (2005). Minimum design loads for buildings and other structures, *Technical report*, ASCE, Reston, Virginia (USA).
- ATC (1997a). Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274 Report, prepared by the Applied Technology Council, for the Building Seismic Safety Council, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).
- ATC (1997b). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).

- ATC (2006). Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, FEMA-445, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).
- ATC (2011a). Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1-Methodology (ATC-58), prepared by Applied Technology Council, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).
- ATC (2011b). Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 2-Implementation Guide (ATC-58), prepared by Applied Technology Council, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).
- Barbat, A. H. y Canet, J. (1994). *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, 2a edn, CIMNE, Barcelona (España).
- Benavent-Climent, A. (1998a). *Lumped Shear Model Elastic-Plastic (Computer Program)*, University of Tokyo (Japan).
- Benavent-Climent, A. (1998b). *Seismic Design of Structures by using Brace-Type Hysteretic Dampers*, PhD thesis, University of Tokyo (Japan).
- Benavent-Climent, A. (1998c). Ultimate energy absorption capacity of slit-type steel plates subjected to shear deformations, *Journal of Structural and Construction Engineering* **503**: 139–147.
- Benavent-Climent, A. (2007). An energy-based damage model for seismic response of steel structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **36**(8): 1049–1064.
- Benavent-Climent, A. (2010). A brace-type seismic damper based on yielding the walls of hollow structural sections, *Engineering Structures* **32**(4): 1113–1122.
- Benavent-Climent, A. (2011a). A seismic index method for vulnerability assessment of existing frames: application to RC structures with wide beams in Spain, *Bulletin of Earthquake Engineering* **9**(2): 491–517.
- Benavent-Climent, A. (2011b). An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **31**(10): 1385–1396.
- Benavent-Climent, A., Cahis, X. y Catalan, A. (2008). Seismic behavior of interior connections in existing waffle-flat-plate structures, *Engineering Structures* **30**(9): 2510–2516.
- Benavent-Climent, A., Cahis, X. y Catalan, A. (2009). Reinforced Concrete Exterior Waffle Flat Plate-Column Connections Subjected to Lateral Earthquake Loading, *Journal of Earthquake Engineering* **13**(3): 275–292.
- Benavent-Climent, A., López-Almansa, F. y Bravo-González, D. (2010). Design energy input spectra for moderate-to-high seismicity regions based on Colombian earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **30**(11): 1129–1148.

- Benavent-Climent, A., Morillas, L. y Vico, J. (2011). A study on using wide-flange section web under out-of-plane flexure for passive energy dissipation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **40**(5): 473–490.
- Benavent-Climent, A., Pujades, L. G. y López-Almansa, F. (2002). Design energy input spectra for moderate-seismicity regions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(5): 1151–1172.
- Benavent-Climent, A. y Donaire-Ávila, J. (2013). Moment transfer and influence of transverse beams in interior waffle flat plate-column connections under lateral loading, *Engineering Structures* **49**(4): 146–155.
- Benito, M. B., Navarro, M., Gaspar-Escribano, J., Jiménez, M. y García, M. (2007). Riesgo Sísmico en Andalucía. Proyecto SISMOSAN (V1), *Technical report*, UPM, Madrid (España).
- Bentz, E. y Collins, M. (2000). *Response 2000: Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory. Vers. 1.0.5*, Toronto (Canadá).
- Bergman, D. y Goel, S. (1987). Evaluation of cyclic testing of steel plate devices for added damping and stiffness, *Technical report*, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- Bernreuter, D. (1992). Determining the Controlling Earthquake from Probabilistic Hazard for the Proposed Appendix B, Lawrence Livermore National Laboratory, Livermore, California.
- Bertero, R. D. y Bertero, V. V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(3): 627–652.
- Bertero, V. V., Herrera, R. y Mahin, S. (1978). Aseismic design implications of near-fault San Fernando Earthquake records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **6**(1): 31–42.
- Bertero, V. V. y Popov, E. (1977). Seismic Behaviour of ductile moment-resisting Reinforced Concrete Frames. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones., *American Concrete Institute* **SP53**.
- Bertero, V. y Uang, C.-M. (1988). Use of energy as a design criterion in earthquake resistant design, *Technical report*, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley (USA).
- Bertero, V. y Uang, H. (1992). Issues and Future Directions in the use of an Energy Approach for Seismic-Resistant Design of Structures, in P. Fajfar y H. Krawinkler (eds), *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Applied Science, chapter 1, pp. 2–26.
- Black, C., Makris, N. y Aiken, I. (2004). Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces, *Journal of Structural Engineering* **130**(6): 880–894.
- Bruneau, M., Uang, C.-M. y Whittaker, A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill.

- Building Research Institute (2009a). Earthquake-resistant structural calculation based on energy balance, *The Building Standard Law of Japan*, The Building Center of Japan, Tokyo (Japan), chapter Not631, pp. 414–423.
- Building Research Institute (2009b). *The Building Standard Law of Japan*, The Building Center of Japan, Tokyo (Japan).
- Building Seismic Safety Council (BSSC) (2004). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures prepared by the BSSC for the FEMA, *Technical report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (USA).
- Bujadham, B. y Maekawa, K. (1992). The universal model for stress transfer across cracks in concrete, *Proceedings of JSCE* **17**(451): 277–287.
- Calavera, J. (2008). *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (En masa, armado y pretensado)*, INTEMAC, S.A.
- CEB-FIP (1990). *Model Code CEB-FIP 1990 FOR STRUCTURAL CONCRETE*.
- CEN (1998). *EN 1998 (all parts), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- CEN (2004a). *European Standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- CEN (2004b). *European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- CEN (2005). *European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- CEN-TC340 (2009). *Anti-seismic devices*, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Cervera, M. y Hinton, E. (1987). Análisis dinámico en rotura de estructuras laminares y tridimensionales de hormigón armado, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* **3**(1): 61–76.
- Charney, F. A. (2008). Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures, *Journal of Structural Engineering* **134**(4): 581–592.
- Chou, C.-C. y Uang, C.-M. (2003). A procedure for evaluating seismic energy demand of framed structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **32**(2): 229–244.
- Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H. y Lacerte, M. (2008). Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures : Development and Validation, *Journal of Structural Engineering* **134**(1): 96–107.

- Christopoulos, C. y Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*, IUSS PRESS, Pavia (Italy).
- Clough, R. (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, *Technical report*, Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley (USA).
- Collins, M. y Vecchio, F. (1982). *The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses*, University of Toronto.
- Cosenza, E. y Manfredi, G. (1997). *The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria*, Rotterdam: Balkema.
- Cosenza, E. y Manfredi, G. (2000). Damage indices and damage measures, *Progress in Structural Engineering and Materials* **2**(1): 50–59.
- Decanini, L. D. y Mollaioli, F. (1998). Formulation of elastic earthquake input energy spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **27**(12): 1503–1522.
- Decanini, L. D. y Mollaioli, F. (2001). An energy-based methodology for the assessment of seismic demand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **21**(2): 113–137.
- Di Stasio, J. y Van Buren, M. (1960). Transfer of Bending Moment between Flat Plate Floor and Column, *Journal of the American Concrete Institute* **32**(3): 299–314.
- Donaire-Ávila, J., Benavent-Climent, A. y Escobedo, A. (2011). Comportamiento sísmico de estructuras de edificación compuestas por forjados reticulares con y sin disipadores de energía, in A. H. Barbat y A. Benavent-Climent (eds), *4.º Congreso Nacional Ingeniería Sísmica*, Copicentro Editorial, Granada (España), p. 33.
- Donaire-Ávila, J. y Benavent-Climent, A. (2012). Validación numérica del comportamiento cíclico de conexiones interiores en estructuras con forjados reticulares, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* **28**(4): 256–267.
- Elgabry, A. y Ghali, A. (1996). Moment transfer by shear in slab-column connections, *ACI Structural Journal* **93**(2): 187–196.
- Fajfar, P., Vidic, T. y Fishinger, M. (1989). Seismic demand in medium and long-period structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **18**(8): 1133–1144.
- Fajfar, P. y Vidic, T. (1994). Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **23**(5): 523–537.
- Fardis, M. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*, Vol. 8, Springer Verlag.
- Fernández, M. y Sosa, P. (1989). La fisuración discreta: una alternativa a los modelos de análisis no-lineal de estructuras de hormigón, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* **5**(3): 379–394.
- Forum-8 (2012). *Engineer's Studio V.1.07.02 (Computer Program)*, FORUM-8.

- Fukuura, N. y Maekawa, K. (1999). Spatially averaged constitutive law for reinforced concrete in-plane elements with non-orthogonal cracking as far as 4-say directions, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements* **45**(634): 177–195.
- Gardner, N. (1996). Punching shear provisions for reinforced and prestressed concrete flat slabs, *Canadian Journal of Civil Engineering* **23**: 502–510.
- Gardner, N., Jungsuck, H. y Chung, L. (2002). Lessons from the Sampoong department store collapse, *Cement and Concrete Composites* **24**(6): 523–529.
- Gayed, R. B. y Ghali, A. (2008). Unbalanced Moment Resistance in Slab-Column Joints: Analytical Assessment, *Journal of Structural Engineering* **134**(5): 859–864.
- González, F. (1989). Un modelo tridimensional para el análisis de hormigón estructural bajo carga estática creciente hasta la rotura, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* **5**(2): 241–261.
- Grigorian, C., Yang, T. y Popov, E. (1993). Slotted bolted connection energy dissipators, *Earthquake Spectra* **9**(3): 491–504.
- Hanson, N. y Hanson, J. (1968). Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns, *Portland Cement Association Research and Development Laboratories* **10**(1): 2–16.
- Hawkins, N. M. y Mitchell, D. (1979). Progressive collapse of Flat Plate Structures, *ACI Journal Proceedings* **76**(7): 775–808.
- Hawkins, N. y Corley, W. (1971). Transfer of Unbalanced Moment and Shear from Flat Plates to Columns, SP-30-7, *American Concrete Institute* **30**(7): 147–176.
- Hori, M. (2006). *Introduction to Computational Earthquake Engineering*, Imperial College Press, Londres (UK).
- Housner, G. (1956). Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, *Proceedings of the 1st WCEE*, California, USA, pp. 5.1–5.13.
- Housner, G. (1959). Behavior of Structures During Earthquakes, *Journal of Engineering Mechanics Division* (October): 109–129.
- Hueste, M. B. D. y Wight, J. K. (1999). Nonlinear Punching Shear Failure Model for Interior Slab-Column Connections, *Journal of Structural Engineering* **125**(9): 997–1008.
- Hueste, M. y Browning, J. (2007). Seismic design criteria for slab-column connections, *ACI Structural Journal* **104**(8): 448–458.
- Ibarra, L. F., Medina, R. a. y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **34**(12): 1489–1511.
- Ibrahim, Y. (2005). *A new viscoplastic device for seismic protection of structures*, PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg.

- ICC (2006). International Building Code, *Technical report*, International Code Council, Whittier, CA (USA).
- Iervolino, I., De Luca, F. y Cosenza, E. (2010). Spectral shape-based assessment of SDOF nonlinear response to real, adjusted and artificial accelerograms, *Engineering Structures* **32**(9): 2776–2792.
- Iervolino, I., Maddaloni, G. y Cosenza, E. (2008). Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures, *Journal of Earthquake Engineering* **12**(1): 54–90.
- Iervolino, I., Giorgio, M., Galasso, C. y Manfredi, G. (2010). Conditional Hazard Maps for Secondary Intensity Measures, *Bulletin of the Seismological Society of America* **100**(6): 3312–3319.
- Inoue, K. y Kuwahara, S. (1998). Optimum strength ratio of hysteretic damper, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **27**(6): 577–588.
- JSSI (2007). *Design and Construction Manual for Passively Controlled Buildings (in Japanese)*, Japan Society of Seismic Isolation, Tokyo (Japan).
- Kalkan, E. y Kunnath, S. K. (2008). Relevance of Absolute and Relative Energy Content in Seismic Evaluation of Structures, *Advances in Structural Engineering* **11**(1): 17–34.
- Kang, T. H. (2004). *Shake Table Tests and Analytical Studies of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Flat Plate Frames*, PhD thesis, University of California (USA).
- Kang, T. H.-K., Wallace, J. W. y Elwood, K. J. (2009). Nonlinear Modeling of Flat-Plate Systems, *Journal of Structural Engineering* **135**(2): 147–158.
- Kang, T. H. y Wallace, J. (2006). Punching of reinforced and post-tensioned concrete slab-column connections, *ACI Structural Journal* **103**(4): 531–540.
- Kang, T. H. y Wallace, J. W. (2004). 13 th World Conference on Earthquake Engineering SHAKE TABLE TESTS OF REINFORCED CONCRETE FLAT PLATE FRAMES AND POST-TENSIONED FLAT PLATE FRAMES, *Test* (1119).
- Kasai, K., Nakai, M., Nakamura, Y., Asai, H., Suzuki, Y. y Ishii, M. (2009). Building Passive Control in Japan, *Journal of Disaster Research* **4**(3): 261–269.
- Kasai, K., Pu, W. C. y Wada, A. (2012). Response of Passively-Controlled Tall Buildings in Tokyo during 2011 Great East Japan Earthquake, *Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering*, IAEE, Lisbon (Portugal).
- Kato, B. y Akiyama, H. (1975). Energy input and damage in structures subjected to severe earthquakes, *Journal of Structural and Construction Engineering Transactions of AIJ* (235): 9–18.
- Kirikov, B. (1992). *History of Earthquake Resistant Construction from Antiquity to our Times*, IAEE, Madrid (España).

- Kobori, T., Miura, Y., Fukusawa, E., Yamada, T., Arita, T., Takenake, Y. y Akiba, I. (1992). Development and application of hysteretic steel dampers, *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, IAEE, Madrid (España), pp. 2341–2346.
- Kuwamura, H. y Galambos, T. (1989). Earthquake load for structural reliability, *Journal of Structural Engineering* **115**(6): 1446–1462.
- Lawson, R. y Krawinkler, H. (1995). Cumulative damage potential of seismic ground motion, *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Viena (Austria), pp. 1079–1086.
- López-Almansa, F., Yazgan, a. U. y Benavent-Climent, A. (2013). Design energy input spectra for high seismicity regions based on Turkish registers, *Bulletin of Earthquake Engineering In-Press*.
- MacGregor, J. (1993). Design of Slender Concrete Columns, *ACI Structural Journal* **90**(3): 302–309.
- Maekawa, K., Pimanmas, A. y Okamura, H. (2003). *Non Linear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, New York (USA).
- Maekawa, K. y Li, B. (1985). *Elasticity and plasticity of concrete under principal stress rotation*, ASCE Publication.
- Maekawa, K. y Okamura, H. (1983). The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete using Elasto-Plastic and Fracture Model, *Journal of the Faculty of Engineering* **37**(2): 253–328.
- Makris, N., Roussos, Y., Whittaker, A. y Kelly, J. (1998). Viscous heating of fluid dampers. II: Large-amplitude motions, *Journal of Engineering Mechanics* **124**(11): 1217–1223.
- Manfredi, G. (2001). Evaluation of seismic energy demand, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **30**(4): 485–499.
- Manfredi, G., Polese, M. y Cosenza, E. (2003). Cumulative demand of the earthquake ground motions in the near source, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **32**(12): 1853–1865.
- Martinelli, P. y Filippou, F. (2009). Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **38**(5): 587–607.
- Martínez-Solares, J. M. (2001). Los efectos en España del Terremoto de Lisboa (1 de Noviembre de 1755), *Technical report*, Instituto Geográfico Nacional, Madrid (España).
- Mast, P. (1970). Stresses in flat plates near columns, *ACI Journal Proceedings* **67**(10): 761–768.
- Meli, R. y Avila, J. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Analysis of Building Response, *Earthquake Spectra* **5**(1): 1–17.

- Ministerio de Obras Publicas (1973). *Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-73)*, Centro Publicaciones. Ministerio Obras Públicas, Madrid (España).
- Ministerio Fomento (1994). *Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-94)*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M.Fomento, España.
- Ministerio Fomento (2003). *Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02)*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M.Fomento, España.
- Ministerio Fomento (2007). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M.Fomento, España.
- Ministerio Fomento (2008a). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M.Fomento, Madrid (España).
- Ministerio Fomento (2008b). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-AE*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M.Fomento, Madrid (España).
- Ministerio Fomento (2008c). *Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M.Fomento, Madrid (España).
- Miyamoto, H., Determan, L., Gilani, A. y Hanson, R. (2006). Seismic rehabilitation of historic concrete structure with fluid viscoelastic dampers, *Proceeding of 72nd Annual Structural Engineers Association of California Convention*, SEAOC, Sacramento (USA).
- Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S., Akazawa, T. y Saburi, K. (1994). Energy dissipation behaviors of shear panels made of low yield steel, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **23**(12): 1299–1313.
- Nayanan, A. (2005). *A viscohyperelastic device for improved seismic performance of structures*, PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg.
- Newmark, N. y Hall, W. (1982). Earthquake spectra and design, *Technical report*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley (USA).
- OriginLabC. (2008). *OriginPro 8 SR0 (Computer Program)*, OriginLab Corporation, Northampton, USA.
- Pall, A. y Marsh, C. (1982). Seismic response of friction damped braced frames, *Journal of Structural Division* **108**(6): 1313–1323.
- Pan, A. y Moehle, J. (1989). Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates, *ACI Structural Journal* **86**(3): 250–258.
- Park, R. (1986). Ductile design approach for reinforced concrete frames, *Earthquake Spectra* **2**(3): 565–619.
- Park, Y. y Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering* **111**(4): 722–739.

- Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, INC.
- Ritchie, M., Ghali, A., Dilger, W. y Gayed, R. (2006). Unbalanced moment resistance by shear in slab-column connections: experimental assessment., *ACI Structural Journal* **103**(1): 74–82.
- Robertson, I. (1990). *Seismic response of connections in indeterminate flat-slab subassemblies*, PhD thesis, Rice University.
- Rodriguez, M. y Diaz, C. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 . Analysis of the Seismic Performance of a Medium Rise, Waffle Flat Plate Building, *Earthquake Spectra* **5**(1): 25–40.
- Rodriguez, M. y Meli, R. (1988). Seismic Behavior of Waffle-Flat Plate Buildings, *Concrete International* **10**(7): 33–41.
- Rodriguez, M. y Meli, R. (1995). Seismic Load Tests on two-story Waffle-Flat Plate Structures, *Journal of Structural Engineering* **121**(9): 1287–1293.
- Salem, H. y Maekawa, K. (1999). No Title, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements* **42**(613): 277–293.
- Sato, Y. y Naganuma, K. (2007). Discrete-like crack simulation by smeared crack-based FEM for reinforced concrete, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **36**(14): 2137–2152.
- SEAOC (1995). Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings (VOL. 1), prepared by Vision 2000 Committee, *Technical report*, Structural Engineers Association of California, Sacramento (USA).
- Shehata, I. A. y Regan, P. (1989). Punching in R.C. slabs, *Journal of Structural Engineering* **115**(7): 1726–1740.
- Shima, H., Chou, L. y Okamura, H. (1987). Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete, *Journal of the Faculty of Engineering* **39**(2): 133–194.
- Singh, J. (1985). Earthquake ground motions: Implications for Designing Structures and Reconciling Structural Damage, *Earthquake Spectra* **1**(2): 239–270.
- SNCP-Comittee MCMA-NRC (1986). The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City, *Concrete International* **8**(5): 23–34.
- Soong, T. y Dargush, G. (1998). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*, John Wiley & Sons Inc, Chichester, U.K.
- Sordo, E., Teran, A., Guerrero, J. J., Juárez, H. y Iglesias, J. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Ductility and Resistance Requirements imposed on a Concrete Building, *Earthquake Spectra* **5**(1): 41–50.

- Sugano, S. (1968). Study on inelastic stiffness of reinforced concrete structures. Research reports of the annual meeting of the architectural institute of Japan Kanto branch, *Technical report*, Architectural Institute of Japan Kanto, Tokyo (Japan).
- Surahman, A. (2007). Earthquake-resistant structural design through energy demand and capacity, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **36**(6): 2099–2117.
- Symans, M., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W. y Mcnamara, R. J. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications : Current Practice and Recent Developments, *Journal of Structural Engineering* **134**(1): 3–21.
- Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division (ASCE)* **96**(12): 2557–2573.
- Teran-Gilmore, A. (1996). *PerformanceBased Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings using Energy Concepts* Teran Gilmore, PhD thesis, University of California at Berkeley.
- Teran-Gilmore, A. (2010). Performance-based seismic design of reinforced concrete ductile buildings subjected to large energy demands, *Earthquake and Structures* **1**(1): 69–91.
- Tsai, K., Chen, H., Hong, C. y Y., S. (1993). Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, *Earthquake Spectra* **9**(3): 505–528.
- Vanderbilt, M. y Corley, W. (1983). Frame analysis of concrete buildings, *Concrete International* **5**(12): 33–43.
- Vega, J. (2009). *Proyecto Basado en Prestaciones para Puentes Sísmicamente Aislados. Consideración del choque debido a la acción sísmica*, PhD thesis, Politécnica de Madrid.
- Vega, J., del Rey, I. y Alarcón, E. (2009). Pounding force assessment in performance-based design of bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **38**(13): 1525–1544.
- Yamazaki, J. y Hawkins, N. (1979). Behavior of concrete plates joined to columns, *Proceedings of the JSCE* **292**(12): 117–130.
- Zahrah, T. y Hall, W. (1984). Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures, *Journal of Structural Engineering* **110**(8): 1757–1772.

Grupo de Investigación

MECÁNICA DE SÓLIDOS Y ESTRUCTURAS

Universidad de Granada

