

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales



**Desarrollo y aplicación de los métodos
basados en el balance energético a
estructuras con disipadores
dependientes de la velocidad**

TESIS DOCTORAL

Presentada para optar al título de Doctor por:

Hermes Ponce Parra

Grado en Edificación y Máster en Estructuras de Edificación

Madrid, 2023



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales

Doctorado en Ingeniería Mecánica

**Desarrollo y aplicación de los métodos
basados en el balance energético a
estructuras con disipadores
dependientes de la velocidad**

TESIS DOCTORAL

Presentada para optar al título de Doctor por:

Hermes Ponce Parra

Grado en Edificación y Máster en Estructuras de Edificación

Bajo la dirección de:

Dr. Amadeo Benavent Climent (Director)

Dr. David Escolano Margarit (Codirector)

Madrid, 2023

Título: Desarrollo y aplicación de los métodos basados en el balance energético a estructuras con disipadores dependientes de la velocidad

Autor: Hermes Ponce Parra

Programa de Doctorado: Ingeniería Mecánica

Dirección de tesis:

Dr. Amadeo Benavent Climent, Catedrático de Universidad, E. T. S. de Ingenieros Industriales (UPM) (Director)

Dr. David Escolano Margarit, Profesor Contratado Doctor, E. T. S. de Ingenieros Industriales (UPM) (Codirector)

Revisores externos:

Tribunal de tesis:

Fecha de defensa:

Esta tesis ha sido parcialmente financiada, con una beca de Formación de Personal Investigador (FPI), por el Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades vinculada al proyecto MEC BIA2017 88814R con el título de “Estudio numérico y experimental de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores de energía híbridos que combinan componentes viscosas y elastoplásticas”.

Agradecimientos

En el ámbito personal, mi más sentido agradecimiento a mi familia por su apoyo incondicional y la confianza depositada en mí desde que tengo uso de razón. Este logro es un éxito compartido por mis padres, Juan y Cata, y mis hermanos, Charlie y Anita. Agredecer de corazón a mi pareja, Fabi, por haber compartido este viaje desde el principio y haber sido el mayor soporte y apoyo durante toda esta etapa, escuchando siempre atenta todas mis charlas sobre el doctorado y sobre la vida. También mencionar a mi perrito de confianza, Doan, por tumbarse a mis pies mientras escribía estas páginas.

Por otro lado, en el ámbito académico, no hay duda de que el mayor agradecimiento está dirigido hacia mi director de tesis, Amadeo Benavent, por brindarme la oportunidad de unirme al grupo de investigación de Ingeniería Mecánica de la ETSII y disfrutar de una etapa tan potente. De sobra es conocido que es un trabajador incansable y con una dedicación plena, siempre atento y disponible para sus doctorandos y sin escatimar un ápice en su esfuerzo por revisar nuestro trabajo. Nos ha servido de inspiración haber compartido tiempo con él.

El grupo de la “Sala Dos” también se merece un reconocimiento pormenorizado. Empezando por mi codirector de tesis, David Escolano, que me ayudó en todos los ámbitos relacionados con la Academia y del cual he aprendido muchísimas cosas de valor. A mis compañeros, en orden de aparición como en los créditos de las películas: Marino Risueño, sin duda el líder espiritual dentro de la Universidad, siempre disponible y con buen ánimo, desbordando experiencia; David Galé, siendo nuestro faro y predicando siempre con el ejemplo; Guillermo González, trabajador ejemplar, organizado y preciso; mención especial para Julio Arcos, compañero de vida con el que he bregado en mil batallas; Ronnie Chtcot, no por ser el último es el menos importante, fuente de sabiduría y conversador de alta gama. También se adhiere a este grupo de trabajo, desde Granada, Miguel Ángel Guerrero, tan instruido y leído que no duda en responder que G. Gurdjieff fue el fundador de la doctrina metafísica de El Cuarto Camino.

Más allá de Granada, concretamente en Kirov, Rusia, me gustaría enviar mi agradecimiento al professor Yuriy Yurkin y su mujer Alyona, que me recibieron con el amor con el que se recibe a un sobrino que hace mucho tiempo que no ves.

No me quiero olvidar tampoco del resto de profesores del Departamento de Ingeniería Mecánica, en especial aquellos que imparten clase en el Máster de Ingeniería Sísmica de los que tanto he aprendido sobre este mundo tan interesante, y que tan buena acogida me han brindando en el Departamento.

Abstract

The overall objective of this thesis is to investigate a new viscoelastic material for use in a hybrid energy damper and to develop a novel method based on the Housner-Akiyama energy balance for the design of structures with velocity-dependent dampers. The hybrid energy damper comprises two sequentially activated components: a velocity-dependent viscoelastic component and a displacement-dependent elastoplastic component. This thesis focuses on the velocity-dependent component, realized with the new viscoelastic material. The proposed design method serves to project and verify structures with velocity-dependent energy dampers, including hybrid dampers during the phase when only the viscoelastic component is active. The development of the new hybrid energy damper took place within the research project "Numerical and experimental study of the seismic response of structures with hybrid energy dissipaters combining viscous and elastoplastic components," funded by the Ministry of Science, Innovation, and Universities of Spain, to which the author of the thesis was associated with a Research Personnel Training (FPI) scholarship.

To achieve this, the mechanical properties of the new viscoelastic material were first developed and experimentally determined. The material was created at Vyatka University (Russia), a participant in the aforementioned research project. The author of this thesis was involved in the development of the new viscoelastic material from the initial phase of selecting chemical components to optimizing the mixture for the required mechanical capacity during a stay at Vyatka University. Once the viscoelastic material was characterized, a comprehensive numerical parametric study was conducted to investigate the dynamic behavior of three reinforced concrete frame structures with velocity-dependent dampers (three, six, and nine-story buildings). The seismic response of these prototypes was analyzed for different damping fractions (10 %, 20 %, 30 %, and 40 %) provided by the dampers in the first mode of vibration, using a large number of real earthquakes. The results of this parametric study were used to develop a new method for the design and verification of structures with velocity-dependent dampers based on the Housner-Akiyama energy balance approach. Initially formulated for viscous dampers, the method was extended to dampers with viscoelastic components of the type investigated in the first part of the thesis. Finally, the proposed method was verified using a new prototype of a six-story reinforced concrete frame structure subjected to several different earthquakes than those used in the parametric study.

In conclusion, the effectiveness of the new viscoelastic material installed in hybrid dampers was validated through an experimental campaign in which a 1/3 scale reinforced concrete structure equipped with hybrid dampers was constructed and subjected to dynamic loads using the seismic table at the University of Granada.

Resumen

El objetivo general de esta tesis se enfoca en desarrollar y aplicar el método basado en el balance energético de Housner-Akiyama al proyecto de estructuras con disipadores híbridos multifase dependientes de la velocidad y del desplazamiento. La tesis se centra en la fase de comportamiento viscoso del disipador y, por lo tanto, en el mecanismo de disipación de energía dependiente de la velocidad. Con estos métodos se pretende conseguir estructuras económicamente competitivas y con un comportamiento muy superior al de las estructuras convencionales.

Para poder cumplir ese objetivo es preciso caracterizar las propiedades dinámicas y mecánicas del material viscoelástico empleado. Dicho material ha sido desarrollado y analizado por el autor de esta tesis desde la fase inicial de composición de los elementos que forman parte del material final, optimización de la mezcla para obtener la capacidad mecánica requerida, fabricación del material e instalación del mismo dentro del disipador híbrido multifase. Una vez definido el material viscoelástico, se estudia numéricamente el comportamiento dinámico de tres estructuras porticadas de hormigón armado de tres, seis y nueve plantas que tienen instalado un material viscoso que depende de la velocidad. Se analiza la respuesta de dichos prototipos, cuando el disipador viscoso aporta diferentes fracciones de amortiguamiento en el sistema (10 %, 20 %, 30 % y 40 %) bajo la acción sísmica de una cantidad masiva de señales de aceleración del suelo provenientes de terremotos reales. Una vez analizadas las respuestas se desarrolla el método de predicción de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad basados en el método energético de Housner-Akiyama y se define la manera en la que se extrapola este método a las estructuras equipadas con disipadores viscoelásticos. Finalmente se verifica el método predictivo mediante el empleo de otro prototipo porticado de hormigón armado de seis plantas al que se le introducen unos terremotos fuera de la muestra empleada para el estudio paramétrico.

Por último, se lleva a cabo una campaña experimental donde se construye un espécimen reducido a escala 1/3 con los disipadores híbridos multifase instalados, a partir de un prototipo de hormigón armado de tres plantas, que se ensaya encima de una mesa sísmica instalada en la Universidad de Granada. Se analiza la respuesta del espécimen bajo la acción dinámica de la señal de aceleración del suelo producida por el terremoto de Irpinia y registrado por la estación Calitri, aplicando diferentes escalas de amplitud a la señal que simulen la intensidad de un terremoto frecuente.

Tabla de Contenido

<i>Agradecimientos</i>	<i>iv</i>
<i>Abstract</i>	<i>v</i>
<i>Resumen</i>	<i>vi</i>
<i>Tabla de Contenido</i>	<i>vii</i>
<i>Lista de Figuras</i>	<i>x</i>
<i>Lista de Tablas</i>	<i>xx</i>
<i>Abreviaturas y acrónimos</i>	<i>xxiii</i>
Capítulo 1. Introducción	1
1.1. Estado del arte	1
1.1.1. Estructuras con disipadores viscoelásticos	1
1.1.2. Estructuras con disipadores híbridos	2
1.2. Motivación y objetivo general de la tesis	2
1.2.1. Objetivos particulares de la tesis	2
1.2.2. Metodología y recursos	3
1.3. Contribución científica y académica derivada de la tesis	4
1.3.1. Artículos en revistas indexadas JCR	4
1.3.2. Artículo en revista rusa indexada RSCI	5
1.3.3. Patente de invención con examen	5
1.3.4. Participación en congresos	5
1.3.5. Capítulo de libro.....	5
1.3.6. Contribución académica	6
1.4. Mención internacional	6
1.5. Estructura de la tesis	7
Capítulo 2. Desarrollo y caracterización de nuevos materiales viscoelásticos	9
2.1. Bases del material VE y sus componentes	10
2.1.1. Polímero base de la mezcla	10
2.1.2. Plastificantes y componentes de relleno de la mezcla.....	12
2.1.3. Agentes vulcanizantes	16
2.2. Fabricación del material VE	18

2.2.1. Identificación y peso de los componentes.....	19
2.2.2. Mezcla de los componentes.....	19
2.2.3. Amasado de la mezcla.....	20
2.2.4. Vulcanizado de la mezcla.....	20
2.3. Optimización de los componentes del material VE	21
2.3.1. Ensayo de materiales VE con distinta composición química.....	22
2.3.2. Comportamiento de un material VE: base teórica	23
2.3.3. Resultados de los ensayos con materiales VE de distinta composición.....	27
2.3.4. Método de diseño Box-Behnken (DBB)	27
2.4. Ensayos dinámicos del material N3 integrado en el dissipador híbrido	36
2.4.1. Preparación y pegado de láminas	38
2.4.2. Proceso de vulcanización	39
2.4.3. Influencia de la frecuencia y la temperatura	40
Capítulo 3. Caracterización de la respuesta sísmica de pórticos con dissipadores dependientes de la velocidad	48
3.1. Planteamiento del estudio paramétrico.....	49
3.1.1. Descripción de los prototipos de pórticos y su modelización	50
3.1.2. Propiedades dinámicas y resistentes de los prototipos.....	55
3.1.3. Diseño de los dissipadores viscosos	60
3.1.4. Acelerogramas seleccionados	66
3.2. Respuesta sísmica de estructuras con dissipadores viscosos	75
3.2.1. Respuesta de las estructuras bajo el escenario 1	75
3.2.2. Respuesta de las estructuras bajo el escenario 2	93
3.3. Influencia de la componente elástica en la respuesta de pórticos con dissipadores viscoelásticos.....	129
Capítulo 4. Método de predicción de la respuesta sísmica de estructuras con dissipadores dependientes de la velocidad basado en el balance energético	130
4.1. Formulación general de las ecuaciones de balance de energía.....	131
4.2. Método energético para predecir la respuesta y verificar estructuras con dissipadores dependientes de la velocidad en el estado de máximo desplazamiento para el primer modo de vibración	134
4.2.1. Verificaciones frente al terremoto frecuente	134
4.2.2. Verificaciones frente al terremoto de proyecto	140

4.3. Predicción de la respuesta y verificación de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad en el estado de máxima velocidad	148
4.3.1. En el instante de máxima velocidad	148
Capítulo 5. Validación del método de predicción de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad basado en el balance energético	150
5.1. Planteamiento de la validación del método energético	150
5.1.1. Descripción del prototipo PN6 y modelización de un pórtico representativo..	150
5.1.2. Diseño de los disipadores viscosos	154
5.1.3. Acelerogramas seleccionados	156
5.2. Validación del método energético	160
5.2.1. Validación de las respuestas bajo el escenario 1	160
5.2.2. Validación de las respuestas bajo el escenario 2	161
Capítulo 6. Estudio experimental de estructura porticada de hormigón armado con disipadores de energía viscoelásticos	170
6.1. Descripción de la estructura y el espécimen de ensayo.....	170
6.1.1. Diseño y cálculo de la estructura.....	170
6.1.2. Diseño del dispositivo disipador de energía.....	171
6.1.3. Diseño y fabricación del espécimen FVED-1	177
6.2. Descripción de los ensayos.....	191
6.2.1. Instrumentación y sistema de adquisición de datos	191
6.2.2. Acelerogramas empleados.....	197
6.3. Resultados y discusión	201
6.3.1. Caracterización estática y dinámica del espécimen	201
6.3.2. Respuesta de la componente viscoelástica del disipador	205
6.3.3. Respuesta general del espécimen FVED-1	212
6.3.4. Disipación de energía	226
Capítulo 7. Conclusiones y futuras líneas de investigación	241
7.1. Conclusiones.....	241
7.2. Futuras líneas de investigación.....	244
7.3. Research conclusions.....	245
Bibliografía	249

Lista de Figuras

Figura 2.1: Caucho de clorobutilo HBK-139.....	11
Figura 2.2: a) Estructura molecular del isobutileno e isoproneo iniciales; b) Estructura molecular final con el isopreno clorado; c) Estructura simplificada del compuesto final.	12
Figura 2.3: Aceite industrial tipo I-40 ($C_{40}H_{82}$).	13
Figura 2.4: Relleno inerte de carbonato cálcico ($CaCO_3$).	14
Figura 2.5: Negro de carbón (C) <i>Micarb P-803</i>	15
Figura 2.6: Micro-esferas <i>Expancel 950-DU-80</i>	15
Figura 2.7: Activador <i>Vulkativ C-1</i>	16
Figura 2.8: Disulfuro de tetrametiltiuram (TMTD).	17
Figura 2.9: Polvo de azufre molido.	18
Figura 2.10: a) Identificación; b) Peso de los componentes de la mezcla.	19
Figura 2.11: a) Micro-mezcladora <i>Brabender ZL-1-RK03</i> ; b) Hélices mezcladoras.	19
Figura 2.12: a) Rodillos mezcladores; b) Material ya prensado.	20
Figura 2.13: a) Colocación de la mezcla en moldes metálicos; b) Horno para vulcanizado con pistón hidráulico.	21
Figura 2.14: a) <i>Autograph AG-X 5 kN</i> de la marca <i>Shimadzu</i> ; b) <i>Trapezium X</i>	22
Figura 2.15: a) Probeta instalada para el ensayo; b) Probeta antes de ser ensayada; c) Probeta tras el ensayo llevado hasta la rotura.	23
Figura 2.16: Comportamientos mecánicos. a) Elástico; b) Viscoso; c) Viscoelástico.	23
Figura 2.17: Ángulo de desfase de señales armónicas. a) Material elástico; b) Material viscoso; c) Material viscoelástico.	24
Figura 2.18: Relación entre la tensión y la distorsión angular en un ciclo de desplazamiento expresado en el plano de Argand.	25
Figura 2.19: Diagrama $\tau - \gamma$ de un material VE sometido a un ciclo de deformación impuesta.	26
Figura 2.20: Esquema de un diseño DBB de tres factores y tres niveles.	28
Figura 2.21: Diseño DBB para la deformación máxima de rotura γ_u	31
Figura 2.22: a) Influencia del $CaCO_3$ con aceite; b) Influencia del C con $CaCO_3$; c) Influencia del C con aceite.	31
Figura 2.23: Diseño DBB para factor de pérdida η_{loss}	32

Figura 2.24: a) Influencia del CaCO_3 con aceite; b) Influencia del C con CaCO_3 ; c) Influencia del C con aceite.	32
Figura 2.25: Diseño DBB para el módulo de cortante.	33
Figura 2.26: a) Influencia del CaCO_3 con aceite; b) Influencia del C con CaCO_3 ; c) Influencia del C con aceite.	33
Figura 2.27: Comparativa entre valores experimentales y los predictivos del método DBB. a) Factor de pérdida; b) Distorsión angular última; c) Módulo de almacenamiento.....	35
Figura 2.28: Esquema del útil empleado para los ensayos dinámicos. Cotas en mm.	37
Figura 2.29: Adhesivos químicos. a) <i>Chemosil 211</i> ; b) <i>Chemosil NL 411</i>	38
Figura 2.30: Aplicación de los adhesivos químicos. a) Primera capa con <i>Chemosil 221</i> ; b) Segunda capa con <i>Chemosil NL 411</i>	38
Figura 2.31: Láminas de material N3 empleadas en el ensayo dinámico.	39
Figura 2.32: Útil de ensayo. a) Con láminas del material N3 pegadas en las placas exteriores; b) Montaje completo con la placa central colocada.	39
Figura 2.33: Diferentes vistas del resultado final del material vulcanizado con los termopares instalados para monitorizar la temperatura.	40
Figura 2.34: Disposición final del ensayo. a) Útil de ensayo; b) Actuador dinámico con dos LVDT conectados a cada lado.	41
Figura 2.35: Representación gráfica de los términos que definen el comportamiento dinámico y mecánico del material VE. a) En términos de tensión tangencial y distorsión angular; b) En términos de fuerza y desplazamiento.	42
Figura 2.36: Representación conceptual de los estados del CIIR en función de la temperatura. a) Valores de G_e , G_l y η_{loss} ; b) Valores de deformación angular γ	43
Figura 2.37: a) Ejemplo de curva fuerza-desplazamiento para un ciclo con 1 mm de amplitud, 5 Hz de frecuencia y 24 °C de temperatura en el material; b) Curvas fuerza-desplazamiento para el rango de temperaturas completo para el ensayo realizado a 3 Hz.....	44
Figura 2.38: Módulo de almacenamiento G_e para todo el rango de temperatura según la frecuencia de excitación, para una amplitud constante de 1 mm.	45
Figura 2.39: Módulo de pérdida G_l para todo el rango de temperatura según la frecuencia de excitación, para una amplitud constante de 1 mm.	46
Figura 2.40: Factor de pérdida η_{loss} para todo el rango de temperatura según la frecuencia de excitación, para una amplitud constante de 1 mm.	46
Figura 3.1: Prototipos de estructuras porticadas con disipadores viscosos. Vistas de alzados y plantas. a) Prototipo P3; b) Prototipo P6; c) Prototipo P9. Cotas en m.	51
Figura 3.2: Modelos constitutivos de los materiales. a) Hormigón; b) Acero.	54

Figura 3.3: Curvas de capacidad del prototipo P3. a) Primera planta; b) Segunda planta; c) Tercera planta.....	57
Figura 3.4: Curvas de capacidad del prototipo P6. a) Primera planta; b) Segunda planta; c) Tercera planta; d) Cuarta planta; e) Quinta planta; f) Sexta planta.....	57
Figura 3.5: Curvas de capacidad del prototipo P9. a) Primera planta; b) Segunda planta; c) Tercera planta; d) Cuarta planta; e) Quinta planta; f) Sexta planta; g) Séptima planta; h) Octava planta; i) Novena planta.....	58
Figura 3.6: Curvas de capacidad globales por prototipo. a) Prototipo P3; b) Prototipo P6; c) Prototipo P9.....	58
Figura 3.7: Ilustración de los términos empleados para calcular la fracción de amortiguamiento de la estructura con los disipadores viscosos instalados.	66
Figura 3.8: Diferentes maneras de medir la distancia a la falla.	68
Figura 3.9: Cálculo de la duración significativa $D_{S,5-95} = 11.30$ s para la señal de aceleración del terremoto de Kobe registrado por la estación Takatori (16/01/1995).	69
Figura 3.10: Diagrama de flujo para automatizar el análisis y obtener la respuesta sísmica de la estructura bajo el escenario 1.	76
Figura 3.11: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P3 bajo el escenario 1. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas.	81
Figura 3.12: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P6 bajo el escenario 1. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas.	82
Figura 3.13: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P9 bajo el escenario 1. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas.	83
Figura 3.14: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 1. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.	84
Figura 3.15: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$ para cada planta k bajo el escenario 1. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.	87
Figura 3.16: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 1. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo	

P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 88

Figura 3.17: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada planta k bajo el escenario 1. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 90

Figura 3.18: Máximas aceleraciones $\ddot{u}_i^t$ para cada ξ_{v1} bajo el escenario 1. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 91

Figura 3.19: Máximas aceleraciones $\ddot{u}_i^t$ para cada planta k bajo el escenario 1. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 92

Figura 3.20: Diagrama de flujo para automatizar el análisis y obtener la respuesta sísmica de la estructura bajo el escenario 2. 94

Figura 3.21: Espectro de respuesta elástico e inelástico junto con la curva de capacidad. 97

Figura 3.22: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P3 bajo el escenario 2. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas. 100

Figura 3.23: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P6 bajo el escenario 2. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas. 101

Figura 3.24: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P9 bajo el escenario 2. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas. 103

Figura 3.25: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 104

Figura 3.26: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 106

Figura 3.27: Función de distribución de probabilidad acumulada de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P3 bajo el escenario 2. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas.	108
Figura 3.28: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P6 bajo el escenario 2. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas.	109
Figura 3.29: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P9 bajo el escenario 2. a) Señales no impulsivas; b) Señales impulsivas.	110
Figura 3.30: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,p,k}$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.	111
Figura 3.31: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,p,k}$ para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.	114
Figura 3.32: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.....	115
Figura 3.33: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.....	116
Figura 3.34: Máximas aceleraciones absolutas $\ddot{u}_i^t$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.	117
Figura 3.35: Máximas aceleraciones $\ddot{u}_i^t$ para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.	119
Figura 3.36: Distribución de energía $(E_{pH,k} / \sum_{j=1}^N E_{pH,i})$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas;	

c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 121

Figura 3.37: Distribución de energía ($E_{pH,k}/\sum_{j=i}^N E_{pH,i}$) para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 122

Figura 3.38: Relación entre $\eta_k(t_m)$ y $\mu_k(t_m)$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 124

Figura 3.39: Relación entre $\eta_k(t_m)$ y $\mu_k(t_m)$ para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 125

Figura 3.40: Reparto de energía $E_{pH,k}/(E_{pH,k} + E_{dv,k})$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 127

Figura 3.41: Reparto de energía $E_{pH,k}/(E_{pH,k} + E_{dv,k})$ para cada planta k bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 128

Figura 3.42: Diagrama de cortante-desplazamiento para una planta k 129

Figura 4.1: Sistema de un grado de libertad (1GDL). 131

Figura 4.2: Distribución de cortantes para régimen elástico para un caso genérico. 137

Figura 4.3: Desplazamientos respecto al suelo y relativos entre plantas 141

Figura 4.4: Diagrama de flujo para automatizar el análisis y obtener los desplazamientos entre plantas $d_{r,k}$ correspondientes a cada planta mediante el proceso predictivo. 146

Figura 4.5: Ratio $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; b) Prototipo P3 con señales impulsivas; c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas. 147

Figura 5.1: Alzado y planta del pórtico tipo del prototipo PN6 y disposición de los disipadores viscosos. Cotas en m. 151

Figura 5.2: Curvas de capacidad del prototipo PN6. a) Primera planta; b) Segunda planta; c) Tercera planta; d) Cuarta planta; e) Quinta planta; f) Sexta planta. 153

Figura 5.3: Curvas de capacidad global del prototipo PN6.	154
Figura 5.4: Espectros de diseño aplicado en el método predictivo para el escenario 1. a) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; b) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; c) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; d) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; e) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; f) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; g) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; h) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$	158
Figura 5.5: Espectros de diseño aplicado en el método predictivo para el escenario 2. a) Señales no impulsivas y válido para $\xi_{v1} = 10\%, 20\%, 30\%$ y 40% ; b) Señales impulsivas y válido para $\xi_{v1} = 10\%, 20\%, 30\%$ y 40%	160
Figura 5.6: Energía histerética acumulada $E_{p,H,k}$ disipada por planta en el prototipo PN6. a) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; b) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; c) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; d) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; e) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; f) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; g) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; h) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$	164
Figura 5.7: Máximo desplazamiento relativo entre plantas $d_{r,k}$ en el prototipo PN6. a) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; b) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; c) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; d) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; e) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; f) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; g) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; h) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$	166
Figura 5.8: Máxima velocidad relativa $v_{k,1}$ de cada planta en el prototipo PN6. a) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; b) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; c) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; d) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; e) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; f) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; g) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; h) Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$	169
Figura 6.1: Estructura del prototipo de hormigón armado porticado. Cotas en cm. a) Planta; b) Sección vertical.	171
Figura 6.2: Concepto del diseño del disipador MP-TTD. a) Tubo exterior; b) Tubo interior; c) Montaje completo; d) Fotografía real del disipador.	172
Figura 6.3: Detalle constructivo del MP-TTD con el material N3 instalado. Cotas en mm. a) Planta alta: alzado del tubo exterior; b) Planta alta: lateral del tubo interior; c) Planta alta: alzado del tubo interior; d) Ambas plantas: placa de anclaje del tubo exterior; e) Ambas plantas: placa de anclaje del tubo interior; f) Planta baja: Alzado del tubo exterior; g) Planta baja: lateral del tubo interior; h) Planta baja: alzado del tubo interior.	174
Figura 6.4: Preparación de la superficie del disipador MP-TTD.	175
Figura 6.5: Imprimación de los adhesivos químicos. a) <i>Chemosil 211</i> ; b) <i>Chemosil NL 411</i> ; c) Instalación del material N3.	176

Figura 6.6: Colocación de las varillas de montaje.	176
Figura 6.7: Vulcanización del material N3. a) Material expandido; b) Horno empleado.....	177
Figura 6.8: Fotografía del espécimen FVED-1 colocado en la mesa de ensayo vista desde el actuador en dirección <i>X</i>	178
Figura 6.9: Posición de los disipadores instalados en el espécimen FVED-1. a) Dirección <i>Y</i> (E-O); b) Dirección <i>X</i> (N-S).....	179
Figura 6.10: Vista de la sección horizontal del FVED-1 a una altura de 760 mm desde la mesa. Cotas en cm.	180
Figura 6.11: Vista de la sección horizontal del FVED-1 a una altura de 1700 mm desde la mesa. Cotas en cm.	181
Figura 6.12: Vista cenital del espécimen FVED-1. Cotas en cm.	182
Figura 6.13: Sección AA' del espécimen FVED-1. Cotas en cm.	183
Figura 6.14: Despiece del armado de las vigas, losa, nervios y zunchos. Cotas en cm.	184
Figura 6.15: Fotografía de dos ejemplos de probetas ensayadas. a) Cúbica; b) Cilíndrica. .	187
Figura 6.16: Vista inferior de la distribución de la instrumentación colocada en la planta baja del FVED-1.	193
Figura 6.17: Vista superior de la distribución de la instrumentación colocada en la planta alta del FVED-1.	194
Figura 6.18: Distribución de las galgas en la estructura y disipadores, junto con los LVDT instalados en los disipadores.	195
Figura 6.19: Sala de control del laboratorio de estructuras de la ETS de Caminos de la Universidad de Granada.	196
Figura 6.20: Organización del sistema de adquisición de datos.	197
Figura 6.21: Señales de aceleración del terremoto escaladas en el tiempo y sus originales.	198
Figura 6.22: Comparación de los espectros elásticos de respuesta entre la señal original y la señal escalada para un amortiguamiento del 5 % en términos de a) Desplazamiento; b) Velocidad; c) Aceleración; d) Energía introducida.	198
Figura 6.23: Historias de aceleración introducidas a la mesa sísmica en los ensayos C25, C50 y C100, y los espectros de respuesta de dichas señales.	200
Figura 6.24: Comparación entre los espectros de respuesta de las señales introducidas y reproducidas en términos de aceleración para los ensayos estudiados (C25, C50 y C100)...	200
Figura 6.25: Modelo numérico elaborado en <i>OpenSEES</i> . a) Vista 3D; b) Sección.....	202
Figura 6.26: Análisis de frecuencias del espécimen FVED-1. a) Estimación de la densidad espectral de potencia (PSD); b) Superposición de las FFT y su media.....	203

Figura 6.27: Señal de la vibración libre del acelerómetro sísmico SISM-7 en el ensayo C100 del FVED-1.	204
Figura 6.28: Inspección visual tras el ensayo C100.....	205
Figura 6.29: Curvas de fuerza-desplazamiento de cada dissipador para el ensayo C25.	207
Figura 6.30: Curvas de fuerza-desplazamiento de cada dissipador para el ensayo C50.	208
Figura 6.31: Curvas de fuerza-desplazamiento de cada dissipador para el ensayo C100.	208
Figura 6.32: Representación gráfica de los términos que definen el comportamiento dinámico y mecánico del material VE. a) En términos de tensión tangencial y distorsión angular; b) En términos de fuerza y desplazamiento axial.	209
Figura 6.33: Resultados de las propiedades de la componente VE de los dissipadores para los ensayos C25, C50 y C100. a) Valores de G_e ; b) Valores de G_L ; c) Valores de η_{loss}	210
Figura 6.34: Modelo de masas concentradas del espécimen FVED-1.....	213
Figura 6.35: Historia de desplazamientos y rotaciones relativas en el centro de masas de cada planta del espécimen FVED-1.....	214
Figura 6.36: Historia de aceleraciones horizontales y rotacionales absolutas en el centro de masas de cada planta del espécimen FVED-1.....	215
Figura 6.37: Historia de fuerzas de inercia horizontales y momentos de eje vertical en el centro de masas de cada planta del espécimen FVED-1.....	217
Figura 6.38: Curvas de capacidad de la estructura completa. a) Cortante basal frente a desplazamiento del nivel 2 en la dirección X; b) Cortante basal frente a desplazamiento del nivel 2 en la dirección Y; c) Puntos de velocidad nula en la dirección X; d) Puntos de velocidad nula en la dirección Y.....	219
Figura 6.39: Diagramas de momento-rotación. a) Planta baja; b) Planta alta.....	221
Figura 6.40: Rotación de columnas para cada pilar de la planta de abajo (secciones de los niveles A-B). a) Ensayo C25; b) Ensayo C50 y c) Ensayo C100.	223
Figura 6.41: Rotación de columnas para cada pilar de la planta de arriba (secciones del nivel C). a) Ensayo C25; b) Ensayo C50 y c) Ensayo C100.	224
Figura 6.42: Momentos flectores de columnas para cada pilar de la planta de arriba (secciones del nivel C). a) Ensayo C25; b) Ensayo C50 y c) Ensayo C100.	226
Figura 6.43: Planta con las secciones donde se han instalado las galgas.....	227
Figura 6.44: Historial de microdeformaciones de todas las galgas empleadas.....	227
Figura 6.45: Construcción de la sección por fibras de un pilar cualquiera. a) Descomposición en fibras de la sección; b) Interpolación de superficie aplicada.....	230
Figura 6.46: Ley tensión-deformación de cada fibra con los materiales empleados en <i>OpenSEES</i> . a) Hormigón con “concrete02”; b) Acero con “steel02”.....	231

Figura 6.47: Energía disipada por cada pilar y el sumatorio de cada nivel. a) Secciones del nivel A; b) Secciones del nivel B; c) Secciones del nivel C; d) Detalle de obtención de la energía de deformación plástica; e) Historia de energía de deformación elástica total, E_{es} ; f) Historia de energía de deformación plástica total, E_{pH}	233
Figura 6.48: Energía disipada por cada material. a) Secciones del nivel A; b) Secciones del nivel B; c) Secciones del nivel C.	233
Figura 6.49: Energía cinética de la estructura en su conjunto.....	235
Figura 6.50: Energía disipada por los disipadores. a) Disipadores de la planta baja; b) Disipadores de la planta alta; c) Sumatorio de los disipadores de ambas plantas.	235
Figura 6.51: Energía de deformación elástica E_{de} almacenada por los disipadores. a) Disipadores de la planta baja; b) Disipadores de la planta alta; c) Sumatorio de los disipadores de ambas plantas.....	236
Figura 6.52: Historia de energía disipada y almacenada por la estructura completa FVED-1. a) Vista general con los tres ensayos encadenados; b) Detalle del ensayo C25; c) Detalle del ensayo C50; d) Detalle del ensayo C100.	238
Figura 6.53: Historia de energía de vibración elástica total, E_e visto en detalle para cada ensayo. a) Ensayo C25; b) Ensayo C50; c) Ensayo C100.....	239
Figura 6.54: Historia de energía en términos de velocidades equivalentes, V_E y V_D visto en detalle para cada ensayo. a) Ensayo C25; b) Ensayo C50; c) Ensayo C100.....	240

Lista de Tablas

Tabla 2.1: Composición básica de la mezcla para el material N3.....	10
Tabla 2.2: Especificaciones técnicas del CIIR.	11
Tabla 2.3: Especificaciones técnicas del aceite industrial I-40.	13
Tabla 2.4: Especificaciones técnicas del carbonato cálcico.	14
Tabla 2.5: Especificaciones técnicas del negro de carbón.	15
Tabla 2.6: Especificaciones técnicas de las micro-esferas.	16
Tabla 2.7: Tiempos y temperaturas del mezclado de componentes.	20
Tabla 2.8: Valores de los resultados del análisis cuasi-estático.	27
Tabla 2.9: Niveles del método DBB.	28
Tabla 2.10: Factores codificados del diseño DBB.	29
Tabla 2.11: Factores descodificados del diseño DBB.	30
Tabla 2.12: Resultados de la predicción con el porcentaje de error.	34
Tabla 2.13: Composición óptima de la mezcla para el material N3.....	35
Tabla 3.1: Definición de los escenarios de estudio según Eurocódigo 8.	48
Tabla 3.2: Definición de los puntos a investigar en el estudio paramétrico.....	49
Tabla 3.3: Definición de los prototipos.	52
Tabla 3.4: Secciones de los elementos estructurales con las dimensiones en cm.	52
Tabla 3.5: Propiedades mecánicas de los materiales.....	53
Tabla 3.6: Propiedades dinámicas de los tres prototipos.....	55
Tabla 3.7: Puntos que definen la curva de <i>pushover</i> idealizada.....	59
Tabla 3.8: Parámetros de los disipadores viscosos para el Prototipo P3.....	61
Tabla 3.9: Parámetros de los disipadores viscosos para el Prototipo P6.....	62
Tabla 3.10: Parámetros de los disipadores viscosos para el Prototipo P9.....	64
Tabla 3.11: Amortiguamientos totales de cada prototipo.....	66
Tabla 3.12: Resumen de las señales empleadas en el estudio paramétrico.	67
Tabla 3.13: Listado de terremotos impulsivos empleados.	70
Tabla 3.14: Listado de terremotos no impulsivos empleados.	71
Tabla 3.15: Número de señales empleadas que están dentro del rango de aplicación.	77
Tabla 3.16: Rectas de regresión para el número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$	85

Tabla 3.17: Número de señales empleadas que están dentro del rango de aplicación.	93
Tabla 3.18: Rectas de regresión para el número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$	104
Tabla 3.19: Rectas de regresión para el número de ciclos equivalentes $n_{eq,p,k}$	112
Tabla 4.1: Período fundamental, masas y cortantes de cada planta y cada prototipo.	135
Tabla 4.2: Distribución real de cortantes para cada planta y prototipo.	135
Tabla 4.3: Distribución de cortantes real para cada planta y prototipo.	136
Tabla 4.4: Cortantes de cada planta según la distribución óptima.	138
Tabla 4.5: Desplazamientos entre plantas según la distribución óptima.	139
Tabla 4.6: Comparación entre componentes de los autovectores.	142
Tabla 5.1: Definición del prototipo PN6.	151
Tabla 5.2: Secciones de los elementos estructurales con las dimensiones en cm.	152
Tabla 5.3: Propiedades mecánicas de los materiales.	152
Tabla 5.4: Propiedades dinámicas del prototipo PN6.	152
Tabla 5.5: Puntos que definen las curvas de capacidad idealizadas del prototipo PN6.	154
Tabla 5.6: Parámetros de los disipadores viscosos para el prototipo PN6.	155
Tabla 5.7: Listado de terremotos impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 1.	156
Tabla 5.8: Listado de terremotos no impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 1.	157
Tabla 5.9: Valores de $S_e(T_1)$ empleados para representar el terremoto frecuente.	157
Tabla 5.10: Listado de terremotos impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 2.	159
Tabla 5.11: Listado de terremotos no impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 2.	159
Tabla 5.12: Valores de $S_e(T_1)$ empleados para representar el terremoto de proyecto.	160
Tabla 5.13: Validación de las respuestas bajo el escenario 1.	161
Tabla 6.1: Listado de pesos del espécimen FVED-1.	185
Tabla 6.2: Listado de pesos del espécimen FVED-1 por plantas.	186
Tabla 6.3: Dosificación empleada para el hormigón de la estructura principal.	187
Tabla 6.4: Resultado de la campaña de ensayos de probetas de hormigón.	188
Tabla 6.5: Resumen de las propiedades mecánicas empleadas.	190

Tabla 6.6: Instrumentación empleada.	191
Tabla 6.7: Períodos, amortiguamientos y rigideces del FVED-1.....	204
Tabla 6.8: Valores máximos del material N3 del MP-TTD.	211
Tabla 6.9: Respuestas máximas en la dirección X del espécimen FVED-1.....	220
Tabla 6.10: Respuestas máximas en la dirección Y del espécimen FVED-1.....	220
Tabla 6.11: Respuestas máximas de rotación del espécimen FVED-1.	221
Tabla 6.12: Respuestas máximas de las secciones del espécimen FVED-1.	224
Tabla 6.13: Deformaciones máximas de las galgas en los pilares.	228
Tabla 6.14: Deformaciones máximas de las galgas en las vigas.	228
Tabla 6.15: Propiedades mecánicas de las leyes constitutivas de los materiales.	230
Tabla 6.16: Energías almacenadas y disipadas por la estructura principal de HA en cada ensayo medidas al final del mismo y acumulada al final del ensayo C100.	234
Tabla 6.17: Energías almacenadas y disipadas por los disipadores en cada ensayo medidas al final del mismo y acumuladas al final del ensayo C100.	237
Tabla 6.18: Resumen de energías de cada ensayo medidas al final del mismo y valores acumulados al final del ensayo C100.....	239
Tabla 6.19: Energía en términos de velocidad equivalente.....	240

Abreviaturas y acrónimos

1GDL	Un único grado de libertad.
A_{Cr}	Área de las fibras de hormigón.
$a_{max,i}^t$	Máxima aceleración absoluta experimentada en cada nivel i del pórtico con disipadores.
AMPx	Código de la amasada para probetas cúbicas de pilares de planta baja.
AMx CILy	Código de la amasada para probetas cilíndricas de vigas y losa.
AMx CUy	Código de la amasada para probetas cúbicas de vigas y losa.
A_{Sr}	Área de las fibras de acero.
A_T	Área total de la planta del prototipo.
A_{VE}	Área total de la lámina del material viscoelástico N3.
b_{VE}	Alto de la lámina del material viscoelástico N3.
C	Matriz de amortiguamiento inherente del sistema.
C	Coeficiente de amortiguamiento.
C	Nivel de comportamiento sísmico de límite de colapso.
$c_{d,j}$	Coeficiente de amortiguamiento del disipador j .
CDM-1	Centro de masas del nivel 1 en el espécimen: forjado de vigas de hormigón armado.
CDM-2	Centro de masas del nivel 2 en el espécimen: marco de planchas metálicas.
CFV	Factor corrector de la velocidad.
CIIR	Caucho de clorobutilo.
c_k	Coeficiente de amortiguamiento horizontal de la planta k .
CK	Centro de rigidez o de torsión.
CM	Centro de masas.
CQC	Regla de la combinación cuadrática completa.
CV	Valor estadístico correspondiente al coeficiente de variación de los datos de la muestra.
c_{VE}	Coeficiente de amortiguamiento de la parte viscosa de la componente viscoelástica del disipador.
Cx	Terremoto de Calitri correspondiente al porcentaje de amplitud x , a saber: 25, 50, 100, 200, 300, 400 y 500.

d	Desplazamiento axial del útil de ensayo del material N3.
DBB	Método de diseño <i>Box-Behnken</i> .
$d_{D,k}$	Desplazamiento entre plantas correspondiente a la primera rótula plástica en la estructura principal.
d_i	Factor de proporción para distribuir entre la planta superior e inferior la energía disipada por las vigas de un determinado nivel.
DL	Estado límite de servicio de limitación de daño, “ <i>Damage Limitation</i> ”.
$d_{max,k}$	Desplazamiento máximo entre plantas.
$d_{N,1}$	Desplazamiento de cubierta para el instante en el que alguna planta alcanza el 2 % de su altura bajo el primer modo de vibración.
$d_{pu,k}$	Desplazamiento entre plantas correspondiente al punto de máximo cortante.
$d_{py,k}$	Desplazamiento entre plantas de fluencia.
$d_{py,N}^*$	Desplazamiento de cubierta del sistema equivalente de 1GDL.
$d_{r,k}$	Desplazamiento entre plantas.
$d_{r,k,e}$	Desplazamiento entre plantas mientras la estructura principal se mantiene elástica.
DTCAL	Paso del tiempo para la respuesta del análisis realizado con <i>IDARC 2D</i> .
DTINP	Paso del tiempo del acelerograma introducido en <i>IDARC 2D</i> .
$d_{VE,max}^+$	Desplazamiento máximo en sentido positivo de un ciclo del material VE.
$d_{VE,max}^-$	Desplazamiento máximo en sentido negativo de un ciclo del material VE.
E	Módulo de elasticidad longitudinal del material.
e_0	Excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masas.
E_{100}	Módulo de elasticidad longitudinal para el 100 % de la deformación.
E_{acero}	Energía almacenada/disipada por el acero de los pilares.
E_c	Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón.
$E_{C,k}$	Energía almacenada/disipada por una fibra de hormigón.
E_{cm}	Módulo elástico del hormigón correspondiente al módulo de deformación longitudinal secante del mismo.

E_D	Parte de la energía total introducida por el terremoto que contribuye al daño.
EDD	Dispositivos disipadores de energía.
E_{de}	Energía de deformación elástica almacenada por la parte elástica de la componente viscoelástica de los disipadores.
$E_{dv,k}$	Energía disipada por disipadores viscosos en una planta k .
$E_{dv,k,ciclo}$	Energía que disipan los disipadores en un único ciclo.
$E_{dy,k}$	Energía disipada por los n_s disipadores instalados en una planta k .
E_e	Energía de vibración elástica del sistema.
$E_{EDD,j}$	Energía disipada y almacenada por el disipador j .
$E_{EDD,PA}$	Energía disipada por los disipadores instalados en la planta alta.
$E_{EDD,PB}$	Energía disipada por los disipadores instalados en la planta baja.
E_{es}	Energía de deformación elástica almacenada por la estructura principal.
$E_{hormigón}$	Energía disipada por el hormigón de los pilares.
E_I	Energía total introducida por el terremoto (input de energía).
E_k	Energía cinética.
E-O	Dirección Este-Oeste.
e_{ox}	Distancia entre el centro de rigideces y el centro de masas.
$E_{P1,nivel A}$	Energía disipada por un pilar (P1, P2, P3, P4) en la rótula situada en un nivel concreto (A, B, C) del espécimen FVED-1.
$E_{pH,k}$	Energía de deformación plástica acumulada por la estructura principal de la planta k .
E_s	Módulo elástico del acero.
$E_{s,k}$	Energía disipada por almacenada/disipada por una fibra de acero.
E_{ST}	Energía disipada y almacenada por los pilares de la estructura principal.
E_{ts}	Tensión para la pérdida de rigidez.
E_{ξ}	Energía disipada mediante el mecanismo de amortiguamiento inherente de la estructura principal.
F_e	Fuerza dinámica horizontal.

f_c	Resistencia a compresión del hormigón.
f_{ck}	Resistencia a compresión característica del hormigón.
$f_{ct,m}$	Resistencia a tracción del hormigón.
f_d	Factor de forma de la lámina del material viscoelástico N3.
F_D	Fuerza de amortiguamiento inherente.
FDPA	Función de distribución de probabilidad acumulativa.
FDPL	Función de densidad de probabilidad log-normal.
FFT	Transformada rápida de Fourier.
$\mathbf{F}_I$	Vector de fuerzas de inercia.
$F_{IB,X,1}$	Fuerza cortante en la base obtenida a partir de las fuerzas de inercia.
$F_{IB,X,2}$	Fuerza cortante en la cubierta obtenida a partir de las fuerzas de inercia.
f_m	Frecuencia del modo m de vibración.
f_{pc}	Resistencia a compresión del hormigón obtenida en ensayos.
$f_{pc,u}$	Resistencia alcanza en la rotura.
$\mathbf{F}_s$	Fuerza recuperadora ejercida por la estructura principal.
f_t	Tensión de tracción.
FVED-1	Espécimen de ensayo “ <i>Frame with ViscoElastic Dampers</i> ”.
$F_{VE,max}^+$	Fuerza máxima en sentido positivo de un ciclo del material VE.
$F_{VE,max}^-$	Fuerza máxima en sentido negativo de un ciclo del material VE.
f_y	Resistencia a tracción del acero.
f_{yk}	Resistencia a tracción característica del acero.
G	Módulo de elasticidad transversal del material o módulo de cortante.
GDL	Grado de libertad.
G_e	Módulo de almacenamiento por cortante del material viscoelástico.
G_l	Módulo de pérdida por cortante del material viscoelástico.
G_v	Coefficiente de viscosidad del material viscoelástico.
H	Altura total del prototipo.
h_1	Altura de planta baja de los prototipos.
HA	Hormigón armado.
h_k	Altura de la planta k del prototipo.

h_{VE}	Alto de la lámina del material viscoelástico N3.
i	Como subíndice tras coma “,” para determinar cada nivel del pórtico.
IIR	Caucho de butilo.
ID	Deriva entre plantas normalizada respecto a la altura de la planta.
ID_r	Deriva residual entre plantas normalizada respecto a la altura de la planta.
I_r	Inercia rotacional.
j	Como subíndice tras coma “,” para determinar cada número de disipador.
J	Vector de arrastre.
J_{X,1}	Vector de arrastre para el GDL de traslación en X en el nivel 1.
J_{Y,1}	Vector de arrastre para el GDL de traslación en Y en el nivel 1.
J_{Z,1}	Vector de arrastre para el GDL de rotación en Z en el nivel 1.
J_{X,2}	Vector de arrastre para el GDL de traslación en X en el nivel 2.
J_{Y,2}	Vector de arrastre para el GDL de traslación en Y en el nivel 2.
J_{Z,2}	Vector de arrastre para el GDL de rotación en Z en el nivel 2.
k	Como subíndice tras coma “,” para determinar cada planta del pórtico.
K	Matriz de rigidez del sistema.
$k_{0,k}^{trial}$	Total de la rigidez axial ficticia de una planta por parte de los disipadores viscosos lineales.
$k_{d,j}^{trial}$	Rigidez axial ficticia que representa el disipador viscoso lineal.
$k_{dpy,k}$	Rigidez lateral elástica inicial de planta del pórtico con los disipadores.
$k_{p,k}$	Rigidez lateral elástica inicial de la planta k del pórtico.
k_T	Rigidez a torsión del material N3.
$k_{VE,k}$	Rigidez del disipador VE de la planta k .
L_1	Factor de excitación modal del primer modo de vibración.
L_C	Línea de columna del prototipo.
L_F	Línea de pórtico del prototipo.
L_p	Longitud de la rótula plástica.
LS	Nivel de comportamiento sísmico de seguridad para la vida.

L_{Xi}	Longitud del vano en dirección X del prototipo.
L_{Yi}	Longitud del vano en dirección Y del prototipo.
m	Como subíndice “ m ” para determinar el modo de vibración correspondiente.
m^*	Masa equivalente del sistema de un grado de libertad.
$\mathbf{M}$	Matriz de masas del sistema.
M	Masa total del sistema.
M_{cr}	Momento de fisuración del hormigón.
MGDL	Múltiples grados de libertad.
$\bar{m}_i$	Fracción de masa relativa de cada nivel del pórtico.
m_i	Masa correspondiente al nivel i .
M_{IB}	Momento obtenido a partir de las fuerzas de inercia.
$m_{mov,m}$	Masa modal movilizada del modo m multiplicada por la aceleración de la gravedad.
$m_{mov,m}$ $/m_{mov,tot}$	Masa modal movilizada del modo m multiplicada por la aceleración de la gravedad en relación con el total de $m_{mov,tot}$.
Mo	Valor estadístico correspondiente a la moda de los datos de la muestra.
MP-TTD	Denominación del nuevo disipador híbrido Tubo en Tubo - Multifásico, “ <i>Multi-Phased Tube in Tube Damper</i> ”.
M_T	Momento torsor.
M_y	Momento de fluencia.
M_W	Magnitud de momento de la aceleración del suelo.
n	Parámetro que determina cómo influye en la distribución de energía el tipo de estructura.
N	Fuerza ejercida en la dirección axial.
N	Como subíndice “ N ” o superíndice “ N ” para referirse al número de plantas del prototipo o a la planta de cubierta.
N3	Material viscoelástico empleado en el Capítulo 2 y Capítulo 6 .
N_B	Número de vigas por pórtico del prototipo.
NC	Nivel de comportamiento sísmico de proximidad al colapso.
N_C	Número de columnas por pórtico del prototipo.
N_D	Número de disipadores por pórtico del prototipo.

$N_{d,j}^{max}$	Máxima fuerza axial ejercida por cada disipador de planta del pórtico.
n_{eq}	Número de ciclos equivalentes.
$n_{eq,d,e}$	Número de ciclos equivalentes de los disipadores viscosos empleado en el Capítulo 4 .
$n_{eq,d,e,k}$	Número de ciclos equivalentes de los disipadores viscosos de una planta k en el instante t_m en el escenario 1.
$n_{eq,d,p,k}$	Número de ciclos equivalentes de los disipadores viscosos de una planta k en el instante t_m en el escenario 2.
n_f	Número de factores.
N-S	Dirección Norte-Sur.
n_s	Número de disipadores instalados en la planta k .
N_{test}	Número de experimentos requerido para definir el DBB.
N_{VE}	Fuerza axial ejercida por la componente VE.
$N_{v_{j,1}}$	Valor máximo de la fuerza de la componente viscosa ejercida por el disipador en la dirección de su eje.
N_{VX}	Número de vanos en la dirección X del prototipo.
N_{VY}	Número de vanos en la dirección Y del prototipo.
O	Nivel de comportamiento sísmico operacional.
PBD	Diseño basado en el desempeño.
PEER	“ <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i> ”.
PGA	Pico de máxima aceleración de la historia temporal de la señal sísmica.
PGA_{H1}	Pico de máxima aceleración de la señal la dirección horizontal Este-Oeste o Norte-Sur, ortogonal a PGA_{H2} .
PGA_{H2}	Pico de máxima aceleración de la señal la dirección horizontal Este-Oeste o Norte-Sur, ortogonal a PGA_{H1} .
PGD	Pico de máximo desplazamiento de la historia temporal de la señal sísmica.
PGV	Pico de máxima velocidad de la historia temporal de la señal sísmica.
p_k	Parámetro que determina cómo influye en la distribución de energía la desviación de resistencia de una planta respecto al valor óptimo.
P_N	Prototipo empleado en el estudio paramétrico (P3, P6 o P9).
PN6	Prototipo empleado en la validación del método energético (PN6).

P_{NCR}	Probabilidad de superar la acción sísmica de referencia en un determinado tiempo.
PSD	Densidad espectral de potencia.
PSUPx	Código de la amasada para probetas cúbicas de pilares de planta alta.
$p_{t,k}$	Parámetro que determina cómo influye en la distribución de energía los efectos de torsión.
Q	Cortante resistido.
$Q_{dpy,k}$	Resistencia lateral de planta del pórtico con los disipadores.
$\bar{Q}_i$	Distribución de fuerzas cortantes de cada planta correspondiente a la distribución óptima del cociente de fuerza cortante $\bar{\alpha}_{i,opt}$.
$Q_{py,k}$	Resistencia lateral de planta del pórtico.
$Q_{y,ST}$	Resistencia lateral aportada por la estructura principal sin disipadores del espécimen.
R_c	Número de fibras totales asignadas al hormigón.
R_{RUP}	Distancia más corta a la falla.
R_s	Número de fibras totales asignadas al acero.
RSN	Código para identificar la señal de un terremoto en el PEER.
r_x	Radio de torsión.
R_μ	Factor reductor que afecta al desplazamiento del sistema equivalente de 1GDL.
SAD	Sistema de adquisición de datos.
S_{ae}	Pseudo-aceleración espectral de respuesta del sistema equivalente de 1GDL para el punto donde la prolongación de la recta tangente a la rigidez inicial e idealizada corta con el espectro elástico de respuesta.
S_{ay}	Pseudo-aceleración espectral de respuesta del sistema equivalente de 1GDL para el punto de la curva bilineal correspondiente al desplazamiento de fluencia $d_{py,N}^*$.
S_d	Espectro de respuesta elástico en términos de desplazamiento.
SD	Estado límite último para daño significativo, “ <i>Significant Damage</i> ”.
S_e	Espectro de respuesta elástico en términos de pseudo-aceleración.
SEAOC	Asociación de Ingenieros de Estructuras de California. “Structural Engineers Association of California”.
S_k	Coeficiente que aplica en la ley de distribución de la energía $E_{pH,k}$.

SPL	Niveles de comportamiento sísmico. “ <i>Seismic Performance Levels</i> ”.
SRSS	Regla de la raíz cuadrada de los cuadrados.
ST	Estructura principal sin disipadores.
ST_{VE}	Estructura principal equipada con el disipador híbrido encontrándose activa únicamente la componente VE.
T^*	Período del sistema equivalente de 1GDL.
$T_{1,e}$	Período del modo fundamental de vibración del pórtico con la componente elástica de los disipadores viscoelásticos.
T_C	Período de esquina del espectro de respuesta elástico que delimita la zona de aceleración constante y la zona de velocidad constante.
$T_{eff,1}$	Período efectivo del sistema equivalente de 1GDL.
t_m	Instante en el cual la cubierta alcanza el máximo desplazamiento.
T_m	Período del modo m de vibración del pórtico sin disipadores.
TMTD	Disulfuro de tetrametiluram.
$T_{s,1}$	Período de la estructura dentro del rango $T_1 < T_{s,1} < 1.4 \cdot T_1$.
$T_{T,1}$	Pseudo-período ficticio del primer modo de vibración.
t_{VE}	Espesor de la lámina del material viscoelástico N3.
u	Movimiento lineal o angular relativo medido respecto a la base del sistema (suelo).
$\mathbf{u}$	Vector de desplazamientos relativos.
$\dot{u}$	Velocidad lineal o angular relativo medido respecto a la base del sistema (suelo).
$\dot{\mathbf{u}}$	Vector de velocidades relativas.
$\ddot{u}$	Aceleración lineal o angular relativo medido respecto a la base del sistema (suelo).
u_1, u_2, u_3	Grados de libertad del modelo de masas concentradas: traslación en X , traslación en Y , y rotación alrededor del eje Z del primer nivel.
u_4, u_5, u_6	Grados de libertad del modelo de masas concentradas: traslación en X , traslación en Y , y rotación alrededor del eje Z del segundo nivel.
u_g	Movimiento lineal o angular del suelo.
$\dot{u}_g$	Velocidad lineal o angular del suelo.
$\ddot{u}_g$	Aceleración lineal o angular del suelo.

u^t	Movimiento lineal o angular total (o absoluto) del sistema medido respecto a un sistema fijo de referencia newtoniano ($u^t = u_g + u$).
$\dot{u}^t$	Velocidad lineal o angular total (o absoluto) del sistema medido respecto a un sistema fijo de referencia newtoniano ($\dot{u}^t = \dot{u}_g + \dot{u}$).
u_i^t	Desplazamiento horizontal del nivel i del pórtico respecto a un sistema de referencia fijo newtoniano.
$\ddot{\mathbf{u}}^t$	Vector de aceleraciones absolutas.
$\ddot{u}^t$	Aceleración lineal o angular total (o absoluto) del sistema medido respecto a un sistema fijo de referencia newtoniano ($\ddot{u}^t = \ddot{u}_g + \ddot{u}$).
$\ddot{u}_i^t$	Aceleración máxima absoluta de cada nivel i de la estructura.
V_D	Parte de la energía total que contribuye al daño introducida por el terremoto en el sistema en términos de velocidad equivalente.
$V_{D,DL}$	Energía que contribuye al daño en términos de velocidad equivalente para el estado de limitación del daño (DL).
$V_{D,NC}$	Energía que contribuye al daño en términos de velocidad equivalente para el estado cercano al colapso (NC).
$V_{D,LS}$	Energía que contribuye al daño en términos de velocidad equivalente para el estado de seguridad para la vida (LS).
V_E, V_e	Energía total introducida por el terremoto en el sistema en términos de velocidad equivalente.
VE	Componente viscoelástica del disipador híbrido MP-TTD, “ViscoElastic”.
$v_{k,1}$	Velocidad máxima relativa horizontal de la planta k .
$V_{max,k}$	Cortante máximo en una planta k .
$V_{p,k}$	Cortante de planta en el instante t_m .
$V_{pD,k}$	Cortante de planta correspondiente a la formación de la primera rótula plástica.
$V_{pu,k}$	Cortante máximo de la curva de capacidad de la estructura principal.
$V_{py,k}$	Cortante de planta de fluencia de la estructura principal.
$V_{py,1}^*$	Cortante de planta de fluencia del sistema equivalente de 1GDL.
$V_{S,30}$	Velocidad media de la onda de corte a una profundidad de 30 m.
$W_{beam,i}$	Energía disipada por la viga situada en el nivel i .
W_i	Peso de cada nivel del pórtico.

$\bar{x}$	Valor estadístico correspondiente a la media de los datos de la muestra.
$\bar{\alpha}_i$	Coeficiente de fuerza cortante de fluencia para el nivel i .
α_k	Coeficiente de fuerza cortante para cada planta k .
$\bar{\alpha}_{k,opt}$	Coeficiente de fuerza cortante óptimo para cada planta k .
$\alpha_{p,k}^{max}$	Valor máximo para el coeficiente de fuerza cortante de planta del pórtico.
α_{VE}	Coeficiente de velocidad lineal del disipador VE.
β_E	Factor para obtener el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón.
γ	Distorsión angular o deformación por cortante.
γ_0	Máxima distorsión angular o deformación por cortante.
$\dot{\gamma}$	Velocidad de la distorsión angular.
$\dot{\gamma}_0$	Máxima velocidad de la distorsión angular.
γ_u	Distorsión angular última.
$\mathbf{\Gamma}$	Operador matricial que modela los disipadores viscoelásticos.
Γ_m	Factor de participación modal del modo m .
δ	Ángulo de desfase entre la tensión y la deformación de un material VE.
Δd_{j1}	Desplazamiento relativo máximo entre los extremos del disipador.
$\Delta v_{j,1}$	Velocidad relativa en la dirección del eje del disipador.
Δ_W	Energía disipada por el material VE en un ciclo
ε	Deformación unitaria.
ε_0	Deformación unitaria máxima.
$\varepsilon_{c,0}$	Deformación unitaria del hormigón ante la fuerza máxima.
ε_{Cr}	Deformación unitaria de las fibras de hormigón.
$\varepsilon_{c,u}$	Deformación unitaria del hormigón cuando se alcanza la tensión de rotura.
ε_{pl}	Deformación unitaria plástica.
ε_{Sr}	Deformación unitaria de las fibras de acero.
ε_u	Deformación unitaria última.
ε_y	Deformación unitaria de fluencia.

$\eta_k(t_m)$	Relación entre energía disipada mediante deformaciones plásticas por la estructura principal en una planta k en el instante t_m con la energía correspondiente al área encerrada por la curva de capacidad de la planta k hasta el punto de desplazamiento máximo entre plantas de dicha planta.
$\eta_{loss}, \tan(\delta)$	Factor de pérdida del material VE.
θ_{cr}	Rotación de fisuración del hormigón.
θ_j	Ángulo que forma el eje longitudinal del disipador con la horizontal.
θ_{SD}	Rotación al estado límite último para daño significativo.
θ_{TOP}	Rotación de la planta superior (de cubierta) respecto a la base (suelo). Medida sobre el eje vertical que pasa por el CM.
θ_u	Rotación última.
θ_u^{pl}	Capacidad de rotación plástica hasta alcanzar θ_u .
θ_y	Rotación de fluencia.
λ_a	Factor de escala aplicado a la aceleración.
λ_d	Factor de escala aplicado al desplazamiento.
λ_L	Factor de escala aplicado a las dimensiones lineales.
λ_t	Factor de escala aplicado al tiempo.
λ_v	Factor de escala aplicado a la velocidad.
λ_σ	Factor de escala aplicado a la tensión en los materiales.
$\mu_k(t_m)$	Relación entre deformación plástica máxima aparente entre plantas alcanzada por una planta k en el instante t_m con la deformación de fluencia.
ν	Coeficiente de Poisson del material.
ξ_m	Fracción de amortiguamiento total de la estructura con disipadores en el modo m .
ξ_{VE}	Fracción de amortiguamiento del material viscoelástico N3.
ξ_{vm}	Fracción de amortiguamiento en el modo m que introduce el disipador viscoso.
ρ	Densidad del material.
σ	Tensión normal. También corresponde al valor estadístico de la desviación típica de los datos de la muestra.
σ_{Cr}	Tensión de las fibras de hormigón.

σ_{sr}	Tensión de las fibras de acero.
σ_u	Tensión normal última.
σ_y	Tensión normal de fluencia.
τ	Tensión tangencial.
τ_0	Tensión tangencial máxima.
φ_u	Curvatura última.
φ_y	Curvatura de fluencia.
$\phi_{k,1}$	Componente del autovector del primer modo de vibración para la planta k .
Φ_m	Vector modo m de vibración.
ψ	Coefficiente de absorción de energía del material VE.
ω_m	Frecuencia angular o circular.

Capítulo 1. Introducción

1.1. Estado del arte

Existen diferentes formas de abordar el diseño de estructuras bajo cargas dinámicas. El enfoque tradicional consiste en diseñar la estructura principal para que resista las cargas verticales gravitatorias, las cargas sísmicas laterales y sea capaz de disipar la mayor parte de la energía introducida por el terremoto. En el caso de estructuras porticadas esto último se consigue plastificando los extremos de vigas y columnas sin que la estructura principal colapse. Se admiten, por lo tanto, daños estructurales importantes y es muy probable que la estructura haya que demolerla después de un terremoto severo, pero es la forma de abordar de manera económica el hecho de que las acciones sísmicas tengan menor probabilidad de ocurrencia que las gravitatorias, pero son mucho más intensas que las cargas de gravedad o viento. Los terremotos de 1994 en Northridge (EE.UU.) y el terremoto de 1995 en Kobe (Japón) pusieron fuertemente en cuestión este planteamiento porque provocaron grandes pérdidas económicas. Por ello, a principios del siglo XXI se inició un nuevo paradigma de proyectos denominado Diseño Basado en el Desempeño (PBD) que, además de proteger la vida de las personas, está orientado también a controlar el nivel de daño de la estructura y las correspondientes pérdidas económicas. Una de las soluciones más eficientes para conseguir los objetivos del PBD es utilizar sistemas de control pasivo consistentes en la instalación de dispositivos (disipadores de energía) capaces de absorber la mayor parte de la energía introducida por el terremoto. Estos dispositivos de disipación de energía (EDD) pueden proteger la estructura llegando a evitar que se generen rótulas plásticas en la estructura principal ante acciones sísmicas severas. Las primeras estructuras con disipadores de energía datan de principios de los años 1970 ^[80] y desde entonces su crecimiento ha sido exponencial.

1.1.1. Estructuras con disipadores viscoelásticos

Dentro de los sistemas de control existentes (activo, semi-activo, pasivo o híbridos) los sistemas pasivos son los más empleados porque no requieren fuentes externas de energía. Dentro de esos sistemas de control pasivo están los sistemas con disipadores de energía, el aislamiento de base y los sistemas con amortiguadores de masa. Dentro de los primeros se pueden distinguir los dispositivos de disipación de energía (EDD) dependientes del desplazamiento y los dependientes de la velocidad. Respecto a los EDD dependientes de la velocidad, podemos mencionar los que funcionan a través de fluidos viscosos y los que utilizan materiales viscoelásticos (VE) ^[20]. Esta Tesis está centrada en los disipadores dependientes de la velocidad que emplean materiales viscoelásticos. Tienen la ventaja de que se activan y pueden disipar energía con desplazamientos muy pequeños, son mucho más económicos que los basados en fluidos viscosos. Los materiales viscoelásticos se han utilizado durante mucho tiempo para

reducir con éxito las vibraciones introducidas por el viento y los terremotos leves en los edificios [9, 60, 94]. Uno de los inconvenientes de los VE es que sus características mecánicas son sensibles a la temperatura, a la amplitud de la deformación y a la frecuencia de excitación.

1.1.2. Estructuras con disipadores híbridos

En los últimos años se está trabajando en disipadores de energía híbridos que combinen en serie o en paralelo, y en un mismo dispositivo, mecanismos de disipación de energía dependientes de la velocidad y mecanismos dependientes del desplazamiento [87]. Como mecanismos dependientes del desplazamiento se suele recurrir a la plastificación de elementos metálicos o a la fricción [26, 44, 84, 86]. Los mecanismos basados en la plastificación de metales son muy robustos, tienen una elevadísima capacidad de disipación de energía, y no dependen de la temperatura o de la frecuencia. Sin embargo, tienen el inconveniente de que no se activan con desplazamientos muy pequeños y pueden ser ineficientes para terremotos moderados. La referencia [49] proporciona un estado del arte actualizado sobre disipadores metálicos.

Los disipadores híbridos buscan potenciar las fortalezas de los disipadores dependientes de la velocidad y de los dependientes del desplazamiento, y minimizar sus debilidades. En las siguientes referencias se puede encontrar información sobre el estado del arte de distintos tipos de estos dispositivos: EDD viscoelásticos y metálicos con capacidad de auto-centrado [52], EDD metálicos con fluidos viscosos en paralelo [91] y EDD metálicos con una parte viscoelástica o fluido viscoso conectada en paralelo o en serie [63].

1.2. Motivación y objetivo general de la tesis

Esta tesis está centrada en la componente dependiente de la velocidad de disipadores de energía híbridos y el objetivo general es investigar un nuevo material VE que sirva para materializar esta componente, y desarrollar un nuevo método basado en el balance energético de Housner-Akiyama [43] para verificar en general estructuras con disipadores dependientes de la velocidad sometidos a cualquier nivel de terremoto (frecuente o severo). El método desarrollado se puede aplicar a estructuras con disipadores híbridos sometidas a terremotos moderados que movilicen únicamente la componente VE. El enfoque energético de Housner-Akiyama se ha desarrollado fundamentalmente para sistemas con disipadores dependientes del desplazamiento, y prácticamente nada para disipadores dependientes de la velocidad, lo cual constituye una de las principales motivaciones de la tesis.

1.2.1. Objetivos particulares de la tesis

Los objetivos particulares planteados y que han sido alcanzados en su totalidad son los siguientes:

- Estudiar los materiales viscoelásticos de bajo coste susceptibles de ser implementados en disipadores de energía híbridos.
- Investigar, mediante simulaciones numéricas y estudios paramétricos, el comportamiento de estructuras equipadas con disipadores dependientes únicamente de la velocidad; concretamente en los siguientes aspectos:
 - El número de ciclos equivalentes cuando la estructura principal se mantiene elástica y cuando la estructura principal plastifica bajo el terremoto de proyecto.
 - La relación entre la respuesta dinámica global bajo terremotos frecuentes para los cuales la estructura principal se mantiene elástica (desplazamientos máximos entre plantas, aceleraciones máximas absolutas, etcétera) y las propiedades de dichos disipadores (resistencia, rigidez, coeficiente de viscosidad, etcétera).
 - La distribución de energía de deformación plástica en cada planta en la estructura principal bajo el terremoto de proyecto bajo el cual se permite que la estructura principal plastifique de forma moderada.
 - Para el terremoto de proyecto, la relación entre la energía de deformación plástica acumulada en la estructura principal normalizada y el desplazamiento máximo normalizado en el instante de máximo desplazamiento de cubierta.
 - Para el terremoto de proyecto, el reparto de la energía total disipada en cada planta entre la estructura principal y los disipadores viscosos.
- Investigar mediante simulaciones numéricas la influencia de la componente elástica del material VE en el comportamiento global de la estructura equipada con disipadores que emplean materiales viscoelásticos.
- Proponer un método de proyecto y verificación basado en el enfoque energético de Housner-Akiyama para proyectar estructuras equipadas con disipadores dependientes únicamente de la velocidad, que permita predecir la respuesta en los escenarios de máximo desplazamiento y de máxima velocidad.
- Extender el método de proyecto propuesto a estructuras con disipadores híbridos que emplean materiales VE cuando sólo esta activada la componente VE.
- Estudiar experimentalmente mediante ensayos dinámicos con mesa sísmica el comportamiento sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con disipadores híbridos que emplea materiales VE, bajo terremotos frecuentes que movilicen sólo la componente VE.

1.2.2. Metodología y recursos

La metodología a emplear contempla dos enfoques: uno numérico y otro experimental. El primero se basa en las simulaciones numéricas consistentes fundamentalmente en cálculos dinámicos directos no lineales con modelos 3D empleando programas de elementos finitos para análisis no lineal como *OpenSEES* ^[65] e *IDARC 2D v7.0* ^[73], y en desarrollar modelos matemáticos y algoritmos para automatizar los cálculos y procesos empleando programas de cálculo matricial como *Matlab R2021b* ^[64]. Respecto al enfoque experimental, se han realizado dos tipos de ensayos: (i) ensayos dinámicos con estructuras de hormigón armado equipadas con disipadores híbridos excitadas en una mesa sísmica a niveles de aceleración del suelo que movilicen sólo la componente VE; y (ii) ensayos de forma aislada de un nuevo material VE.

Los ensayos con mesa sísmica se han realizado con la mesa sísmica biaxial de 3 x 3 m² situada en el laboratorio de estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Granada (UGR). Los ensayos del material VE aislado se ha llevado a cabo con actuadores dinámicos en el laboratorio de estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Para el vulcanizado del material VE se ha empelado el horno de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

1.3. Contribución científica y académica derivada de la tesis

El autor de esta tesis ha sido beneficiario de una beca de Formación de Personal Investigador (FPI) financiado por el Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades vinculada al proyecto MEC BIA2017 88814 R con el título de “Estudio numérico y experimental de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores de energía híbridos que combinan componentes viscosas y elastoplásticas”. Esta beca permite la contratación del autor por un período de 4 años, durante los cuales forma parte del programa de Doctorado en Ingeniería Mecánica en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Período en el cual ha podido generar la siguiente producción científica y académica.

1.3.1. Artículos en revistas indexadas JCR

Autores: Amadeo Benavent-Climent, David Escolano-Margarit, Yuriy Yurkin, Hermes Ponce-Parra y Julio Arcos-Espada.

Título: “*Shake table tests on a reinforced concrete waffle-flat plate structure with new hybrid energy dissipation devices*”.

Revista: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

ISSN: 0098-8847.

Publicación: Volumen 52(3), páginas 727-749. Marzo de 2023.

Editorial: Wiley.

Factor de impacto (2022) y ranking JCR: 4.500; (29/139 - Q1) in Civil Engineering

DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.3785>

Autores: Amadeo Benavent-Climent, David Escolano-Margarit, Julio Arcos-Espada y Hermes Ponce-Parra.

Título: “*New Metallic Damper with Multiphase Behavior for Seismic Protection of Structures*”.

Revista: *Metals*.

ISSN: 2075-4701.

Publicación: Volumen 11(2), 183. Febrero de 2021.

Editorial: MDPI.

Factor de impacto (2021) y ranking JCR: 2.695; (25/79 – Q2) in Metallurgy & Metallurgical Engineering.

DOI: <https://doi.org/10.3390/met11020183>

1.3.2. Artículo en revista rusa indexada RSCI

Autores: Yuriy Yurkin, Hermes Ponce-Parra, Roman Rogozhkin y Darya Varankina [].
Título: “*Influence of compressive force on the characteristics of a viscoelastic material*”.
Revista rusa: *Engineering Journal of Don*.
ISSN: 2073-8633.
Publicación: Volumen 7, 91. Abril de 2022.
Editorial: Academia Rusa de Ingeniería.
Factor de impacto (2021) y ranking RSCI: 0.342; (Q3) in Civil Engineering.
DOI: <http://www.ivdon.ru/en/magazine/archive/n7y2022/7815>

1.3.3. Patente de invención con examen

Inventores: Amadeo Benavent-Climent, David Escolano-Margarit, Julio Arcos-Espada y Hermes Ponce-Parra.
Título de la patente: *Disipador de energía híbrido multifase para la protección de estructuras frente a vibraciones por sismo y viento*.
Número de referencia: ES 2 920 158 B2.
Titular de la patente: Universidad Politécnica de Madrid (UPM).
Fecha de publicación de la concesión: 17 de febrero de 2023.
Enlace: http://www.oepm.es/pdf/ES/0000/000/02/92/01/ES-2920158_B2.pdf

1.3.4. Participación en congresos

Autores: Julio Arcos-Espada, Hermes Ponce-Parra, David Escolano-Margarit, Amadeo Benavent-Climent.
Título: “*A new multiphase tube in tube damper for seismic protection of structures*”.
Congreso: 3rd European conference on earthquake engineering & seismology. Bucarest, Rumania, 4 a 9 de septiembre de 2022.
Editorial: Conspress.
Publicación: páginas 2509 a 2515.
Enlace: <https://doi.org/10.5944/bicim2022.226>

Autores: Amadeo Benavent-Climent, David Escolano-Margarit, Julio Arcos-Espada, Hermes Ponce-Parra.
Título: *Respuesta dinámica de estructuras con amortiguadores híbridos obtenida mediante ensayos con mesa vibrante*.
Congreso: XV Congreso Iberoamericano de Ingeniería Mecánica. Madrid, España, 22 a 24 de noviembre de 2022.
Editorial: Springer.
Publicación: Libro de actas, volumen 5, páginas 259 a 266.

1.3.5. Capítulo de libro

Autor: Hermes Ponce-Parra.
Título del libro: “*All about structures*”.
Título del capítulo: *Ensayo sísmico de estructuras en laboratorio*.
ISBN: 978-84-9728-604-6.
Editorial: Instituto Juan de Herrera.

Publicación: Capítulo páginas 209-218. Junio de 2022.

1.3.6. Contribución académica

Al margen de la producción científica, durante el período de elaboración de la tesis, el autor pudo realizar contribuciones académicas de valor, tales como:

- Curso MOOC publicado en *Miriadax*: “*OpenSEES* para el análisis dinámico de estructuras”. La plataforma *Miriadax* está constituida por cursos creados por profesores de diferentes universidades del mundo.
- Colaboraciones docentes con una duración total de 169.5 horas repartidas en diferentes asignaturas dentro del departamento de Ingeniería Mecánica. Con especial hincapié en la enseñanza del software *Matlab R2021b* y *OpenSEES*.
- Participación en el proyecto de innovación docente “*Shaking Contest*”.
- Co-tutela de dos trabajos finales de máster (TFM) en el Máster de Ingeniería Sísmica y de un trabajo final de grado (TFG) en el Grado de Ingeniería Industrial.
- Ha sido galardonado con el primer premio del concurso regional “Tesis en 3 minutos” de 2023 en la rama de ingeniería y arquitectura. En este concurso participan todas las universidades públicas de Madrid y consiste en divulgar la investigación llevada a cabo en esta tesis en tan solo 3 minutos.
- Ha publicado notas de prensa sobre la patente del disipador MP-TTD y el trabajo llevado a cabo en esta tesis, haciéndose eco de ello la cadena de televisión RTVE.

1.4. Mención internacional

El autor de esta tesis opta a la mención internacional por haber realizado una estancia en la Universidad de Vyatka, en la ciudad de Kirov (Rusia) desde el 20 de febrero de 2022 hasta el 20 de mayo de 2022, bajo la tutela del profesor Yuriy Yurkin con el que comparte la publicación de un artículo en una revista indexada JCR y otro artículo en revista rusa indexada RSCI. Allí participó en el desarrollo del nuevo material viscoelástico N3 estudiado en esta tesis, colaborando en la definición de las combinaciones de los componentes de la mezcla y en los ensayos para caracterizar sus capacidades mecánicas hasta lograr unos resultados óptimos.

El programa llevado a cabo durante la estancia se resume brevemente de la siguiente manera:

- Elastómeros termoplásticos con barita.
 - Determinación de sus propiedades en función de la cantidad de barita y aceite.
 - Determinación de sus propiedades a partir del tipo y contenido de polímero adicional absorbente de vibraciones.
 - Evaluación de los resultados obtenidos.
- Elastómeros expansivos con capacidad de amortiguamiento.
 - Optimización de la composición del material C25.
 - Optimización de la composición del material N3.
- Elastómeros termoplásticos con capacidad de amortiguamiento.
 - Elección del elastómero termoplástico en concreto.

- Estudio de la influencia de la proporción de plastificante, de las resinas, del segundo polímero y de la fracción de relleno empleado sobre las propiedades mecánicas de los composites.
- Optimización de la composición del material C6.

1.5. Estructura de la tesis

La tesis está compuesta por 7 capítulos que contienen toda la información necesaria para cumplir los objetivos propuestos en el **Apartado 1.2.1** de este capítulo.

En el **Capítulo 1** se introduce el estado del arte y el planteamiento del problema, junto con las contribuciones que aporta esta tesis en el estudio de sistemas pasivos de protección de estructuras frente a terremotos.

En el **Capítulo 2** se estudia la fabricación y caracterización de nuevos materiales viscoelásticos que fueron desarrollados por el autor en colaboración con el profesor Yuri Yurkin de la Universidad de Vyatka, en Kirov (Rusia) durante su estancia internacional. Se estudian los materiales empleados para la mezcla del material elastomérico y se propone una formulación predictiva para obtener la combinación óptima de productos químicos que permite obtener un nuevo material VE con propiedades mejoradas respecto a los existentes en el mercado y de bajo coste. Se realizan estudios para analizar el comportamiento dinámico del material bajo diferentes frecuencias y temperaturas.

En el **Capítulo 3** se realiza un estudio paramétrico masivo para caracterizar la respuesta sísmica de tres prototipos de hormigón armado de 3, 6 y 9 alturas con disipadores dependientes de la velocidad. Se realizan análisis dinámicos directos empleando modelos numéricos a los que se les introduce una amplia gama de señales de aceleración del suelo proveniente de terremotos reales para analizar la respuesta empleando disipadores viscosos con diferentes fracciones de amortiguamiento, a saber: 10 %, 20 %, 30 % y 40 %. Una vez procesada esa información se generan ecuaciones que permiten predecir el número de ciclos equivalentes del disipador cuando la estructura se mantiene elástica y el número de ciclos equivalentes de la estructura cuando ésta plastifica.

En el **Capítulo 4** se desarrolla el método de predicción de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad basado en el concepto de balance energético de Housner-Akiyama, empleando la información procesada en el capítulo anterior. El método se plantea para determinar la respuesta en el instante de máximo desplazamiento y de máxima velocidad. No se aborda la predicción en el instante de máxima aceleración absoluta.

En el **Capítulo 5** se realiza la validación del método energético propuesto para predecir la respuesta sísmica de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad. Se emplea un prototipo de estructura de hormigón armado diferente a los empleados en el estudio paramétrico

y se realizan análisis dinámicos directos con terremotos diferentes a los empleados para determinar las ecuaciones predictivas del número de ciclos.

En el **Capítulo 6** se analiza la respuesta experimental de un prototipo de estructura porticada de hormigón armado a escala de 1/3 con disipadores de energía híbridos. El espécimen es ensayado bajo la señal del terremoto de Irpinia, registrado por la estación Calitri bajo tres amplitudes diferentes de aceleración en la base: 25 % (C25), 50 % (C50) y 100 % (C100) para las cuales la estructura de hormigón armado se mantiene elástica y únicamente se moviliza la componente VE del disipador híbrido.

En el **Capítulo 7** se muestran las conclusiones que se desprenden de los capítulos presentados, junto con un apartado para indicar las futuras líneas de investigación.

Capítulo 2. Desarrollo y caracterización de nuevos materiales viscoelásticos

El material viscoelástico (VE) empleado en esta tesis, que llamaremos N3 a partir de ahora, es un material novedoso que surge como resultado de multitud de pruebas, ensayos, y corrección de las componentes y proporciones de los productos con los que se fabrica hasta conseguir las prestaciones deseadas para poder ser utilizado en un nuevo disipador de energía híbrido. Estos disipadores de energía están pensados para ser instalados en un edificio, donde el material N3 debe encargarse de absorber la energía que introducen los considerados terremotos frecuentes (con periodos de retorno del orden de 95 años), de proyecto (con períodos de retorno de 475 años) o las vibraciones producidas por el viento, entre otros, limitando los desplazamientos laterales del edificio. El diseño y configuración de este material VE incorporado dentro de un nuevo disipador de energía híbrido se ensaya en una estructura de hormigón armado porticada construida a escala y sometida a cargas sísmicas mediante una mesa vibratoria para verificar su eficiencia.

El autor de esta tesis realizó una estancia en la Universidad de Vyatka (Kirov, Rusia) con el profesor Yuriy Yurkin como tutor, donde participó en el desarrollo de este nuevo material VE colaborando en la definición de las combinaciones de componentes y en los ensayos para caracterizar sus capacidades mecánicas hasta lograr unos resultados exitosos. Es allí donde da comienzo la parte de la investigación de esta tesis relativa al desarrollo y caracterización de nuevos materiales viscoelásticos. Cabe destacar que el Doctor Yuriy Yurkin es experto en ciencia de materiales y director del programa de Máster de Eficiencia Energética de Edificios y del programa de Doctorado de Materiales y Productos de Construcción en el departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Vyatka.

Para comprender bien este capítulo, es necesario adentrarse en el mundo de los polímeros y conocer bien sus propiedades para así poder identificar la relación entre la composición de la mezcla para producir el material N3 y su comportamiento dinámico y mecánico.

Los cuatro objetivos principales de este capítulo son los siguientes:

1. Estudiar el efecto de los plastificantes y rellenos en el tiempo de vulcanización y en la rigidez de la mezcla resultante.
2. Estudiar las características mecánicas de la mezcla resultante
3. Desarrollar la composición óptima de la mezcla del material viscoelástico que proporciona las mejores propiedades mecánicas.
4. Estudiar la influencia de la temperatura del material y la frecuencia de excitación sobre las propiedades mecánicas del material N3.

2.1. Bases del material VE y sus componentes

El polímero que gobierna el material N3 es el caucho de clorobutilo (CIIR), al cual se le irán añadiendo una serie de componentes plastificantes y de relleno, que veremos más adelante, para ir optimizando sus propiedades mecánicas. La otra singularidad de este material es que el agente vulcanizador empleado será el tiuram. Este agente mejora las propiedades del material VE si se compara con una mezcla anteriormente investigada, denominada C25, que mostraba unas propiedades dinámicas similares, pero menor resistencia y deformabilidad. El material C25 fue empleado en una estructura de hormigón armado de pilares sobre forjado reticular; se puede ampliar la información sobre los ensayos realizados en este espécimen en las referencias [13, 14]. El tiuram, con respecto a otros agentes vulcanizantes, permite llevar a cabo la vulcanización del compuesto en muy poco tiempo y mejora las características mecánicas del material resultante. Dicho cambio es el que le concede la mayor novedad científica y mejor competencia en el mercado dada la carencia de materiales con propiedades similares.

En la **Tabla 2.1** podemos ver todos los elementos que componen la mezcla con la proporción de material empleado en el primer tanteo del material N3 propuesto por el profesor Yuriy Yurkin en la última columna.

Tabla 2.1: Composición básica de la mezcla para el material N3.

Función	Componente	Código	Peso	%
Polímero base	Caucho de clorobutilo	HBK-139	26.00 g	25.77 %
Plastificante	Aceite industrial	I-40	9.30 g	9.22 %
Relleno inerte	Carbonato cálcico	CaCO ₃	50.00 g	49.55 %
Relleno activo	Negro de carbón	CB P-803	10.00 g	9.91 %
Relleno expansivo	Microesferas <i>Expancel</i>	950-DU-120	2.60 g	2.58 %
Activador para vulcanizar	<i>Vulkativ</i>	C-1	1.30 g	1.29 %
Agente vulcanizante	Tiuram	TMTD	1.30 g	1.29 %
Agente vulcanizante	Azufre molido	GS	0.40 g	0.40 %

2.1.1. Polímero base de la mezcla

Los polímeros están en todas partes. Prácticamente se emplean en todas las industrias, como pueden ser la alimenticia, textil, transportes, electrónica, médica, construcción y en un sinnúmero de productos más. Pero aquí nos centraremos en la utilidad que puede tener el empleo de polímeros para la ingeniería civil. Debemos entender que un polímero es un compuesto de alto peso molecular cuyas moléculas están formadas por un gran número de elementos repetitivos, ya sean iguales o diferentes, interconectados en largas cadenas.

Ya se ha indicado antes que el polímero base de este material viscoelástico es el caucho de clorobutilo [58] del cual podemos ver una imagen comercial en la **Figura 2.1**. Se distingue de otros elastómeros más comunes principalmente en su permeabilidad excepcionalmente baja a

gases y vapores, lo cual le otorga una gran capacidad para absorber energía mecánica y una excelente estabilidad cuando se encuentra expuesto a las condiciones climáticas. Ésta última propiedad también le confiere una mayor resistencia al envejecimiento y, por lo tanto, mayor durabilidad. También posee alta resistencia al calor y una excelente resistencia a flexión.



Figura 2.1: Caucho de clorobutilo HBK-139.

El caucho de clorobutilo es un elastómero copolímero de isobutileno e isopreno clorado. La estructura química de los elementos que componen el caucho de clorobutilo (CIIR) es prácticamente idéntica al caucho de butilo (IIR) debido a su columna vertebral de poliisobutileno saturado, con la excepción de que contiene átomos de cloro reactivos. La propiedad principal que aporta ese átomo de cloro es un curado más rápido y una mejor adhesión a los metales, fundamental para nuestro caso dado que se alojará dentro del disipador entre dos tubos de acero. Las especificaciones técnicas se reflejan en la **Tabla 2.2**.

Tabla 2.2: Especificaciones técnicas del CIIR.

Nombre del indicador	Valor
Fracción de masa de cloro	1.10 – 1.40 %
Fracción de masa de antioxidante	0.05 %
Fracción máxima de masa de ceniza	0.50 %

El proceso de polimerización parte desde un caucho de butilo con isobutileno e isopreno de alta pureza (**Figura 2.2.a**) y pasa por diferentes procesos de reacciones catiónicas muy complejos hasta llegar a la fase donde se le introducen átomos de cloro (Cl_2) en el caucho para generar el mismo número de moléculas de cloruro de hidrógeno (HCl) que salen de la estructura del isopreno (**Figura 2.2.b**). Otra manera más simplificada con la que se suele representar la estructura química de este polímero se ve en la **Figura 2.2.c**.



2.1.2. Plastificantes y componentes de relleno de la mezcla

2.1.2.1. Plastificantes

12



Figura 2.3: Aceite industrial tipo I-40 (C40H82).

Cuando se emplean niveles altos de aceite en un compuesto se reduce la viscosidad y la dureza, mientras que se aumenta la permeabilidad. Es por ello que, cuando veamos el proceso de optimización del material, este plastificante actuará como una de las tres variables dentro de la ecuación predictiva de la respuesta del material compuesto.

Tabla 2.3: Especificaciones técnicas del aceite industrial I-40.

Nombre del indicador	Valor
Densidad a 20 °C	0.89 – 0.90 g/cm ³
Punto de inflamación inferior	220 °C
Fracción máxima de masa de sustancias volátiles	1.10 %

2.1.2.2. Relleno inerte

Los rellenos minerales comunes se pueden usar en los compuestos de clorobutilo. Los rellenos pueden variar significativamente tanto en el tamaño de sus partículas como en su naturaleza química. Afectan principalmente a las características de vulcanización y a los procesos de curado, aparte de reforzar la estructura global del conjunto pudiendo aportar mayor rigidez o dureza. La selección de un relleno u otro también puede modificar las propiedades de adhesión, resistencia a flexión y permeabilidad.

Para esta composición se ha empleado como relleno inerte el carbonato cálcico (CaCO₃) como el que vemos en la **Figura 2.4** y que cumple con las especificaciones descritas en la **Tabla 2.4**. El uso de este material tan común ayuda a abaratar el coste del producto final al tratarse de un elemento casi neutral en el curado de compuestos de clorobutilo. Sin embargo, resulta favorable su aplicación cuando se pretende mejorar la durabilidad del material expuesto al medio ambiente.



Figura 2.4: Relleno inerte de carbonato cálcico (CaCO_3).

Tabla 2.4: Especificaciones técnicas del carbonato cálcico.

Nombre del indicador	Valor
Densidad a temperatura ambiente	2.60 – 2.85 g/cm ³
Fracción mínima de masa de CaCO_3 y Mg	98.20 %
Tamaño medio de partícula	10 micras
pH	9.20 – 9.70

Dentro del proceso de optimización del material, el carbonato cálcico actúa como la segunda variable a tener en cuenta para generar la ecuación predictiva sobre la proporción óptima de los elementos para obtener las propiedades mecánicas requeridas.

2.1.2.3. Relleno activo

El relleno activo empleado es un material producido por la combustión incompleta de los productos derivados del petróleo, conocido popularmente como negro de carbón (C) *Micarb P-803* [36]. Se comercializa en el estado que vemos en la **Figura 2.5** y cumple las especificaciones descritas en la **Tabla 2.5**. Es parecido al negro de humo, salvo por su elevada relación superficie-volumen. La respuesta del caucho de clorobutílo a los negros de carbón es generalmente similar a la del resto de elastómeros sintéticos.

En función del tamaño de la partícula de este elemento aportará mayor o menor refuerzo adicional a la mezcla. Aparte de la granulometría del negro de carbón también influye la dispersión dentro de la mezcla [51]; por lo tanto, durante el proceso de fabricación del material viscoelástico, es recomendable que se comience a mezclar con el polímero base durante aproximadamente treinta segundos antes de agregar el resto de los ingredientes. Esto mejorará la tasa de incorporación de los rellenos en el polímero, facilitando el tiempo global del mezclado de todos los componentes del viscoelástico.



Figura 2.5: Negro de carbón (C) *Micarb P-803*.

Al igual que el otro relleno empleado, también aumenta la durabilidad del material con respecto a su exposición ambiental. Éste es el tercer y último elemento que actúa como variable dentro del proceso de optimización del material.

Tabla 2.5: Especificaciones técnicas del negro de carbón.

Nombre del indicador	Valor
Densidad a temperatura ambiente	1.85 g/cm ³
pH	7.00 – 9.00

2.1.2.4. Relleno expansivo

El material viscoelástico empleado en este estudio debe poseer la propiedad de expandirse por la acción del calor, pero poder ser incorporado entre las paredes de dos tubos dispuestos de forma telescópica que forman el nuevo disipador de energía híbrido. Para conseguir esta expansibilidad se necesita introducir en su composición unas micro-esferas termoplásticas no expandidas que actúen como agente de expansión en procesos térmicos y, a su vez, formen parte de la mezcla como un relleno ligero. Estas micro-esferas *Expancel 950-DU-80* encapsulan un gas que bajo la acción del calor se expande mientras la cubierta que lo contiene se ablanda y aumenta alcanzando un volumen notablemente mayor. Se comercializa según se presenta en la **Figura 2.6** y cumple las especificaciones de la **Tabla 2.6**.



Figura 2.6: Micro-esferas *Expancel 950-DU-80*.

El rango de temperatura en el cual estas micro-esferas se expanden está entre 131 °C y 206 °C, con un tamaño de partícula de alrededor 120 µm en su estado ya expandido. Este componente contribuye mucho en formar un material ligero.

Tabla 2.6: Especificaciones técnicas de las micro-esferas.

Nombre del indicador	Valor
Densidad a temperatura ambiente	0.012 g/cm ³
Tamaño de partícula	18 - 24 nm
Temperatura de inicio de activación	138 - 148 °C
Temperatura máxima de expansión	188 - 200 °C
Resistencia a la disolución (Escala 1 - 5)	5

2.1.3. Agentes vulcanizantes

La química de vulcanización del caucho de clorobutilo puede ser más compleja que la de los elastómeros de uso general, como el caucho natural o el caucho de polibutadieno, debido a la naturaleza altamente saturada de la columna vertebral del caucho de clorobutilo. La reactividad del cloro le otorga unas características más amplias con respecto a su vulcanización. Durante el proceso del vulcanizado del material la rigidez va cambiando, por ello es recomendable monitorizarla a lo largo del tiempo.

2.1.3.1. Activador para vulcanizar

Se trata de un compuesto de vulcanización sulfúrica que contiene en su composición un contenido mínimo de óxido de zinc y ácidos grasos sobre un soporte mineral. El activador *Vulkativ C-1* (**Figura 2.7**) empleado en esta mezcla está diseñado para reemplazar el activador de vulcanización clásico, consistente en blanco de zinc y dispersantes como el ácido esteárico y ácidos grasos sintéticos. Esta evolución del material permite reducir el contenido de óxido de zinc a una quinta parte, con las ventajas que conlleva prescindir de un compuesto químico tan tóxico. El resto del compuesto consta de orgánicos seguros en términos de salubridad, permitiendo aumentar la seguridad medioambiental del producto.



Figura 2.7: Activador *Vulkativ C-1*.

Este activador contribuye a mejorar los procesos de vulcanización propiciando un tiempo de curado menor y a simplificar los procesos tecnológicos de introducción de componentes.

2.1.3.2. Agentes de vulcanizado

Los agentes de vulcanizado son esenciales en esta mezcla puesto que el material requiere de un proceso de vulcanización y estos serán los encargados de adaptar las propiedades del material a los tiempos de cocción y curado, además de regular la estabilidad del compuesto en términos de rigidez. Para ello se emplean dos componentes que son el tiuram y el sulfuro molido.

El tiuram, conocido técnicamente como el disulfuro de tetrametiltiuram (TMTD), es un polvo de color blanquecino como el que vemos en la **Figura 2.8** que se utiliza como acelerador y estabilizador en la industria del caucho.



Figura 2.8: Disulfuro de tetrametiltiuram (TMTD).

Para comprobar la influencia del contenido de tiruam sobre la mezcla a efectos de rigidez y velocidad de vulcanizado se preparan unos ensayos cuasi-estáticos donde se registra la fuerza y se controla el desplazamiento empleando una muestra basada en el caucho de butilo del material C25 y empleando una cantidad de tiruam algo mayor a la composición inicial del viscoelástico N3 que nos atañe en esta tesis. Este ensayo consiste en colocar el material entre dos placas, la que se encuentra en la base está fija y la placa superior va rotando con una velocidad constante; un sensor mide el momento de torsión requerido para girar la placa superior 0.5° , mientras que otro sensor registra el momento a torsión transmitido por el material a la placa inferior.

Mediante ensayos a torsión del material se determinó que la rigidez del material se aumenta reduciendo la cantidad de plastificante. Se vio también mediante ensayos que si en esa última composición se reemplaza el caucho de butilo por el caucho de clorobutilo aumenta ligeramente el tiempo para vulcanizar por completo el material y se pierde algo de rigidez a torsión, lo cual se vuelve favorable puesto que un exceso de rigidez torsional en el material perjudica la expansibilidad de las microesferas introducidas en el material para aumentar su volumen.

El otro agente de vulcanizado empleado es el polvo de azufre molido como el que vemos en la **Figura 2.9**. Se trata de un polvo cristalino de color amarillo claro que requiere ser empleado con precaución dado que es inflamable y puede formar compuestos tóxicos.

El azufre es el principal agente vulcanizante de cauchos insaturados y permite la formación de enlaces cruzados del tipo R-Sx-R que impiden que las cadenas moleculares del polímero se muevan de forma independiente, logrando que el material gane estabilidad y resistencia. En el caso de agregar entre un 0.5 % y 5 % de azufre en relación a la masa del caucho, se obtiene un caucho blando; si se agregase entre un 30 % y un 50 %, se obtendría ebonita dura e inelástica, lo cual no interesa alcanzar para la mezcla bajo estudio en esta tesis.



Figura 2.9: Polvo de azufre molido.

El proceso de vulcanización va acompañado de un efecto térmico proporcional a la cantidad de azufre añadido. El aumento de resistencia como resultado de la vulcanización con azufre se produce debido a la estructuración molecular del sistema, formándose como resultado una red espacial tridimensional de las cadenas que componen el polímero. Los sistemas de vulcanización con azufre existentes permiten sintetizar direccionalmente prácticamente cualquier tipo de reticulación, cambiar la velocidad de vulcanización y la estructura final del vulcanizado. Por lo tanto, el azufre sigue siendo el agente reticulante más utilizado para cauchos insaturados.

2.2. Fabricación del material VE

Una vez conocidos todos los elementos que forman parte de este material compuesto, se procede a detallar el conjunto de pasos y técnicas necesarias para su correcta fabricación. El proceso de fabricación de un material novedoso como el que aquí nos concierne consta de dos etapas: la primera consiste en la elaboración de unas muestras de poco tamaño aptas para analizar las primeras propiedades del material y, una vez comprobada la viabilidad de la mezcla, la segunda etapa consistente en la producción en cadena para poder conseguir el suficiente material requerido para realizar ensayos experimentales.

Esta parte del capítulo se centra únicamente en la primera etapa de fabricación, puesto que en la segunda etapa el proceso de fabricación es redundante y solo difiere en la cantidad de

producto. Para desarrollar el nuevo producto se elaboraron 13 combinaciones modificando dentro de un rango los tres elementos que actúan como variables dentro del proceso de optimización del material que se tratará en el **Apartado 3** de este capítulo. El proceso de fabricación es el mismo para todas las combinaciones, solo cambia la proporción de los elementos dentro de la mezcla.

2.2.1. Identificación y peso de los componentes

Primero se comienza con el peso de todos los elementos claramente identificados (**Figura 2.10**) en función de la distribución de pesos escogida. Para pesar correctamente los elementos se emplea una báscula de precisión tipo *KERN ABJ 220-4M* o *MW-300T*.

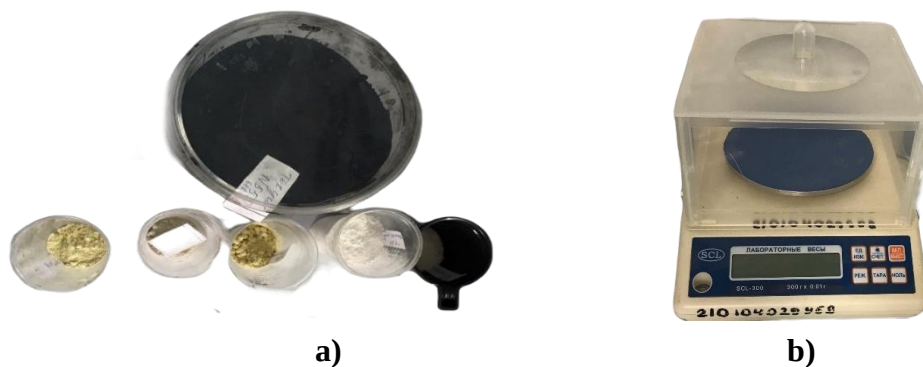


Figura 2.10: a) Identificación; b) Peso de los componentes de la mezcla.

2.2.2. Mezcla de los componentes

A continuación, se procede al mezclado de los componentes en una micro-mezcladora tipo *Brabender ZL-1-RK03* (**Figura 2.11.a**) dispuesta con dos hélices que van triturando y mezclando el material correctamente (**Figura 2.11.b**).

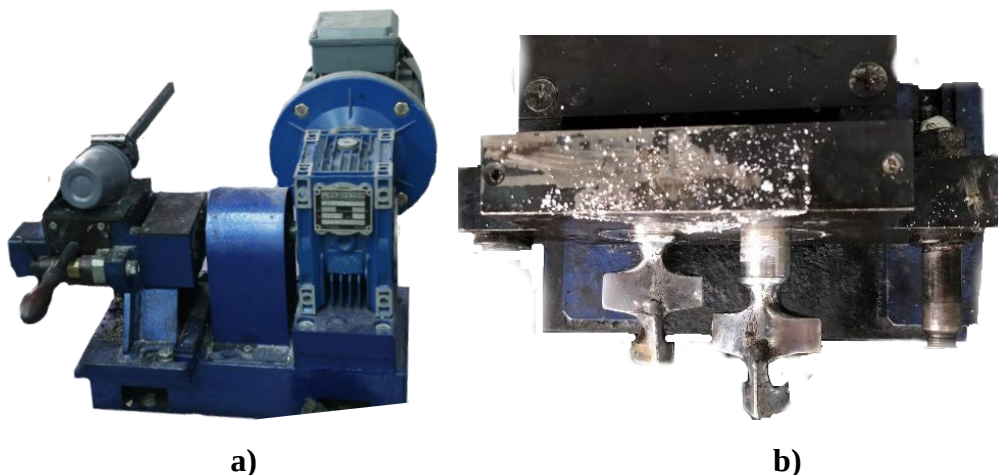


Figura 2.11: a) Micro-mezcladora *Brabender ZL-1-RK03*; b) Hélices mezcladoras.

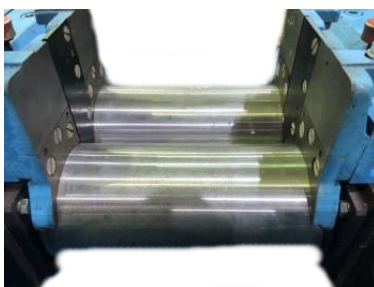
Este proceso requiere seguir un estricto orden de mezclado, tiempos y temperaturas a aplicar durante el proceso que se ven reflejados en la **Tabla 2.7**. Un personal cualificado aumenta las posibilidades de conseguir una buena mezcla homogénea, por lo que la labor del técnico es fundamental.

Tabla 2.7: Tiempos y temperaturas del mezclado de componentes.

Orden	Componente	Tiempo	Velocidad	Temperatura
1	Caucho de clorobutilo	3 - 5 min	60 rpm	110 °C
	Negro de carbón			
	<i>Vulkativ</i>			
	Azufre molido			
	Carbonato cálcico (33,33 %)			
2	Aceite industrial (50,00 %)	3 - 5 min	60 rpm	110 °C
	Carbonato cálcico (33,33 %)			
3	Aceite industrial (50,00 %)	3 - 5 min	60 rpm	110 °C
	Carbonato cálcico (33,33 %)			
4	Tiuram	5 - 7 min	60 rpm	110 °C
	Microesferas <i>Expancel</i>			

2.2.3. Amasado de la mezcla

Una vez cumplidos los pasos para la mezcla de todos los componentes y verificada su idoneidad, el siguiente paso es introducir el material a través de unos rodillos (**Figura 2.12.a**) para conseguir el espesor deseado de 2 mm. Es probable que se requieran varias pasadas para compactar y definir de manera homogénea el espesor de cada muestra, obteniendo un resultado final como el de la **Figura 2.12.b**.



a)



b)

Figura 2.12: a) Rodillos mezcladores; b) Material ya prensado.

2.2.4. Vulcanizado de la mezcla

El material viscoelástico N3 debe expandirse y adherirse a las caras de dos tubos de acero dispuestos telescópicamente y que forman el nuevo dissipador de energía híbrido. Para facilitar el montaje en el dissipador se decidió emplear dos capas de material VE, cada una de 2 mm de

espesor, y someterlo a un tratamiento térmico para que aumente su espesor un 50 % hasta alcanzar los 6 mm correspondientes a la separación entre tubos metálicos. Para lograr ese espesor de 2 mm para cada lámina es necesario recortar esas muestras en dimensiones de 8 x 2.5 cm para introducirlas en unos moldes metálicos con el espesor requerido y sellarlo con una tapa superior (**Figura 2.13.a**) que está presionada por un pistón hidráulico dentro del horno (**Figura 2.13.b**), en el cual se procede a su vulcanizado durante 20 minutos a 180 °C. Este proceso de vulcanización permite que el gas de las micro-esferas se expanda y el material rellene por completo el ensamblaje metálico en el cual se encuentra alojado.

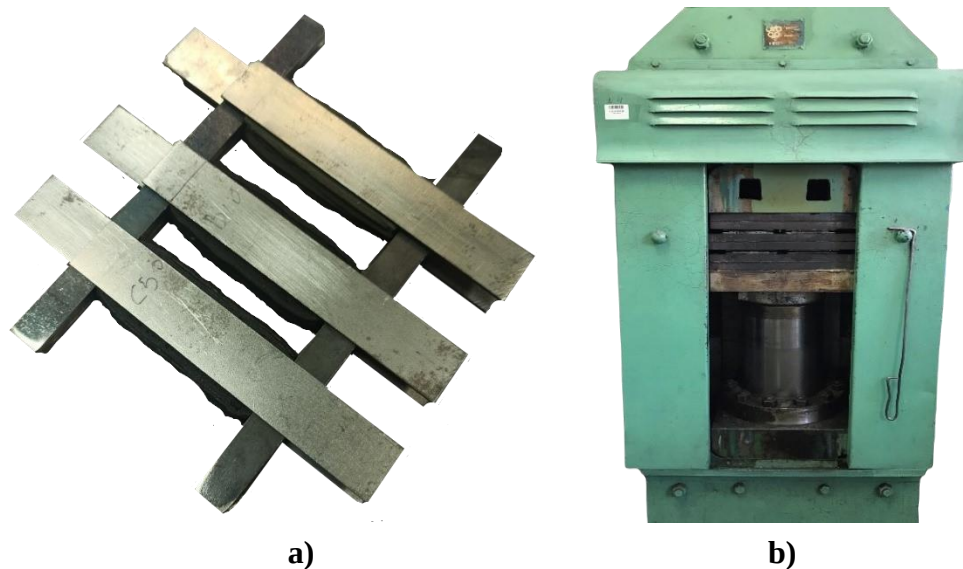


Figura 2.13: a) Colocación de la mezcla en moldes metálicos; **b)** Horno para vulcanizado con pistón hidráulico.

Este proceso logra rellenar el molde por completo con un cierto desborde por expansión, el cual es luego recortado hasta dejar la forma requerida. Esto permite generar un conjunto completamente homogéneo de probetas, con diferentes mezclas, para reducir posibles incertidumbres generadas por variaciones en la geometría. Controlando en todo momento el espesor de cada muestra. Las probetas de ensayo, una vez preparadas, se acondicionan antes del ensayo a una temperatura de 23 ± 0.5 °C durante al menos tres horas.

2.3. Optimización de los componentes del material VE

De cara a obtener un material viscoelástico óptimo válido para poder ser instalado en dispositivos disipadores de energía, se ensayaron las probetas fabricadas con diferentes composiciones del material y se determinaron las propiedades mecánicas que se exponen más adelante.

2.3.1. Ensayo de materiales VE con distinta composición química

Los ensayos cuasi-estáticos son llevados a cabo en un actuador dinámico tipo *Autograph AG-X 5 kN* de la marca *Shimadzu* (**Figura 2.14.a**) a temperatura ambiente de 23 °C y con una velocidad constante de desplazamiento de 120 mm/min. El software empleado por esta máquina de ensayos es el *Trapezium X* (**Figura 2.14.b**), donde se deben definir las dimensiones de la probeta a ensayar para que pueda devolver correctamente las tensiones soportadas por la misma a lo largo de todo el historial de desplazamientos.

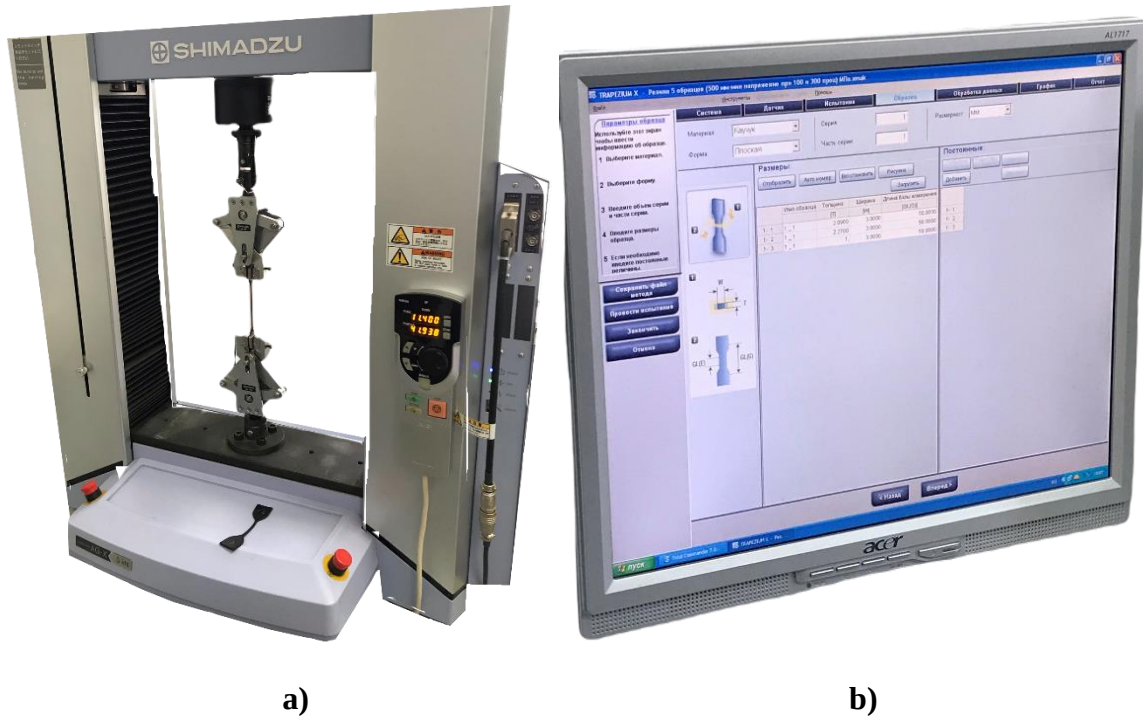


Figura 2.14: a) *Autograph AG-X 5 kN* de la marca *Shimadzu*; b) *Trapezium X*.

Cada probeta ensayada se sometió primero a 10 ciclos de desplazamiento armónico de amplitud $d = 5.0$ mm y distorsión angular $\gamma = 1.0$, bajo una frecuencia constante de 0.1 Hz. A continuación, se sometió a cargas de tracción monótonamente crecientes hasta la rotura. En la **Figura 2.15** podemos ver la probeta instalada en la máquina de ensayo, junto con las probetas antes y después de los ensayos cíclicos tras llevarlos hasta la rotura.

Para cada una de las 13 mezclas preparadas, se elaboran 5 probetas iguales para poder tomar los valores medios y reducir errores debidos a posibles desviaciones en los resultados.

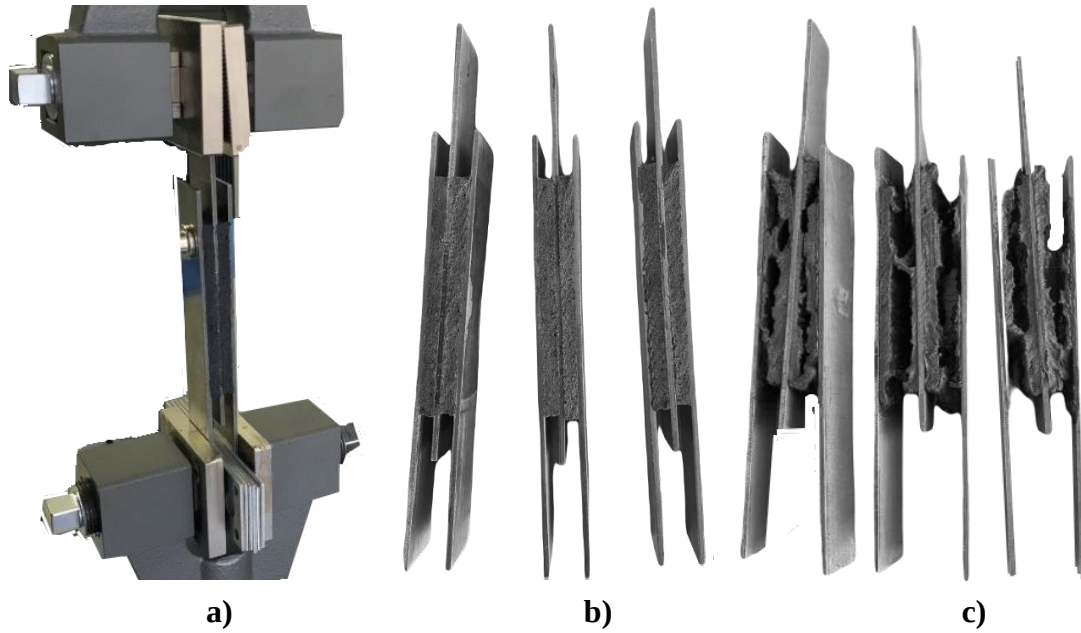


Figura 2.15: a) Probeta instalada para el ensayo; b) Probeta antes de ser ensayada; c) Probeta tras el ensayo llevado hasta la rotura.

2.3.2. Comportamiento de un material VE: base teórica

Un material viscoelástico (VE) sometido a distorsiones angulares γ por cortante de tipo armónico con una frecuencia angular ω y amplitud máxima de la distorsión angular γ_0 , $\gamma = \gamma_0 \cdot \sin(\omega t)$, opone una tensión tangencial τ que es la suma de la parte elástica, $G_e \cdot \gamma = G_e \cdot \gamma_0 \cdot \sin(\omega t)$, y de la parte viscosa $G_v \cdot \dot{\gamma} = G_e \cdot \gamma_0 \cdot \omega \cdot \cos(\omega t)$ como se ilustra en la **Figura 2.16**. A G_e se le denomina módulo de deformación transversal o módulo de almacenamiento, y G_v se denomina coeficiente de viscosidad. A partir del coeficiente de viscosidad y, en función de las dimensiones del material, podemos conocer el coeficiente de amortiguamiento c_{VE} y la rigidez de la parte elástica k_{VE} . En el caso, por ejemplo, de que deformen simultáneamente dos láminas de material VE de área (cada lámina) A_{VE} y de espesor t_{VE} (cada lámina), el coeficiente de amortiguamiento y la rigidez elástica que proporcionan las dos láminas de material viscoelástico valen $c_{VE} = 2 \cdot G_v \cdot (A_{VE}/t_{VE})$ y $k_{VE} = 2 \cdot G_e \cdot (A_{VE}/t_{VE})$ respectivamente.

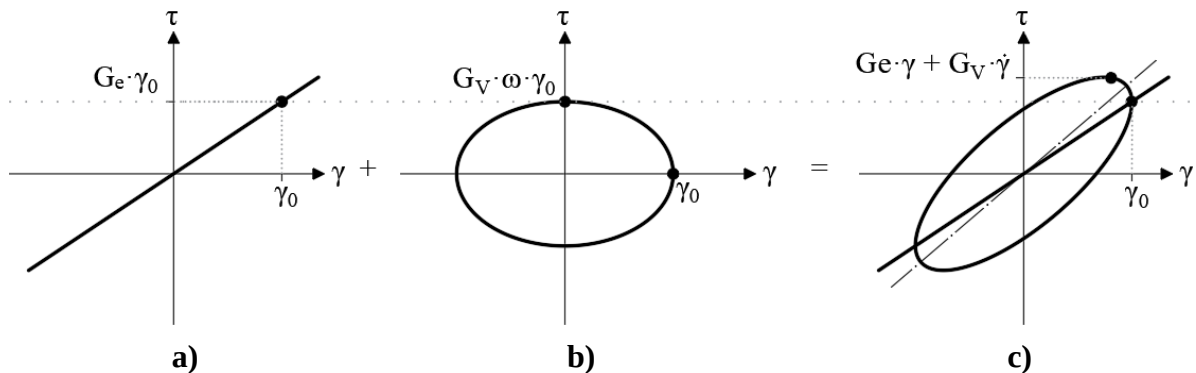


Figura 2.16: Comportamientos mecánicos. a) Elástico; b) Viscoso; c) Viscoelástico.

La tensión en el material VE también se puede reescribir como la **Ecuación 2.1**.

$$\tau = G_e \cdot \gamma + G_v \cdot \dot{\gamma} = G_e \cdot \gamma_0 \cdot \sin(\omega t) + G_v \cdot \gamma_0 \cdot \omega \cdot \cos(\omega t) = \gamma_0 \cdot [G_e \cdot \sin(\omega t) + G_v \cdot \omega \cdot \cos(\omega t)] \quad (2.1)$$

El producto de G_v y ω se define como módulo de pérdida G_l , tal y como se presenta en la **Ecuación 2.2**.

$$G_l = G_v \cdot \omega \quad (2.2)$$

El comportamiento de los materiales VE en función del tiempo se ilustra en la **Figura 2.17**. Para un material puramente elástico, tanto la tensión como la deformación están sincronizadas y se alcanzan el máximo y mínimo valor de ambos en el mismo instante de tiempo. Para el caso de un material puramente viscoso, se produce un desfase entre la deformación impuesta y la tensión en el material de $\pi/2$ radianes, lo que se traduce en que cuando la tensión es máxima, la deformación es nula y viceversa. El material viscoelástico tiene un comportamiento intermedio entre estos dos extremos. Esto implica que el desfase entre tensión y deformación tiene un valor δ que oscila en el rango $0 < \delta < \pi/2$ radianes y variará en función de la frecuencia.

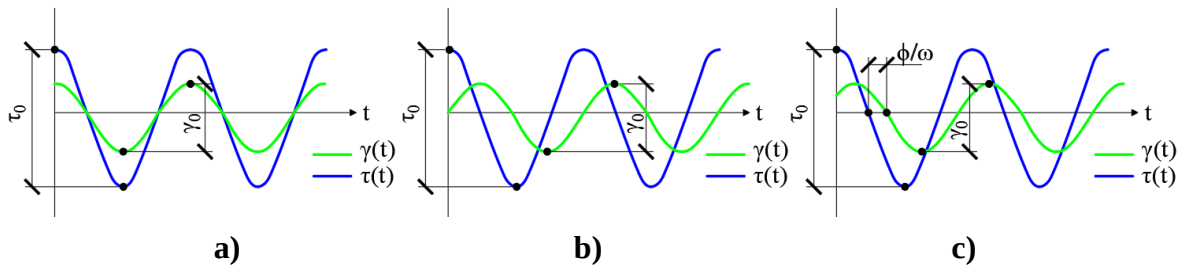


Figura 2.17: Ángulo de desfase de señales armónicas. **a)** Material elástico; **b)** Material viscoso; **c)** Material viscoelástico.

Donde $\gamma(t)$ es la deformación unitaria del material a lo largo del tiempo y $\tau(t)$ la tensión del material a lo largo del tiempo. La tensión tangencial τ dada por la **Ecuación 2.1** se puede también reescribir como sigue en base a la **Ecuación 2.3**.

$$\tau(t) = \tau_0 \cdot \sin(\omega t + \delta) \quad (2.3)$$

Aquí, τ_0 , es la tensión tangencial máxima que experimenta el material VE, y al ángulo δ se le llama ángulo de desfase entre la tensión total del material y la tensión debida a la parte elástica, y su valor se obtiene mediante la **Ecuación 2.4** y la **Ecuación 2.5** respectivamente.

$$\tau_0 = \sqrt{(G_e \cdot \gamma_0)^2 + (G_v \cdot \gamma_0 \cdot \omega)^2} \quad (2.4)$$

$$\delta = \arctan \frac{G_v \cdot \gamma_0 \cdot \omega}{G_e \cdot \gamma_0} \quad (2.5)$$

De la **Figura 2.18** se desprende que $\tau_0 \cdot \cos(\delta) = G_e \cdot \gamma_0$ y que $\tau_0 \cdot \sin(\delta) = G_l \cdot \gamma_0$ de donde se obtiene la **Ecuación 2.6** y la **Ecuación 2.7**.

$$G_e = \frac{\tau_o}{\gamma_o} \cdot \cos(\delta) \quad (2.6)$$

$$G_l = \frac{\tau_o}{\gamma_o} \cdot \sin(\delta) \quad (2.7)$$

El significado de los parámetros anteriores se muestran también gráficamente dentro del plano de Argand en la **Figura 2.18**, que muestra la relación entre la tensión y la distorsión angular en un ciclo de desplazamiento en términos de números complejos.

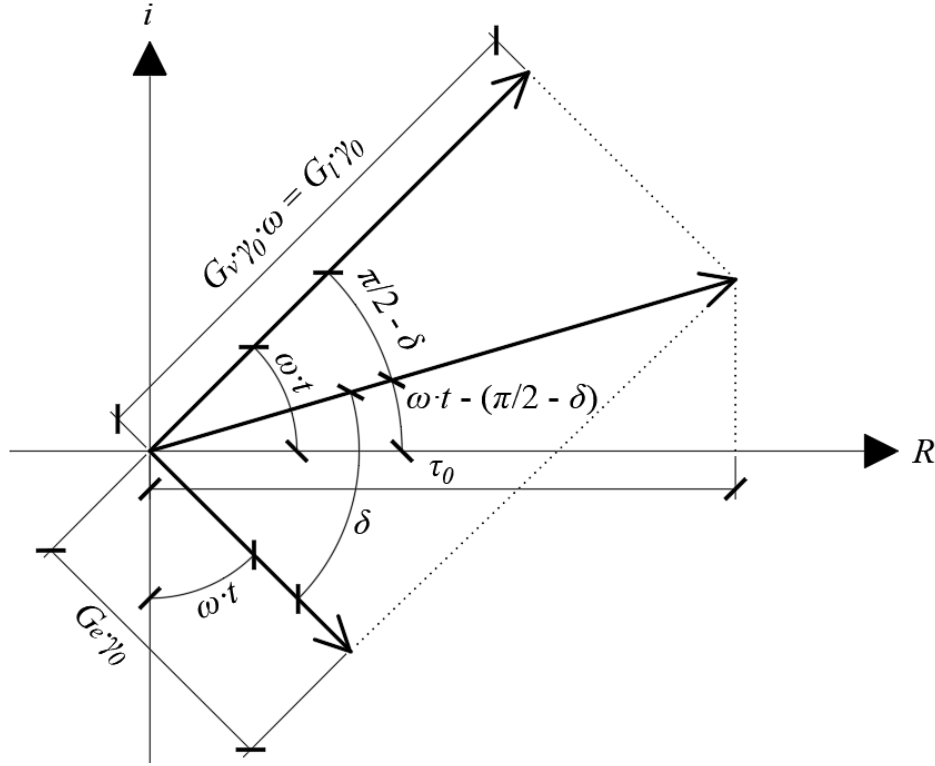


Figura 2.18: Relación entre la tensión y la distorsión angular en un ciclo de desplazamiento expresado en el plano de Argand.

Al cociente $\eta_{loss} = G_l/G_e$, se le llama factor de pérdida y de la **Ecuación 2.6** y la **Ecuación 2.7** se deduce que es igual a $\tan(\delta)$, es decir, $\tan(\delta) = \eta_{loss}$.

La **Ecuación 2.1** también se puede reescribir como la **Ecuación 2.8**.

$$\tau = G_e \cdot \gamma + \frac{G_l}{\omega} \dot{\gamma} \quad (2.8)$$

La energía disipada en un ciclo de desplazamiento armónico impuesto está representada por el área de la elipse de la **Figura 2.19**, y se puede expresar con la **Ecuación 2.9** donde $G_0 = \sqrt{G_e^2 + G_l^2}$.

$$E_{VE} = \int \tau d\gamma = \int \tau \cdot \dot{\gamma} dt = \int_0^{2\pi/\omega} \gamma_o \cdot G_0 \cdot \sin(\omega t + \delta) \cdot \gamma_o \cdot \omega \cdot \cos(\omega t) dt =$$

$$\gamma_o^2 \cdot \pi \cdot G_0 \cdot \sin(\delta) = \gamma_o^2 \cdot \pi \cdot G_l \quad (2.9)$$

Por otra parte, la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{VE} se define con la **Ecuación 2.10** [24].

$$\xi_{VE} = \frac{E_{VE}}{4\pi \cdot E_S} \quad (2.10)$$

Donde E_S es la energía de deformación elástica máxima almacenada en el ciclo y de la **Figura 2.19** se desprende la **Ecuación 2.11**.

$$E_S = (G_e \cdot \gamma_o^2)/2 \quad (2.11)$$

Sustituyendo la **Ecuación 2.9** y la **Ecuación 2.11** en la **Ecuación 2.10**, la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{VE} se puede escribir según la **Ecuación 2.12**.

$$\xi_{VE} = \frac{G_l}{2 \cdot G_e} = \frac{\eta_{loss}}{2} \quad (2.12)$$

De las ecuaciones anteriores y de la **Figura 2.19** se deduce fácilmente que la tensión tangencial máxima vale $\tau_o = \gamma_o \cdot \sqrt{G_e^2 + G_l^2} = \frac{\gamma_o \cdot G_e}{\cos(\delta)}$ y, por lo tanto, $\tau_o \cdot \cos(\delta) = \gamma_o \cdot G_e$. Operando se puede llegar también fácilmente a que $\tau_o = \frac{\gamma_o \cdot G_l}{\sin(\delta)}$ y, por lo tanto, $\tau_o \cdot \sin(\delta) = \gamma_o \cdot G_l$. Por otra parte, cuando se alcanza la deformación angular máxima γ_o , la velocidad angular debe ser necesariamente cero y de la **Figura 2.19** se desprende que necesariamente la tensión vale $\tau = \gamma_o \cdot G_e = \tau_o \cdot \cos(\delta)$ y, por lo tanto, la pendiente de la recta que une el origen con el punto $(\gamma_o \cdot \tau_o \cdot \cos(\delta))$ tiene que ser necesariamente G_e .

Por otro lado, en el instante en el que la deformación angular vale 0 la velocidad es máxima y, por lo tanto, de la **Figura 2.19** se desprende que necesariamente la tensión $\tau = G_l \cdot \gamma_o = \tau_o \cdot \sin(\delta)$. Estas sencillas relaciones obtenidas con operaciones básicas se ilustran en la **Figura 2.19**.

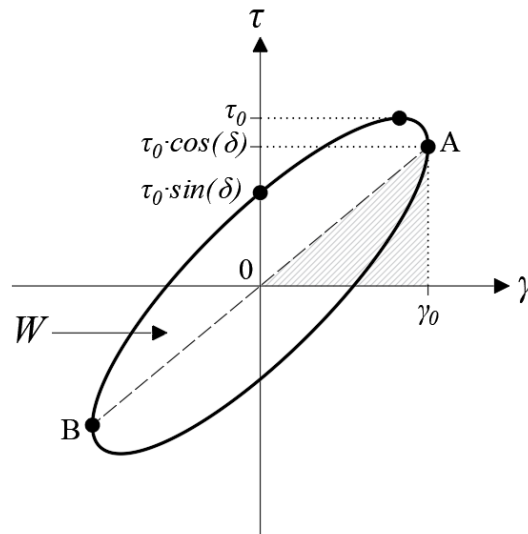


Figura 2.19: Diagrama $\tau - \gamma$ de un material VE sometido a un ciclo de deformación impuesta.

Donde γ_0 es la máxima distorsión angular y τ_0 es la máxima tensión tangencial del material VE, siendo A el punto de máxima distorsión angular del cuadrante positivo, cuyo valor de la tensión tangencial en ese punto se expresa como $\tau_0 \cdot \cos(\delta)$, mientras que en el punto de distorsión angular nula es $\tau_0 \cdot \sin(\delta)$; δ es el ángulo de desfase que existe entre la tensión tangencial y la distorsión angular. Por otro lado, el punto B es el correspondiente al cuadrante negativo.

2.3.3. Resultados de los ensayos con materiales VE de distinta composición

Aplicando las fórmulas vistas anteriormente se obtienen los valores del factor de pérdida η_{loss} y de G_e para $\gamma = 1$, así como la distorsión angular última o deformación máxima de rotura γ_u . En la **Tabla 2.8** se muestran los resultados obtenidos para cada uno de los parámetros objetivos del proceso de optimización.

Tabla 2.8: Valores de los resultados del análisis cuasi-estático.

Nº mezcla	η_{loss}	$\gamma_u(x100)$	G_e para $\gamma = 1$
1	0.23	259.60 %	0.16 MPa
2	0.27	170.20 %	0.14 MPa
3	0.31	155.20 %	0.16 MPa
4	0.28	188.20 %	0.14 MPa
5	0.34	174.60 %	0.15 MPa
6	0.30	302.80 %	0.14 MPa
7	0.30	181.20 %	0.15 MPa
8	0.27	431.60 %	0.11 MPa
9	0.24	351.60 %	0.16 MPa
10	0.29	325.80 %	0.09 MPa
11	0.24	480.20 %	0.09 MPa
12	0.24	512.80 %	0.11 MPa
13	0.21	572.20 %	0.10 MPa

La fila 7 remarcada en rojo corresponde a la mezcla base del material VE que se emplea como punto central en el método de diseño Box-Behnken (DBB).

2.3.4. Método de diseño Box-Behnken (DBB)

La optimización del material fue llevada a cabo siguiendo el método de diseño Box-Behnken (DBB) [11, 37] variando el número de componentes. En el caso que nos atañe, las variables susceptibles de cambio son el aceite industrial ($C_{40}H_{82}$), el carbonato cálcico ($CaCO_3$) y el negro de carbón (C). Durante los procesos de optimización de variables múltiples, tenemos por un lado los factores y por otro las respuestas. Estas últimas son las variables dependientes de los

niveles de los factores, los cuales podrían clasificarse en cualitativos o cuantitativos, aunque en este estudio los factores serán cuantitativos.

2.3.4.1. Fundamentos del método DBB

Este método proporciona un diseño de superficie de respuesta muy eficiente que genera información exclusivamente sobre el efecto de las variables seleccionadas para el experimento. Como diseño de respuesta de superficie, este método requiere establecer tres niveles (-1, 0, +1) y puede ser aplicable para una cantidad de factores que oscilan entre 3 y 21. El método DBB resulta muy útil a la hora de establecer la relación entre la causa y el efecto para los factores y respuestas estudiados en los ensayos. En la **Tabla 2.9** podemos ver los tres niveles establecidos para este diseño.

Tabla 2.9: Niveles del método DBB.

Componentes	Niveles		
	Inferior (-1)	Central (0)	Superior (+1)
Aceite industrial I-40 ($C_{40}H_{82}$)	8.00 g	9.30 g	10.60 g
Carbonato cálcico ($CaCO_3$)	40.00 g	50.00 g	60.00 g
Negro de carbón P-803 (C)	5.00 g	10.00 g	15.00 g

Se muestra en la **Figura 2.20** un esquema de un DBB que contiene tres factores y tres niveles. En la imagen se ve una representación geométrica del experimento factorial completo.

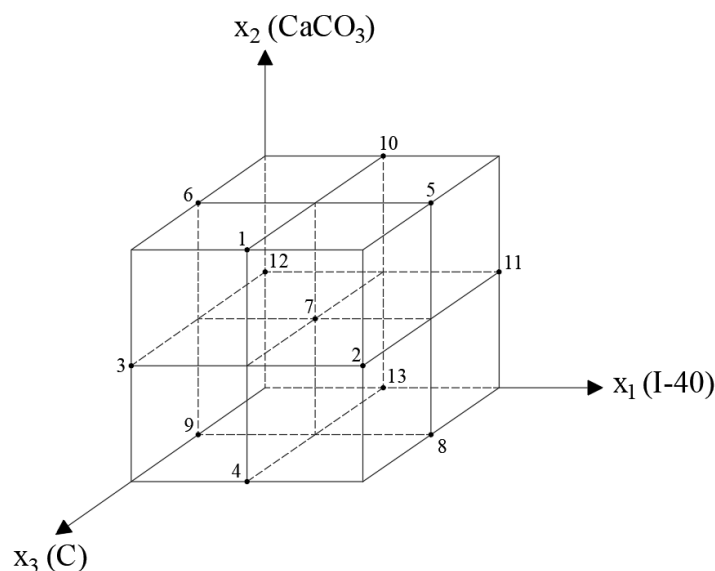


Figura 2.20: Esquema de un diseño DBB de tres factores y tres niveles.

Esta forma de diseño factorial contiene dos tipos de puntos: puntos factoriales y puntos centrales. Este método DBB solo contiene puntos factoriales que están presentes en los puntos medios de las aristas del cubo, en lugar de en las esquinas del cubo.

Los puntos factoriales (+1 y -1), que están representados en las aristas del cubo, consisten en combinaciones de puntos posibles en dos niveles diferentes. Estos puntos resultan útiles para analizar los efectos principales y la interacción lineal entre los factores. El punto central (0) se utiliza para generar términos de modelos cuadráticos y analizar el efecto de interacción de segundo orden entre los factores. Suele ser habitual emplear entre 3 y 5 puntos centrales para el método DBB, pero en este caso se emplea solo uno.

La combinación típica para este tipo de diseños establece un número de experimentos N_{test} requerido para definir el DBB que se obtiene con la **Ecuación 2.13**.

$$N_{test} = 2 \cdot n_f \cdot (n_f - 1) + C_0 \quad (2.13)$$

Donde n_f es el número de factores (3) y C_0 es el número de puntos centrales (1), resultando un número total de experimentos $N_{test} = 13$. En la **Tabla 2.10** se reflejan los factores codificados por niveles para el DBB de este sistema de tres variables.

Tabla 2.10: Factores codificados del diseño DBB.

Nº mezcla	Factor 1	Factor 2	Factor 3
	Aceite (x_1)	Carbonato cálcico (x_2)	Negro de carbón (x_3)
1	0	+1	+1
2	+1	0	+1
3	-1	0	+1
4	0	-1	+1
5	+1	+1	0
6	-1	+1	0
7	0	0	0
8	+1	-1	0
9	-1	-1	0
10	0	+1	-1
11	+1	0	-1
12	-1	0	-1
13	0	-1	-1

En la columna correspondiente al factor 3 se observa con más claridad que hay 4 experimentos para el nivel inferior -1 y otros 4 experimentos para el nivel superior +1, pero 5 experimentos para el nivel central 0. Esta proporción es la misma para los tres factores, ampliando en uno el número de experimentos en la zona central porque es donde se encuentra el punto central del método. En la **Tabla 2.11** podemos ver la misma distribución, pero con los valores sin codificar. Se puede observar que estos valores descodificados no varían de la misma manera para los tres factores, como se expuso en la **Tabla 2.9**, debido a que la proporción de cada elemento en la mezcla final es distinta y, aparte, las propiedades mecánicas que aportan cada uno de ellos

también son diferentes. Los valores que se toman de partida se obtienen a partir de unos ensayos experimentales previos que permitieron aproximar el contenido de cada uno y la variación de su dosis.

Tabla 2.11: Factores descodificados del diseño DBB.

Nº mezcla	Factor 1	Factor 2	Factor 3
	Aceite (x_1)	Carbonato cálcico (x_2)	Negro de carbón (x_3)
1	9.30 g	60.00 g	15.00 g
2	10.60 g	50.00 g	15.00 g
3	8.00 g	50.00 g	15.00 g
4	9.30 g	40.00 g	15.00 g
5	10.60 g	60.00 g	10.00 g
6	8.00 g	60.00 g	10.00 g
7	9.30 g	50.00 g	10.00 g
8	10.60 g	40.00 g	10.00 g
9	8.00 g	40.00 g	10.00 g
10	9.30 g	60.00 g	5.00 g
11	10.60 g	50.00 g	5.00 g
12	8.00 g	50.00 g	5.00 g
13	9.30 g	40.00 g	5.00 g

2.3.4.2. Resultados predictivos del método DBB

Todo el proceso de optimización se ejecuta con el software *Minitab Statistical Software* [6], simplemente creando un diseño de superficie de respuesta introduciendo la tabla de los factores sin codificar, indicando todos los parámetros del DBB definidos anteriormente y realizando un análisis del diseño de superficie de respuesta. Una vez realizado el análisis del DBB, se genera la ecuación de regresión para cada factor y las gráficas de superficie para todas las combinaciones de factores posibles.

Primero se comienza analizando la distorsión angular máxima de rotura γ_u , para ello se muestra la interpretación gráfica del experimento factorial completo en la **Figura 2.21**.

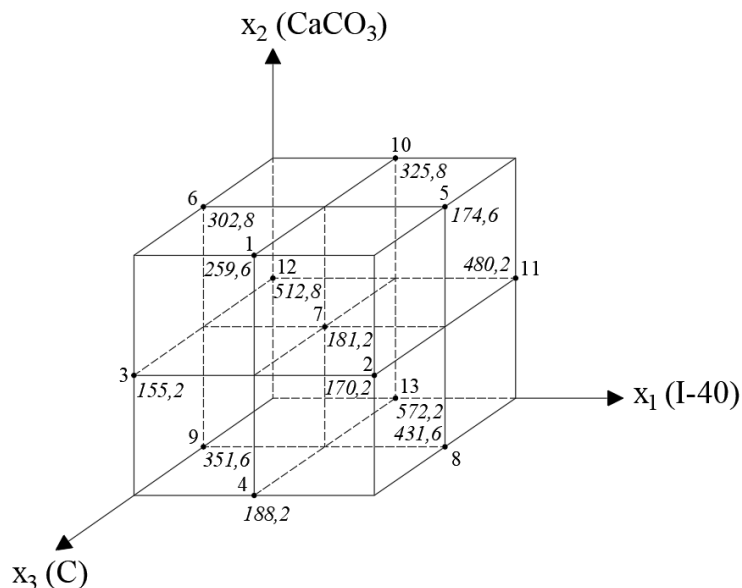


Figura 2.21: Diseño DBB para la deformación máxima de rotura γ_u .

La ecuación de regresión, que nos permite predecir la distorsión angular máxima de rotura del material viscoelástico N3 para cualquier combinación de los tres componentes empleados, viene dada por la **Ecuación 2.14**.

$$\gamma_u = 5275.00 - 524 x_1 - 55.10 x_2 - 192.30 x_3 + 37.60 x_1 \cdot x_1 + 0.70 x_2 \cdot x_2 + 3.39 x_3 \cdot x_3 - 4.00 x_1 \cdot x_2 + 1.83 x_1 \cdot x_3 + 1.59 x_2 \cdot x_3 \quad (2.14)$$

Y, por último, los gráficos que muestran la dependencia de la máxima distorsión angular de rotura (eje Z) sobre las tres posibles combinaciones de factores (ejes X e Y) se encuentran representados en la **Figura 2.22**.

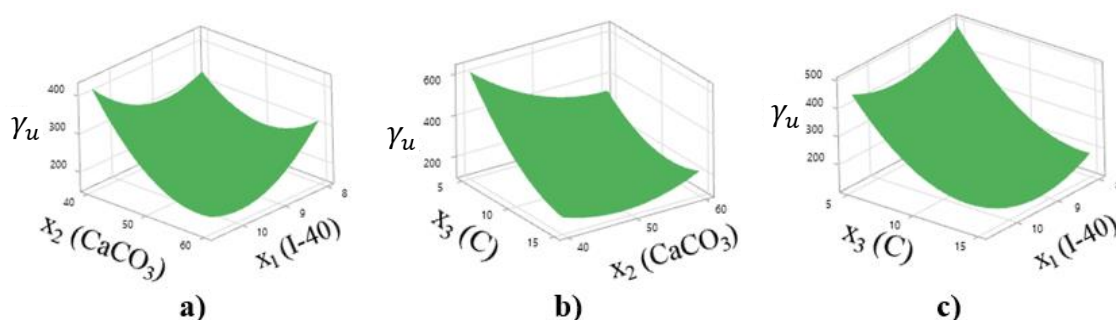


Figura 2.22: a) Influencia del CaCO₃ con aceite; b) Influencia del C con CaCO₃; c) Influencia del C con aceite.

Considerando la máxima deformación dentro de los límites del cubo, se puede concluir que un aumento conjunto del CaCO₃ y del aceite industrial, así como un aumento en la concentración de negro de carbón, conduce a una disminución de la deformabilidad máxima.

A continuación, se analiza el factor de pérdida η_{loss} , para ello mostramos la interpretación gráfica del experimento factorial completo para este parámetro en la **Figura 2.23**.

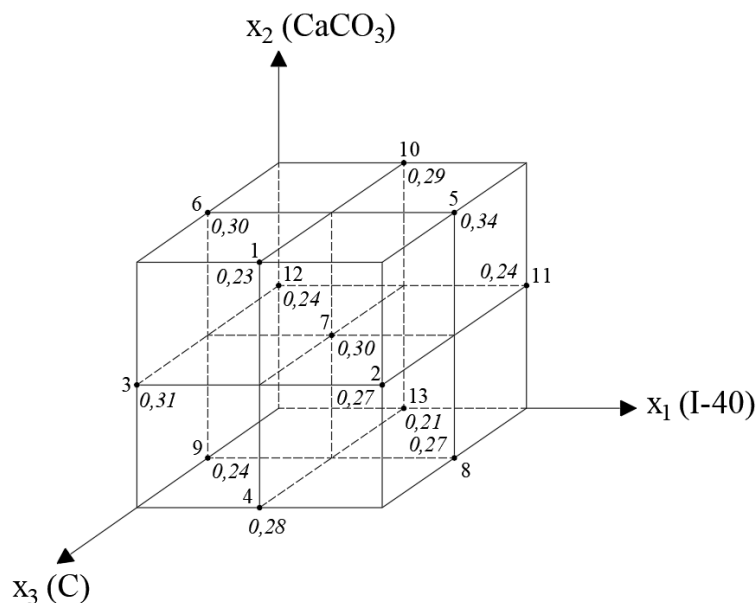


Figura 2.23: Diseño DBB para factor de pérdida η_{loss} .

La ecuación de regresión, que nos permite predecir el factor de pérdida η_{loss} del material viscoelástico N3 para cualquier combinación de los tres componentes empleados, viene dada por la **Ecuación 2.15**.

$$\eta_{loss} = 0.7700 - 0.2560 x_1 + 0.0056 x_2 + 0.1065 x_3 + 0.0099 x_1 \cdot x_1 - 0.0001 x_2 \cdot x_2 - 0.0021 x_3 \cdot x_3 + 0.0017 x_1 \cdot x_2 - 0.0015 x_1 \cdot x_3 - 0.0009 x_2 \cdot x_3 \quad (2.15)$$

Y, por último, los gráficos que muestran la dependencia del factor de pérdida (eje Z) sobre las tres posibles combinaciones de factores (ejes X e Y) se encuentran representados en la **Figura 2.24**.

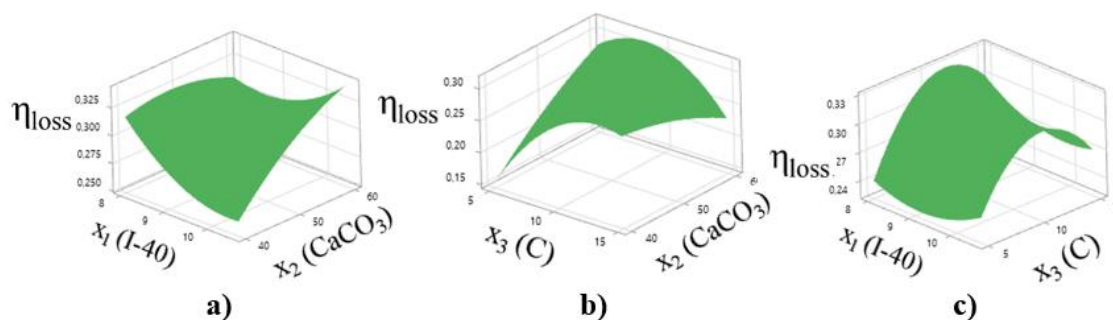


Figura 2.24: a) Influencia del CaCO₃ con aceite; b) Influencia del C con CaCO₃; c) Influencia del C con aceite.

Cuando la mezcla contiene 10 gramos de negro de carbón se observan los valores máximos del factor de pérdida. A una baja concentración de aceite industrial, el efecto del CaCO₃ sobre el parámetro en consideración es insignificante; mientras que, con 10.6 gramos de aceite industrial, un aumento del CaCO₃ conduce a un aumento del factor de pérdida.

Por último, se analiza la dependencia del módulo de almacenamiento G_e , para ello mostramos la interpretación gráfica del experimento factorial completo para este parámetro en la **Figura 2.25**.

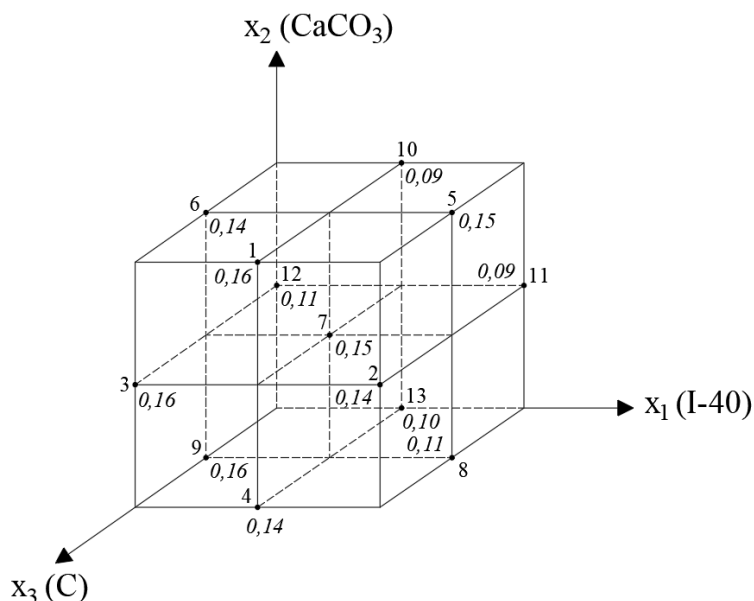


Figura 2.25: Diseño DBB para el módulo de cortante.

La ecuación de regresión, que nos permite predecir el módulo de almacenamiento G_e para una distorsión $\gamma = 1$ del material viscoelástico N3 para cualquier combinación de los tres componentes empleados, viene dada por la **Ecuación 2.16**.

$$G_e = 0.3290 - 0.0241 x_1 - 0.0056 x_2 + 0.0148 x_3 - 0.0022 x_1 \cdot x_1 - 0.00006 x_2 \cdot x_2 - 0.0009 x_3 \cdot x_3 + 0.0012 x_1 \cdot x_2 + 0.0002 x_2 \cdot x_3 \quad (2.16)$$

Y, por último, los gráficos que muestran la dependencia del módulo de almacenamiento (eje Z) sobre las tres posibles combinaciones de factores (ejes X e Y) se encuentran representados en la **Figura 2.26**.

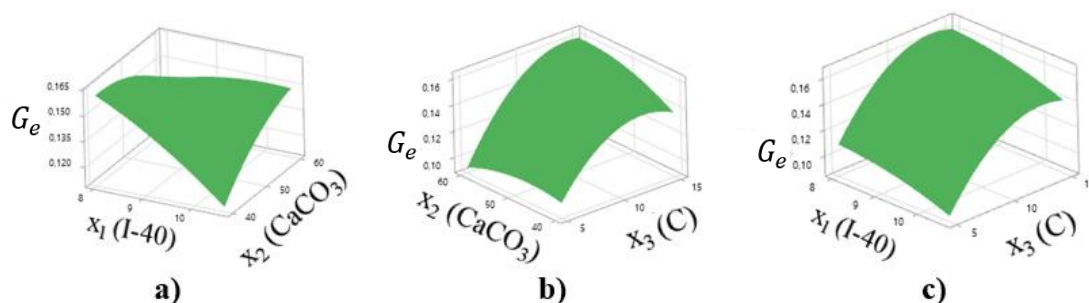


Figura 2.26: a) Influencia del CaCO3 con aceite; b) Influencia del C con CaCO3; c) Influencia del C con aceite.

Los valores máximos del módulo de almacenamiento al 100 % de la deformación ($\gamma = 1$) se observan con una cantidad mínima de aceite y una cantidad máxima de CaCO3. Además, un

aumento en la concentración del negro de carbón en la mezcla conduce a un aumento en el indicador de la característica considerada.

Como resultado de la optimización del material viscoelástico se concluye que:

- Con un aumento en la cantidad de aceite, todas las características consideradas disminuyen, pero con un alto contenido de CaCO_3 el factor de pérdida y el módulo de almacenamiento aumentan. Quizás esto se deba a que el CaCO_3 absorbe parte del aceite, disminuyendo así su proporción dentro de la mezcla.
- Un aumento de la cantidad de CaCO_3 con alto contenido de aceite, dentro de los límites del experimento, conduce a una disminución en la deformabilidad máxima a la ruptura, pero a un aumento en otras características bajo consideración.
- La adición de 10-12 gramos de negro de carbón es óptima para obtener los valores máximos del factor de pérdida y del módulo de almacenamiento al 100 % de la deformación.

Las características de cada probeta obtenida en base al programa de optimización aplicando la ecuación de regresión predictiva correspondiente a cada parámetro establecidas anteriormente se muestran en la **Tabla 2.12**. De manera adicional, se añade una columna a la derecha de cada resultado con el error predictivo de la ecuación con respecto a los valores obtenidos de manera experimental (vistos en la **Tabla 2.8**) para verificar la validez del método.

Tabla 2.12: Resultados de la predicción con el porcentaje de error.

Nº mezcla	η_{loss}	Error	$\gamma_u(x100)$	Error	G_e para $\gamma = 1$	Error
1	0.23	0.00 %	255.39 %	1.62 %	0.16 MPa	0.63 %
2	0.27	0.00 %	165.80 %	2.59 %	0.14 MPa	0.71 %
3	0.30	3.23 %	162.03 %	4.40 %	0.16 MPa	1.88 %
4	0.28	0.00 %	175.33 %	6.84 %	0.14 MPa	0.00 %
5	0.34	0.00 %	169.44 %	2.96 %	0.15 MPa	0.67 %
6	0.31	3.33 %	289.30 %	4.46 %	0.14 MPa	0.71 %
7	0.30	0.00 %	177.44 %	2.08 %	0.15 MPa	0.67 %
8	0.26	3.70 %	437.32 %	1.33 %	0.11 MPa	2.73 %
9	0.31	29.17 %	357.50 %	1.68 %	0.17 MPa	5.00 %
10	0.28	3.45 %	331.00 %	1.60 %	0.09 MPa	3.33 %
11	0.24	0.00 %	465.72 %	3.02 %	0.09 MPa	0.00 %
12	0.24	0.00 %	509.53 %	0.64 %	0.11 MPa	0.91 %
13	0.15	28.57 %	747.14 %	30.57 %	0.10 MPa	4.00 %

Los valores experimentales de la **Tabla 2.8** ordenados de mayor a menor y superponiendo los valores obtenidos por medio del método de diseño DBB se muestra en la **Figura 2.27**. Se puede observar la poca desviación, en términos generales, de la **Ecuación 2.21**, **Ecuación 2.22** y **Ecuación 2.23**.

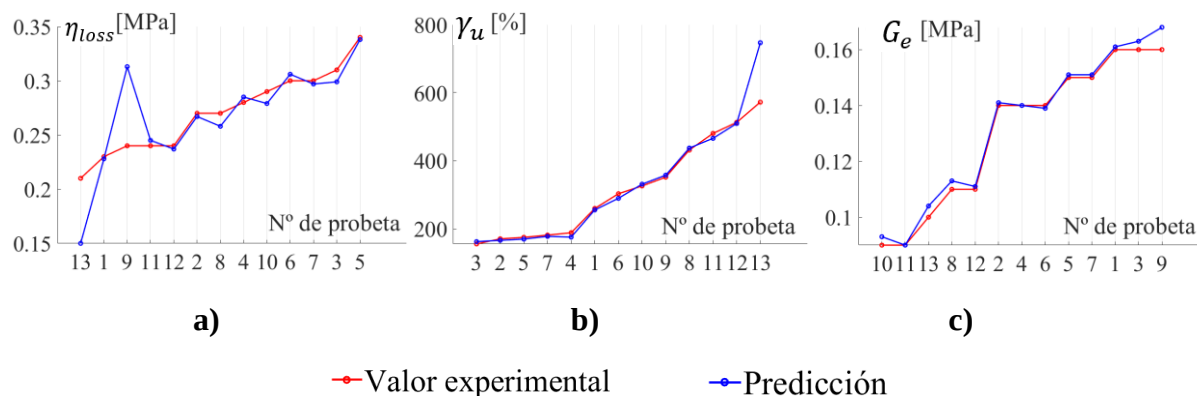


Figura 2.27: Comparativa entre valores experimentales y los predictivos del método DBB. **a)** Factor de pérdida; **b)** Distorsión angular última; **c)** Módulo de almacenamiento.

Se observan altas desviaciones únicamente en los ensayos 9 y 13 debidos a un posible fallo en el mezclado y procesado de los componentes de las probetas a ensayar. Por lo tanto, y a la vista de los resultados obtenidos, la composición óptima para un material compuesto basado en caucho de clorobutilo (CIIR) es la composición número 6.

La composición optimizada del material viscoelástico N3, por tanto, es la que se muestra en la **Tabla 2.13**.

Tabla 2.13: Composición óptima de la mezcla para el material N3.

Función	Componente	Código	Peso	%
Polímero base	Caucho de clorobutilo	HBK-139	26.00 g	25.77 %
Plastificante	Aceite industrial	I-40	8.00 g	9.22 %
Relleno inerte	Carbonato cálcico	CaCO ₃	60.00 g	49.55 %
Relleno activo	Negro de carbón	C-P-803	10.00 g	9.91 %
Relleno expansivo	Micro-esferas <i>Expancel</i>	950-DU-120	2.60 g	2.58 %
Activador para vulcanizar	<i>Vulkativ</i>	C-1	1.30 g	1.29 %
Agente de vulcanizado	Tiuram	TMTD	1.30 g	1.29 %
Agente de vulcanizado	Azufre molido	GS	0.40 g	0.40 %

Comparando el material obtenido (número 6) con el material base (número 7) vemos que el módulo de pérdida aumenta un 3 %, la máxima distorsión angular última aumenta un 63 %, lo cual conlleva una disminución del módulo de almacenamiento al 100 % de la deformación de un 8 %.

2.3.4.3. Composición óptima determinada con el método DBB

Como resultado de variar la cantidad de aceite industrial, CaCO₃ y negro de carbón, se han generado unas fórmulas predictivas que permiten optimizar la composición del material viscoelástico. Usando el método DBB de un experimento de tres factores con una combinación

diferente de componentes se investigó el efecto de dicha composición sobre la deformabilidad máxima de rotura, factor de pérdida y módulo de almacenamiento al 100 % de la deformación.

Se ha obtenido la cantidad óptima de componentes:

1. Negro de carbón: 10-12 gramos.
2. CaCO_3 : 50-60 gramos.
3. Aceite industrial: 8 gramos. Si se aplicase menos aceite el material no expandiría.

Esta composición da lugar a un material viscoelástico óptimo que denominamos en adelante N3 y que según los ensayos tiene las siguientes propiedades:

1. Deformación máxima de rotura $\gamma_u = 302.8 \%$.
2. Factor de pérdida $\tan(\delta) = \eta_{loss} = 0.30$.
3. Módulo de almacenamiento, para $\gamma = 1$, de $G_e = 0.14 \text{ MPa}$.

2.4. Ensayos dinámicos del material N3 integrado en el disipador híbrido

Los ensayos del apartado anterior se realizaron con probetas que tenían unas dimensiones de las láminas de material VE distintas a las que tiene el material dentro del disipador viscoelástico. Para determinar las propiedades del material viscoelástico N3 tal y como va a ser instalado en el disipador de energía híbrido, se fabricaron nuevas probetas en las que las láminas de material VE tenían la misma anchura y espesor que van a tener dentro del disipador, y se fabricaron siguiendo el mismo procedimiento empleado para integrarlos en los disipadores. Cuyas características se detallan en el **Capítulo 6** de esta tesis.

Los ensayos se realizaron en el útil metálico que se detalla en la **Figura 2.28**. Se colocan dos láminas de 2 mm de espesor en cada lado, es decir, un total de 4 láminas por cada útil. Esto se traduce en un espesor previo al vulcanizado de 4 mm por lateral que, una vez sometido al proceso de vulcanización, expande un 50 % alcanzando los 6 mm finales del hueco a cubrir.

Las láminas del material viscoelástico requieren ser adheridas por medio de una combinación de adhesivos químicos muy potentes que son el *Chemosil 211* ^[21] y el *Chemosil NL 411* ^[22] aplicados sobre la superficie metálica limpia de cualquier impureza.

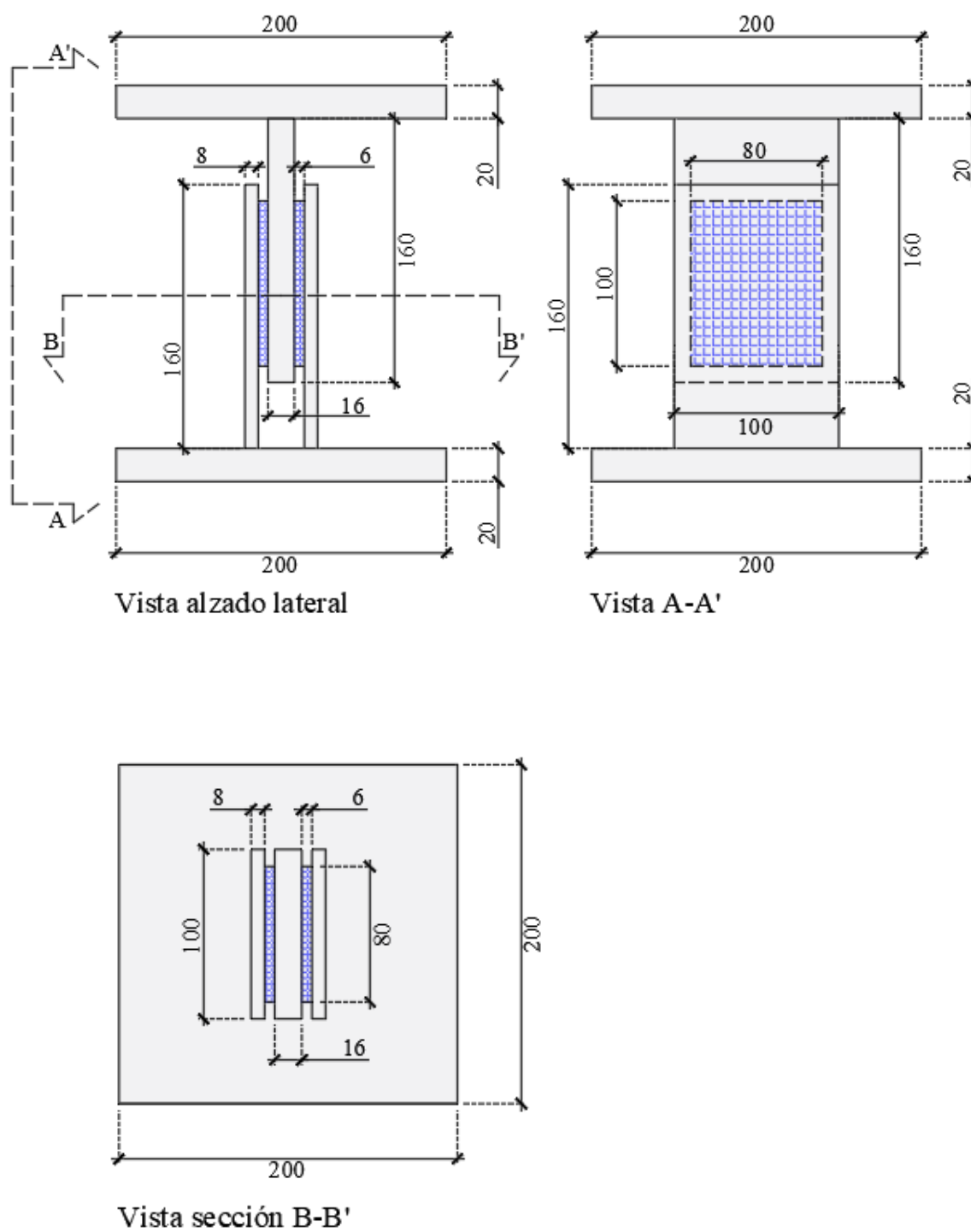


Figura 2.28: Esquema del útil empleado para los ensayos dinámicos. Cotas en mm.

2.4.1. Preparación y pegado de láminas

El proceso de preparación y pegado de las láminas requiere de unas instrucciones que se deben respetar para lograr óptimos resultados. Se debe proceder de la siguiente manera:

1. Limpieza con acetona de las superficies metálicas en las cuales se va a adherir el material VE.
2. Las partículas sólidas de los adhesivos químicos empleados (**Figura 2.29**) se depositan en el fondo, por lo cual es necesario batir el producto inmediatamente antes de usarlo.



a)

b)

Figura 2.29: Adhesivos químicos. **a)** *Chemosil 211*; **b)** *Chemosil NL 411*.

3. Aplicación del pegamento *Chemosil 211* con una brocha (**Figura 2.30.a**).
4. Una vez aplicado el *Chemosil 211*, esperar 30' para que se seque por completo.
5. Mismo proceso de aplicación del pegamento, pero esta vez para el producto *Chemosil NL 411* (**Figura 2.30.b**).
6. Volver a esperar 30' para que el *Chemosil NL 411* se haya secado.



a)

b)

Figura 2.30: Aplicación de los adhesivos químicos. **a)** Primera capa con *Chemosil 211*; **b)** Segunda capa con *Chemosil NL 411*.

7. Quitar el papel protector de una de las caras de la lámina de viscoelástico (**Figura 2.31**), colocarla en la zona deseada y aplicar presión con un rodillo hasta que se quede lo suficientemente adherido a la parte metálica.



Figura 2.31: Láminas de material N3 empleadas en el ensayo dinámico.

8. Una vez instaladas todas las láminas se pueden quitar el resto de papeles protectores (**Figura 2.32.a**).
9. Introducir el perfil metálico central dentro de los otros dos perfiles (**Figura 2.32.b**) con cuidado de que no se toquen las láminas porque se pueden adherir entre ambas antes del proceso de vulcanizado. Para este proceso se recomienda colocar un papel entre ambas láminas para evitar este tipo de adherencia indeseada.
10. Introducir unos pasadores roscados que puedan bloquear la pieza central para fijar el hueco correspondiente a los 6 mm en ambas caras durante el vulcanizado

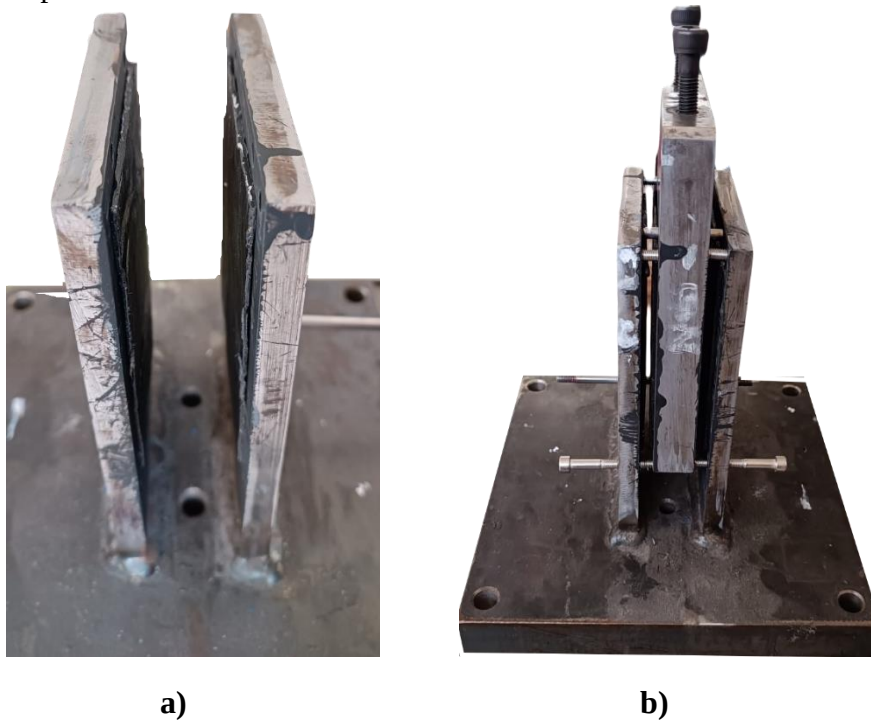


Figura 2.32: Útil de ensayo. **a)** Con láminas del material N3 pegadas en las placas exteriores; **b)** Montaje completo con la placa central colocada.

2.4.2. Proceso de vulcanización

El proceso de vulcanización es el mismo que el explicado en el **Apartado 2.4** de este capítulo, pero adaptado al nuevo útil. Se requiere, nuevamente, seguir de manera escrupulosa el siguiente listado de instrucciones.

1. Precalentar el horno hasta que alcance los 220 °C.
2. Introducir el útil en el horno con una sonda de temperatura instalada en la parte más cercana a la parte central del viscoelástico para controlar la temperatura correctamente.
3. Si se actúa con rapidez, esa apertura de puerta para colocar el útil con la sonda puede reducir la temperatura hasta los 140-150 °C. Esto conllevará que el proceso de curado del material se alargará unos 20-30 minutos hasta que se alcancen los 180 °C requeridos para su correcta vulcanización.
4. Monitorizar la variación de temperatura.
5. Una vez se alcancen los 180 °C dentro del material, esperar 20 minutos para que logre curarse por completo y se adhieran químicamente tanto las láminas de VE a las superficies metálicas como las láminas entre sí.
6. Pasado ese tiempo, sacar la probeta del horno (**Figura 2.33**). Esperar mínimo 6 horas antes de ensayar el útil.

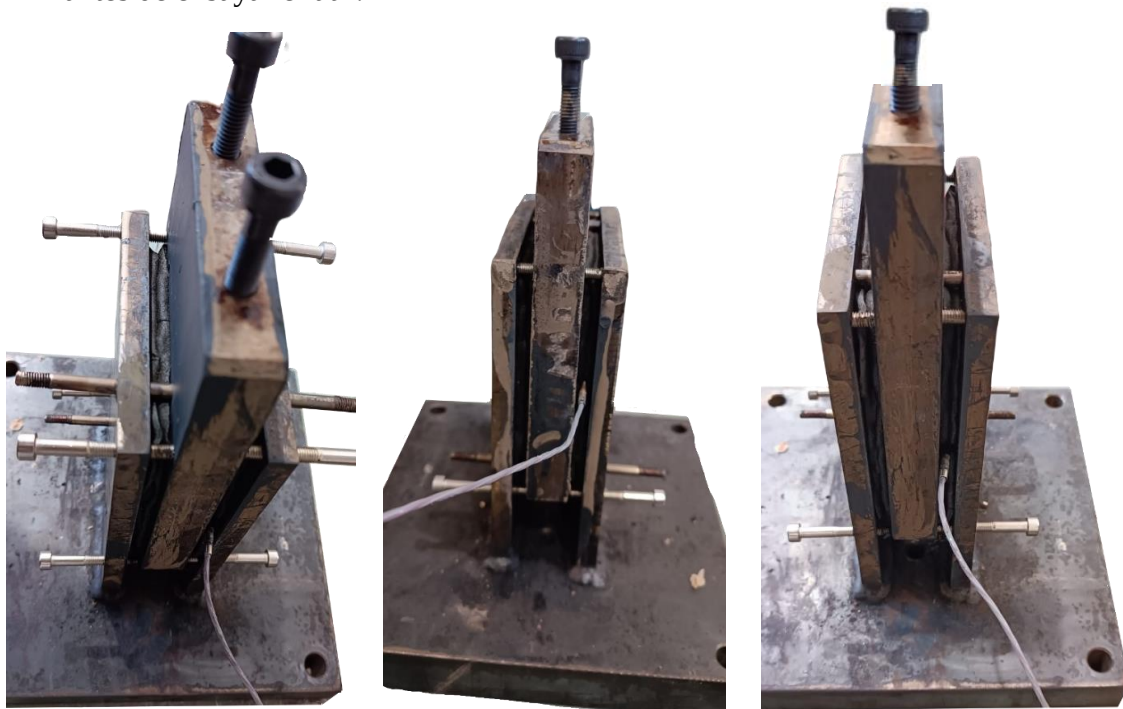


Figura 2.33: Diferentes vistas del resultado final del material vulcanizado con los termopares instalados para monitorizar la temperatura.

2.4.3. Influencia de la frecuencia y la temperatura

Una vez tenemos el material viscoelástico adherido entre las placas metálicas y vulcanizado correctamente en el horno, se realizan una serie de ensayos dinámicos para estudiar la influencia de la frecuencia y la temperatura en el comportamiento mecánico del material VE. El útil con el material VE incorporado se somete a deformaciones impuestas cíclicas armónicas a cortante mediante un actuador dinámico que será controlado por el sistema *Mooc* y que tiene instalados sensores para monitorizar la temperatura, el desplazamiento y la fuerza aplicada a lo largo del tiempo. Toda la instrumentación está conectada a un sistema de adquisición de datos *Quantum* gestionado por medio del programa *Catman*.

Aunque el propio actuador pueda registrar su desplazamiento de manera interna, es recomendable instalar dos transductores de desplazamiento LVDT (WA-200 mm y WA-300 mm) capaces de capturar el desplazamiento impuesto real que sufre el viscoelástico en cada ciclo. Para registrar la temperatura a lo largo de los ensayos se introducen termopares (PT-100). La fuerza que se desarrolla en el material VE se obtiene por medio de la célula de carga instalada dentro del actuador dinámico. La instalación completa del útil en el actuador dinámico se muestra en la **Figura 2.34**.

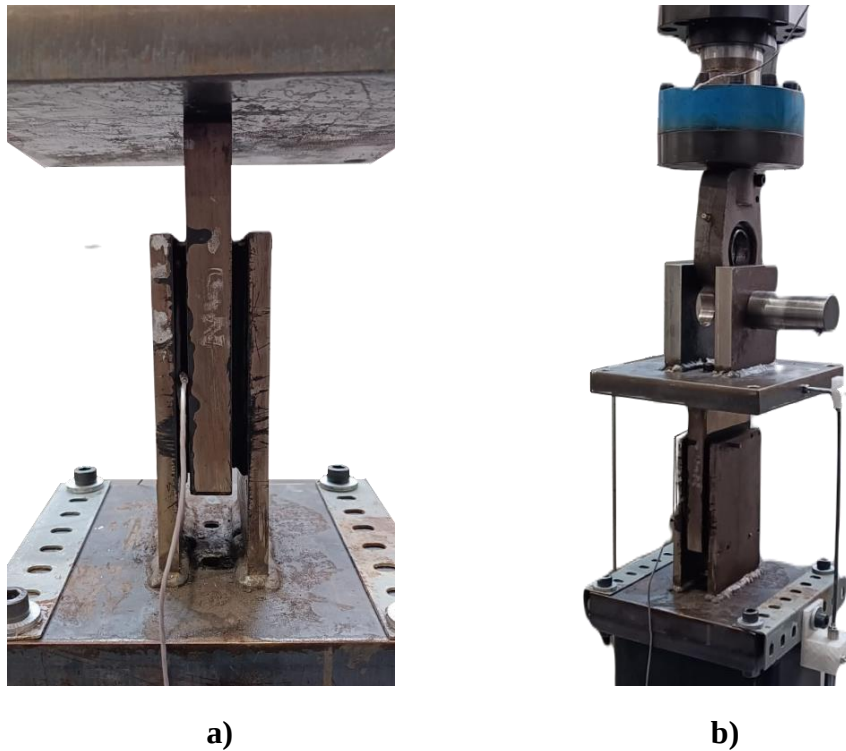


Figura 2.34: Disposición final del ensayo. **a)** Útil de ensayo; **b)** Actuador dinámico con dos LVDT conectados a cada lado.

Al actuador dinámico se le introduce una señal de desplazamiento senoidal que sigue una serie de frecuencias que van desde 1 Hz hasta 6 Hz y amplitud constante $d = 1.0$ mm que corresponde a una distorsión angular por cortante de $\gamma = 0.17$.

El proceso de ensayo realizado fue el siguiente:

- Se congeló el útil de ensayo con el material VE instalado para reducir su temperatura hasta los -12 °C y poder así comenzar con una temperatura inicial lo más baja posible.
- Se realiza una tanda de 6 ensayos donde se varió la frecuencia de la señal senoidal desde 1 Hz hasta 6 Hz manteniendo constante la amplitud $d = 1.0$ mm. Cada señal introducida es de solo 10 ciclos. Tanto el nivel de deformación bajo como el número de ciclos reducido permiten que el material no vea degradadas sus propiedades desde el primer ensayo hasta el último.
- Se realizaron tandas de ensayos de manera consecutiva, dado que la temperatura del material tendía a alcanzar la temperatura ambiente con bastante rapidez.

- Una vez alcanzada la temperatura ambiente, se fue calentando el material con medios externos para poder registrar nuevos valores a mayores temperaturas.
- Se realizan en total 66 ensayos, repartidos en 11 tandas que cubren un rango de temperatura que va desde los 6.7 °C hasta los 26.7 °C,

La geometría del material empleado es la siguiente:

- Superficies: 2
- Espesor t_{VE} : 6 mm
- Ancho b_{VE} : 80 mm
- Alto h_{VE} : 100 mm
- Área total A_{VE} : 16000 mm²
- Factor de forma f_d : 2666.7 mm

Siendo el factor de forma $f_d = 2 \cdot a \cdot b / e$ la relación geométrica que existe entre el área del material y su espesor.

En el **Apartado 3.2** se ha expuesto la base teórica del comportamiento de un material viscoelástico y se han definido los parámetros que lo caracterizan. Aunque las curvas tensión-deformación tangencial, $\tau - \gamma$, o fuerza deformación axial, $F - d$, que se obtienen experimentalmente no coinciden exactamente con las teóricas, los parámetros anteriores se pueden aproximar a partir de ellas como se indica en la **Figura 2.35** [26].

Los valores tomados de τ_{max} y γ_{max} se obtienen realizando la media aritmética de los términos asociados a los puntos A (cuadrante positivo) y B (cuadrante negativo), de igual manera se procede con los valores de F_{max} y d_{max} ; mientras que W (energía disipada), es el área encerrada en cada ciclo.

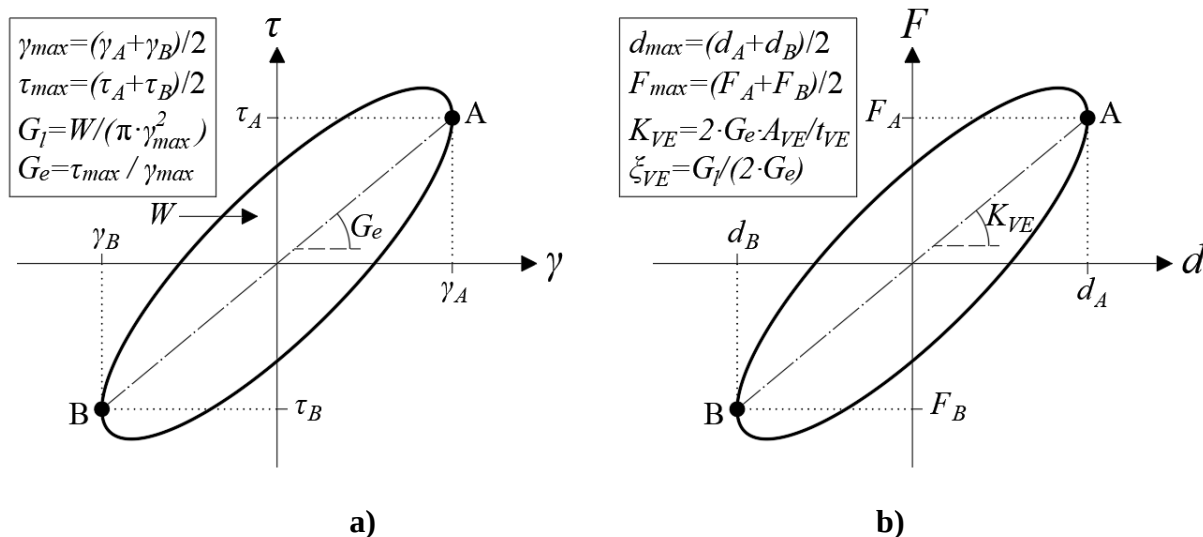


Figura 2.35: Representación gráfica de los términos que definen el comportamiento dinámico y mecánico del material VE. **a)** En términos de tensión tangencial y distorsión angular; **b)** En términos de fuerza y desplazamiento.

Es bien conocido [38, 76, 88] que en los materiales VE, tanto el módulo de almacenamiento G_e como el módulo de pérdida G_l dependen de la frecuencia y la amplitud. G_e y G_l aumentan con la frecuencia, pero disminuyen con la temperatura. En este apartado, a partir de los datos experimentales, se cuantifica la influencia de la temperatura interna del material y de la frecuencia de excitación en las propiedades dinámicas del mismo [25].

Los materiales basados en caucho de clorobutilo (CIIR) pasan por varias fases dentro de amplios rangos de temperatura [57]. Estas regiones se conocen como regiones vítreas, de transición, de goma y viscosas. En la **Figura 2.36.a** se muestra de qué manera varían los valores de G_e , G_l y η_{loss} y en la **Figura 2.36.b** se aprecia de qué manera varía γ en función de la temperatura. En la región vítrea tiene un comportamiento similar al vidrio, lo que significa que las cadenas poliméricas están rígidamente ordenadas y son de naturaleza cristalina. En ese estado muestra los mayores valores de rigidez y los menores de amortiguamiento. La siguiente fase de transición es donde experimenta los mayores cambios de rigidez y posee el mayor amortiguamiento posible. En este estado las cadenas poliméricas se encuentran en un estado semi-rígido y semi-fluido. La siguiente fase, en la región de goma, es en la que ha sido ensayado el material viscoelástico de esta tesis, donde mantiene sus propiedades más estables con respecto a cambios de frecuencia y temperatura.

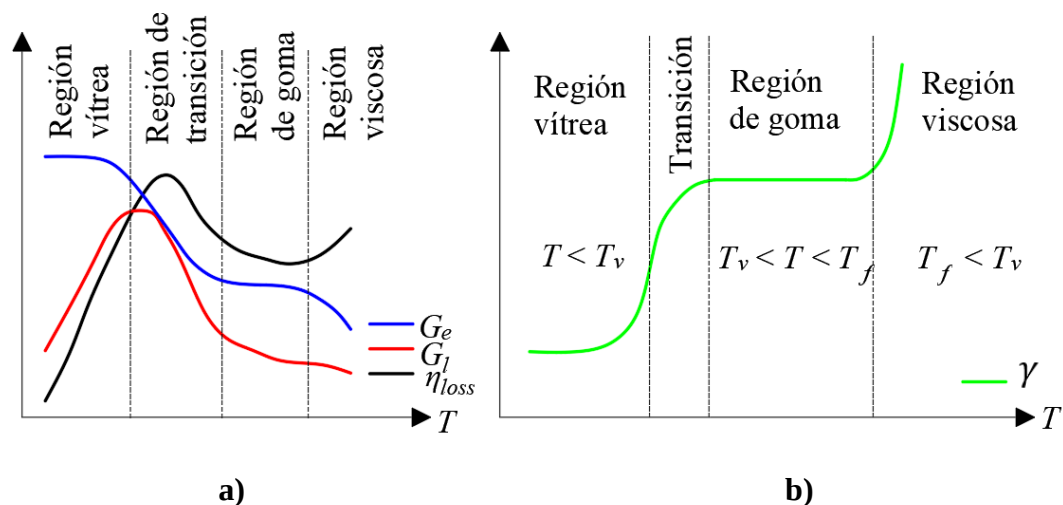


Figura 2.36: Representación conceptual de los estados del CIIR en función de la temperatura. **a)** Valores de G_e , G_l y η_{loss} ; **b)** Valores de deformación angular γ .

2.4.3.1. Análisis de resultados con Matlab R2021b

Empleando la formulación anterior se analizaron los resultados de los 66 ensayos realizados. En cada ensayo, el material VE se sometió a distorsiones angulares impuestas de tipo armónico a diferentes temperaturas y frecuencias de excitación. En primer lugar, se diseña un script en *Matlab R2021b* que automatice las lecturas de toda la instrumentación de cada ensayo y sea

capaz de generar las curvas de fuerza-desplazamiento y tensión-deformación por cada ciclo identificando los siguientes parámetros:

- Frecuencia de la excitación.
- Temperatura del material.
- Valores máximos de fuerza y desplazamiento.
- Valores máximos de tensión y deformación.
- Ángulo de desfase entre la tensión y la deformación.
- Distorsión angular y frecuencia angular.
- Rigidez, módulo elástico y coeficiente de viscosidad.
- Energía disipada y almacenada.
- Módulo de almacenamiento, módulo de pérdida y factor de pérdida.

Se ilustra con la **Figura 2.37.a** una curva de fuerza-desplazamiento para un ciclo con $d = 1$ mm de amplitud (que corresponde a $\gamma = 1/6 = 0.17$), excitado a 5 Hz y a 24 °C de temperatura en el material, indicando a su vez los puntos de máximo desplazamiento, $d_{VE,max}^+$ y $d_{VE,max}^-$, y máxima fuerza, $F_{VE,max}^+$ y $F_{VE,max}^-$, en ambos sentidos. En la **Figura 2.37.b** se puede observar el gráfico de todos los ciclos superpuestos para una misma frecuencia de excitación a 3 Hz, donde se reflejan todos los ensayos realizados a lo largo de todo el rango de temperatura entre el primer y último ensayo. Se observa que conforme la temperatura aumenta el material va perdiendo rigidez, es decir G_e disminuye.

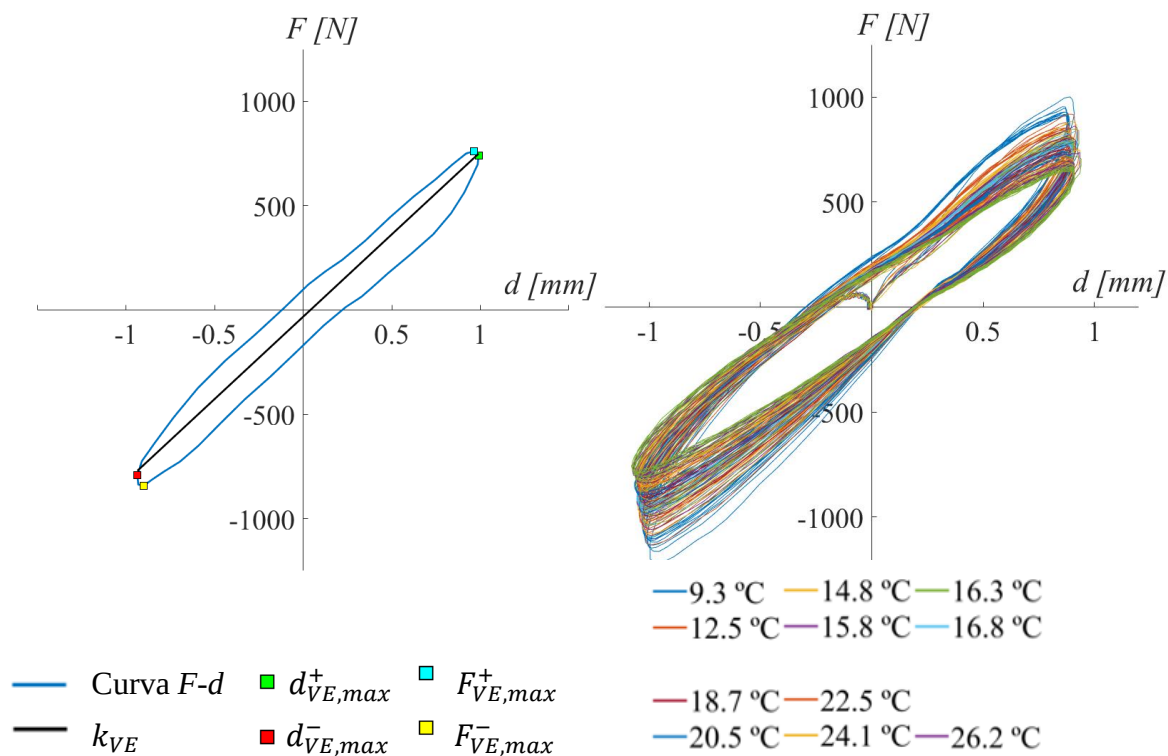


Figura 2.37: **a)** Ejemplo de curva fuerza-desplazamiento para un ciclo con 1 mm de amplitud, 5 Hz de frecuencia y 24 °C de temperatura en el material; **b)** Curvas fuerza-desplazamiento para el rango de temperaturas completo para el ensayo realizado a 3 Hz.

Para caracterizar el material viscoelástico necesitamos conocer los valores del módulo de almacenamiento G_e , del módulo de pérdida G_l y del factor de pérdida η_{loss} . Para ello, se sintetizó toda la información generada de los ensayos y los resultados se muestran en función de la frecuencia y la temperatura en la **Figura 2.38**, **Figura 2.39** y **Figura 2.40**, respectivamente.

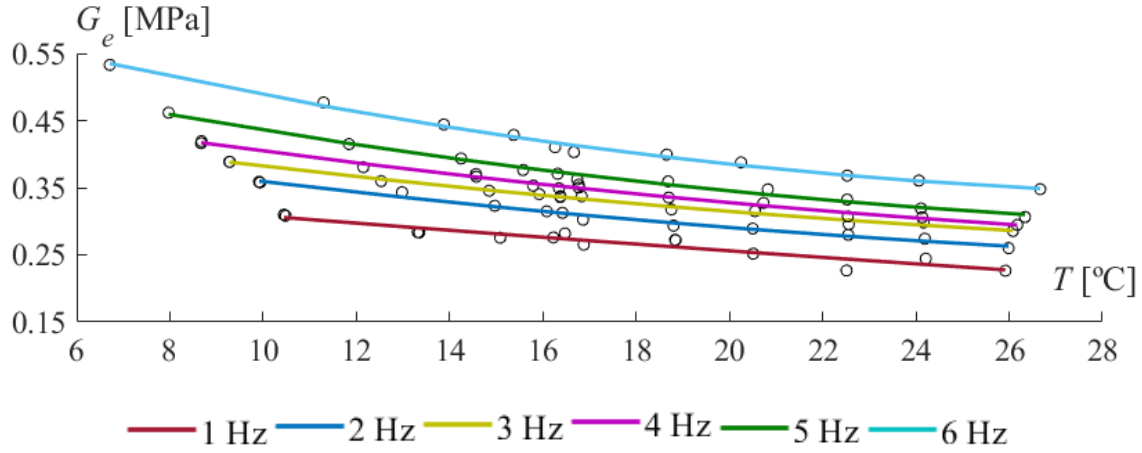


Figura 2.38: Módulo de almacenamiento G_e para todo el rango de temperatura según la frecuencia de excitación, para una amplitud constante de 1 mm.

Los resultados experimentales, marcados con círculos, se aproximaron mediante curvas de regresión de segundo grado y se observa claramente que los valores del módulo de almacenamiento G_e disminuyen con el aumento de la temperatura y aumentan con la frecuencia. Mediante el cálculo de las curvas de regresión empleadas se generan unas fórmulas predictivas que se muestran, con el subíndice numérico para cada frecuencia de excitación, en la **Ecuación 2.17**, **Ecuación 2.18**, **Ecuación 2.19**, **Ecuación 2.20**, **Ecuación 2.21** y **Ecuación 2.22**.

$$G_{e,1} = 0.0000 \cdot T^2 - 0.0059 \cdot T + 0.3650 \quad (2.17)$$

$$G_{e,2} = 0.0001 \cdot T^2 - 0.0110 \cdot T + 0.4553 \quad (2.18)$$

$$G_{e,3} = 0.0001 \cdot T^2 - 0.0106 \cdot T + 0.4753 \quad (2.19)$$

$$G_{e,4} = 0.0001 \cdot T^2 - 0.0120 \cdot T + 0.5102 \quad (2.20)$$

$$G_{e,5} = 0.0002 \cdot T^2 - 0.0155 \cdot T + 0.5694 \quad (2.21)$$

$$G_{e,6} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0190 \cdot T + 0.6495 \quad (2.22)$$

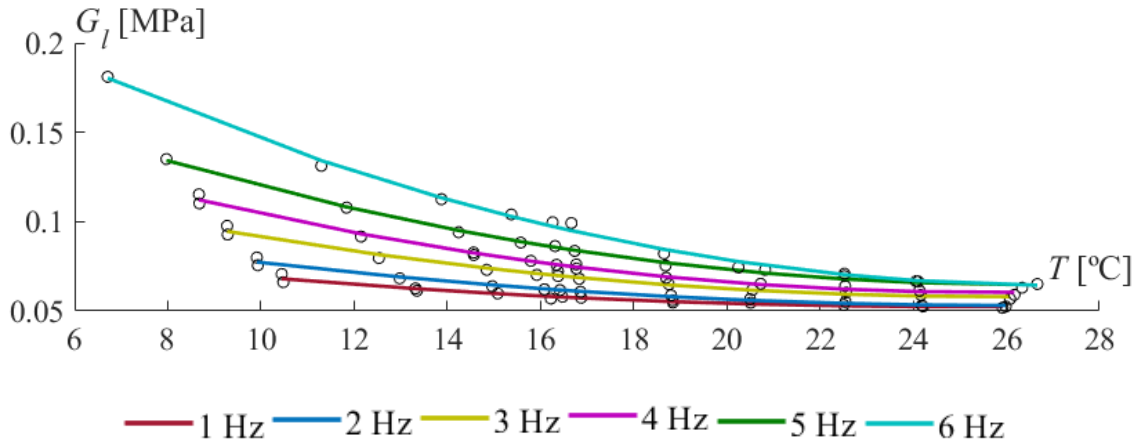


Figura 2.39: Módulo de pérdida G_l para todo el rango de temperatura según la frecuencia de excitación, para una amplitud constante de 1 mm.

De igual manera, los resultados experimentales se aproximaron mediante curvas de regresión de segundo grado y se observa igualmente que los valores del módulo de pérdida G_l disminuyen con el aumento de la temperatura y aumentan con la frecuencia. Mediante el cálculo de las curvas de regresión empleadas se generan unas fórmulas predictivas que se muestran, con el subíndice numérico para cada frecuencia de excitación, en la **Ecuación 2.23**, **Ecuación 2.24**, **Ecuación 2.25**, **Ecuación 2.26**, **Ecuación 2.27** y **Ecuación 2.28**.

$$G_{l,1} = 0.0001 \cdot T^2 - 0.0037 \cdot T + 0.0985 \quad (2.23)$$

$$G_{l,2} = 0.0001 \cdot T^2 - 0.0048 \cdot T + 0.1163 \quad (2.24)$$

$$G_{l,3} = 0.0001 \cdot T^2 - 0.0070 \cdot T + 0.1475 \quad (2.25)$$

$$G_{l,4} = 0.0002 \cdot T^2 - 0.0092 \cdot T + 0.1785 \quad (2.26)$$

$$G_{l,5} = 0.0002 \cdot T^2 - 0.0108 \cdot T + 0.2071 \quad (2.27)$$

$$G_{l,6} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0150 \cdot T + 0.2688 \quad (2.28)$$

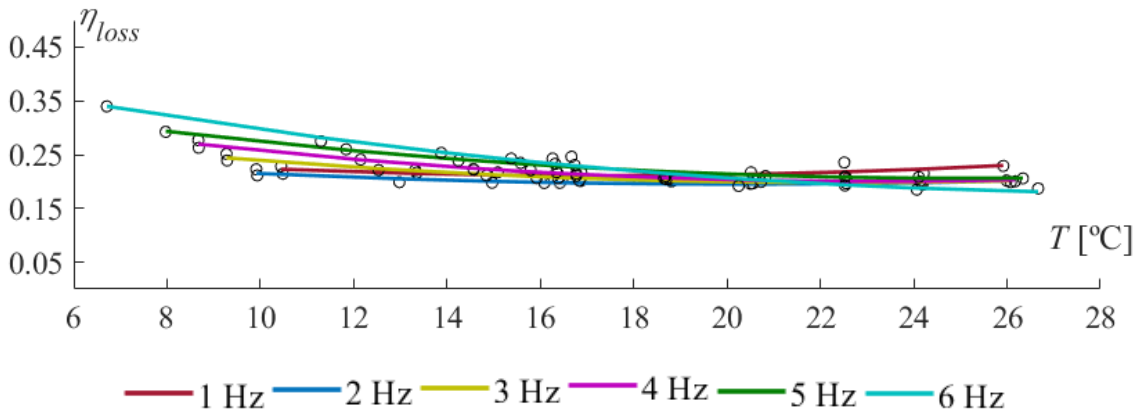


Figura 2.40: Factor de pérdida η_{loss} para todo el rango de temperatura según la frecuencia de excitación, para una amplitud constante de 1 mm.

De igual manera que en los dos casos anteriores, los resultados experimentales se aproximaron mediante curvas de regresión de segundo grado. Debido a que tanto el módulo de almacenamiento como el módulo de pérdida tienen similares tasas de reducción con la temperatura, el factor de pérdida η_{loss} se mantiene aproximadamente constante, aunque a temperaturas bajas tiende a aumentar levemente con la frecuencia. Mediante el cálculo de las curvas de regresión empleadas se generan unas fórmulas predictivas que se muestran, con el subíndice numérico para cada frecuencia de excitación, en la **Ecuación 2.29**, **Ecuación 2.30**, **Ecuación 2.31**, **Ecuación 2.32**, **Ecuación 2.33** y **Ecuación 2.34**.

$$\eta_{loss,1} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0088 \cdot T + 0.2871 \quad (2.29)$$

$$\eta_{loss,2} = 0.0002 \cdot T^2 - 0.0076 \cdot T + 0.2718 \quad (2.30)$$

$$\eta_{loss,3} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0120 \cdot T + 0.3319 \quad (2.31)$$

$$\eta_{loss,4} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0153 \cdot T + 0.3775 \quad (2.32)$$

$$\eta_{loss,5} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0149 \cdot T + 0.3934 \quad (2.33)$$

$$\eta_{loss,6} = 0.0003 \cdot T^2 - 0.0183 \cdot T + 0.4488 \quad (2.34)$$

En el **Apartado 3.4.2** de este capítulo, de los ensayos realizados para estudiar la composición óptima del material con probetas de distinto tamaño al que va a tener el material VE dentro del disipador y a frecuencia constante de 0.1 Hz y amplitud constante $d = 5.0$ mm ($\gamma = 1.0$), se concluyó que tenía un factor de pérdida $\eta_{loss} = 0.30$. El obtenido con probetas de dimensiones similares a las que va a tener el material VE dentro del disipador y a frecuencias variables y amplitud de 1 mm, tiene un valor cercano (**Figura 2.40**) con la ligera variación debida a la influencia de la frecuencia.

Los 66 ensayos realizados se han agrupado en incrementos de temperaturas de 0.1 °C, es decir, se obtuvieron valores medios cada vez que la temperatura aumentase una décima de grado. Es preciso recalcar que el ensayo comienza a hacerse con el material en 6.7 °C y la temperatura ambiente es de 25 °C, lo cual supone un aumento muy rápido de la misma. Esto se refleja en la **Figura 2.38**, **Figura 2.39** y **Figura 2.40** donde el primer tramo de temperatura difiere en unos 3 °C de diferencia entre el primer ensayo realizado a 6 Hz y el último realizado a 1 Hz. En un ensayo donde el útil hubiera estado refrigerado por una cabina térmica, esos puntos deberían aparecer verticales, indicando que todas las frecuencias han sido ensayadas bajo la misma temperatura. Esta verticalidad vemos que se mantiene cuanto más cerca se encuentra el material de la temperatura ambiente. Los puntos del extremo de la derecha muestran una pendiente opuesta debido a que el material se encontraba por encima de la temperatura ambiente y conforme se realizaban los ensayos la temperatura iba disminuyendo.

Capítulo 3. Caracterización de la respuesta sísmica de pórticos con disipadores dependientes de la velocidad

En el **Capítulo 2** se expuso el concepto y las propiedades mecánicas y dinámicas de un nuevo material viscoelástico desarrollado para ser incorporado en disipadores de energía dependientes de la velocidad. En este capítulo se da un paso más, y se estudia en general la respuesta sísmica a nivel de estructura completa, de pórticos equipados con disipadores dependientes de la velocidad, dentro de los cuales se encontraría, como caso particular, el disipador fabricado con el nuevo material viscoelástico desarrollado en el **Capítulo 2**. El objetivo es caracterizar la repuesta global de este tipo de estructuras en términos de distribución de la energía que contribuye al daño E_D introducida por el terremoto entre las plantas, distribución de la energía de planta entre la estructura principal y los disipadores, desplazamiento máximo entreplantas, etcétera. Para lograrlo se realiza un amplio estudio paramétrico que abarca estructuras porticadas de edificios de 3, 6 y 9 plantas, equipados con disipadores viscosos que aportan una fracción del 10 %, 20 %, 30 % y 40 % de amortiguamiento en el primer modo de vibración, sometidos a cientos de terremotos de diferente tipo (impulsivo y no impulsivo). La influencia de la componente elástica de los disipadores VE se puede incluir en las propiedades de la estructura principal, por los que el estudio se centra en la componente viscosa.

Los terremotos seleccionados para el estudio se escalan para dos niveles de sismicidad, lo que define los dos escenarios que se muestran en la **Tabla 3.1**. El primer escenario corresponde a terremotos frecuentes para los cuales la estructura no debe rebasar el estado límite de limitación del daño (DL). El segundo escenario corresponde al terremoto de proyecto para el cual la estructura no debe rebasar el estado límite de daño significativo. (SD). En la **Tabla 3.1** se muestran las características de cada uno de los dos estados límite.

Tabla 3.1: Definición de los escenarios de estudio según Eurocódigo 8.

Escenario 1:	Escenario 2:
- Terremoto frecuente.	- Terremoto de proyecto.
- Período de retorno: 95 años.	- Período de retorno: 475 años.
- P_{NCR} del 10% en 10 años.	- P_{NCR} del 10% en 50 años.
- Estado límite: Limitación del daño.	- Estado límite: No colapso.
- Todas las plantas se mantienen dentro del rango elástico.	- Ninguna planta supera el 2 % de la deriva entre plantas.
- Al menos una planta alcanza el límite elástico.	- Al menos una planta alcanza el 2 % de la deriva entre plantas.

Siendo P_{NCR} la probabilidad de superar la acción sísmica de referencia en un determinado período de tiempo. Para alcanzar ambos escenarios, las señales sísmicas se han escalado en

términos de aceleración pico del suelo (PGA), según se expone en el **Apartado 2** de este capítulo.

3.1. Planteamiento del estudio paramétrico

Se realizó un estudio paramétrico en el cual un conjunto de estructuras porticadas de edificación equipadas con disipadores dependientes únicamente de la velocidad, se sometieron a un conjunto de terremotos y se obtuvo su respuesta mediante simulaciones numéricas. Los parámetros de respuesta evaluados se muestran en la **Tabla 3.2**.

Tanto en el caso del terremoto frecuente como en el caso del terremoto de proyecto, los análisis se han ejecutado hasta el instante en que termina la señal de aceleración del terremoto, pero los valores que se muestran en este capítulo son los obtenidos hasta el instante llamado t_m , en el cual la cubierta alcanza el máximo desplazamiento. El motivo es que los resultados del estudio se van a emplear para plantear la ecuación de balance de energía del sistema en el instante de desplazamiento máximo.

Tabla 3.2: Definición de los puntos a investigar en el estudio paramétrico.

Escenario 1: Terremoto frecuente.

- Número de ciclos equivalentes en los disipadores (**Apartado 3.2.1.1**).
 - Desplazamientos máximos entre plantas (**Apartado 3.2.1.2**).
 - Aceleraciones máximas absolutas (**Apartado 3.2.1.3**).
-

Escenario 2: Terremoto de proyecto.

- Número de ciclos equivalentes en los disipadores (**Apartado 3.2.2.1**).
 - Número de ciclos equivalentes en la estructura principal (**Apartado 3.2.2.2**).
 - Desplazamientos máximos entre plantas (**Apartado 3.2.2.3**).
 - Aceleraciones máximas absolutas (**Apartado 3.2.2.4**).
 - Distribución de energía de deformación plástica entre plantas en la estructura principal (**Apartado 3.2.2.5**).
 - Relación entre $\eta(t_m)$ y $\mu(t_m)$ (**Apartado 3.2.2.6**).
 - Reparto de la energía disipada en cada planta entre la estructura principal y los disipadores (**Apartado 3.2.2.7**).
-

Siendo la relación $\eta(t_m)/\mu(t_m)$ el número de excursiones plásticas equivalentes de amplitud máxima. En el caso de sistemas histéreticos de un grado de libertad con comportamiento del tipo elástico-perfectamente plástico, a su vez, esta ratio está directamente relacionada con el concepto de número de ciclos equivalentes. Se analizará en profundidad en el **Apartado 2.2.6**.

Las simulaciones numéricas se realizaron con el software de análisis no lineal de estructuras *IDARC 2D v7.0*, automatizando el proceso empleando el software comercial *Matlab R2021b*.

Aplicando los criterios establecidos en el **Apartado 1.4**, se escogen 374 componentes horizontales de aceleración del suelo. Teniendo en cuenta que se analizan tres tipologías de estructuras de edificios para cuatro tipos de amortiguamiento diferente, y que se requiere cumplir los dos escenarios establecidos en la **Tabla 3.1**, esto se traduce en un total de 8976 análisis. En términos de tiempo, a razón de una media de 30 minutos por cálculo aproximadamente, significa que se requieren 4488 horas o 187 días de computación ininterrumpida. Dado que se dispuso de medios suficientes para paralelizar el cálculo, se pudo realizar en un tiempo neto 744 horas o 31 días de cálculo computacional sin interrupciones.

Cabe destacar que el tiempo promedio indicado para el cálculo depende de si se trata de un análisis lineal o no lineal, puesto que la predicción de un desplazamiento en rango lineal se obtiene siempre en dos pasos; pero la predicción de un desplazamiento que entra en el rango no lineal requiere de muchas más iteraciones. Para reducir al máximo estas iteraciones se empleó el método N2 [33, 34, 92] para estimar los desplazamientos máximos.

Para obtener los parámetros de respuesta de la **Tabla 3.2** hubo que registrar los desplazamientos, velocidades, aceleraciones y fuerzas de la estructura y los disipadores, en cada instante de tiempo del cálculo dinámico y post-procesar después dicha monitorización de respuestas para obtener los resultados deseados.

3.1.1. Descripción de los prototipos de pórticos y su modelización

3.1.1.1. Descripción de los prototipos

Como prototipos de pórticos de hormigón armado analizados en este estudio se partió de los empleados en la referencia [67], los cuales fueron modificados sustituyendo los muros de fábrica existentes en todas las plantas (salvo en la planta baja) por disipadores de energía de tipo viscoso. Se trata de estructuras porticadas de edificios proyectados para soportar únicamente las cargas gravitatorias, con vigas de canto en las dos direcciones y losas macizas como diafragmas horizontales.

La variable principal que diferencia los tres prototipos de estructuras empleadas es el número de plantas, 3, 6 y 9 plantas, que se han identificado con los códigos P3, P6 y P9 respectivamente. Estos pórticos representan estructuras de períodos de vibración cortos, medios y largos. Los pórticos presentan regularidad tanto en planta como en elevación tal y como se muestra en la **Figura 3.1**, donde se indica la posición de los disipadores. Todas las plantas miden 3 m de altura, salvo la planta baja, en todos los casos, que mide 4.5 m. Se puede observar que, aparte del número de plantas, el prototipo P9 también difiere en el número de vanos en la dirección *Y* en la que solo tiene tres y no cuatro como los otros dos prototipos. Por lo tanto, el ángulo que

forma el eje del disipador con la horizontal es el mismo para el prototipo P3 y P6, siendo mayor el ángulo en la planta baja que en el resto de plantas.

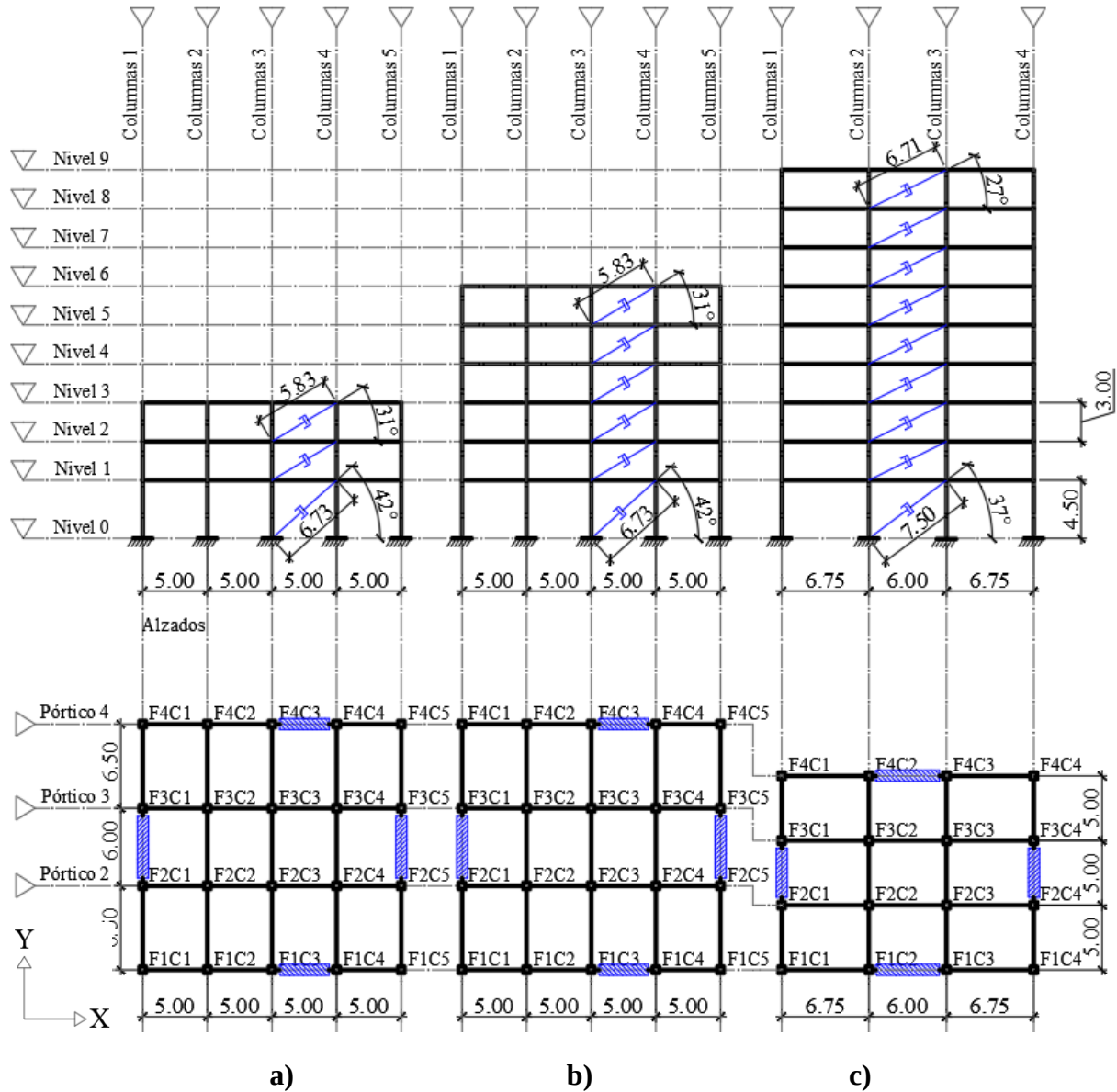


Figura 3.1: Prototipos de estructuras porticadas con disipadores viscosos. Vistas de alzados y plantas. **a)** Prototipo P3; **b)** Prototipo P6; **c)** Prototipo P9. Cotas en m.

Los parámetros que definen la geometría global de los tres prototipos empleados se presentan en la **Tabla 3.3**.

Tabla 3.3: Definición de los prototipos.

Prototipo	h_l [m]	h_k [m]	H [m]	N_{VX}	N_{VY}	L_{Xi} [m]	L_{Yi} [m]	A_T [m ²]	N_C	N_B	N_D
P3	4.50	3.00	10.50	4	3	5,00	6.50	380.00	15	12	3
							6.00				
							6.50				
P6	4.50	3.00	19.50	4	3	5,00	6.50	380.00	30	24	6
							6.00				
							6.50				
P9	4.50	3.00	28.50	3	3	6.75	5.00	292.50	36	27	9
						6.00					
						6.75					

Donde h_l es la altura de la planta baja, h_k la altura del resto de plantas y H la altura total del edificio; N_{VX} el número de vanos en la dirección X y N_{VY} en la dirección Y ; L_{Xi} la luz de cada vano en la dirección X y L_{Yi} en la dirección Y ; A_T el área total de cada planta; N_C el número de columnas de un pórtico, N_B el número de vigas por pórtico y N_D el número de disipadores por pórtico, dispuestos siempre en el perímetro de la estructura.

Tabla 3.4: Secciones de los elementos estructurales con las dimensiones en cm.

L_F	L_C	Número de planta								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
P3		C1, C5	30x30	30x30	25x25					
	F1, F4	C2, C3, C4	30x30	30x30	25x25					
		C1, C5	30x30	30x30	25x25					
	F2, F3	C2, C3, C4	35x35	30x30	25x25	-	-	-	-	-
	Vigas	C1 - C5	30x60	30x60	25x50					
	Masas [kN·s ² /cm]:		4.77	4.71	2.88					
P6		C1, C5	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25		
	F1, F4	C2, C3, C4	35x35	35x35	35x35	30x30	30x30	25x25		
		C1, C5	40x40	35x35	30x30	30x30	30x30	25x25		
	F2, F3	C2, C3, C4	50x50	45x45	40x40	35x35	35x35	30x30	-	-
	Vigas	C1 - C5	30x60	30x60	30x60	30x60	30x60	25x50		
	Masas [kN·s ² /cm]:		4.86	4.77	4.75	4.74	4.72	2.88		

P9	F1, F4	C1, C4	40x40	40x40	40x40	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35
		C2, C3	45x45	45x45	40x40	40x40	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35
	F2, F3	C1, C4	45x45	45x45	45x45	40x40	40x40	35x35	35x35	35x35	35x35
		C2, C3	60x60	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	35x35	35x35
	Vigas	C1 - C4	30x60	30x60	30x60	30x60	30x60	30x60	30x60	30x60	25x50
	Masas [kN·s ² /cm]:		3.93	3.84	3.81	3.79	3.76	3.75	3.75	3.75	2.29

En la **Tabla 3.4** se muestran las secciones de los elementos estructurales empleados, siendo L_C el número de la línea de columna donde se encuentra el elemento y L_F el número del pórtico. En la **Tabla 3.5** se muestran las propiedades mecánicas de los materiales, tomados de la referencia [67], donde σ_c y E_c son la resistencia característica y el módulo de Young del hormigón, mientras que σ_s y E_s son los valores correspondientes al acero.

Tabla 3.5: Propiedades mecánicas de los materiales.

Hormigón		Acero	
σ_c [Mpa]	E_c [Mpa]	σ_s [Mpa]	E_s [Mpa]
20.6	21500	274	206000

3.1.1.2. Modelización de los prototipos

La modelización y análisis de los tres prototipos de estructuras porticadas se realizó con el programa *IDARC 2D v7.0* [45, 73]. Los detalles de estos modelos pueden consultarse en la referencia [67]. En este apartado se expone un resumen de los parámetros generales definidos en el programa *IDARC 2D v7.0*. Este programa permite hacer análisis dinámicos no lineales para el sismo actuando sólo en una dirección horizontal. El programa permite introducir modelos 3D formados por pórticos paralelos conectados por diafragmas horizontales infinitamente rígidos, pero internamente los transforma en modelos planos disponiendo todos los pórticos en un mismo plano y conectándolos mediante barras biarticuladas infinitamente rígidas para que trabajen en paralelo. Las vigas se suponen infinitamente rígidas en la dirección axial. Esta configuración se basa por lo tanto en la hipótesis de que el forjado actúa como un diafragma rígido. Los elementos lineales de columnas y vigas se modelizan como barras considerando deformaciones a axil, flexión y cortante en el caso de las columnas, y deformaciones a flexión y cortante en el caso de las vigas. Los tramos de los extremos de los elementos viga y pilar que pertenecen al nudo viga-pilar se modelan como infinitamente rígidos. En el caso de elementos de hormigón armado, al programa se le proporciona como datos la dimensión de las secciones, las áreas de armadura y su posición. El programa internamente, empleando modelos de fibras y las leyes constitutivas definidas para los materiales (**Figura**

3.2), calcula la relación momento-curvatura en las secciones extremas de la porción de barra que deforma a flexión [30].

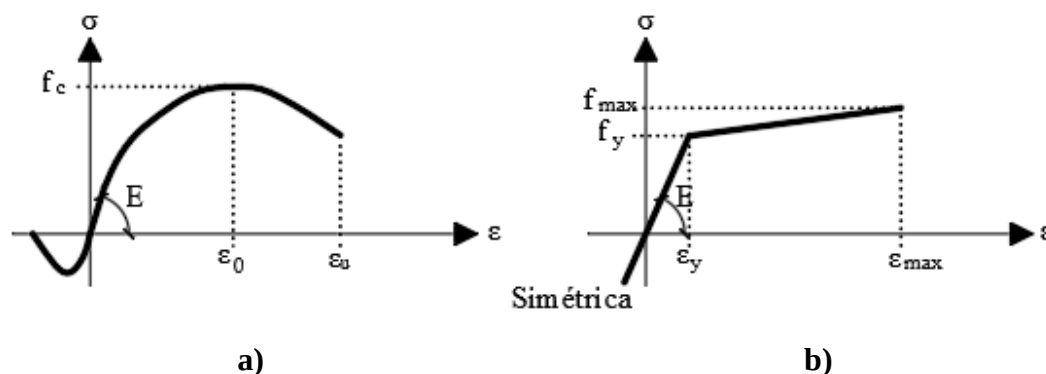


Figura 3.2: Modelos constitutivos de los materiales. **a)** Hormigón; **b)** Acero.

Para caracterizar la evolución de las deformaciones plásticas a lo largo de la barra, *IDARC* emplea un modelo de propagación de la plastificación [74]. Supóngase una barra genérica sometida a momentos del mismo signo en los extremos y deformando a doble curvatura, la distribución de momentos a lo largo de la barra sería como sigue: a medida que aumentan los giros o momentos impuestos en los extremos, las zonas extremas de las barras se ven sometidas a deformaciones plásticas, en una longitud que va creciendo. *IDARC* modela este proceso de extensión de la plastificación a lo largo de la barra, en la zona central sometida a momentos de valor inferior al momento de fisuración del hormigón se acepta que la barra se mantiene elástica con una flexibilidad EI_0^{-1} que se mantiene constante. En los extremos de la barra que están sometidos a momentos superiores al de fisuración del hormigón, se asume una distribución de flexibilidad variable. La forma de esta distribución puede ser constante, variar linealmente o de forma parabólica (esta última no implementada en la versión empleada de *IDARC*). En este estudio se asumió una distribución lineal.

IDARC puede tener en cuenta también la interacción momento-axil mediante superficies de interacción, pero cuando la ley histerética empleada es compleja, es mejor fijar un valor medio del axil actuante en la zona de la rótula plástica y mantenerlo constante durante todo el análisis. Ésta es la opción adoptada en este estudio.

Por último, es necesario definir la ley histerética que sigue la relación momento-curvatura en los extremos de la barra cuando se somete a cargas cíclicas. La ley histerética se define mediante la relación momento-curvatura bajo cargas monótonas y una serie de reglas que gobiernan los cuatro fenómenos típicos que exhibe un elemento de hormigón armado sometido a cargas cíclicas, a saber:

- Degradación de rigidez (controlada por el parámetro *HC*).
- Degradación de resistencia por ductilidad (controlada por parámetro *HBD*).
- Degradación de resistencia por energía (controlada por parámetro *HBE*).
- Efecto de pinzamiento (controlada por parámetro *HS*).

3.1.2. Propiedades dinámicas y resistentes de los prototipos

Una vez construidos los modelos numéricos, se ejecuta un análisis modal para conocer las propiedades dinámicas de cada edificio considerando únicamente la estructura principal de hormigón armado. Éstas vienen descritas en la **Tabla 3.6**.

Tabla 3.6: Propiedades dinámicas de los tres prototipos.

Prototipo P3							
Modo	f_m [Hz]	T_m [s]	Γ_m	$m_{mov,m}$ [kN]	$m_{mov,m}/$ $m_{mov,tot}$ [%]	W_i [kN]	ω_m [rad/s]
1	0.98	1.02	1.10	11767.75	97.12	2821.07	6.16
2	2.77	0.36	0.17	295.78	2.44	4616.23	17.40
3	4.90	0.20	0.07	52.82	0.44	4679.05	30.78
Σ				12116.35	100.00	12116.35	
Prototipo P6							
Modo	f_m [Hz]	T_m [s]	Γ_m	$m_{mov,m}$ [kN]	$m_{mov,m}/$ $m_{mov,tot}$ [%]	W_i [kN]	ω_m [rad/s]
1	0.83	1.20	1.54	23202.74	88.54	2825.18	5.22
2	2.22	0.45	0.48	2258.84	8.62	4627.08	13.94
3	3.48	0.29	0.21	430.41	1.64	4646.94	21.89
4	5.05	0.20	0.14	200.13	0.76	4657.49	31.73
5	6.59	0.15	0.08	66.79	0.25	4682.26	41.39
6	8.99	0.11	0.07	48.37	0.18	4768.33	56.51
Σ				26207.28	100.00	26207.28	
Prototipo P9							
Modo	f_m [Hz]	T_m [s]	Γ_m	$m_{mov,m}g$ [kN]	$m_{mov,m}/$ $m_{mov,tot}$ [%]	W_i [kN]	ω_m [rad/s]
1	0.67	1.50	1.65	26743.00	83.45	2248.57	4.18
2	1.84	0.54	0.61	3623.29	11.31	3674.59	11.58
3	3.17	0.32	0.31	925.37	2.89	3674.59	19.92
4	4.50	0.22	0.19	353.44	1.10	3678.17	28.30
5	5.87	0.17	0.13	171.37	0.53	3691.85	36.91
6	7.32	0.14	0.10	92.25	0.29	3712.21	46.00
7	8.64	0.12	0.07	51.54	0.16	3739.13	54.31
8	10.54	0.09	0.07	51.40	0.16	3769.05	66.24
9	14.38	0.07	0.06	34.74	0.11	3858.25	90.35
Σ				32046.41	100.00	32046.41	

Donde f_m es la frecuencia, T_m es el período, Γ_m es el factor de participación modal de un determinado modo de vibración, $m_{\text{mov},m}$ es la masa movilizada en el modo m multiplicada por la aceleración de la gravedad, $m_{\text{mov},m}/m_{\text{mov,tot}}$ es la masa movilizada del modo m dividida por la masa movilizada total $m_{\text{mov,tot}}$. W_i es el peso del nivel i , ω_m es la frecuencia circular del modo m . El amortiguamiento inherente de la estructura se fijó en el 5 % considerando el primer y el segundo modo de vibración, y para modelizarlo se empleó la matriz de Rayleigh proporcional a la matriz de masas y a la matriz de rigideces.

Conocidas las propiedades dinámicas, se realizaron análisis estáticos no lineales siguiendo el método del empuje incremental (*pushover*), para obtener la curva de capacidad de cada planta. Se empleó para ello una distribución de cargas laterales que siguiese la correspondiente al primer modo de vibración. El análisis se lleva a cabo con control por fuerzas. Una vez definido el patrón de empuje, se obtienen las curvas de capacidad a nivel de planta, y a nivel global de toda la estructura, de los tres prototipos sin disipadores. Las curvas de capacidad a nivel de planta son la relación entre el cortante de la planta y el desplazamiento relativo entre los niveles superior e inferior que la delimitan. La curva de capacidad a nivel global de la estructura es la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del nivel de cubierta. Las curvas obtenidas se muestran en la **Figura 3.3**, **Figura 3.4** y **Figura 3.5** mediante líneas continuas.

La curva de capacidad de cada planta se puede sustituir por una aproximación bilineal construida de la siguiente manera. Se define el punto correspondiente al inicio de la formación de rótulas plásticas en la estructura. Existen diferentes formas de establecer este punto. Cuando se empiezan a formar rótulas plásticas la estructura ya ha entrado en el rango no lineal y se ha producido una cierta pérdida de rigidez lateral. En este caso se ha optado por adoptar como punto de inicio de la formación de rótulas plásticas aquél que corresponda con una pérdida de rigidez determinada que para el prototipo P3 ha sido del 5 %, para el P6 del 8 % y para el P9 del 12 %. Se acepta esta simplificación para homogeneizar todas las plantas dentro de un mismo prototipo. A posteriori, se comprobó que estos puntos coinciden prácticamente con la formación de la primera rótula plástica en cada planta. Este punto, junto con el origen define el primer segmento de la aproximación bilineal. La pendiente del primer segmento representa prácticamente la rigidez inicial (con la reducción establecida anteriormente). El segundo segmento de la aproximación bilineal es una recta que pasa por el punto de máxima fuerza cortante de la curva de capacidad. La pendiente de esta recta es tal que el área que delimitan los dos segmentos con el eje horizontal sea la misma área que forma la curva de capacidad real desde el origen hasta el punto de máxima fuerza con el eje horizontal. De esa manera se establece el tercer punto que define la curva bilineal idealizada.

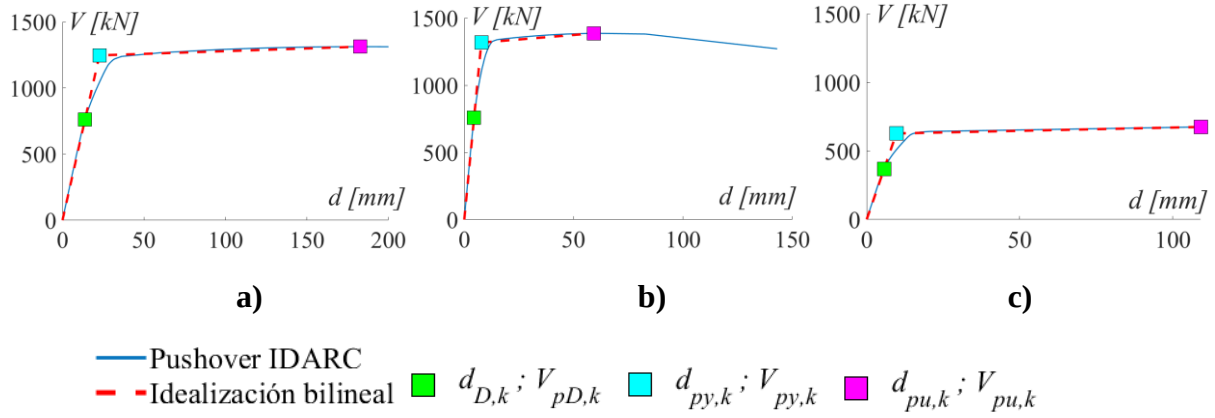


Figura 3.3: Curvas de capacidad del prototipo P3. **a)** Primera planta; **b)** Segunda planta; **c)** Tercera planta.

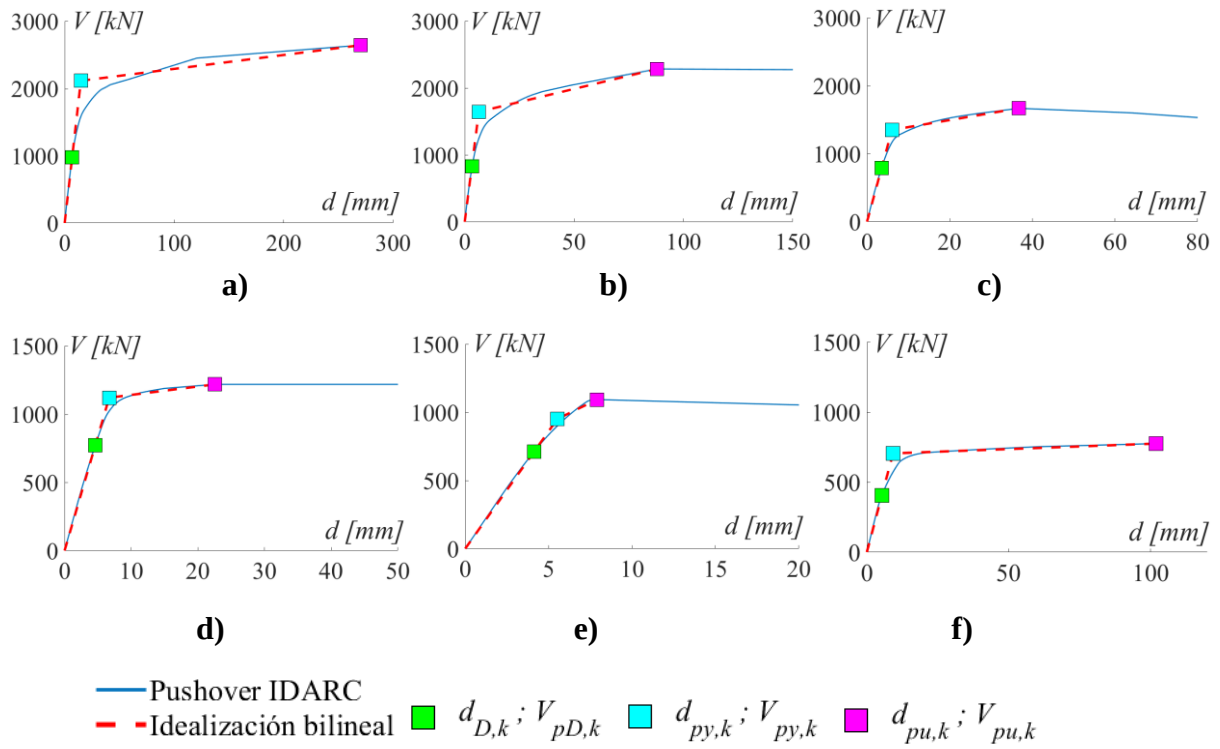
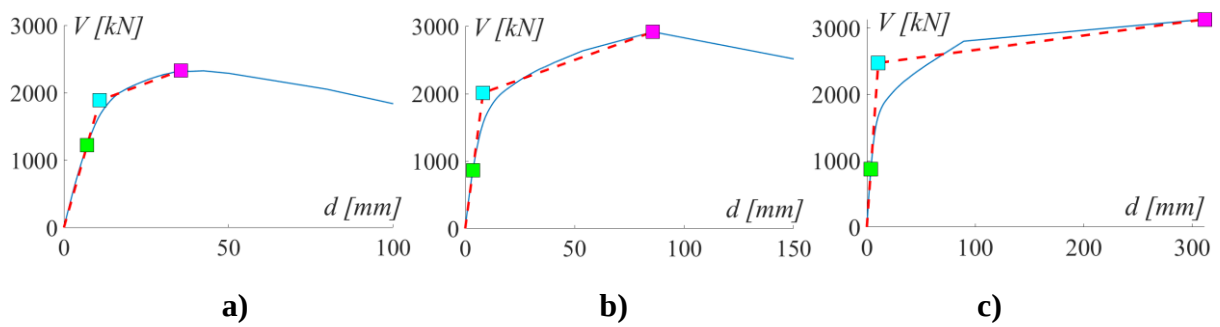


Figura 3.4: Curvas de capacidad del prototipo P6. **a)** Primera planta; **b)** Segunda planta; **c)** Tercera planta; **d)** Cuarta planta; **e)** Quinta planta; **f)** Sexta planta.



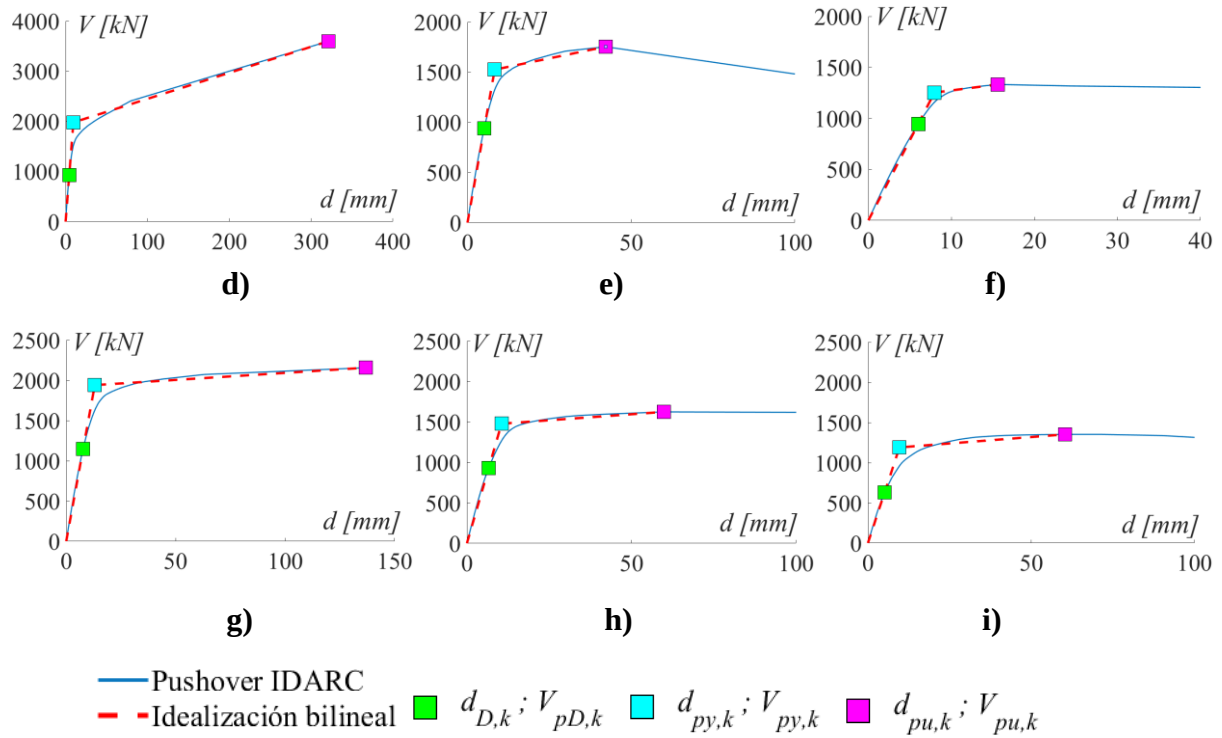


Figura 3.5: Curvas de capacidad del prototipo P9. **a)** Primera planta; **b)** Segunda planta; **c)** Tercera planta; **d)** Cuarta planta; **e)** Quinta planta; **f)** Sexta planta; **g)** Séptima planta; **h)** Octava planta; **i)** Novena planta.

Una vez vistas las curvas de capacidad de cada planta, se muestra en la **Figura 3.6** las curvas de capacidad globales de cada prototipo, que enfrentan el desplazamiento de cubierta d_{Top} frente al cortante basal V .

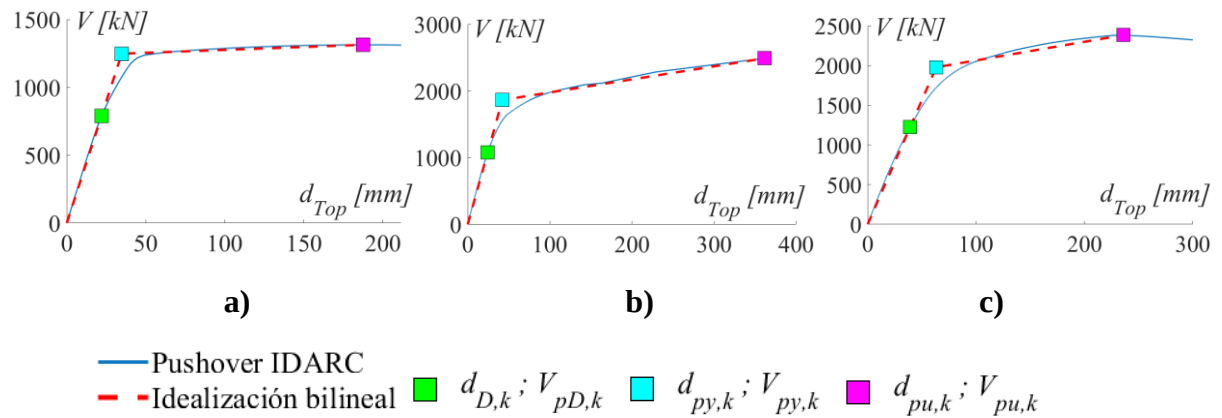


Figura 3.6: Curvas de capacidad globales por prototipo. **a)** Prototipo P3; **b)** Prototipo P6; **c)** Prototipo P9.

Es necesario mencionar que, cuando con el patrón de fuerzas laterales correspondiente al primer modo de vibración no se logró llegar a plastificar alguna de las plantas, se procedió con los siguientes modos de vibración hasta obtener las curvas de capacidad completas con la parte lineal y no lineal de todas las plantas.

En la **Tabla 3.7** se muestra un resumen de los puntos clave indicados en las gráficas de los análisis aplicando el método del empuje incremental y el modo de vibración empleado para el patrón de cargas de empuje lateral.

Tabla 3.7: Puntos que definen la curva de *pushover* idealizada.

P3	$d_{D,k}$ [mm]	$V_{pD,k}$ [kN]	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{py,k}$ [mm]	$V_{py,k}$ [kN]	$d_{pu,k}$ [mm]	$V_{pu,k}$ [kN]	Modo
Global	21.86	783.72	35.85	34.79	1247.26	187.53	1312.90	1
Planta 3	5.56	378.96	68.10	9.46	644.46	109.14	674.95	2
Planta 2	4.38	778.87	178.00	7.60	1352.15	59.28	1386.30	3
Planta 1	13.53	783.72	57.91	22.10	1279.68	182.81	1312.00	1
P6	$d_{D,k}$ [mm]	$V_{pD,k}$ [kN]	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{py,k}$ [mm]	$V_{py,k}$ [kN]	$d_{pu,k}$ [mm]	$V_{pu,k}$ [kN]	Modo
Global	22.94	1014.53	44.22	42.17	1864.94	361.41	2489.30	1
Planta 6	5.08	422.28	83.20	8.82	733.71	101.89	774.92	2
Planta 5	4.58	833.02	182.06	6.33	1152.72	465.70	1560.40	2
Planta 4	4.42	799.61	180.75	6.45	1165.14	22.55	1217.20	1
Planta 3	3.39	824.11	242.92	5.78	1405.08	36.74	1667.20	1
Planta 2	3.26	858.64	263.39	6.50	1711.18	87.93	2284.20	1
Planta 1	6.57	1014.53	154.40	14.25	2199.38	270.31	2642.30	1
P9	$d_{D,k}$ [mm]	$V_{pD,k}$ [kN]	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{py,k}$ [mm]	$V_{py,k}$ [kN]	$d_{pu,k}$ [mm]	$V_{pu,k}$ [kN]	Modo
Global	40.98	1281.28	31.27	63.25	1977.81	236.14	2382.90	1
Planta 9	4.82	668.13	138.51	9.07	1255.88	60.39	1352.60	3
Planta 8	6.17	984.33	159.63	9.77	1559.56	59.83	1624.30	2
Planta 7	7.21	1213.47	168.19	12.17	2047.51	136.70	2156.20	2
Planta 6	5.60	1001.69	178.80	7.39	1321.27	15.58	1332.20	1
Planta 5	4.89	983.01	200.95	8.01	1608.78	42.16	1752.60	1
Planta 4	4.21	982.88	233.68	8.94	2088.06	321.33	3598.20	1
Planta 3	3.52	913.60	259.49	10.06	2609.29	311.38	3130.40	1
Planta 2	3.28	910.70	277.91	7.64	2122.69	85.69	2915.70	1
Planta 1	6.73	1281.28	190.40	10.46	1991.72	35.53	2330.50	1

Para una planta k determinada de la estructura principal (pórtico), $d_{D,k}$ se ha tomado como el desplazamiento entre plantas correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en la

estructura principal, $d_{py,k}$ es el desplazamiento entre plantas de fluencia y $d_{pu,k}$ el desplazamiento entre plantas correspondiente al punto de máximo cortante. $V_{pD,k}$ se ha tomado como el cortante correspondiente a la formación de la primera rótula plástica, $V_{py,k}$ el cortante de fluencia y $V_{pu,k}$ el cortante máximo de la curva de capacidad; $k_{p,k} = V_{pD,k}/d_{D,k}$ es la rigidez lateral inicial.

3.1.3. Diseño de los disipadores viscosos

En el apartado anterior se ha caracterizado únicamente la estructura principal. A continuación, se expone el procedimiento empleado para dimensionar los disipadores viscosos para que introduzcan en las estructuras unas fracciones de amortiguamiento del 10 %, 20 %, 30 % y 40 % respectivamente, en el primer modo de vibración. Como dimensionado se entiende el determinar los valores del coeficiente de amortiguamiento horizontal $\bar{c}_k = c_{d,j} \cdot \cos^2 \theta_j$ que deben tener los disipadores j en cada planta k . El método empleado [12, 71, 72] y, en términos generales, sigue los siguientes pasos:

- Una vez dimensionada la estructura principal, se decide la ubicación de los disipadores de energía en cada planta. En este caso se colocan en las cuatro fachadas exteriores y en los vanos centrales.
- Se impone la matriz de amortiguamiento $\mathbf{C}$ proporcional a la matriz de rigidez $\mathbf{K}$.
- Se fija un valor tentativo de la fracción de amortiguamiento que deben aportar los disipadores viscosos en el primer modo de vibración ξ_{v1} .
- El coeficiente de amortiguamiento viscoso lineal de un disipador j en la dirección del eje del disipador, $c_{d,j}$ se expresa por conveniencia en función de un parámetro $k_{d,j}^{trial}$ como sigue $c_{d,j} = k_{d,j}^{trial} \cdot \frac{T_1}{2\pi}$, donde T_1 es el período fundamental de vibración de la estructura principal. Nótese que el parámetro $k_{d,j}^{trial}$ tiene unidades de rigidez y se le denomina en adelante rigidez axial ficticia que representa al disipador viscoso lineal.
- Se calcula un pseudo-período, también ficticio, $T_{T,1}$, en función de la fracción de amortiguamiento deseada con la **Ecuación 3.1**.

$$T_{T,1} = \frac{T_1}{\sqrt{1+2 \cdot \xi_{v1}}} \quad (3.1)$$

Si en una planta k hay un determinado número de disipadores viscosos lineales actuando en una determinada dirección horizontal, la rigidez lateral ficticia que aportan $k_{0,k}^{trial}$ viene dada por la **Ecuación 3.2** donde θ_j es el ángulo que forma el eje del disipador j con la horizontal mostrado en la **Figura 3.1**. Los valores de $k_{0,k}^{trial}$ se determinan en base a dos criterios. Primero, se impone que la distribución de rigideces laterales $k_{0,k}^{trial}/k_{0,1}^{trial}$ sea proporcional a la distribución de rigidez lateral de la estructura principal $k_{p,k}/k_{p,1}$ para que la matriz de amortiguamiento debida únicamente a los disipadores viscosos sea proporcional a la matriz de rigidez de la estructura principal. Segundo, los valores de $k_{0,k}^{trial}$ deben ser tales que, sumados a la

rigidez lateral de la estructura principal en cada planta k hagan que el período de la estructura pase de valer T_1 a valer $T_{T,1}$.

$$k_{0,k}^{trial} = \sum_{j=1}^{N^{dis}} k_{d,j}^{trial} \cdot \cos^2 \theta_j \quad (3.2)$$

- Una vez determinados los valores de $k_{0,k}^{trial}$ que cumplen las dos condiciones anteriores (con un error máximo del 5 %) se calcula la rigidez axial ficticia $k_{d,j}^{trial}$ para cada disipador en función del número de disipadores y el ángulo θ_j .
- Por último, se calcula el coeficiente de amortiguamiento $c_{d,j}$ que debe aportar cada disipador en dirección axial mediante la **Ecuación 3.3**.

$$c_{d,j} = k_{d,j}^{trial} \cdot \frac{T_1}{2\pi} \quad (3.3)$$

- La relación entre los coeficientes de amortiguamiento $c_{d,j}$ en la dirección del eje de cada amortiguador j instalado en una determinada planta k , y el coeficiente de amortiguamiento en la dirección horizontal $\bar{c}_k$ que aportan en una planta k viene dada por la **Ecuación 3.4**.

$$\bar{c}_k = \sum_{j=1}^{N^{dis}} c_{d,j} \cdot \cos^2 \theta_j \quad (3.4)$$

La **Tabla 3.8**, **Tabla 3.9** y **Tabla 3.10** reflejan los resultados de los cálculos realizados para el pre-dimensionado de los disipadores para cada fracción de amortiguamiento ξ_{v1} .

Tabla 3.8: Parámetros de los disipadores viscosos para el Prototipo P3.

ξ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]
0.10	0.92	0.93	0.97

Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k} + k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$c_{d,j}$ [kN·s/mm]
3	68.10	12.26	80.36	0.74	8.34	1.22
2	178.00	32.04	210.04	0.74	21.79	3.20
1	57.91	10.42	68.34	0.55	9.43	1.39

ξ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]
0.20	0.86	0.86	0.37

Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k} + k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$c_{d,j}$ [kN·s/mm]
3	68.10	24.52	92.62	0.74	16.67	2.45
2	178.00	64.08	242.08	0.74	43.57	6.40
1	57.91	20.85	78.76	0.55	18.87	2.77

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.30	0.81	0.81	0.09			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
3	68.10	36.78	104.88	0.74	25.01	3.67
2	178.00	96.12	274.12	0.74	65.36	9.60
1	57.91	31.27	89.18	0.55	28.30	4.16

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.40	0.76	0.76	0.46			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
3	68.10	49.04	117.14	0.74	33.34	4.90
2	178.00	128.16	306.16	0.74	87.15	12.80
1	57.91	41.70	99.61	0.55	37.74	5.54

Tabla 3.9: Parámetros de los disipadores viscosos para el Prototipo P6.

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.10	1.10	1.10	0.27			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
6	83.20	16.64	99.83	0.74	11.31	1.98
5	182.06	36.41	218.48	0.74	24.76	4.34
4	180.75	36.15	216.90	0.74	24.58	4.31
3	242.92	48.58	291.51	0.74	33.04	5.79
2	263.39	52.68	316.07	0.74	35.82	6.28
1	154.40	30.88	185.28	0.55	27.95	4.90

Capítulo 3. Caracterización de la respuesta sísmica de pórticos con disipadores dependientes de la velocidad

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.20	1.02	1.02	0.27			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
6	83.20	33.28	116.47	0.74	22.63	3.97
5	182.06	72.83	254.89	0.74	49.52	8.68
4	180.75	72.30	253.06	0.74	49.17	8.62
3	242.92	97.17	340.09	0.74	66.08	11.58
2	263.39	105.36	368.75	0.74	71.64	12.56
1	154.40	61.76	216.16	0.55	55.89	9.80

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.30	0.95	0.95	0.27			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
6	83.20	49.92	133.11	0.74	33.94	5.95
5	182.06	109.24	291.30	0.74	74.28	13.02
4	180.75	108.45	289.21	0.74	73.75	12.93
3	242.92	145.75	388.68	0.74	99.11	17.37
2	263.39	158.03	421.42	0.74	107.46	18.84
1	154.40	92.64	247.04	0.55	83.84	14.70

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.40	0.90	0.90	0.27			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
6	83.20	66.56	149.75	0.74	45.26	7.93
5	182.06	145.65	327.71	0.74	99.04	17.36
4	180.75	144.60	325.36	0.74	98.33	17.24
3	242.92	194.34	437.26	0.74	132.15	23.17
2	263.39	210.71	474.10	0.74	143.28	25.12
1	154.40	123.52	277.92	0.55	111.79	19.60

Tabla 3.10: Parámetros de los disipadores viscosos para el Prototipo P9.

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.10	1.38	1.37	0.66			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
9	138.51	27.70	166.21	0.80	17.31	3.80
8	159.63	31.93	191.56	0.80	19.95	4.38
7	168.19	33.64	201.83	0.80	21.02	4.62
6	178.80	35.76	214.56	0.80	22.35	4.91
5	200.95	40.19	241.14	0.80	25.12	5.52
4	233.68	46.74	280.42	0.80	29.21	6.42
3	259.49	51.90	311.38	0.80	32.44	7.13
2	277.91	55.58	333.49	0.80	34.74	7.63
1	190.40	38.08	228.48	0.64	29.75	6.54

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.20	1.28	1.27	0.66			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
9	138.51	55.40	193.92	0.80	34.63	7.61
8	159.63	63.85	223.49	0.80	39.91	8.77
7	168.19	67.28	235.46	0.80	42.05	9.24
6	178.80	71.52	250.32	0.80	44.70	9.82
5	200.95	80.38	281.33	0.80	50.24	11.04
4	233.68	93.47	327.15	0.80	58.42	12.84
3	259.49	103.79	363.28	0.80	64.87	14.25
2	277.91	111.16	389.07	0.80	69.48	15.26
1	190.40	76.16	266.55	0.64	59.50	13.07

ξ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.30	1.20	1.19	0.66			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
9	138.51	83.11	221.62	0.80	51.94	11.41
8	159.63	95.78	255.41	0.80	59.86	13.15
7	168.19	100.91	269.10	0.80	63.07	13.86
6	178.80	107.28	286.08	0.80	67.05	14.73
5	200.95	120.57	321.52	0.80	75.36	16.56
4	233.68	140.21	373.89	0.80	87.63	19.25
3	259.49	155.69	415.18	0.80	97.31	21.38
2	277.91	166.74	444.65	0.80	104.21	22.90
1	190.40	114.24	304.63	0.64	89.25	19.61

ξ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.40	1.13	1.12	0.66			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
9	138.51	110.81	249.32	0.80	69.26	15.22
8	159.63	127.71	287.34	0.80	79.82	17.54
7	168.19	134.55	302.74	0.80	84.09	18.48
6	178.80	143.04	321.84	0.80	89.40	19.64
5	200.95	160.76	361.71	0.80	100.48	22.08
4	233.68	186.95	420.63	0.80	116.84	25.67
3	259.49	207.59	467.07	0.80	129.74	28.51
2	277.91	222.32	500.23	0.80	138.95	30.53
1	190.40	152.32	342.71	0.64	119.00	26.15

Como comprobación de las fracciones de amortiguamiento total reflejadas en la **Tabla 3.11**, los pórticos con los disipadores se sometieron a una excitación dinámica arbitraria y se calculó la respuesta más allá del instante en el cual termina el movimiento del suelo, instante a partir del cual las estructuras con los disipadores están en vibración libre. La fracción de amortiguamiento ξ_1 en el primer modo de vibración se estimó con la conocida expresión mostrada en la **Ecuación 3.5**, empleando la vibración libre, e incluye el amortiguamiento

inherente de la estructura de hormigón armado (5 %) y el amortiguamiento viscoso adicional proporcionado por los disipadores. Los valores obtenidos se muestran en la **Tabla 3.11** y son muy cercanos al amortiguamiento inherente más el amortiguamiento proporcionado por los disipadores.

$$\delta = \ln \frac{v_n}{v_{n+1}} = \frac{2\pi \cdot \xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (3.5)$$

El significado de los términos de la **Ecuación 3.5** se ilustran en la **Figura 3.7**.

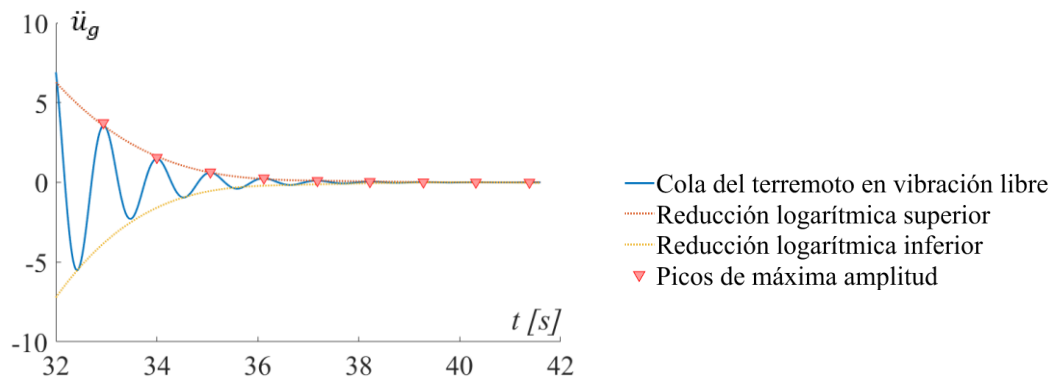


Figura 3.7: Ilustración de los términos empleados para calcular la fracción de amortiguamiento de la estructura con los disipadores viscosos instalados.

Tabla 3.11: Amortiguamientos totales de cada prototipo.

Disipador viscoso:	$\xi_{v1} = 10 \%$	$\xi_{v1} = 20 \%$	$\xi_{v1} = 30 \%$	$\xi_{v1} = 40 \%$
P3	14.60 %	24.43 %	35.07 %	47.22 %
P6	13.83 %	24.38 %	34.97 %	46.33 %
P9	14.65 %	24.49 %	33.67 %	46.97 %

3.1.4. Acelerogramas seleccionados

Los movimientos del suelo provocados por terremotos son registrados por los acelerógrafos instalados en las estaciones sísmicas. Estos instrumentos están colocados en las tres direcciones perpendiculares y miden las dos componentes horizontales y la tercera componente vertical.

Para este estudio se emplearon los acelerogramas de la base de datos *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) Next-Generation Attenuation (NGA)* [8, 16, 69] que contiene, según la última actualización NGA-West2, 21336 registros de tres componentes a partir de 599 eventos distribuidos a lo largo de todo el planeta. El filtro inicial que se impuso para realizar la primera búsqueda de señales se basó en los siguientes criterios:

1. Magnitud de momento M_W de 0 a 7.9.
2. Velocidad media de la onda de corte a una profundidad de 30 metros $V_{S,30}$ de 0 m/s a 2000 m/s
3. Distancia más corta a la falla R_{RUP} de 0 km a 100 km.

Esto supuso una reducción del número de registros totales a 5878. Esta abundante cantidad de señales tuvo que ser filtrada nuevamente en base a los parámetros más comunes establecidos en la literatura [1, 15, 31, 47, 53, 82, 93]. El segundo filtrado realizado se basó en los siguientes criterios:

1. El terremoto y la estación están claramente identificados con un nombre único.
2. Deben estar registradas correctamente, al menos, las dos componentes horizontales.
3. Si el evento fue registrado en más de una estación, se seleccionará la estación que registró la pseudo-aceleración más cercana al valor medio de todas ellas.
4. Si un mismo evento se hubiera registrado en diferentes estaciones, una señal impulsiva y otra no impulsiva, se tratarán de manera independiente.
5. Si el evento fuese de gran relevancia y hubiese registrado réplicas, se podrá registrar alguna de ellas si tuviesen menos intensidad que el evento principal.
6. Debe estar bien registrado el valor de la velocidad de la onda de corte $V_{S,30}$.
7. Debe estar bien registrado el mecanismo de falla y sin discrepancias entre diferentes estaciones.
8. No debe tener muchos registros de diferentes estaciones para un mismo evento cuya magnitud de momento M_W sea muy pequeña.

La cantidad final resultante de acelerogramas, tras aplicarle el segundo filtrado es de 139 terremotos ocurridos entre 1935 y 2011. De ellos, 48 de estos terremotos dieron lugar a registros (acelerogramas) tanto de tipo impulsivo como no impulsivo en diferentes estaciones, o tuvieron alguna réplica con menor intensidad que el evento principal. Esto permitió ampliar el número total de eventos a 187. En ningún caso se han considerado más de tres registros por un mismo evento. Teniendo en cuenta que se emplearon las dos componentes horizontales del sismo, en total se dispuso de 374 señales de aceleración susceptibles de ser introducidas en los tres prototipos para los dos escenarios de sismicidad estudiados (terremoto frecuente y terremoto de proyecto). El resumen de las señales utilizadas se muestra en la **Tabla 3.12**.

Tabla 3.12: Resumen de las señales empleadas en el estudio paramétrico.

Magnitud de momento		Duración significativa		
Moderada ($3,7 < M_W < 5,5$)	Grande ($5,5 \leq M_W \leq 7,9$)	Corta $D_{S,5-95} < 20 \text{ s}$	Larga $20 \text{ s} \leq D_{S,5-95}$	
102	272	286	88	
Campo de distancia a la falla		Tipo de pulso		
Cercano ($R_{RUP} < 20 \text{ km}$)	Mediano ($20 \text{ km} < R_{RUP} < 40 \text{ km}$)	Lejano ($40 \text{ km} > R_{RUP}$)	Impulsivos	No impulsivos
192	86	96	60	314
Tipo de terreno según normativa EC8				
Clase A ($V_{S,30} > 800 \text{ m/s}$)	Clase B ($360 < V_{S,30} < 800 \text{ m/s}$)	Clase C ($180 < V_{S,30} < 360 \text{ m/s}$)	Clase D ($V_{S,30} < 180 \text{ m/s}$)	
4	208	154	8	
Mecanismo de fallo				
Normal	Normal Oblicua	Inversa	Inversa Oblicua	Transcurrente
60	8	76	22	208

Una distinción principal que se realiza en este estudio paramétrico es con respecto al carácter impulsivo o no impulsivo de los acelerogramas. Existe mucha literatura al respecto donde se estudia la importancia que tiene este parámetro [23, 39, 40, 55, 83]. Esta literatura hace hincapié en los siguientes puntos:

- La señal de aceleración de un terremoto, de manera ordinaria, es considerada no impulsiva.
- Se dispone de un menor número de señales impulsivas en los registros del PEER.
- Las señales impulsivas son más críticas para la evaluación del riesgo de fallo en regiones cercanas a la falla.
- Las señales impulsivas imponen una mayor demanda en estructuras que no tengan períodos cortos.
- La relación entre el desplazamiento espectral elástico e inelástico de señales con intensidad similar puede ser entre un 20 % y un 70 % (según el nivel de no linealidad) mayor en señales impulsivas que no impulsivas.

Otro criterio importante para clasificar los acelerogramas es la distancia más corta desde la falla hasta la estación en la que se registró la señal R_{RUP} . Es común encontrar en la bibliografía referenciada anteriormente otros criterios de selección en cuanto a las distancias a la falla se refiere. La **Figura 3.8** muestra las distintas formas de medir la distancia a la falla.

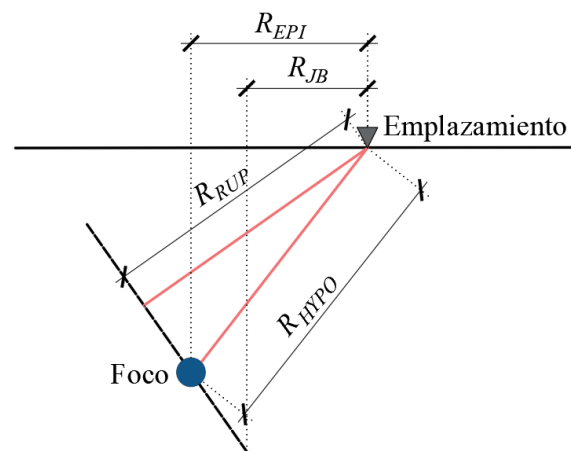


Figura 3.8: Diferentes maneras de medir la distancia a la falla.

Siendo R_{RUP} la distancia ortogonal entre la falla y el emplazamiento; R_{HYPO} la distancia hasta el hipocentro de la señal; R_{JB} la distancia en superficie hasta el punto más profundo de la falla; y R_{EPI} la distancia hasta el epicentro de la señal, es decir, hasta el punto de la superficie terrestre situado directamente encima del foco. Esta distancia a la falla permite diferenciar varios tipos de terremotos: de campo cercano, de campo mediano o de campo lejano. En esta tesis se ha considerado acotar dichos rangos en base al criterio propio, puesto que en la literatura existente no se aprecia un consenso firme sobre cómo establecer esta clasificación.

De sobra es conocido, por la literatura existente [29], que la distancia a la falla influye en la respuesta sísmica de la estructura, concretamente:

- La amplificación del daño disminuye con la distancia a la falla.
- En suelos muy rígidos y para estructuras con períodos bajos, los terremotos de campo lejano provocan mayores respuestas sísmicas máximas en comparación con los de campo cercano.
- Los terremotos de campo cercano conducen a mayores desplazamientos en estructuras con períodos altos.
- La respuesta de la estructura depende sustancialmente de la excitación aplicada, aparte de las propiedades de la estructura y el tipo de suelo.
- Los terremotos con una relación PGV/PGA más alta tienden a producir mayores respuestas dinámicas máximas que los que tienen una relación menor; aquí, PGV y PGA son la velocidad pico y la aceleración pico del suelo, respectivamente.

De hecho, algunas normativas podrían considerarse deficientes en términos de seguridad sísmica al no considerar propiamente los efectos dinámicos de los terremotos resumidos anteriormente, especialmente los relativos a los de campo cercano, a la hora de establecer unos parámetros de diseño [41].

Además de la distancia de la falla, también influyen otras características del terremoto, como por ejemplo el tipo de ruptura de la falla, la dirección o la duración del mismo [42, 48, 50, 54, 59]. El término de duración significativa $D_{S,5-95}$ se refiere al intervalo de tiempo en el cual la integral dada por la **Ecuación 3.6** acumula entre el 5 % y 95 % del tiempo total.

$$\int_0^{t_{max}} \ddot{u}_g(t)^2 dt \quad (3.6)$$

En la **Figura 3.9** se explica gráficamente el concepto.

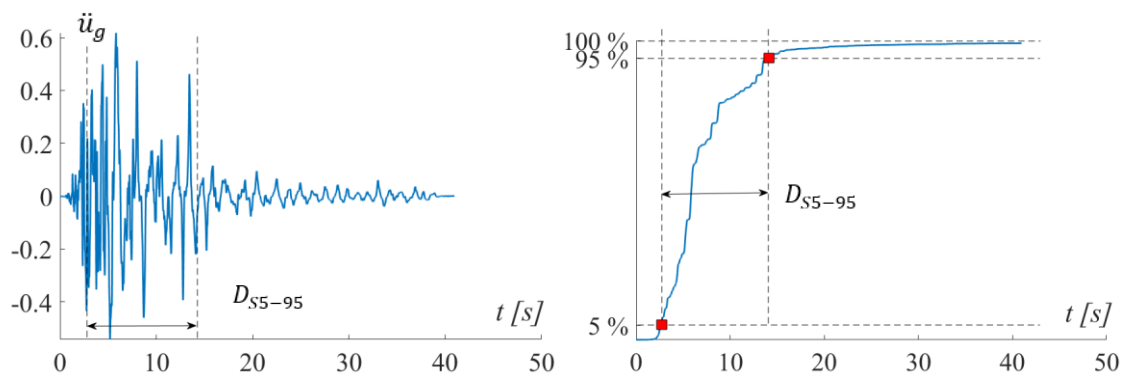


Figura 3.9: Cálculo de la duración significativa $D_{S,5-95} = 11.30$ s para la señal de aceleración del terremoto de Kobe registrado por la estación Takatori (16/01/1995).

En la **Tabla 3.13** se listan los 30 eventos correspondientes a las señales impulsivas, a su vez, en la **Tabla 3.14** se listan los 157 eventos correspondientes a las señales no impulsivas. En ambos casos se muestran ordenadas cronológicamente y reflejando los datos más representativos como el código RSN, nombre del evento, estación que registró la señal, año, magnitud de momento y el PGA_{H1} correspondiente al pico máximo de aceleración del suelo en una de las dos direcciones horizontales, junto con el PGA_{H2} correspondiente a la dirección

ortogonal (los valores resaltados en rojo corresponden a las señales reservadas para la validación del método energético en el **Capítulo 5** de esta tesis). La nomenclatura tanto del evento como de la estación es la misma que la que se obtiene del PEER, y pueden ser descargados directamente introduciendo el código RSN en el siguiente enlace web <https://ngawest2.berkeley.edu/>.

Tabla 3.13: Listado de terremotos impulsivos empleados.

Nº	RSN	Nombre	Estación	Año	M_w	PGA _{H1} [g]	PGA _{H2} [g]
1	143	Tabas - Iran	Tabas	1978	7.35	0.85	0.86
2	147	Coyote Lake	Gilroy Array #2	1979	5.74	0.19	0.26
3	171	Imperial Valley-06	El Centro - Melo. G. A.	1979	6.53	0.32	0.30
4	4451	Montenegro - Yugos.	Bar-Skupstina Opstine	1979	7.10	0.37	0.37
5	292	Irpinia - Italy-01	Sturno (STN)	1980	6.90	0.23	0.32
6	316	Westmorland	Parachute Test Site	1981	5.90	0.23	0.15
7	451	Morgan Hill	Coyote Lake Dam - SW	1984	6.19	0.71	1.30
8	566	Kalamata Greece-02	Kalamata (bsmt)	1986	5.40	0.16	0.26
9	569	San Salvador	National Geographical Inst.	1986	5.80	0.40	0.53
10	723	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	1987	6.54	0.43	0.38
11	766	Loma Prieta	Gilroy Array #2	1989	6.93	0.37	0.32
12	3746	Cape Mendocino	Centerville Beach – N. F.	1992	7.01	0.32	0.48
13	900	Landers	Yermo Fire Station	1992	7.28	0.24	0.15
14	982	Northridge-01	Jensen Filter P. Adm. Bld.	1994	6.69	0.41	0.62
15	1120	Kobe - Japan	Takatori	1995	6.90	0.62	0.67
16	1176	Kocaeli - Turkey	Yarimca	1999	7.51	0.23	0.32
17	1489	Chi-Chi - Taiwan	TCU049	1999	7.62	0.28	0.24
18	1602	Duzce - Turkey	Bolu	1999	7.14	0.74	0.81
19	2734	Chi-Chi - Taiwan-04	CHY074	1999	6.20	0.34	0.32
20	3473	Chi-Chi - Taiwan-06	TCU078	1999	6.30	0.39	0.27
21	3965	Tottori - Japan	TTR008	2000	6.61	0.32	0.39
22	2114	Denali - Alaska	TAPS Pump Station #10	2002	7.90	0.33	0.30
23	4040	Bam - Iran	Bam	2003	6.60	0.81	0.63
24	4100	Parkfield-02 - CA	Parkfield - Cholame 2WA	2004	6.00	0.62	0.37
25	4228	Niigata - Japan	NIGH11	2004	6.63	0.46	0.60
26	4847	Chuetsu-oki - Japan	Joetsu Kakizakiku K.	2007	6.80	0.30	0.46
27	4482	L'Aquila - Italy	L'Aquila - V. A. - F. A.	2009	6.30	0.40	0.44
28	6959	Darfield - N. Z.	Christchurch Resthaven	2010	7.00	0.26	0.24
29	8161	El Mayor-C. - Mex.	El Centro Array #12	2010	7.20	0.33	0.41
30	8119	Christchurch - N. Z.	Pages Road Pumping St.	2011	6.20	0.60	0.67

Tabla 3.14: Listado de terremotos no impulsivos empleados.

N°	RSN	Nombre	Estación	Año	M_w	PGA _{H1} [g]	PGA _{H2} [g]
31	1	Helena - Montana-01	Carroll College	1935	6.00	0.16	0.16
32	2	Helena - Montana-02	Helena Fed Bldg	1935	6.00	0.05	0.05
33	3	Humbolt Bay	Ferndale City Hall	1937	5.80	0.04	0.04
34	4	Imperial Valley-01	El Centro Array #9	1938	5.00	0.01	0.02
35	5	Northwest Calif-01	Ferndale City Hall	1938	5.50	0.15	0.09
36	6	Imperial Valley-02	El Centro Array #9	1940	6.95	0.28	0.21
37	7	Northwest Calif-02	Ferndale City Hall	1941	6.60	0.06	0.04
38	8	Northern Calif-01	Ferndale City Hall	1941	6.40	0.11	0.12
39	9	Borrego	El Centro Array #9	1942	6.50	0.07	0.05
40	11	Northwest Calif-03	Ferndale City Hall	1951	5.80	0.11	0.11
41	15	Kern County	Taft Lincoln School	1952	7.36	0.16	0.18
42	16	Northern Calif-02	Ferndale City Hall	1952	5.20	0.05	0.08
43	17	Southern Calif	San Luis Obispo	1952	6.00	0.04	0.05
44	18	Imperial Valley-04	El Centro Array #9	1953	5.50	0.01	0.04
45	19	Central Calif-01	Hollister City Hall	1954	5.30	0.05	0.05
46	20	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	1954	6.50	0.16	0.20
47	21	Imperial Valley-05	El Centro Array #9	1955	5.40	0.05	0.04
48	23	San Francisco	Golden Gate Park	1957	5.28	0.09	0.10
49	24	Central Calif-02	Hollister City Hall	1960	5.00	0.02	0.05
50	25	Northern Calif-04	Ferndale City Hall	1960	5.70	0.08	0.05
51	26	Hollister-01	Hollister City Hall	1961	5.60	0.06	0.11
52	31	Parkfield	Cholame - Shandon A. #8	1966	6.19	0.25	0.27
53	35	Northern Calif-06	Hollister City Hall	1967	5.20	0.02	0.01
54	36	Borrego Mtn	El Centro Array #9	1968	6.63	0.13	0.06
55	42	Lytle Creek	Cedar Springs P.	1970	5.33	0.06	0.07
56	93	San Fernando	Whittier Narrows Dam	1971	6.61	0.10	0.11
57	1626	Sitka - Alaska	Sitka Observatory	1972	7.68	0.10	0.09
58	4256	Ancona-06 - Italy	Genio-Civile	1972	4.30	0.19	0.09
59	96	Managua - Nic.-02	Managua - ESSO	1972	5.20	0.26	0.22
60	97	Point Mugu	Port Hueneme	1973	5.65	0.13	0.07
61	99	Hollister-03	Hollister City Hall	1974	5.14	0.09	0.17
62	106	Oroville-01	Oroville Seismograph St.	1975	5.89	0.09	0.07
63	107	Oroville-02	Oroville Airport	1975	4.79	0.04	0.01
64	119	Oroville-03	Summit Ave (OR6)	1975	4.70	0.10	0.07
65	122	Friuli - Italy-01	Codroipo	1976	6.50	0.06	0.09
66	128	Fruili - Italy-03	Forgaria Cornino	1976	5.50	0.10	0.11
67	133	Friuli - Italy-02	San Rocco	1976	5.91	0.06	0.13

68	1627	Caldiran - Turkey	Maku	1976	7.21	0.06	0.10
69	134	Izmir - Turkey	Izmir	1977	5.30	0.42	0.13
70	135	Santa Barbara	Cachuma Dam Toe	1978	5.92	0.07	0.04
71	4281	Calabria - Italy	Pellaro	1978	5.20	0.03	0.03
72	4283	Basso Tirreno - Italy	Milazzo	1978	6.00	0.07	0.07
73	144	Dursunbey - Turkey	Dursunbey	1979	5.34	0.22	0.29
74	146	Coyote Lake	Gilroy Array #1	1979	5.74	0.09	0.12
75	157	Norcia - Italy	Spoletto	1979	5.90	0.04	0.04
76	1628	St Elias - Alaska	Icy Bay	1979	7.54	0.10	0.18
77	164	Imperial Valley-06	Cerro Prieto	1979	6.53	0.17	0.16
78	195	Imperial Valley-07	Calexico Fire Station	1979	5.01	0.10	0.07
79	209	Imperial Valley-08	Westmorland Fire Sta	1979	5.62	0.15	0.11
80	4289	Umbria-02 - Italy	Norcia	1979	3.70	0.02	0.02
81	4455	Montenegro - Yugos.	Herceg Novi - O.S.D. P.	1979	7.10	0.22	0.26
82	216	Livermore-01	Tracy - Sewage T. P.	1980	5.80	0.05	0.08
83	218	Livermore-02	Antioch - 510 G St	1980	5.42	0.11	0.05
84	226	Anza (H. Canyon)-01	Anza - Terwilliger V.	1980	5.19	0.12	0.08
85	233	Mammoth Lakes-02	Convict Creek	1980	5.69	0.16	0.18
86	237	Mammoth Lakes-03	Long Valley Dam (D.)	1980	5.91	0.11	0.06
87	243	Mammoth Lakes-04	Long Valley Dam (U. L.)	1980	5.70	0.30	0.16
88	245	Mammoth Lakes-05	Long Valley Dam (U. L.)	1980	5.70	0.11	0.07
89	246	Mammoth Lakes-06	Benton	1980	5.94	0.11	0.18
90	251	Mammoth Lakes-07	Fish & Game (FIS)	1980	4.73	0.10	0.10
91	263	Mammoth Lakes-08	USC Convict Lakes	1980	4.80	0.15	0.13
92	266	Victoria - Mexico	Chihuahua	1980	6.33	0.15	0.10
93	273	Mammoth Lakes-09	Hot Creek (HCF)	1980	4.85	0.07	0.10
94	279	Almiros - Greece	Almiros	1980	5.20	0.07	0.07
95	281	Trinidad	Rio Dell Overpass - G.	1980	7.20	0.16	0.13
96	313	Corinth - Greece	Corinth	1981	6.60	0.24	0.30
97	314	Westmorland	Brawley Airport	1981	5.90	0.15	0.17
98	320	Mammoth Lakes-10	Convict Creek	1983	5.34	0.16	0.15
99	321	Mammoth Lakes-11	Convict Creek	1983	5.31	0.15	0.09
100	363	Coalinga-01	Parkfield - Vineyard C.	1983	6.36	0.10	0.14
101	370	Coalinga-02	ALP (temp)	1983	5.09	0.05	0.02
102	392	Coalinga-03	Coalinga-14th & Elm	1983	5.38	0.06	0.06
103	397	Coalinga-04	Coalinga-14th & Elm	1983	5.18	0.18	0.16
104	415	Coalinga-05	Transmitter Hill	1983	5.77	0.78	1.02
105	417	Coalinga-06	Sulphur Baths (temp)	1983	4.89	0.02	0.02
106	419	Coalinga-07	Sulphur Baths (temp)	1983	5.21	0.14	0.18
107	420	Ierissos - Greece	Ierissos	1983	6.70	0.03	0.03

Capítulo 3. Caracterización de la respuesta sísmica de pórticos con disipadores dependientes de la velocidad

108	421	Trinidad offshore	Rio Dell Overpass - G.	1983	5.70	0.18	0.14
109	439	Borah Peak - ID-01	TAN-719	1983	6.88	0.05	0.04
110	444	Borah Peak - ID-02	HAU	1983	5.10	0.03	0.03
111	4316	Umbria-03 - Italy	Pietralunga	1984	5.60	0.19	0.19
112	450	Morgan Hill	Corralitos	1984	6.19	0.08	0.11
113	480	Lazio-Abruzzo - Italy	Pontecorvo	1984	5.80	0.06	0.07
114	482	Veroia - Greece	Edessa (bsmt)	1984	5.30	0.03	0.04
115	485	Bishop (Rnd Val)	McGee Creek - Surface	1984	5.82	0.09	0.12
116	494	Drama - Greece	Kavala	1985	5.20	0.05	0.04
117	496	Nahanni - Canada	Site 2	1985	6.76	0.52	0.36
118	499	Hollister-04	Hollister Diff. A. #3	1986	5.45	0.10	0.09
119	502	Mt. Lewis	Halls Valley	1986	5.60	0.11	0.15
120	516	N. Palm Springs	Cranston Forest Station	1986	6.06	0.13	0.18
121	545	Chalfant Valley-01	Bishop - Paradise Lodge	1986	5.77	0.05	0.09
122	552	Chalfant Valley-02	Lake Crowley - S. Res.	1986	6.19	0.16	0.09
123	559	Chalfant Valley-03	Bishop - LADWP S. St.	1986	5.65	0.09	0.11
124	562	Chalfant Valley-04	Bishop - LADWP S. St.	1986	5.44	0.19	0.12
125	564	Kalamata - Greece-01	Kalamata (bsmt)	1986	6.20	0.24	0.27
126	565	Kalamata - Greece-02	Kalamata (bsmt) (1st t.)	1986	5.40	0.24	0.14
127	585	Baja California	Cerro Prieto	1987	5.50	1.28	0.90
128	587	New Zealand-02	Matahina Dam	1987	6.60	0.28	0.24
129	689	Whittier Narrows-01	Rosamond - Goode R.	1987	5.99	0.08	0.05
130	718	Superstition Hills-01	Imperial Valley W. L.	1987	6.22	0.13	0.13
131	720	Superstition Hills-02	Calipatria Fire Station	1987	6.54	0.19	0.26
132	730	Spitak - Armenia	Gukasian	1988	6.77	0.20	0.17
133	771	Loma Prieta	Golden Gate Bridge	1989	6.93	0.23	0.12
134	1631	Upland	Pomona - 4th & L. FF	1990	5.63	0.19	0.21
135	1634	Manjil - Iran	Abhar	1990	7.37	0.13	0.21
136	4328	Potenza - Italy	Brienza	1990	5.80	0.10	0.08
137	4330	Sicilia-Orient. - Italy	Catania-Piana	1990	5.60	0.25	0.18
138	814	Griva - Greece	Edessa (bsmt)	1990	6.10	0.10	0.10
139	1647	Sierra Madre	San Marino - SW A.	1991	5.61	0.17	0.14
140	820	Georgia - USSR	Zem	1991	6.20	0.06	0.06
141	1742	Little Skull Mtn - NV	Station #3-Beaty	1992	5.65	0.04	0.06
142	3748	Cape Mendocino	Ferndale Fire Station	1992	7.01	0.38	0.27
143	6876	Joshua Tree - CA	Whitewater Trout Farm	1992	6.10	0.21	0.19
144	822	Roermond - Nether.	GSH	1992	5.30	0.01	0.01
145	882	Landers	North Palm Springs	1992	7.28	0.14	0.13
146	938	Big Bear-01	Winchester Bergman R.	1992	6.46	0.08	0.06
147	1031	Northridge-01	Leona Valley #5 - Ritter	1994	6.69	0.15	0.09

148	1099	Double Springs	Woodfords	1994	5.90	0.06	0.09
149	1665	Northridge-02	Newhall - Fire Sta	1994	6.05	0.04	0.04
150	1671	Northridge-03	Pacoima Kagel Canyon	1994	5.20	0.04	0.05
151	1116	Kobe - Japan	Shin-Osaka	1995	6.90	0.23	0.23
152	1122	Kozaniv Greece-01	Edessa (bsmt)	1995	6.40	0.02	0.03
153	1130	Kozani - Greece-02	Grevena	1995	5.10	0.05	0.03
154	1132	Kozani - Greece-03	Grevena	1995	5.30	0.02	0.03
155	1133	Kozani - Greece-04	Grevena	1995	5.10	0.03	0.02
156	1137	Dinar - Turkey	Burdur	1995	6.40	0.04	0.04
157	1144	Gulf of Aqaba	Eilat	1995	7.20	0.09	0.08
158	1755	Northwest China-04	Xiker	1997	5.80	0.14	0.08
159	4345	Umbria Marche - Italy	Assisi-Stallone	1997	6.00	0.19	0.17
160	1757	San Juan Bautista	Hollister - SAGO Vault	1998	5.17	0.09	0.10
161	1177	Kocaeli - Turkey	Zeytinburnu	1999	7.51	0.12	0.11
162	1537	Chi-Chi - Taiwan	TCU111	1999	7.62	0.13	0.10
163	1618	Duzce - Turkey	Lamont 531	1999	7.14	0.16	0.12
164	1786	Hector Mine	Heart Bar State Park	1999	7.13	0.08	0.08
165	2298	Chi-Chi - Taiwan-02	ILA066	1999	5.90	0.02	0.03
166	2613	Chi-Chi - Taiwan-03	TCU059	1999	6.20	0.05	0.05
167	2726	Chi-Chi - Taiwan-04	CHY062	1999	6.20	0.04	0.04
168	2984	Chi-Chi - Taiwan-05	CHY093	1999	6.20	0.07	0.08
169	3492	Chi-Chi - Taiwan-06	TCU105	1999	6.30	0.07	0.04
170	3943	Tottoriv Japan	SMN015	2000	6.61	0.15	0.27
171	1913	Mohawk Val - Portola	Martis Creek D. (L.A.)	2001	5.17	0.02	0.02
172	1995	Gulf of California	El Centro Array #11	2001	5.70	0.01	0.02
173	2005	CA/Baja Border Area	El Centro - M. Ud. Sch.	2002	5.31	0.06	0.06
174	2111	Denali - Alaska	R109 (temp)	2002	7.90	0.06	0.11
175	4431	Molise-01 - Italy	San Marco dei Cavoti	2002	5.70	0.00	0.00
176	4434	Molise-02 - Italy	Castiglione M. M.	2002	5.70	0.01	0.01
177	4016	San Simeon - CA	San Luis Obispo	2003	6.52	0.16	0.12
178	4047	Bam - Iran	Jiroft	2003	6.60	0.04	0.03
179	8423	Big Bear City	Riverside - UCR C.	2003	4.92	0.02	0.02
180	4145	Parkfield-02 - CA	Parkfield – Upsar 09	2004	6.00	0.28	0.20
181	4227	Niigata - Japan	NIGH10	2004	6.63	0.22	0.13
182	5282	Chuetsu-oki - Japan	NIGH09	2007	6.80	0.13	0.12
183	5802	Iwate - Japan	Yokote O Mori.	2008	6.90	0.19	0.22
184	4491	L'Aquila - Italy	Ortucchio	2009	6.30	0.07	0.04
185	6005	El Mayor-C. - Mex.	Holtville Post Office	2010	7.20	0.19	0.19
186	6953	Darfield - N. Z.	Pages Road P. St.	2010	7.00	0.20	0.22
187	8124	Christchurch - N. Z.	Riccarton High Sch.	2011	6.20	0.29	0.25

3.2. Respuesta sísmica de estructuras con disipadores viscosos

A la hora de realizar los análisis mediante *IDARC* fue necesario realizar una serie de operaciones con las señales de aceleración para reducir, en la medida de lo posible, el tiempo de cálculo sin perder definición en los resultados. Las operaciones realizadas fueron:

- Aumentar el paso del tiempo de las señales para que estuvieran dentro del rango de 0.01 s y 0.02 s. Lo que significa una frecuencia de muestreo de entre 50 Hz y 100 Hz.
- Recortar los tramos iniciales y finales de ceros de las señales
- Establecer un paso del tiempo para la respuesta del análisis (*DTCAL*) que fuese inferior al paso del tiempo del acelerograma (*DTINP*) introducido y que la relación *DTINP/DTCAL* fuese un número entero.
- Para el escenario 1 (terremotos frecuentes), para el cual las estructuras se mantuvieron básicamente elásticas, se empleó un *DTCAL* de 0.005 s.
- Para el escenario 2 (terremoto de proyecto), para los cuales los pórticos plastificaron, se tomó un *DTCAL* que iba desde 0.001 s hasta 0.0005 s en función de si se daban cambios drásticos de rigidez en la estructura y de problemas de convergencia.

Primero se analiza el comportamiento de la estructura bajo el escenario 1 que, tal y como se expuso en la **Tabla 3.1**, corresponde a la respuesta de la estructura ante el terremoto frecuente para el cual todas las plantas de la estructura principal se mantienen dentro del rango elástico sin que el desplazamiento entre plantas de ninguna planta k , $d_{r,k}$, supere en ningún caso el desplazamiento entre plantas $d_{D,k}$, es decir $d_{r,k} \leq d_{D,k}$. En segundo lugar, se analiza el escenario 2 que corresponde a la respuesta de la estructura bajo el terremoto de proyecto para el cual se impone que al menos en una planta el desplazamiento entre plantas $d_{r,k}$ alcance el 2 % de la altura de la planta h_k , es decir, $d_{r,k} = 0.02 h_k$. En ambos casos se requiere escalar la aceleración pico del suelo de manera adecuada para obtener una respuesta de los tres prototipos que cumpla los límites de desplazamiento máximo entreplantas establecidos para cada uno de los dos escenarios planteados.

3.2.1. Respuesta de las estructuras bajo el escenario 1

En este caso, el análisis es lineal y el desplazamiento objetivo viene definido en la **Tabla 3.7** donde se especifican los desplazamientos correspondientes a la formación de la primera rotula plástica $d_{D,k}$ de cada planta k . Al tratarse de un proceso iterativo en el que se requiere realizar 4488 análisis para introducir las 374 señales de aceleración en los tres prototipos P3, P6 y P9, con las fracciones de amortiguamiento de 10 %, 20 %, 30 % y 40 % respectivamente, se empleó Matlab para automatizar el proceso; puesto que es capaz de ejecutar programas de manera externa y editar el código de *IDARC* para adaptarlo a cada caso concreto de manera autónoma. La **Figura 3.10** muestra un diagrama de flujo donde se indican los pasos necesarios para realizar los análisis dinámicos directos del escenario 1 y que puede ser fácilmente adaptado a cualquier lenguaje de programación.

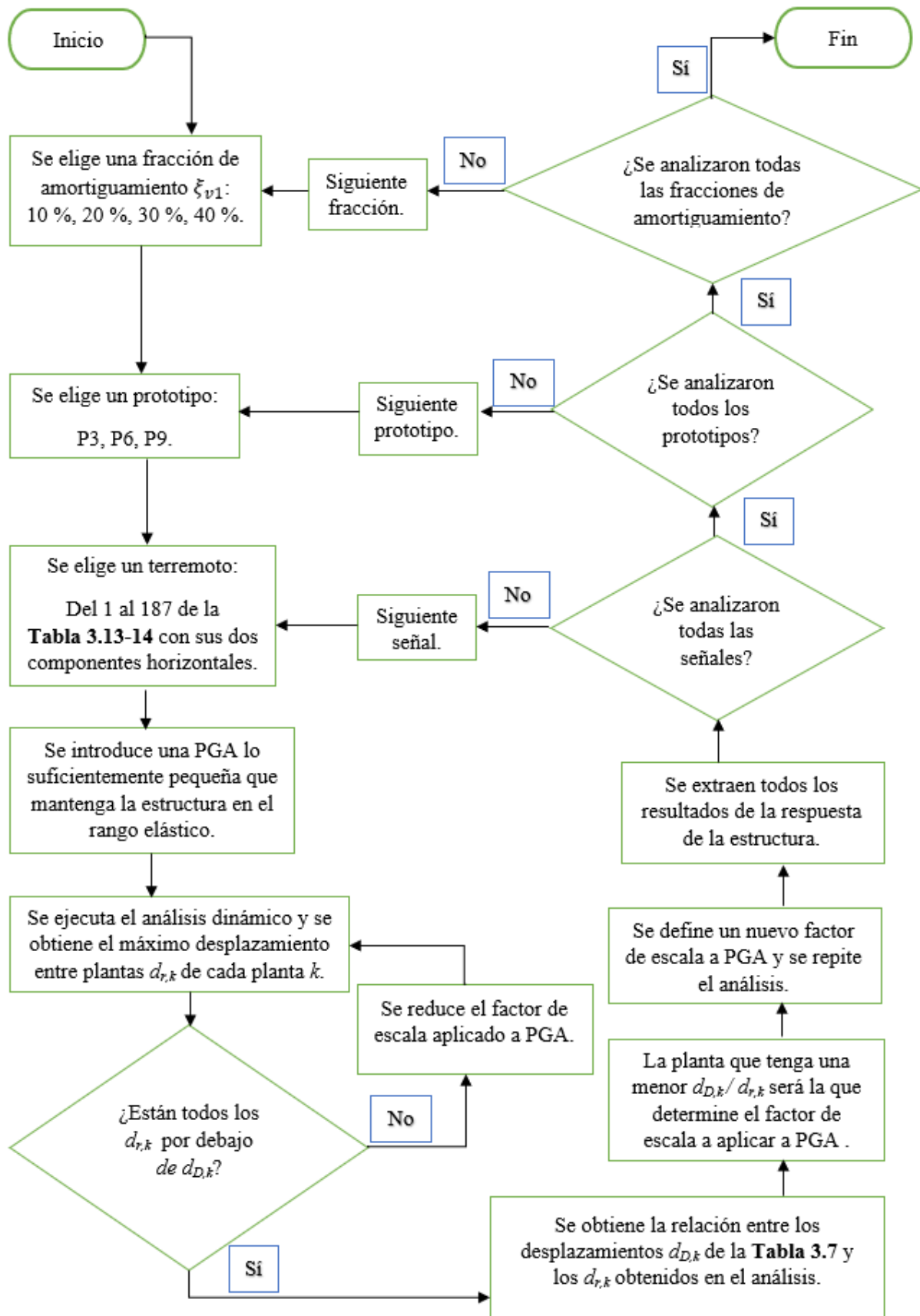


Figura 3.10: Diagrama de flujo para automatizar el análisis y obtener la respuesta sísmica de la estructura bajo el escenario 1.

Aunque el número de señales de partida era de 187 terremotos (con dos componentes horizontales cada una), no todas pueden aplicarse tanto al escenario 1 como al escenario 2 debido a que hay que controlar que el factor de escala aplicado al acelerograma no sea excesivo. Un valor excesivo del factor de escala (digamos por encima de 5 aproximadamente) distorsiona demasiado la señal original, pudiendo provocar, por ejemplo, la plastificación del suelo cuando en el sismo original eso no ocurre. La amplificación de las ondas sísmicas desde el basamento rocoso hasta la superficie puede ser muy distinta según los estratos que atraviesa la onda sísmica plastifiquen o no. Teniendo esto en cuenta, se establece un nuevo criterio de selección que descartará, una vez escaladas las señales, los casos que no cumplan las siguientes condiciones bajo el escenario 1:

- El factor de escala del terremoto deberá estar comprendido entre 5 y $1/5$.
- El producto del factor de escala por el PGA original estará entre $0.05g$ y $0.15g$.

El número válido de señales variará entre prototipos y entre fracciones de amortiguamiento debido a que la respuesta no es la misma y se requiere distinto factor de escala para cada uno. En la **Tabla 3.15** se muestra el número total de señales empleadas. Conviene señalar que de todas las señales que cumplen los criterios establecidos, se han separado y reservado 14 acelerogramas (seleccionados al azar) que no se van a emplear en el estudio paramétrico de este capítulo, porque van a ser utilizadas para validar el método energético desarrollado en el **Capítulo 4**.

Tabla 3.15: Número de señales empleadas que están dentro del rango de aplicación.

Prototipo P3				
Disipador viscoso:	$\zeta_{vl} = 10 \%$	$\zeta_{vl} = 20 \%$	$\zeta_{vl} = 30 \%$	$\zeta_{vl} = 40 \%$
Impulsivos	13	23	25	27
No impulsivos	140	126	99	81
Total	153	149	124	108
Prototipo P6				
Disipador viscoso:	$\zeta_{vl} = 10 \%$	$\zeta_{vl} = 20 \%$	$\zeta_{vl} = 30 \%$	$\zeta_{vl} = 40 \%$
Impulsivos	7	10	18	21
No impulsivos	145	136	126	112
Total	152	146	144	133
Prototipo P9				
Disipador viscoso:	$\zeta_{vl} = 10 \%$	$\zeta_{vl} = 20 \%$	$\zeta_{vl} = 30 \%$	$\zeta_{vl} = 40 \%$
Impulsivos	7	11	14	19
No impulsivos	117	113	107	99
Total	124	118	115	111

3.2.1.1. Número de ciclos equivalentes en los disipadores bajo el escenario 1 en el instante t_m de máximo desplazamiento del nivel de cubierta

En la literatura se han propuesto diferentes índices para caracterizar la respuesta dinámica de una estructura sometida a acciones sísmicas [18, 28, 89]. Uno de ellos es el índice denominado “número de excursiones plásticas equivalentes de amplitud máxima”, que se aplica a sistemas histeréticos de un grado de libertad con comportamiento elástico-perfectamente plástico. Akiyama [2, 4] se refiere a este índice como la relación η/μ y otros autores como Uang y Bertero [90]; Cosenza y Manfredi [27]; Manfredi [61, 62] lo identifican con la letra n . El número de excursiones plásticas equivalentes de amplitud máxima se define como la **Ecuación 3.7**.

$$\eta/\mu = \frac{W}{V_{py,k} \cdot (d_{max,k} - d_{py,k})} \quad (3.7)$$

donde W es la energía de deformación plástica disipada por el sistema de un grado de libertad en los diferentes ciclos de desplazamiento de amplitud variable que impone la acción sísmica, $V_{py,k}$ es la fuerza cortante de fluencia, $d_{max,k}$ el desplazamiento máximo entre plantas y $d_{py,k}$ el desplazamiento de fluencia entre plantas. Como un ciclo completo de desplazamiento de amplitud máxima $d_{max,k}$ incluye 4 excursiones plásticas de valor $(d_{max,k} - d_{py,k})$ en la literatura se ha empleado también el concepto de “numero de ciclos equivalentes” n_{eq} que se calcula con la **Ecuación 3.8**.

$$n_{eq} = \frac{W}{4 \cdot V_{py,k} \cdot (d_{max,k} - d_{py,k})} \quad (3.8)$$

El concepto de “número de ciclos equivalentes” se puede extender a estructuras de edificios de varias plantas equipadas con disipadores viscosos en las cuales toda la energía la disipen los disipadores y la estructura principal se mantenga elástica. Supongamos que bajo la acción de un terremoto los disipadores viscosos de una planta k disipan una cantidad de energía $E_{dv,k}$. Como energía $E_{dv,k}$ se puede tomar la disipada hasta el instante t_m en el que se alcanza el desplazamiento máximo de cubierta, $E_{dv,k}(t_m)$, o la energía disipada hasta el instante t_0 en el que termina el movimiento del suelo, $E_{dv,k}(t_0)$. En este apartado se emplea $E_{dv,k}(t_m)$ y se define el “número de ciclos equivalentes” para esa planta k como el número de ciclos de desplazamiento que debería experimentar la planta k oscilando en vibración armónica de amplitud igual al desplazamiento máximo entre plantas y con el período fundamental de la estructura T_1 , para disipar una cantidad de energía igual a $E_{dv,k}$.

Para calcular el “número de ciclos equivalentes” de una determinada planta k de una estructura elástica con disipadores viscosos sometida a un terremoto determinado se procede como sigue: Del cálculo dinámico directo bajo la acción de este sismo concreto se conoce la energía $E_{dv,k}$ disipada por los n_s disipadores viscosos instalados en la planta k en la dirección del sismo que se esté considerando. Por otra parte, la energía $E_{dv,k,ciclo}$ que disiparían esos n_s disipadores

viscosos en un ciclo de desplazamiento armónico de amplitud $d_{max,k}$ y periodo T_1 viene dada por la **Ecuación 3.9** [85].

$$E_{dv,k,ciclo} = \sum_{j=1}^{n_s} (2\pi/T_1)^{\alpha_{VE}} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{VE}}) \cdot c_{d,j} [\cos\theta_j \cdot d_{max,k}]^{\alpha_{VE}+1} \quad (3.9)$$

La expresión anterior es válida para todo tipo de disipadores viscosos (lineales y no lineales), y en ella α_{VE} es el exponente de la velocidad del disipador ($\alpha_{VE} = 1$ para disipadores lineales). Para estimar el $d_{max,k}$ de la **Ecuación 3.9** se asume que la distribución de las fuerzas cortantes máximas en cada planta k durante la oscilación armónica en régimen elástico, $V_{max,k}$, sigue la distribución correspondiente a la distribución óptima del coeficiente de fuerza cortante $\bar{\alpha}_{k,opt}$ dada por la **Ecuación 3.10**.

$$\bar{\alpha}_{k,opt} = 1 + \left[\frac{1}{\sqrt{\bar{m}_k}} - \bar{m}_k \right] \frac{2 \cdot T_1}{1 + 3 \cdot T_1} \quad (3.10)$$

En consecuencia, $V_{max,k}$ se puede escribir como $V_{max,k} = \alpha_1 \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k \cdot M \cdot g = V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k$. Donde T_1 es el período del primer modo de vibración, α_1 el coeficiente de fuerza cortante de la primera planta, $\bar{m}_k = \sum_{i=k}^N m_i / M$, siendo m_i la masa del nivel i , M la masa total de la estructura y g la aceleración de la gravedad. Teniendo en cuenta que la rigidez lateral elástica inicial de cada planta del pórtico es conocida, $k_{p,k}$, y recordando que en el escenario 1 la estructura principal se mantiene elástica, se puede escribir que $d_{max,k} = V_{max,k} / k_{p,k} = V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k / k_{p,k}$. La asunción anterior es válida porque es bien sabido [38, 39] que la distribución de fuerzas cortantes máximas que se desarrollan en las plantas de un edificio que se mantiene elástico bajo la acción de un terremoto es aproximadamente igual a la distribución correspondiente a $\bar{\alpha}_{k,opt}$. Sustituyendo $d_{max,k} = V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k / k_{p,k}$ en la **Ecuación 3.9**, se obtiene la **Ecuación 3.11**.

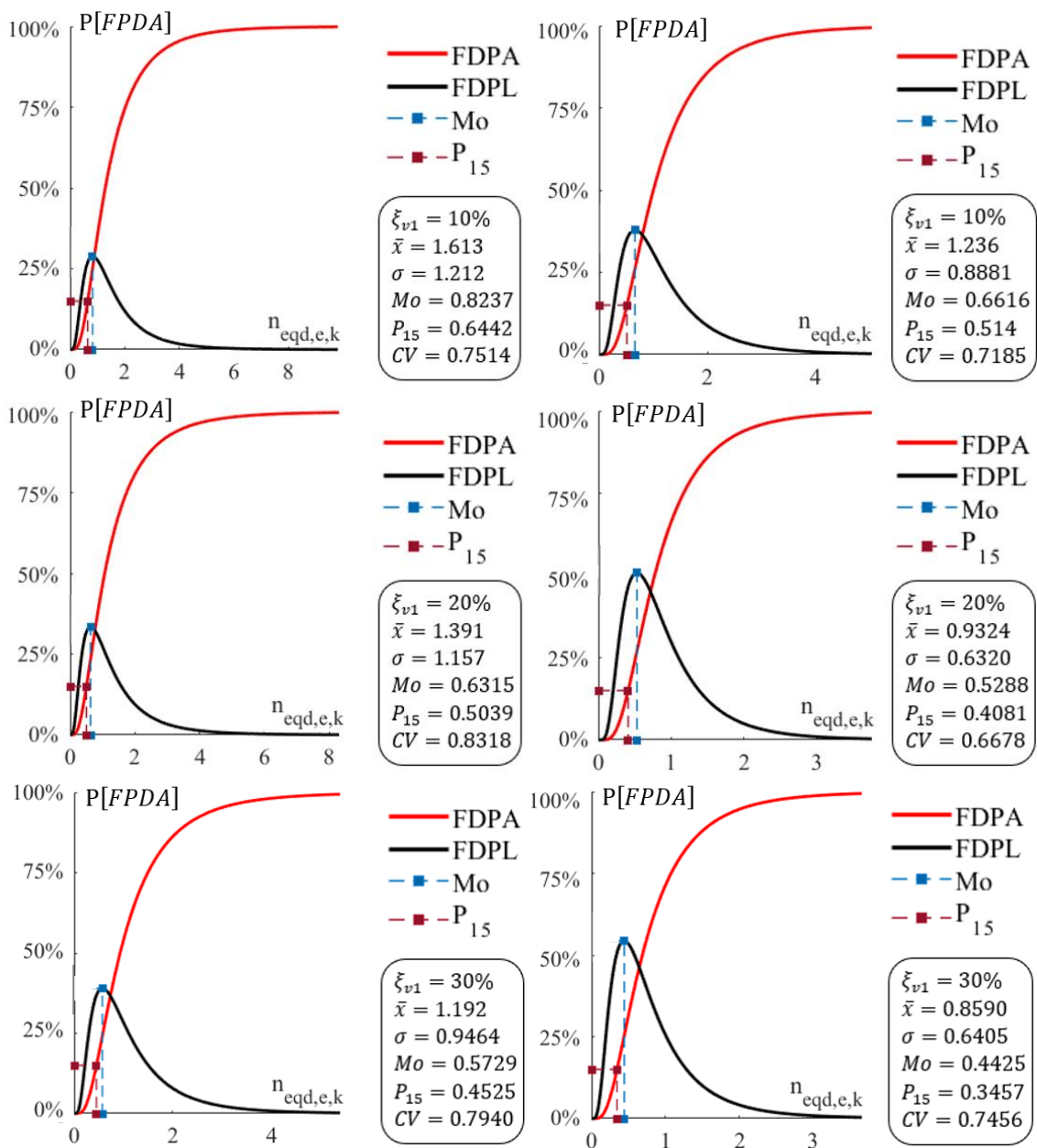
$$E_{dv,k,ciclo} = \sum_{j=1}^{n_s} (2\pi/T_1)^{\alpha_{VE}} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{VE}}) \cdot c_{d,j} [\cos\theta_j \cdot V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k / k_{p,k}]^{\alpha_{VE}+1} \quad (3.11)$$

El “número de ciclos equivalentes” $n_{eq,d,e,k} = E_{dv,k} / E_{dv,k,ciclo}$ correspondiente a los disipadores viscosos de una determinada planta k hasta el instante t_m , considerando que la estructura se mantiene elástica se puede expresar, por lo tanto, como la **Ecuación 3.12**.

$$n_{eq,d,e,k} = \frac{E_{dv,k}}{\sum_{j=1}^{n_s} (2\pi/T_1)^{\alpha_{VE}} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{VE}}) \cdot c_{d,j} [\cos\theta_j \cdot V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k / k_{p,k}]^{\alpha_{VE}+1}} \quad (3.12)$$

A la vista de los resultados de los cálculos dinámicos, se concluye que la distribución de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ se pueden aproximar bien con una distribución log-normal. La **Figura 3.11**, **Figura 3.12** y **Figura 3.13** muestran las funciones de distribución de probabilidad acumulativa (FDPA) de $n_{eq,d,e,k}$, agrupadas en figuras distintas para cada valor de ξ_{v1} , para

cada prototipo, y para los dos tipos de terremotos (impulsivos y no impulsivos). A su vez, se superpone la función de densidad de probabilidad log-normal (FDPL), para visualizar el valor de $n_{eq,d,e,k}$ correspondiente a la moda Mo . La función de distribución de probabilidad acumulativa se ha aproximado mediante un polígono de frecuencias relativas de $n_{eq,d,e,k}$ para intervalos de valores de $n_{eq,d,e,k}$, de amplitud $\Delta n_{eq,d,e,k} = 0.01$. En dichas figuras se ha indicado también un límite inferior de $n_{eq,d,e,k}$ que se recomienda en esta tesis emplear a efectos de cálculo. Este límite inferior es aquél que tiene una probabilidad del 15 % (P_{15}) de que se den valores menores que el recomendado.



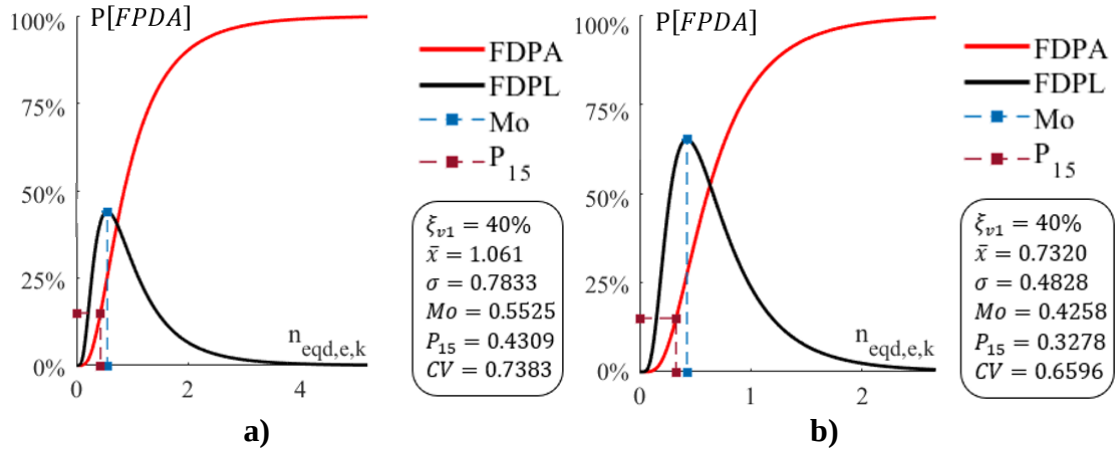
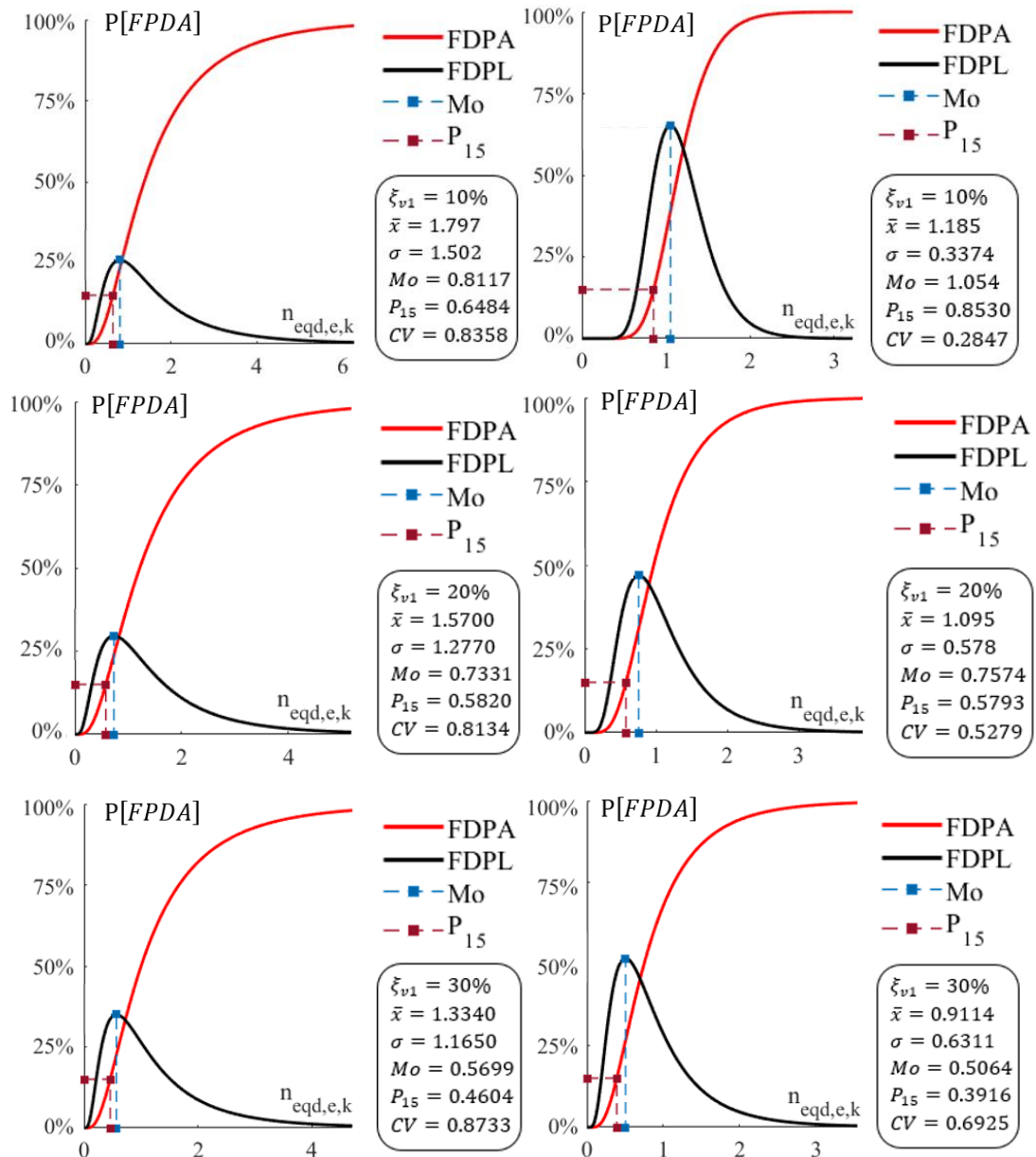


Figura 3.11: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P3 bajo el escenario 1. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.



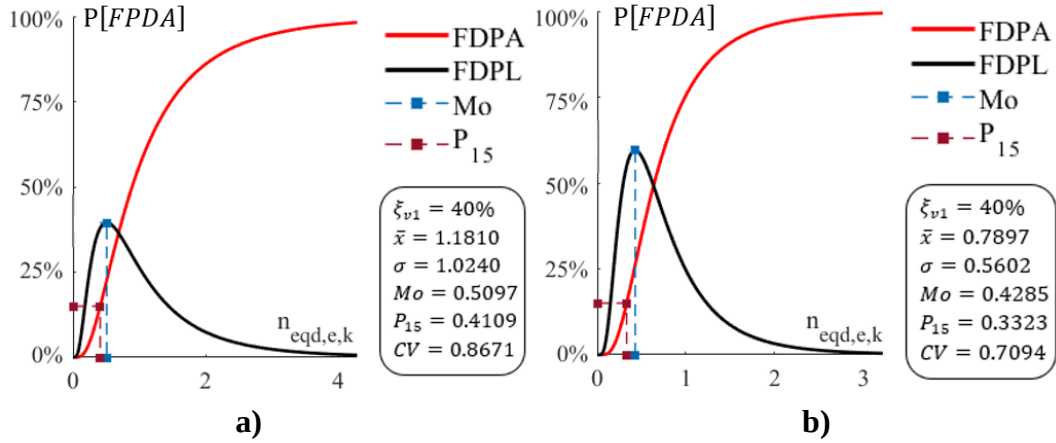
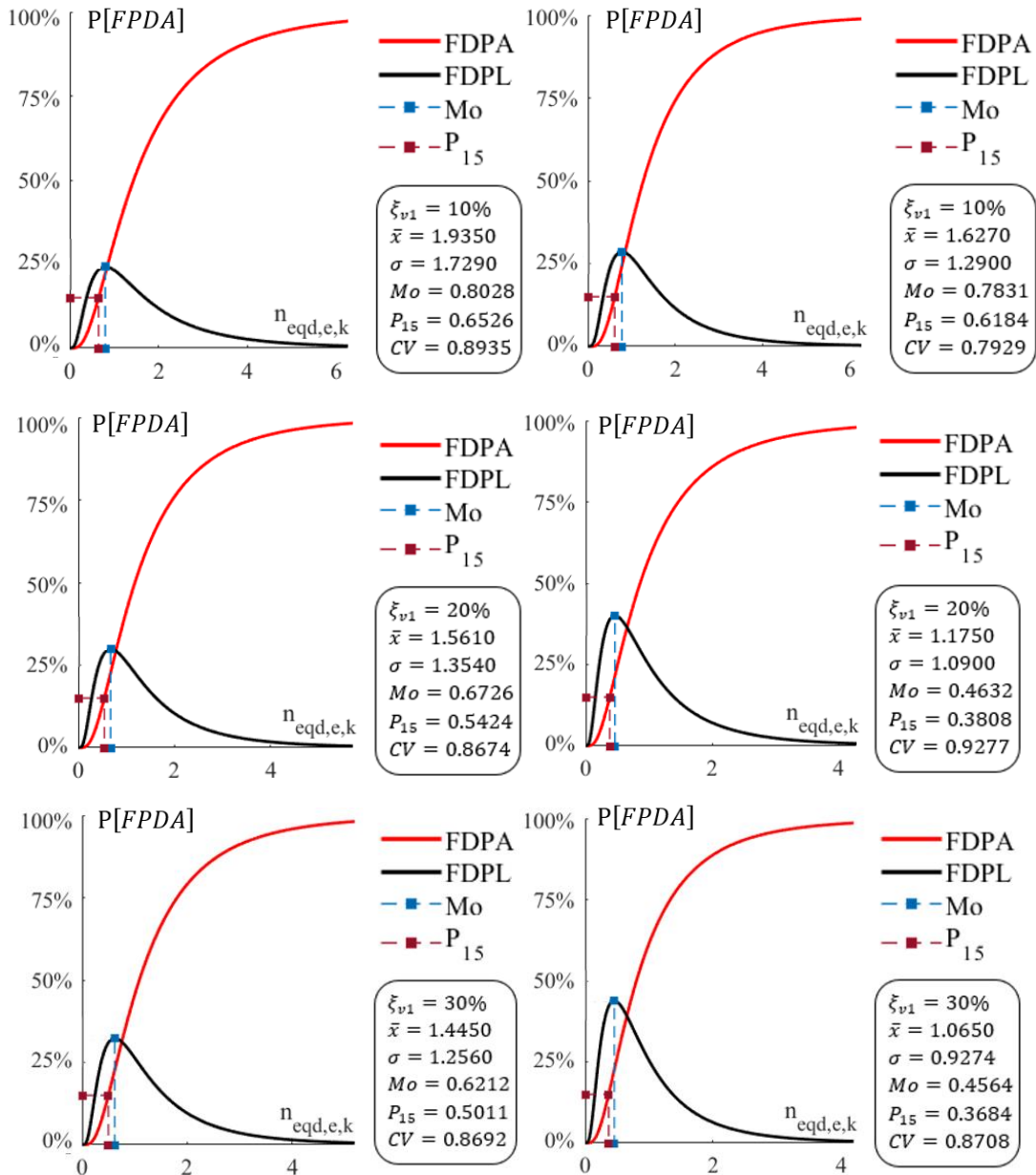


Figura 3.12: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P6 bajo el escenario 1. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.



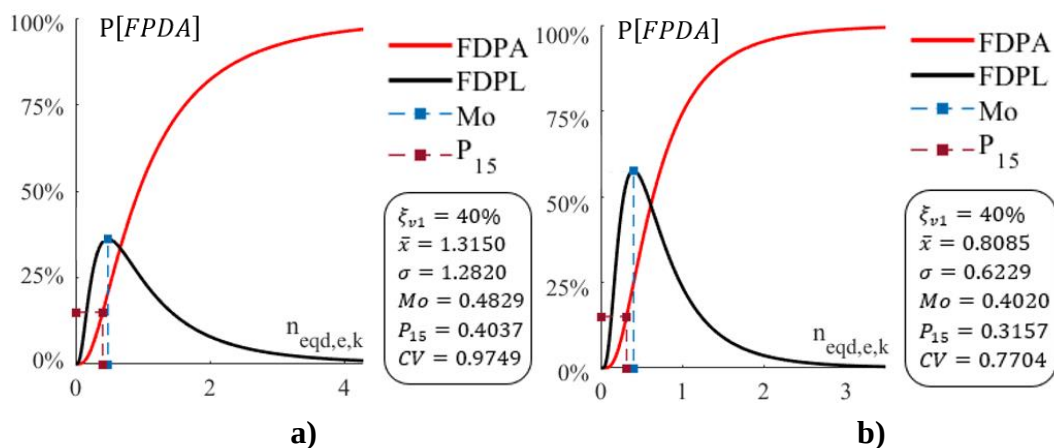


Figura 3.13: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,e,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P9 bajo el escenario 1. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.

Para la curva roja FDPA, el eje de ordenadas de la **Figura 3.11**, **Figura 3.12** y **Figura 3.13** indica la probabilidad de que la variable aleatoria tenga un valor en el intervalo indicado dentro del corchete de la **Expresión 3.13**.

$$P\left[\left(n_{eq,d,e,k} - \frac{\Delta n_{eq,d,e,k}}{2}\right) \leq n_{eq,d,e,k} \leq \left(n_{eq,d,e,k} + \frac{\Delta n_{eq,d,e,k}}{2}\right)\right] \quad (3.13)$$

La curva negra FDPL está superpuesta en otro orden de escala vertical sin especificar en estos gráficos, puesto que solo interesa su valor correspondiente en el eje de abscisas. En la **Figura 3.11**, **Figura 3.12** y **Figura 3.13** se muestra un cuadro con la información estadística más relevante de los datos de la muestra en cada caso, a saber: la media $\bar{x}$, la desviación típica σ , la moda Mo , el valor de $n_{eq,d,e,k}$ correspondiente a una probabilidad del 15 % de que sea menor, y el coeficiente de varianza CV que muestra la relación entre la desviación típica y la media ($CV = \sigma/\bar{x}$), lo cual proporciona información acerca de la dispersión relativa del conjunto de datos.

La **Figura 3.14** muestra los resultados obtenidos agrupando en una misma grafica los cuatro valores de ξ_{v1} considerados. En ella se indica con línea continua la función de densidad de probabilidad log-normal (FDPL) ajustada a la distribución de los datos de todas las plantas para cada nivel de amortiguamiento. La distribución log-normal se emplea frecuentemente para caracterizar la respuesta de sísmica de las estructuras [10, 46, 68, 78, 79]. Para cada conjunto de datos se han generado las ecuaciones que determinan las rectas de regresión del valor de las modas dibujadas y de los valores de $n_{eq,d,e,k}$ correspondiente a P_{15} .

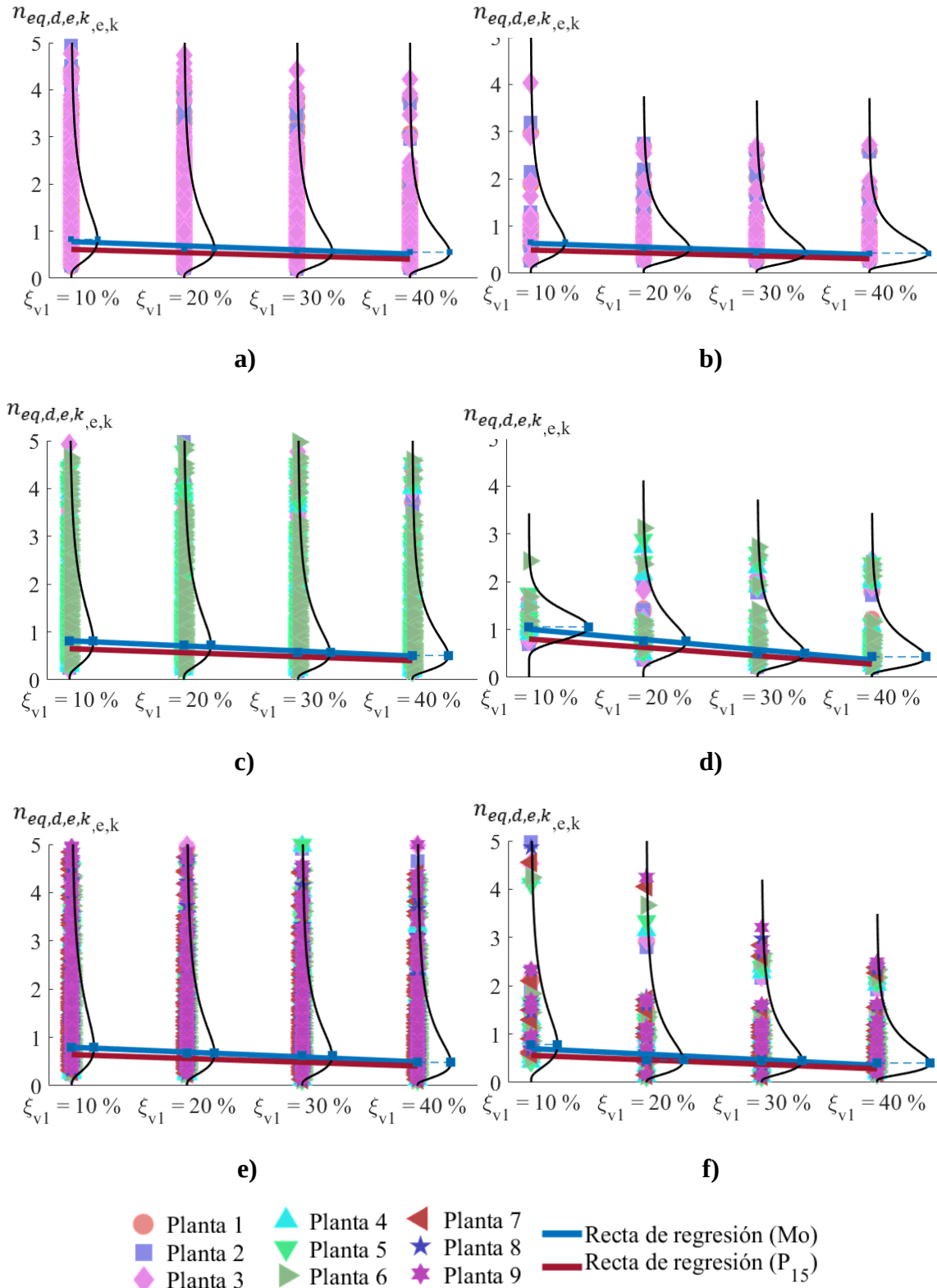


Figura 3.14: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 1. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

Las ecuaciones de las rectas de regresión para cada prototipo se muestran en la **Tabla 3.16**. En aras de la simplicidad, se propone también una recta de regresión única para todos los prototipos, distinguiendo únicamente para terremotos impulsivos (identificada con el subíndice I) y para terremotos no impulsivos (identificados con el subíndice NI).

Tabla 3.16: Rectas de regresión para el número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$.

Empleando el valor correspondiente a la moda del conjunto de datos:		
Prototipo	Terremoto no impulsivo	Terremoto impulsivo
P3	$n_{eq,d,e,k} = -0.0087 \cdot \xi_{v1} + 0.8631$	$n_{eq,d,e,k} = -0.0079 \cdot \xi_{v1} + 0.7131$
P6	$n_{eq,d,e,k} = -0.0107 \cdot \xi_{v1} + 0.9234$	$n_{eq,d,e,k} = -0.0213 \cdot \xi_{v1} + 1.2183$
P9	$n_{eq,d,e,k} = -0.0101 \cdot \xi_{v1} + 0.8977$	$n_{eq,d,e,k} = -0.0115 \cdot \xi_{v1} + 0.8137$

Empleando el valor correspondiente al valor de P_{15} del conjunto de datos:		
Prototipo	Terremoto no impulsivo	Terremoto impulsivo
P3	$n_{eq,d,e,k} = -0.0069 \cdot \xi_{v1} + 0.6807$	$n_{eq,d,e,k} = -0.0062 \cdot \xi_{v1} + 0.5542$
P6	$n_{eq,d,e,k} = -0.0083 \cdot \xi_{v1} + 0.7340$	$n_{eq,d,e,k} = -0.0175 \cdot \xi_{v1} + 0.9765$
P9	$n_{eq,d,e,k} = -0.0079 \cdot \xi_{v1} + 0.7219$	$n_{eq,d,e,k} = -0.0092 \cdot \xi_{v1} + 0.6509$

Con el conjunto de los datos de los tres prototipos (P3, P6, P9) se puede obtener una única recta de regresión. La recta obtenida de esta forma para la moda (identificado con el subíndice Mo) viene dada por la **Ecuación 3.14** para terremotos no impulsivos y en la **Ecuación 3.15** para impulsivos.

$$n_{eq,d,e,k,NI,Mo} = -0.0098 \cdot \xi_{v1} + 0.8947 \quad (3.14)$$

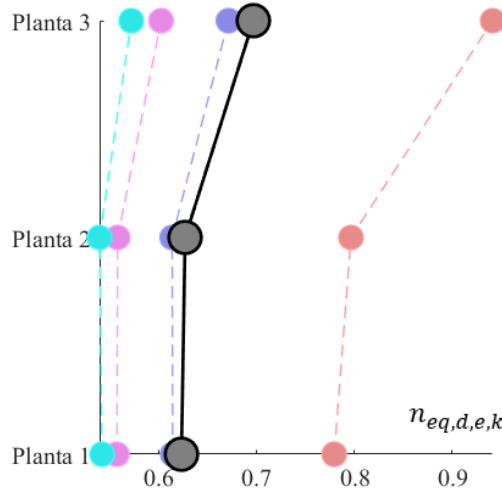
$$n_{eq,d,e,k,I,Mo} = -0.0136 \cdot \xi_{v1} + 0.9150 \quad (3.15)$$

Las rectas de regresión única para todos los prototipos obtenidas empleando el valor del número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$ correspondiente a P_{15} (identificado con el subíndice P_{15}), viene dada por la **Ecuación 3.16** y la **Ecuación 3.17** para terremotos no impulsivos e impulsivos, respectivamente.

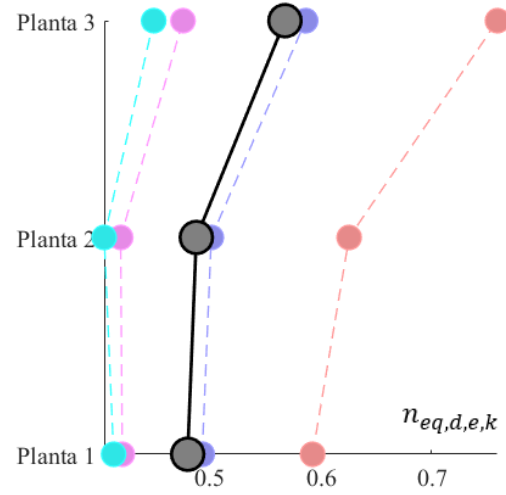
$$n_{eq,d,e,k,NI,P15} = -0.0077 \cdot \xi_{v1} + 0.7122 \quad (3.16)$$

$$n_{eq,d,e,k,I,P15} = -0.0110 \cdot \xi_{v1} + 0.7272 \quad (3.17)$$

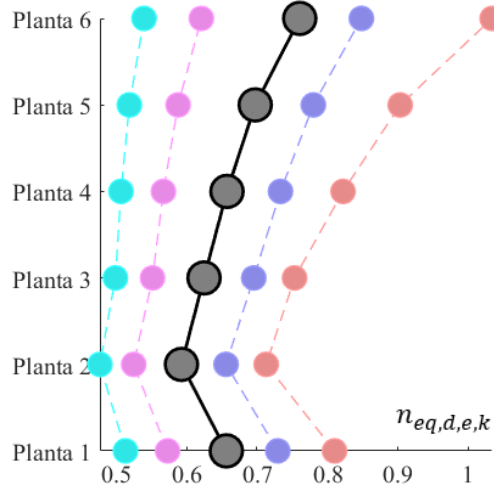
La **Figura 3.15** muestra el número de ciclos $n_{eq,d,e,k}$ en cada planta k correspondiente a la moda del conjunto de los datos en cada prototipo, distinguiendo por colores los valores para las diferentes fracciones de amortiguamiento ξ_{v1} introducidas por los disipadores viscosos. De manera resaltada con mayor tamaño y de color gris se muestra el valor medio de todos los niveles de amortiguamiento.



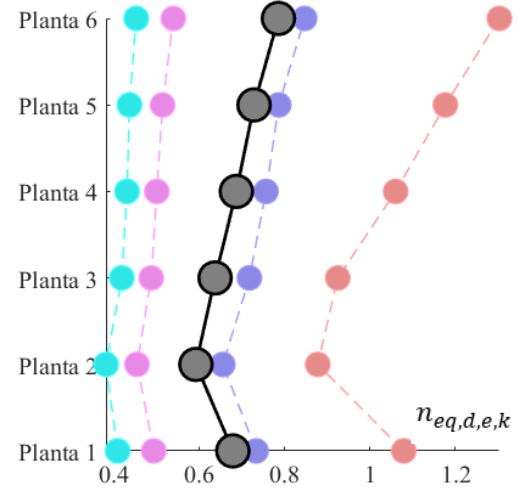
a)



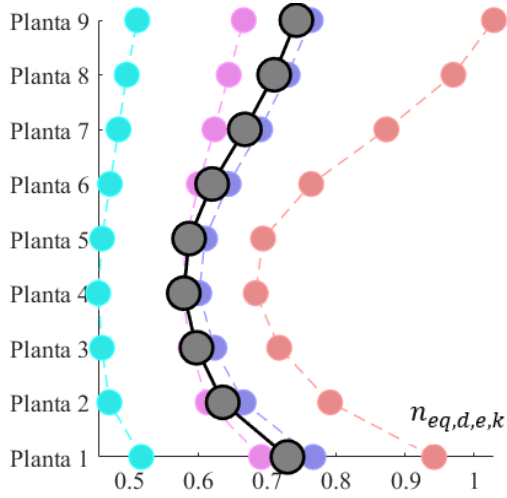
b)



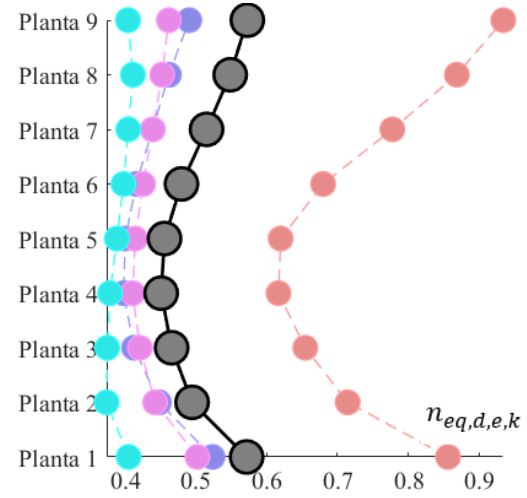
c)



d)



e)



f)

—●— $\xi_{v1} = 10\%$ —●— $\xi_{v1} = 20\%$ —●— $\xi_{v1} = 30\%$ —●— $\xi_{v1} = 40\%$ —●— Valor medio

Figura 3.15: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,e,k}$ para cada planta k bajo el escenario 1. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

El código de colores y leyenda de las figuras que muestran los datos en vertical se mantiene fijo a lo largo de todo este capítulo, de igual manera que con los gráficos que muestran los datos agrupando todas las plantas con los distintos niveles de amortiguamiento en horizontal.

En términos globales se obtienen las siguientes conclusiones:

- Independientemente del número de plantas y del tipo de señal, el número de ciclos equivalentes decrece conforme aumenta el nivel de amortiguamiento ξ_{v1} proporcionado por los disipadores viscosos.
- Salvo en el prototipo P6, si la señal es impulsiva el número de ciclos equivalentes es del orden de un 23 % menor que si la señal es no impulsiva.
- Independientemente del nivel de amortiguamiento, el número medio de ciclos equivalentes apenas varía de unas plantas a otras, aunque hay pequeñas diferencias que se comentan a continuación. Para prototipos de poca altura, el valor se mantiene prácticamente constante en las dos primeras plantas y aumenta en la tercera, posiblemente porque la respuesta está gobernada por el primer modo de vibración. Para edificios de más altura, como los prototipos P6 y P9, el segundo modo de vibración adquiere cierta importancia y se aprecia una disminución del valor promedio en la segunda planta. En las plantas superiores a la segunda el número de ciclos equivalentes aumenta de manera gradual.
- El coeficiente de variación, considerando por separado los terremotos de cada uno de los dos tipos analizados (impulsivos y no impulsivos), es pequeño. Esto indica que para un mismo tipo de terremoto (impulsivo o no impulsivo), el resto de características del acelerograma (contenidos de frecuencias, período característico del suelo, etcétera) apenas influyen en el valor del número de ciclos equivalentes.

3.2.1.2. Desplazamientos máximos entre plantas para el escenario 1 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

El otro parámetro de respuesta importante en el comportamiento de las estructuras sometidas a sismos es el desplazamiento relativo entre plantas, también conocido como deriva de planta (en inglés *inter-story drift*) y que designaremos como $d_{r,k}$. Normalmente, $d_{r,k}$ se expresa en relación a la altura de la planta h_k y se expresa en porcentaje. Este parámetro, de hecho, es el que ha determinado el escalado de las señales de aceleración introducidas en los análisis dinámicos directos. Por tanto, es el factor diferencial entre los escenarios 1 y 2 de este estudio paramétrico. Para el caso de los terremotos frecuentes, las derivas de planta no deben superar en ningún caso el valor de $d_{D,k}$ especificado en la **Tabla 3.7**. En la **Figura 3.16** podemos ver cuáles son las plantas que limitan el escalado de la señal y se aprecia que los datos están muy concentrados según la planta.

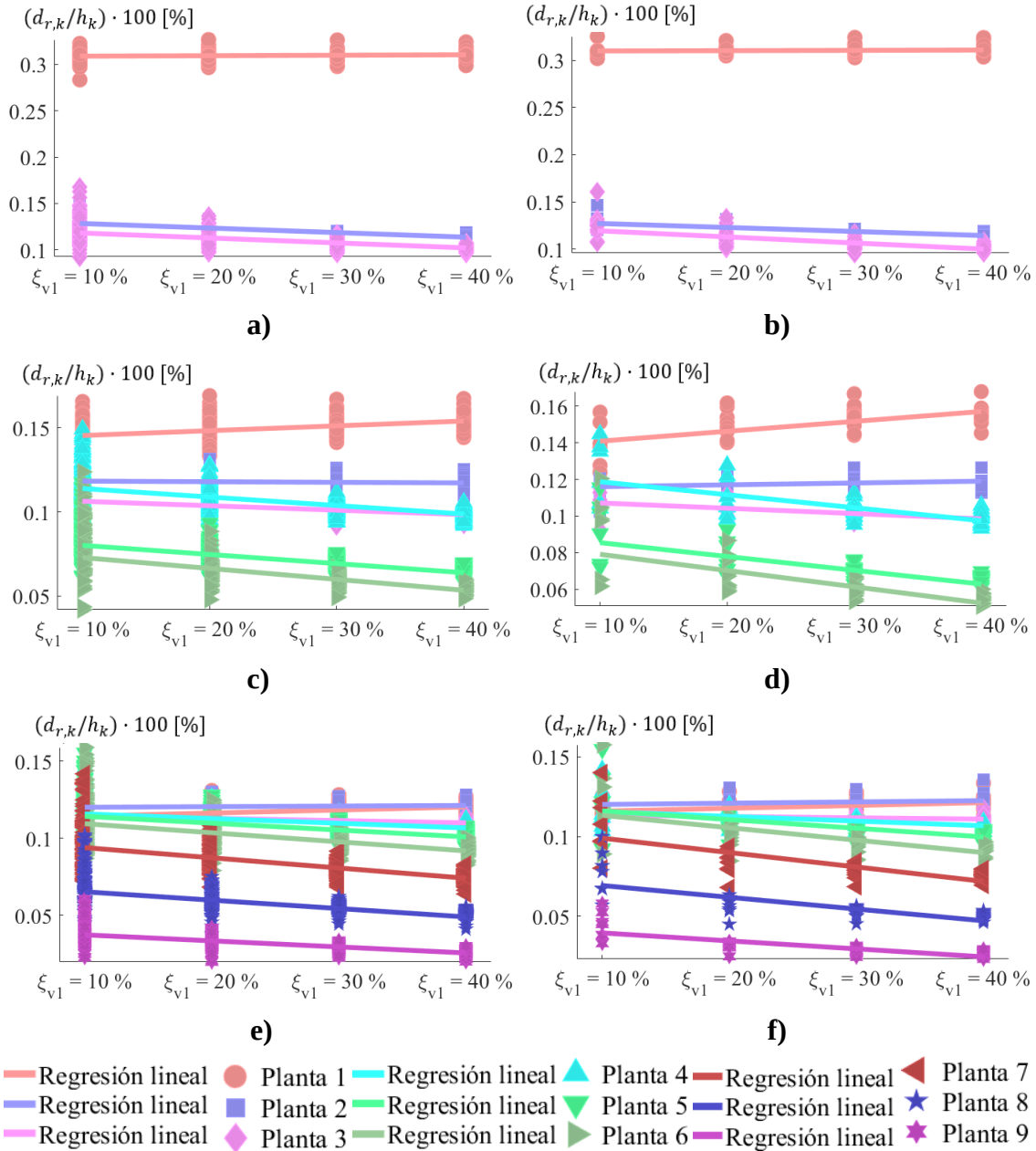
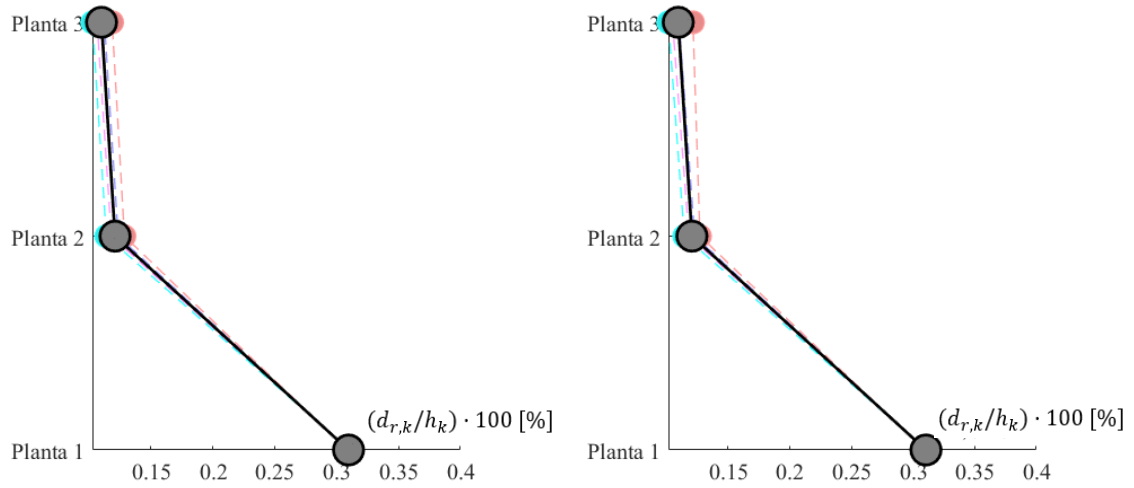


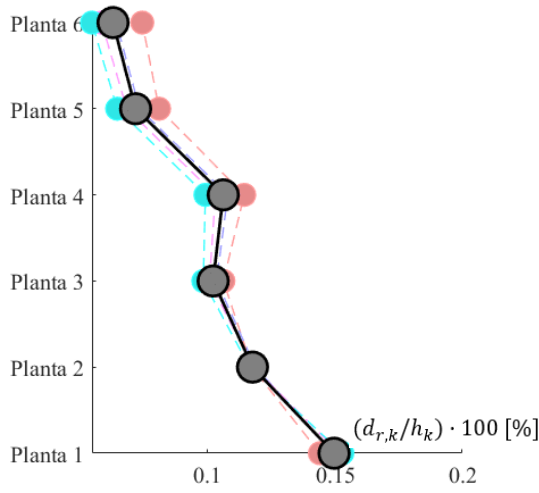
Figura 3.16: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 1. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

La **Figura 3.17** muestra el desplazamiento máximo entre plantas $d_{r,k}$ de cada planta k correspondiente a la moda del conjunto de los datos en cada prototipo, distinguiendo por colores para las diferentes fracciones de amortiguamiento ξ_{v1} introducidas por los disipadores viscosos. De manera resaltada con mayor tamaño y de color gris se muestra el valor medio de todos los niveles de amortiguamiento.

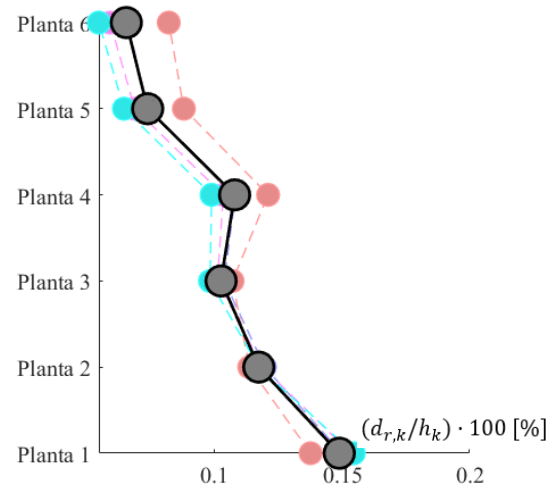


a)

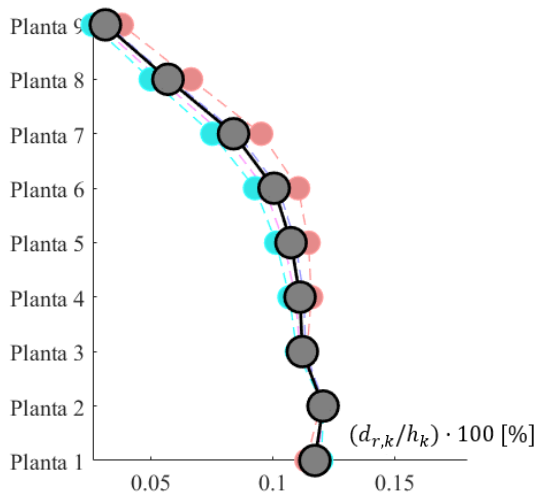
b)



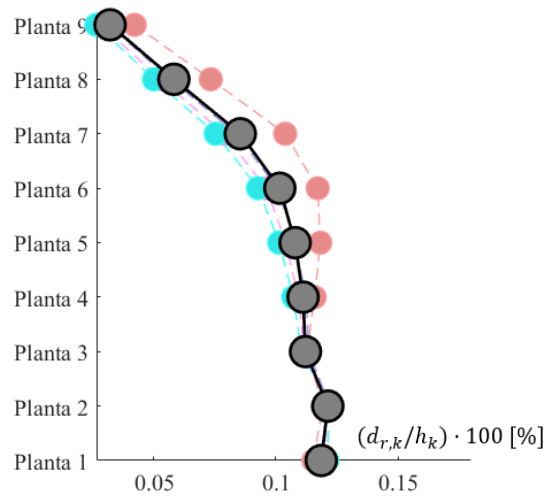
c)



d)



e)



f)

—●— $\xi_{v1} = 10\%$ —●— $\xi_{v1} = 20\%$ —●— $\xi_{v1} = 30\%$ —●— $\xi_{v1} = 40\%$ —●— Valor medio

Figura 3.17: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada planta k bajo el escenario 1. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

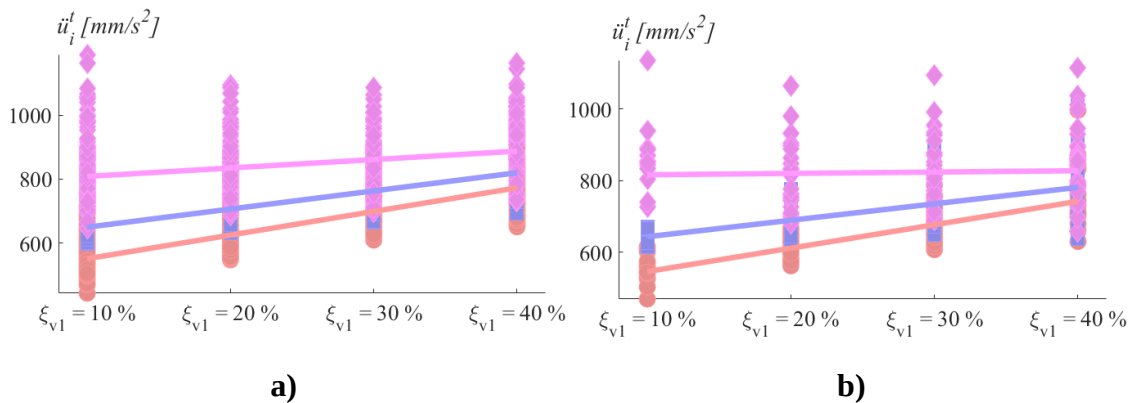
En términos globales, las conclusiones de este apartado son las siguientes:

- Para el prototipo P3 la planta que gobierna el escalado de las señales es la primera en prácticamente todos los casos y $(d_{r,k}/h_k) = 0.003$ aproximadamente.
- Para el prototipo P6 la planta que gobierna el escalado de las señales es la primera, pero $(d_{r,k}/h_k) = 0.0015$, es decir, aproximadamente la mitad que en el prototipo P3.
- Para el prototipo P9 la planta que gobierna el escalado es la segunda. En este caso $(d_{r,k}/h_k) = 0.0012$ es ligeramente inferior al del prototipo P6.
- El nivel de amortiguamiento introducido por los disipadores viscosos ξ_{v1} no afecta el valor del desplazamiento entreplantas.
- La planta que gobierna el escalado de los acelerogramas no depende del nivel de amortiguamiento introducido por los disipadores viscosos ξ_{v1} .

3.2.1.3. Aceleraciones máximas absolutas bajo el escenario 1 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

El tercer parámetro que se analiza es la máxima aceleración absoluta que experimenta cada nivel i de la estructura, y que denominaremos $\ddot{u}_i^t$. Aquí, u_i^t es el desplazamiento horizontal del nivel i del pórtico respecto a un sistema de referencia fijo newtoniano, y el doble punto indica la segunda derivada respecto al tiempo.

En la **Figura 3.18** podemos observar dichos valores en función del nivel de amortiguamiento introducido por los disipadores viscosos ξ_{v1} y el tipo de terremoto (impulsivo o no impulsivo) de forma individualizada para cada planta. Se muestran también las rectas de regresión para los valores correspondientes a las modas de cada planta y cada fracción de amortiguamiento de manera independiente. La distribución de probabilidad de los resultados para esta variable aleatoria $\ddot{u}_i^t$ se han aproximado también mediante una ley log-normal.



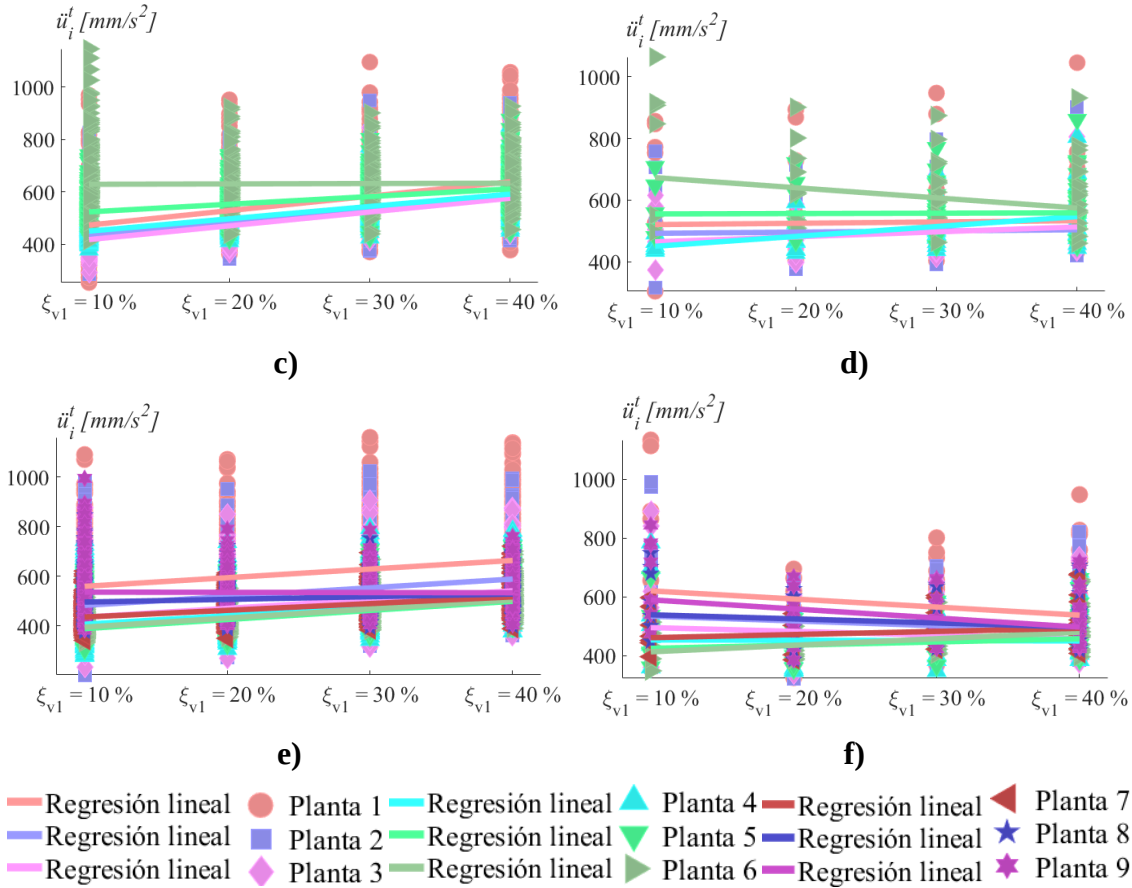
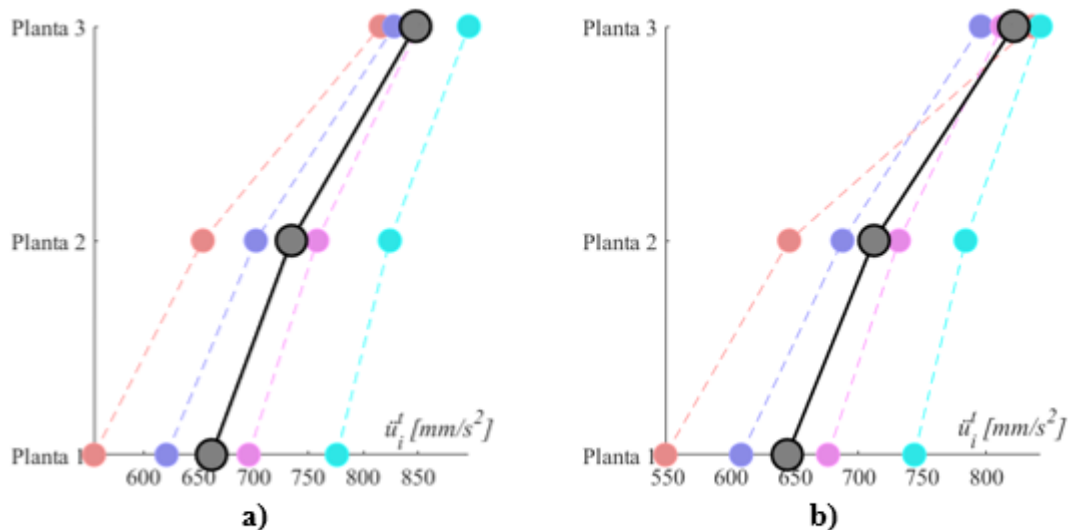


Figura 3.18: Máximas aceleraciones $\ddot{u}_i^t$ para cada ξ_{v1} bajo el escenario 1. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

La **Figura 3.19** muestra los mismos valores de máximas aceleraciones absolutas $\ddot{u}_i^t$, pero organizado, de manera vertical, por alturas de cada prototipo. En la **Figura 3.18** se mostraron las rectas de regresión para la moda de cada planta, pero no se muestran los valores propios de las modas para cada planta o nivel de amortiguamiento como en la **Figura 3.19**.



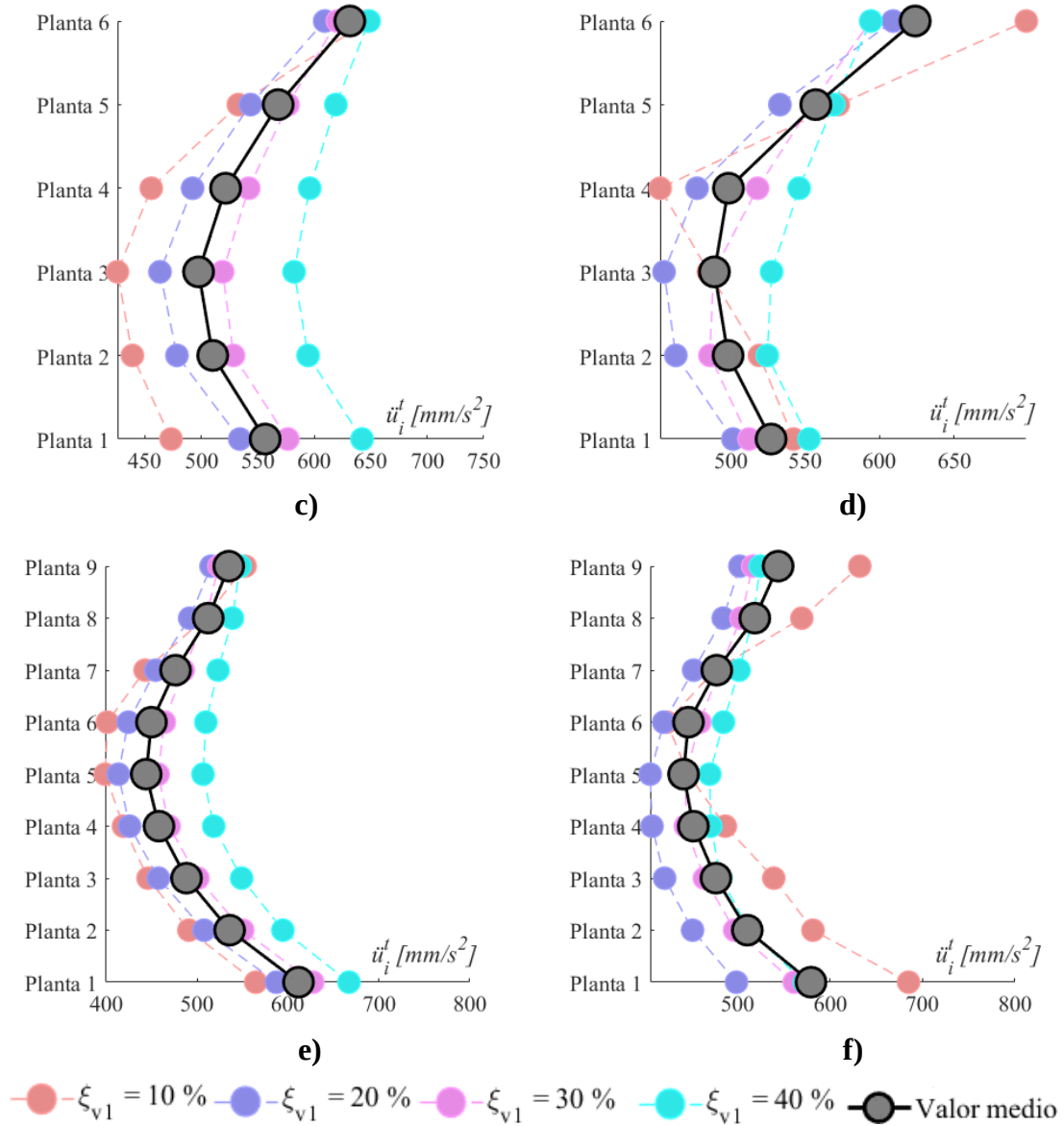


Figura 3.19: Máximas aceleraciones $\ddot{u}_i^t$ para cada planta k bajo el escenario 1. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

Las conclusiones que se desprenden de estas figuras son las siguientes:

- El comportamiento de los prototipos P3 y P6 es distinto al del prototipo P9, tal y como se vio en el **Apartado 3.3.2**. Por lo que el número de plantas afecta a $\ddot{u}_i^t$ cuando son edificios con más de seis niveles.
- En el Prototipo P9, la contribución del modo 2 es relativamente más importante que en los otros dos prototipos, en los cuales la cubierta es la que mayor aceleración absoluta presenta.

- La máxima aceleración absoluta apenas se ve influida por el nivel de amortiguamiento del sistema.
- El tipo de terremoto (impulsivo o no impulsivo) no influye de forma significativa en $\ddot{u}_i^t$.

3.2.2. Respuesta de las estructuras bajo el escenario 2

En este caso la estructura principal entra en el rango no lineal. De acuerdo a la **Tabla 3.1**, bajo este escenario ninguna planta k debe superar el 2 % de su altura h_k y, al menos una debe alcanzarlo ($d_{r,k} = 0.02 h_k$). Traducidos estos porcentajes en milímetros, para la planta primera el límite de la deriva es de 90 mm y para el resto de plantas es de 60 mm. De igual manera que en el escenario 1, en el escenario 2 se analizan 4488 casos, pero, al tratarse de análisis no lineales, ha sido preciso realizar un proceso iterativo para determinar el factor de escala del terremoto para que se cumpla la condición de desplazamiento máximo entre plantas fijado. En la **Tabla 3.17** se muestra el número total de señales empleadas. En la **Figura 3.20** se puede ver el diagrama de flujo que establece los pasos a seguir para poder configurar un procedimiento automatizado con el software *Matlab*. Al igual que en el escenario 1, se establece un nuevo criterio de selección que descartará los casos que no cumplan las siguientes condiciones para el escenario 2:

- El factor de escala del terremoto deberá estar comprendido entre 5 y 1/5.
- El factor de escala multiplicado por el PGA original del terremoto deberá estar comprendido entre 0.15 g y 0.80 g .

Tabla 3.17: Número de señales empleadas que están dentro del rango de aplicación.

Prototipo P3				
Disipador viscoso:	$\zeta_{v1} = 10 \%$	$\zeta_{v1} = 20 \%$	$\zeta_{v1} = 30 \%$	$\zeta_{v1} = 40 \%$
Impulsivos	39	42	37	39
No impulsivos	56	48	34	28
Total	95	90	71	67
Prototipo P6				
Disipador viscoso:	$\zeta_{v1} = 10 \%$	$\zeta_{v1} = 20 \%$	$\zeta_{v1} = 30 \%$	$\zeta_{v1} = 40 \%$
Impulsivos	27	22	23	13
No impulsivos	19	10	7	7
Total	46	32	30	20
Prototipo P9				
Disipador viscoso:	$\zeta_{v1} = 10 \%$	$\zeta_{v1} = 20 \%$	$\zeta_{v1} = 30 \%$	$\zeta_{v1} = 40 \%$
Impulsivos	27	24	16	11
No impulsivos	24	10	7	7
Total	51	34	23	18

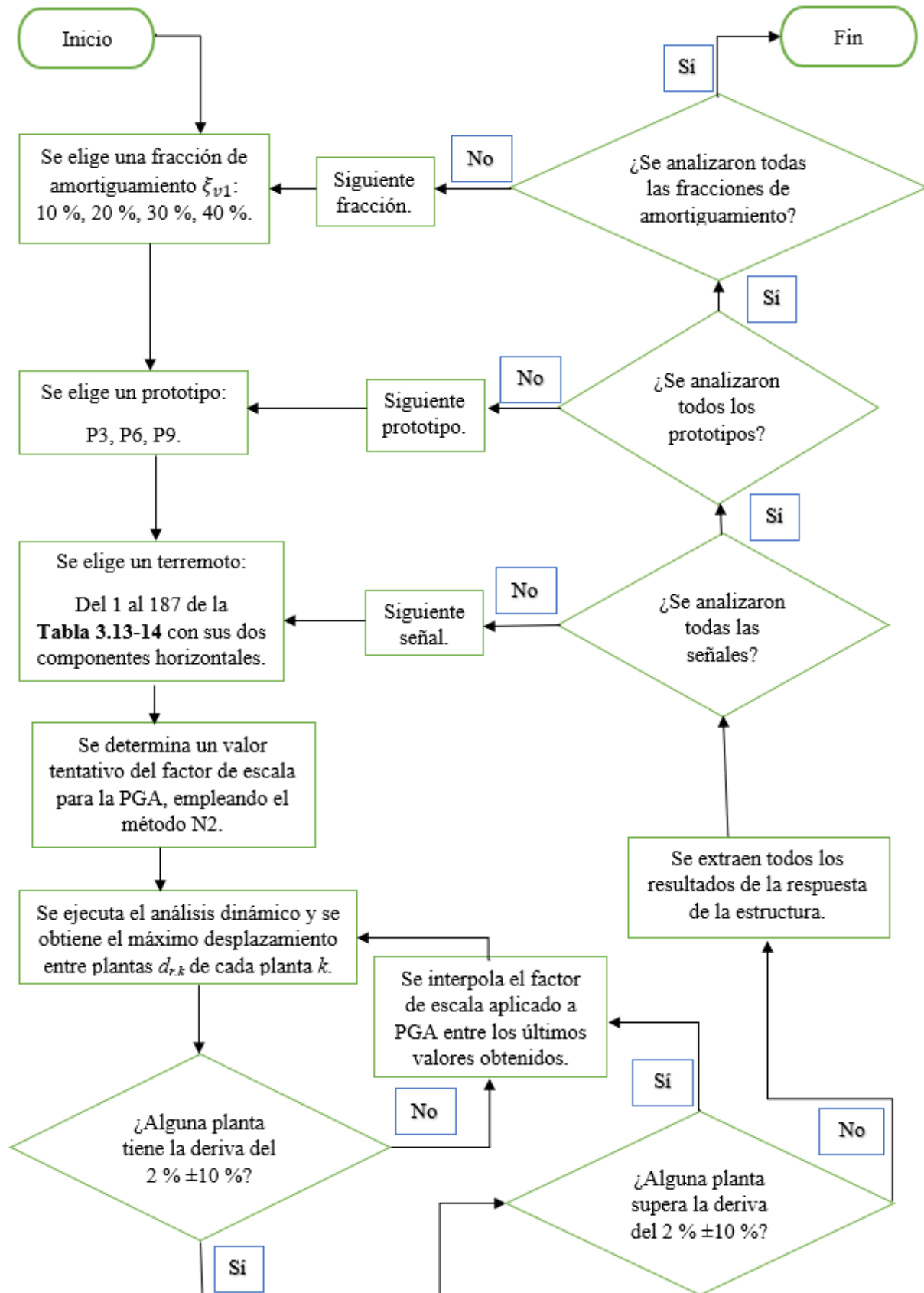


Figura 3.20: Diagrama de flujo para automatizar el análisis y obtener la respuesta sísmica de la estructura bajo el escenario 2.

El número final de señales seleccionadas variará entre prototipos y entre fracciones de amortiguamiento debido a que la respuesta no es la misma y se requiere distinto factor de escala para cada uno. Conviene señalar que del total de señales seleccionadas se han separado y reservado 14 señales al azar que no se han empleado en el estudio paramétrico porque se han utilizado para validar el método energético desarrollado en el **Capítulo 4**. Y, en todo caso, independientemente del prototipo, de la fracción de amortiguamiento y de la impulsividad de la señal, siempre el número mínimo de señales empleado ha sido de 7.

Tal y como se comentó en la introducción de este capítulo, se aplica el método N2 [33, 34, 92] para reducir el número de iteraciones necesarias para alcanzar el desplazamiento objetivo dentro del rango no lineal. Este método utiliza los resultados del análisis empleando el método del empuje incremental realizado a los tres prototipos de múltiples grados de libertad (MGDL) para obtener la respuesta máxima de un sistema equivalente de un único grado de libertad (1GDL). Un método formulado en términos de aceleración y desplazamiento que permite determinar con bastante precisión el escalado de la señal de aceleración necesario para obtener el desplazamiento máximo entre plantas objetivo (2 % de la altura de la planta). Los pasos a seguir se describen a continuación:

Paso 1:

Se determina la masa de cada nivel m_i . Se realiza un análisis modal a los tres prototipos para obtener las componentes ϕ_i del vector primer modo de vibración Φ_1 , el período fundamental T_1 y el factor de participación modal del primer modo de vibración Γ_1 . Se realiza un análisis aplicando el método del empuje incremental (*pushover*) con la distribución de cargas laterales correspondiente al primer modo de vibración y se obtiene la curva de capacidad global de la estructura. Se determina el valor del desplazamiento de cubierta $d_{N,1}$ para el cual alguna planta alcanza un desplazamiento entre plantas igual al 2 % de la altura de la planta. La curva de capacidad se idealiza mediante dos segmentos, tal y como se indicó en la **Figura 3.6**, lo que permite obtener el cortante basal de fluencia $V_{py,1}$ y el desplazamiento horizontal de fluencia de la cubierta $d_{py,N}$.

Paso 2:

Se transforma el sistema de múltiples grados de libertad en un sistema equivalente de un grado de libertad cuya masa equivalente m^* se obtiene con la **Ecuación 3.18**.

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i \quad (3.18)$$

Se obtiene la curva de capacidad del sistema de 1GDL equivalente a partir de la curva de capacidad global, dividiendo ésta por el factor de participación modal Γ_1 . El período T^* del sistema equivalente de 1GDL viene dado por la **Ecuación 3.19**.

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_{py,N}^*}{V_{py,1}^*}} \quad (3.19)$$

Donde $V_{py,1}^* = V_{py,1}/\Gamma_1$ y $d_{py,N}^* = d_{py,N}/\Gamma_1$. Se determina la pseudo-aceleración de respuesta del sistema equivalente según la **Ecuación 3.20**.

$$S_{ay} = \frac{V_{py,1}^*}{m^*} \quad (3.20)$$

Paso 3:

El tercer y último paso consiste en un proceso iterativo que permitirá conocer el factor de escala que requiere una señal para que la respuesta del prototipo alcance un desplazamiento de cubierta tal que lleve al menos una planta hasta el 2 % de la deriva.

Para ello, se debe calcular la respuesta espectral del sistema equivalente de 1GDL en términos de aceleración y desplazamiento en función del período y del nivel de amortiguación del sistema para cada uno de los acelerogramas seleccionados. Este proceso iterativo no requiere mucho tiempo de computación, por lo que se establece un factor de escala de la señal de aceleración lo suficientemente pequeño para que cumpla en todos los casos y se va aumentando paulatinamente hasta que la respuesta de este sistema de 1GDL en términos de desplazamiento sea coincidente con el desplazamiento objetivo.

Este desplazamiento objetivo dependerá de la zona del espectro del acelerograma en el que se encuentre el período equivalente T^* . Si T^* es menor que el período de esquina T_c que delimita la zona de aceleración constante y la zona de velocidad constante del espectro de respuesta del terremoto, se emplea la **Ecuación 3.21** para obtener el desplazamiento de respuesta máximo del sistema equivalente 1GDL, S_d .

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (3.21)$$

Donde R_μ es un factor reductor que afecta al desplazamiento y se obtiene empleando la **Ecuación 3.22**.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (3.22)$$

Siendo S_{ae} el valor de la pseudo-aceleración espectral de respuesta para el punto donde la prolongación de la recta tangente a la rigidez inicial e idealizada de la estructura corta con el espectro elástico de respuesta, y S_{ay} es el valor de la pseudo-aceleración espectral de respuesta para el punto de la curva bilineal correspondiente al desplazamiento de fluencia $d_{py,N}^*$.

El período de esquina T_c se define como el período de transición entre el segmento de aceleración constante del espectro de respuesta y el segmento de velocidad constante. Por lo tanto, para períodos más largos del período de esquina, se aplica la regla de igual desplazamiento. Lo que significa que el desplazamiento de un sistema inelástico es igual al

desplazamiento correspondiente a un sistema elástico con el mismo período. En la **Figura 3.21** se puede observar la superposición del espectro de respuesta elástico e inelástico junto con la curva de capacidad idealizada.

Ese factor de escala tentativo requerido para un determinado terremoto es el que se introduce en la primera iteración para el análisis dinámico directo. Puesto que es un valor tentativo, en muchos casos se requiere ajustarlo en iteraciones sucesivas. La ventaja de emplear el método N2 es que el valor tentativo inicial suele estar muy cercano del valor solución y ello reduce significativamente el número de iteraciones a realizar.

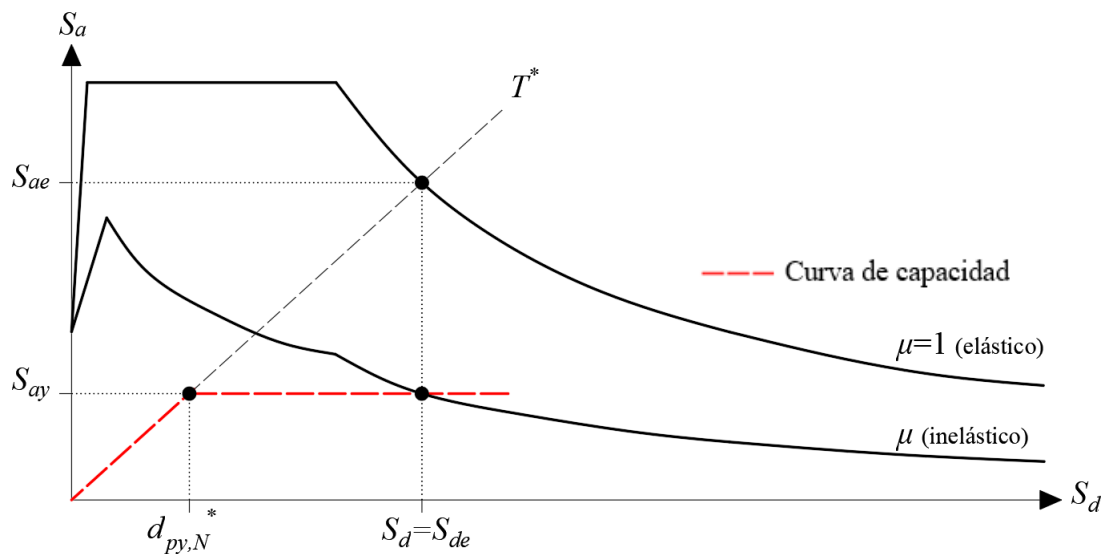


Figura 3.21: Espectro de respuesta elástico e inelástico junto con la curva de capacidad.

3.2.2.1. Número de ciclos equivalentes en los disipadores bajo el escenario 2 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

De los cálculos dinámicos con los acelerogramas escalados expuestos en el subapartado anterior se obtiene para cada prototipo, para cada valor de ξ_{v1} , para cada terremoto y para cada planta k , la energía disipada por los n_s disipadores viscosos instalados en esa planta en la dirección del sismo considerado, $E_{dy,k}$. Con esta energía se va a calcular en este apartado el "número de ciclos equivalentes" $n_{eq,d,p,k}$ que conceptualmente es similar al $n_{eq,d,e,k}$ expuesto en **Apartado 2.1.1** para el escenario 1 (terremotos frecuentes), pero con una diferencia sustancial: bajo terremotos frecuentes la estructura principal se mantenía elástica mientras que para el escenario 2 la estructura principal plastifica. Para estimar $n_{eq,d,p,k}$ teniendo en cuenta que la estructura principal plastifica, se recurre a sustituir la estructura principal real plastificada por un sistema de 1GDL elástico equivalente caracterizado por un período efectivo $T_{eff,1}$ que tiene en cuenta el grado de plastificación de la estructura porticada en su conjunto en el instante t_m en el que se alcanza el desplazamiento máximo de cubierta d_N . Concretamente, $T_{eff,1}$ se obtiene como

sigue a partir de los resultados del cálculo dinámico directo realizado para cada acelerograma escalado con su factor de escala correspondiente. Primero, de los resultados del cálculo dinámico directo se determina el desplazamiento máximo entre plantas de cada planta k , $d_{r,k}$, y el cortante basal $V_{p,1}$ en el instante t_m en el que se alcanza el desplazamiento máximo de cubierta respecto al suelo d_N . Segundo, de los resultados del cálculo dinámico directo se determina la energía disipada por los disipadores viscosos hasta el instante t_m , $E_{dy,k}$. Tercero, la estructura porticada en su conjunto en el instante t_m se idealiza como un sistema de un 1GDL equivalente de masa igual al factor de excitación modal del primer modo de vibración L_1 dado por $L_1 = \Phi_1^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}$, donde $\mathbf{M}$ es la matriz de masas de la estructura y $\mathbf{J}$ el vector de arrastre correspondiente a la dirección del terremoto considerada. En ese instante t_m , la rigidez lateral del sistema de 1GDL equivalente k_{eff} es la rigidez secante asociada al cortante basal $V_{p,1}$ y el desplazamiento máximo de cubierta d_N y vale $k_{eff} = V_{p,1}/d_N$. El período efectivo $T_{eff,1}$ del primer modo de vibración correspondiente a la masa L_1 y a la rigidez k_{eff} se obtiene con la **Ecuación 3.23**.

$$T_{eff,1} = 2\pi \sqrt{\frac{\Phi_1^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}{(V_{p,1}/d_N)}} \quad (3.23)$$

Conviene señalar que a la hora de calcular L_1 , el vector primer modo de vibración Φ_1^T está normalizado para que la componente $\phi_{i,1}$ a nivel de cubierta valga $\phi_{N,1} = 1$, y se ha estimado siguiendo el mismo planteamiento aplicado en el escenario 1. Es decir, mediante la **Ecuación 3.24**.

$$\phi_{i,1} = \frac{\sum_{j=1}^i d_{D,j}}{\sum_{s=1}^N d_{D,s}} = \frac{\sum_{j=1}^i (V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{j,opt} \cdot \bar{m}_j / k_{p,j})}{\sum_{s=1}^N (V_{pD,1} \cdot \bar{\alpha}_{s,opt} \cdot \bar{m}_s / k_{p,s})} \quad (3.24)$$

En la expresión anterior, las plantas y los niveles del pórtico se han numerado de manera que el número k asignado a la planta coincide con el número i asignado al nivel de techo de esa planta, y tanto plantas como niveles se han numerado desde abajo hacia arriba (es decir $k = 1$ corresponde a la planta baja e $i = 1$ es el nivel de techo de la planta baja).

El "número de ciclos equivalentes" $n_{eq,d,p,k}$ en el escenario 2 en el que la estructura principal plastifica se calcula con una expresión similar a la empleada en el escenario 1, pero sustituyendo T_1 por $T_{eff,1}$, y empleando los desplazamientos máximos entre plantas $d_{r,k}$ de cada planta k obtenidos de los cálculos dinámicos directos en el instante t_m en el que se alcanza el desplazamiento máximo de cubierta. Es decir, aplicando la **Ecuación 3.25**.

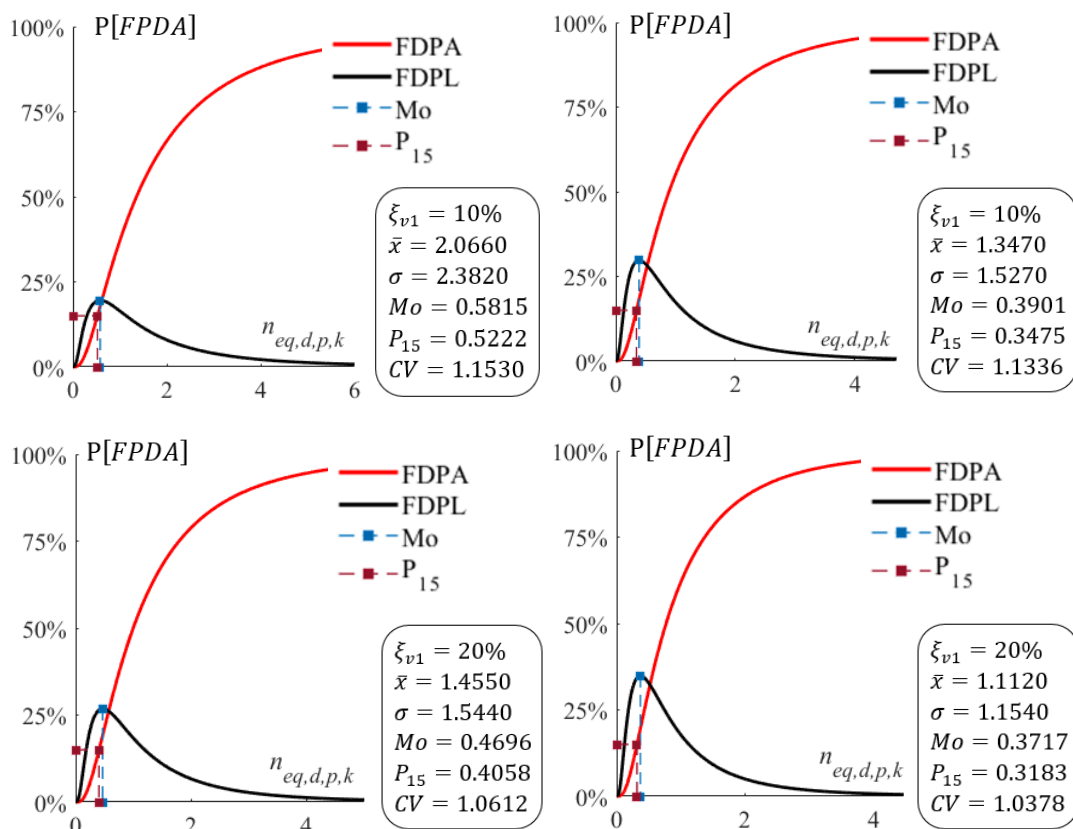
$$n_{eq,d,p,k} = \frac{E_{dy,k}}{\sum_{j=1}^{n_s} (2\pi/T_{eff,1})^{\alpha_{ve}} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{ve}}) \cdot c_{dj} \cdot [\cos\theta_j \cdot d_{r,k}]^{\alpha_{ve}+1}} \quad (3.25)$$

Con un formato similar al visto en el escenario 1, la **Figura 3.22**, **Figura 3.23** y **Figura 3.24** muestran las funciones de distribución de probabilidad acumulativa (FDPA) de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$, agrupadas en figuras distintas para cada valor de ξ_{v1} , para cada prototipo, y

para los dos tipos de terremotos (impulsivos y no impulsivos). A su vez, se superpone la función de densidad de probabilidad log-normal (FDPL), que se ajusta razonablemente bien a los resultados, para visualizar el valor de $n_{eq,d,p,k}$ correspondiente a la moda Mo . La función de distribución de probabilidad acumulativa se ha aproximado mediante un polígono de frecuencias relativas de $n_{eq,d,p,k}$ para intervalos de valores de $n_{eq,d,p,k}$, de amplitud $\Delta n_{eq,d,p,k} = 0.01$. En dichas figuras se ha indicado también un límite inferior de $n_{eq,d,p,k}$ que se recomienda emplear a efectos de cálculo. Este límite inferior es aquél que tiene una probabilidad del 15 % (P_{15}) de que se den valores menores que el tomado de referencia.

El eje de ordenadas de la **Figura 3.22**, **Figura 3.23** y **Figura 3.24** indica la probabilidad $P[FPDA]$ de que la variable aleatoria esté en el intervalo indicado por la **Expresión 3.13**.

Aparte, se muestra un cuadro con la información estadística más relevante de los datos de la muestra en cada caso, a saber: la media $\bar{x}$, la desviación típica σ , la moda Mo , el valor de $n_{eq,d,p,k}$ correspondiente a la probabilidad de un 15 % de que sea menor y el coeficiente de varianza CV que muestra la relación entre la desviación típica y la media ($CV = \sigma/\bar{x}$), lo cual proporciona información acerca de la dispersión relativa del conjunto de datos.



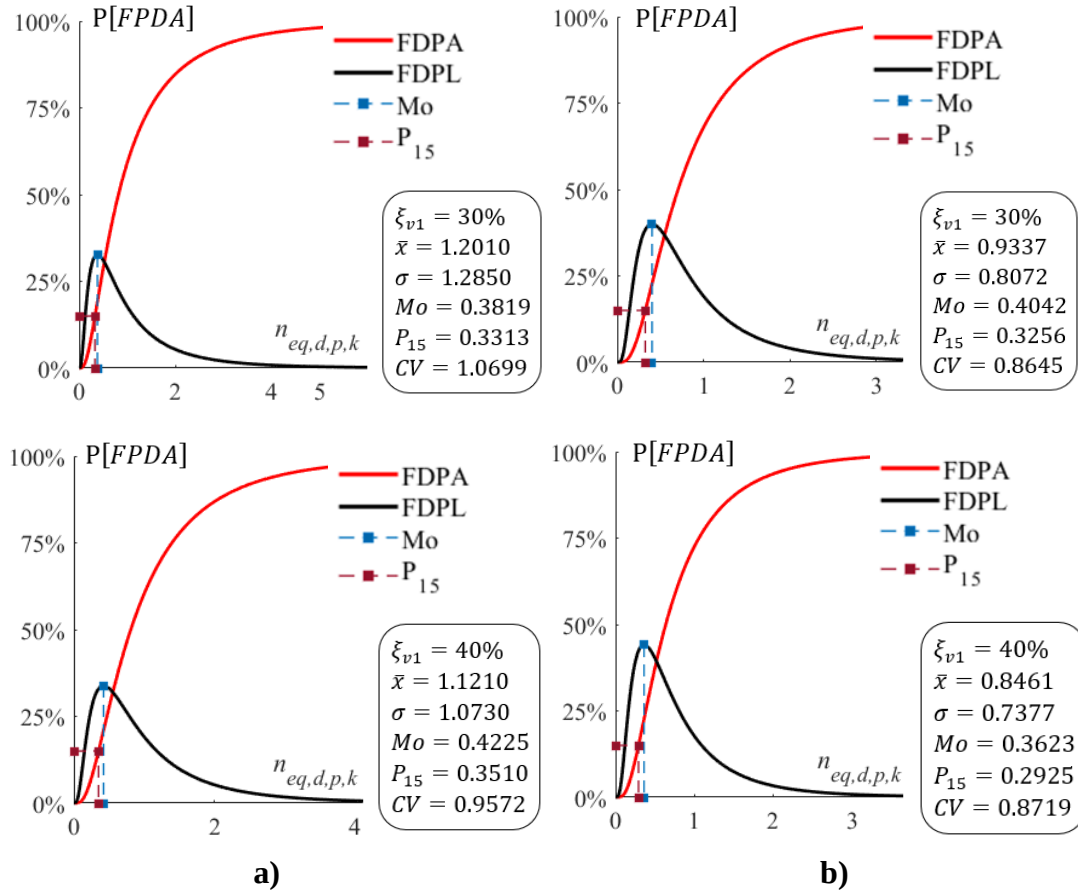
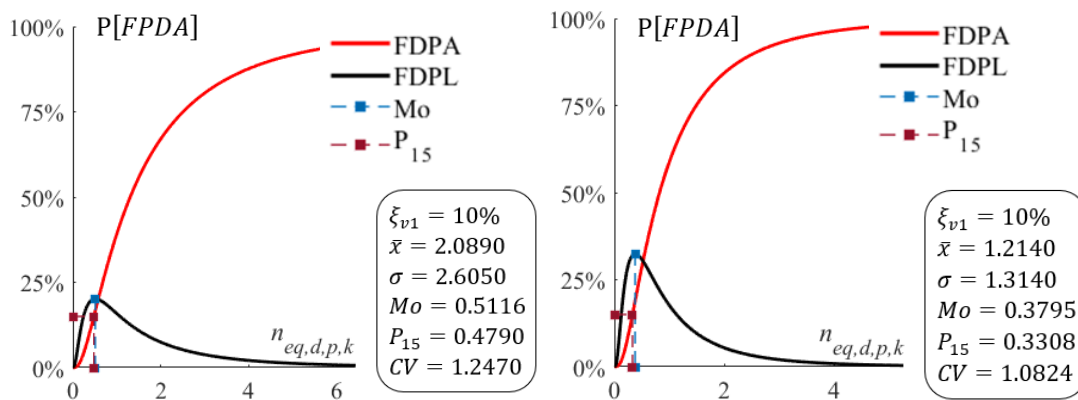


Figura 3.22: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P3 bajo el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.



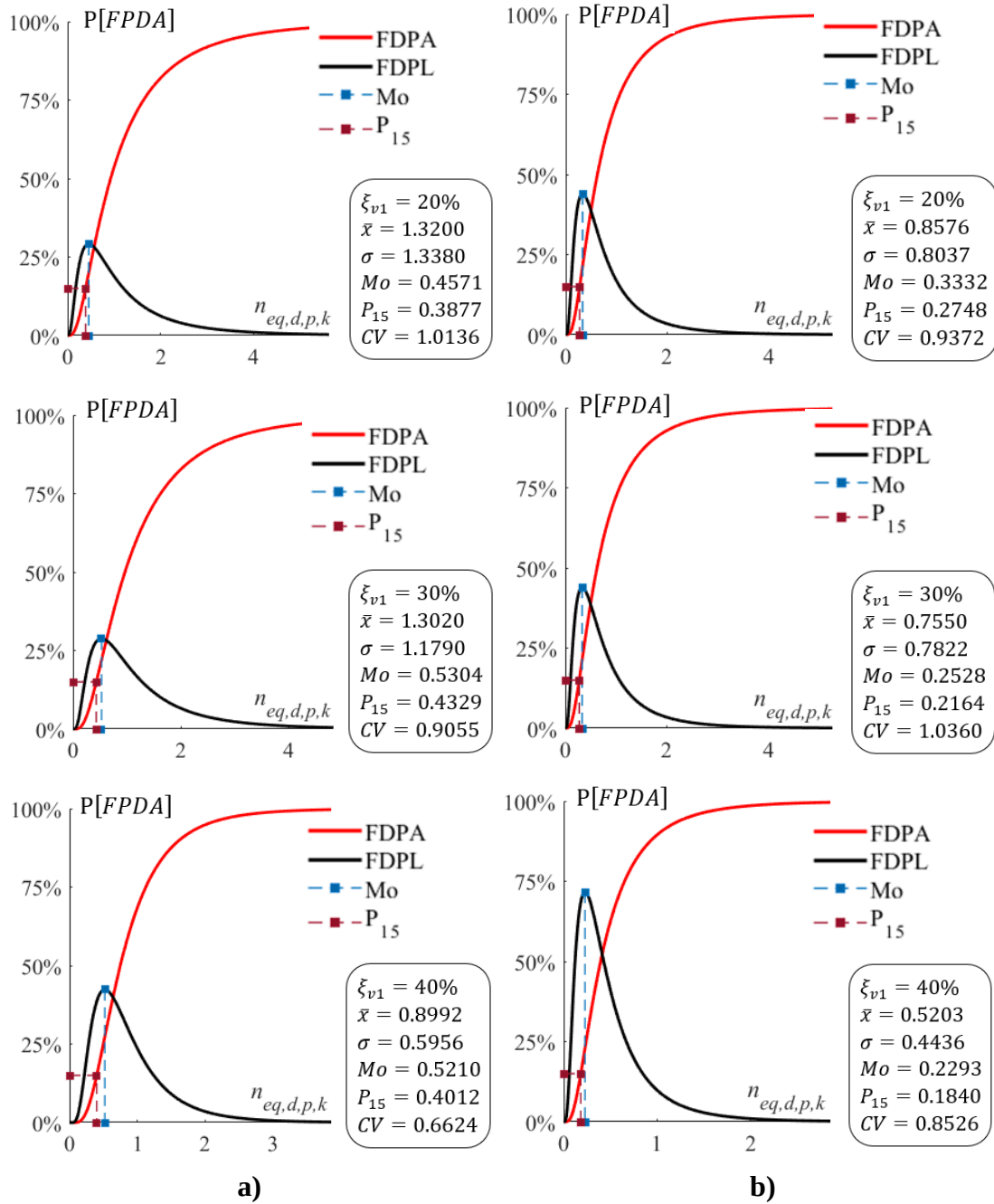


Figura 3.23: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P6 bajo el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.

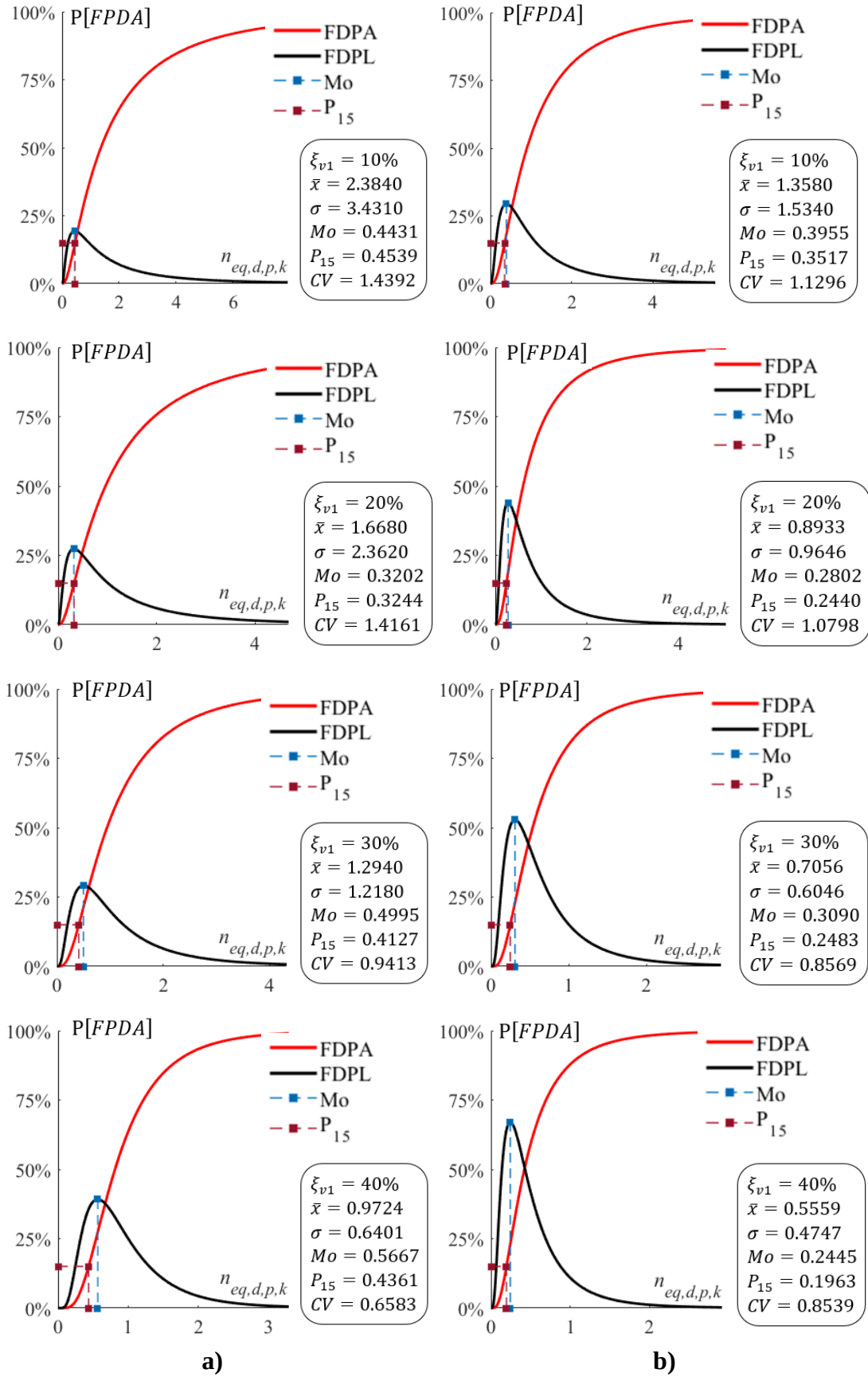
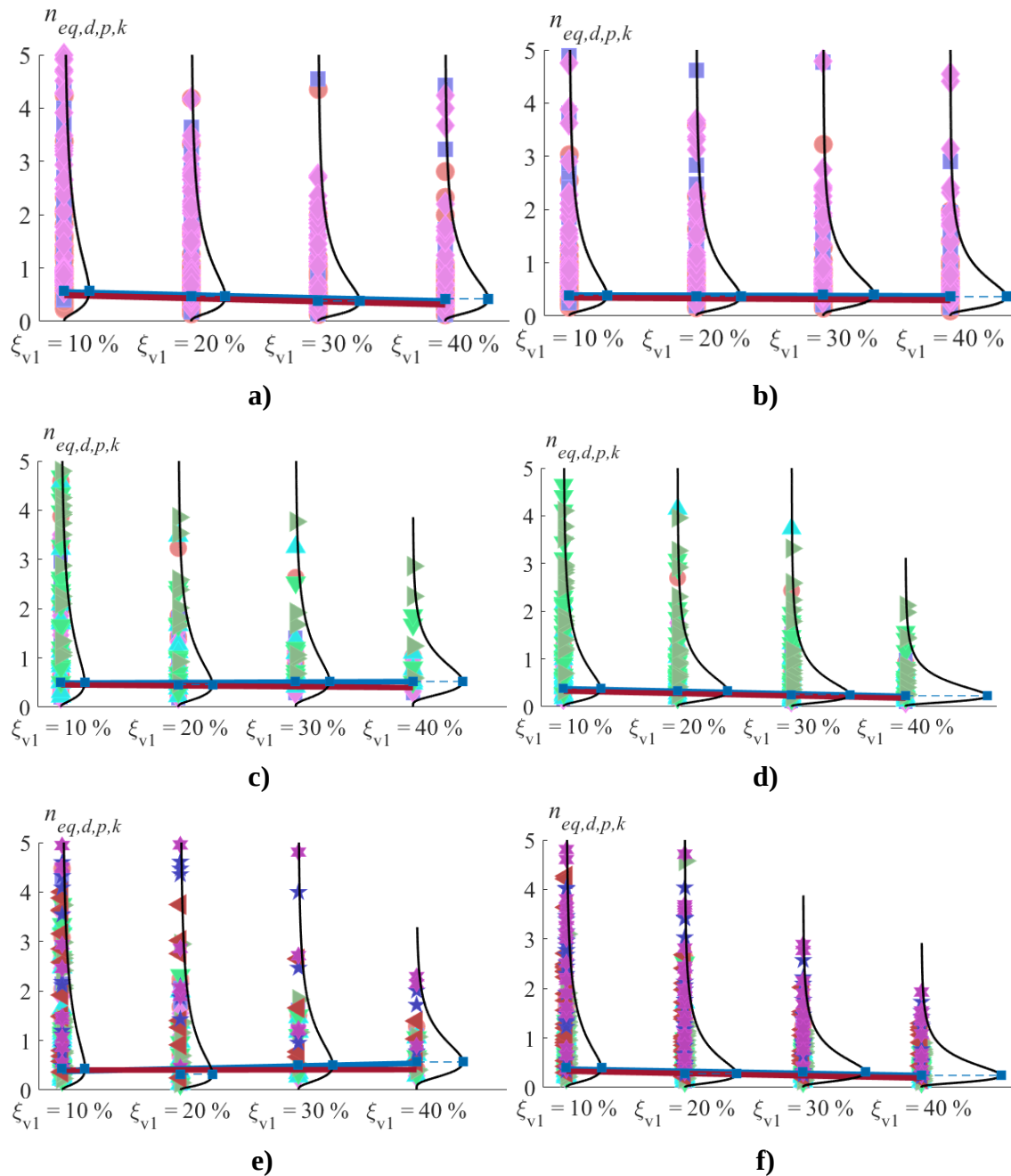


Figura 3.24: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,d,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P9 bajo el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.

La **Figura 3.25** muestra los resultados obtenidos agrupando en una misma grafica los cuatro valores de ξ_{v1} considerados tal y como se hizo en el escenario 1. En ella se indica con línea continua la función de densidad de probabilidad log-normal (FDPL) ajustada a la distribución de los datos de todas las plantas para cada nivel de amortiguamiento. Para cada caso se han generado las ecuaciones que determinan las rectas de regresión del valor de las modas dibujadas y de los valores de $n_{eq,d,p,k}$ correspondiente a P_{15} .



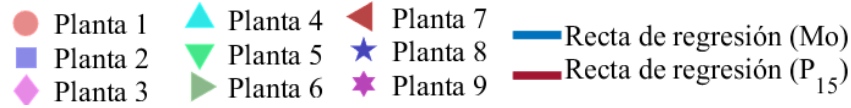


Figura 3.25: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

Las ecuaciones que definen las rectas de regresión para cada prototipo se muestran en la **Tabla 3.18**. De igual manera que en el escenario 1, se ha obtenido también una recta de regresión única para todos los prototipos, distinguiendo únicamente para terremotos impulsivos (identificada con el subíndice I) y para terremotos no impulsivos (identificados con el subíndice NI).

Tabla 3.18: Rectas de regresión para el número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$.

Empleando el valor correspondiente a la moda del conjunto de datos:

Prototipo	Terremoto no impulsivo	Terremoto impulsivo
P3	$n_{eq,d,p,k} = 0.0052 \cdot \xi_{v1} + 0.5940$	$n_{eq,d,p,k} = 0.0061 \cdot \xi_{v1} + 0.3723$
P6	$n_{eq,d,p,k} = -0.0060 \cdot \xi_{v1} + 1.6716$	$n_{eq,d,p,k} = -0.0104 \cdot \xi_{v1} + 1.2060$
P9	$n_{eq,d,p,k} = 0.0125 \cdot \xi_{v1} + 0.2924$	$n_{eq,d,p,k} = 0.0030 \cdot \xi_{v1} + 0.3806$

Empleando el valor correspondiente al valor de P_{15} del conjunto de datos:

Prototipo	Terremoto no impulsivo	Terremoto impulsivo
P3	$n_{eq,d,p,k} = 0.0021 \cdot \xi_{v1} + 0.5399$	$n_{eq,d,p,k} = 0.0034 \cdot \xi_{v1} + 0.3430$
P6	$n_{eq,d,p,k} = -0.0052 \cdot \xi_{v1} + 1.3060$	$n_{eq,d,p,k} = -0.0084 \cdot \xi_{v1} + 0.9407$
P9	$n_{eq,d,p,k} = 0.0056 \cdot \xi_{v1} + 0.3735$	$n_{eq,d,p,k} = 0.0007 \cdot \xi_{v1} + 0.3552$

La recta de regresión única correspondiente a la moda (identificado con el subíndice Mo) del conjunto de datos se muestra en la **Ecuación 3.26** para terremotos no impulsivos y en la **Ecuación 3.27** para impulsivos.

$$n_{eq,d,p,k,NI,Mo} = -0.0098 \cdot \xi_{v1} + 0.8947 \quad (3.26)$$

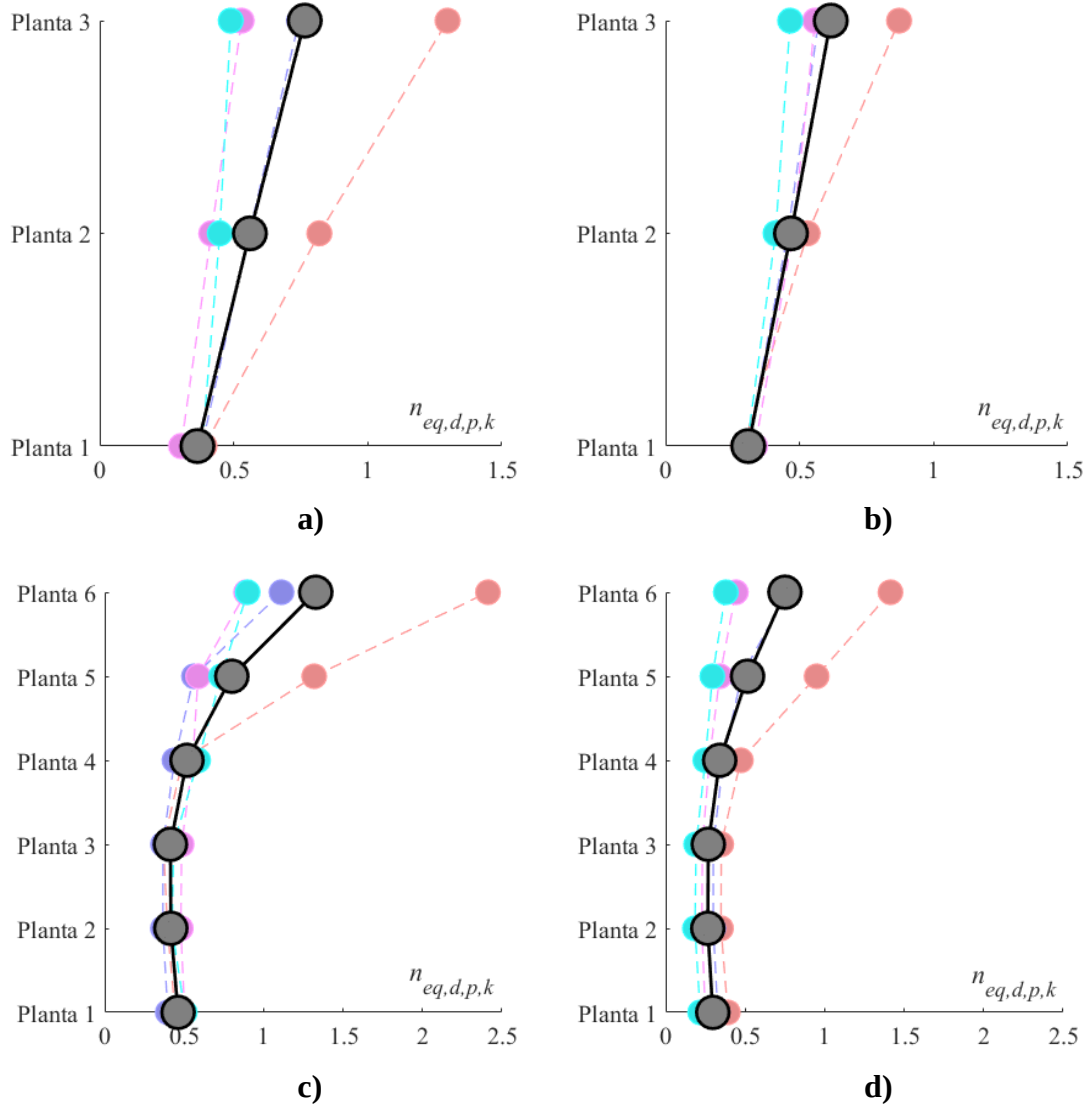
$$n_{eq,d,p,k,I,Mo} = -0.0136 \cdot \xi_{v1} + 0.9150 \quad (3.27)$$

Las rectas de regresión únicas para todos los prototipos obtenidas empleando el valor del número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ correspondiente a P_{15} (identificado con el subíndice P_{15}), que marcará el límite inferior a efectos de cálculo se expresan con la **Ecuación 3.28** y la **Ecuación 3.29**.

$$n_{eq,d,p,k,NI,P15} = -0.0077 \cdot \xi_{v1} + 0.7122 \quad (3.28)$$

$$n_{eq,d,p,k,l,P15} = -0.0110 \cdot \xi_{v1} + 0.7272 \quad (3.29)$$

La **Figura 3.26** muestra en función de la planta el número de ciclos $n_{eq,d,p,k}$ por cada planta k correspondiente a la moda del conjunto de los datos en cada prototipo, distinguiendo por colores para las diferentes fracciones de amortiguamiento ξ_{v1} introducidas por los disipadores viscosos. De manera resaltada con mayor tamaño y de color gris se muestra el valor medio de todos los niveles de amortiguamiento.



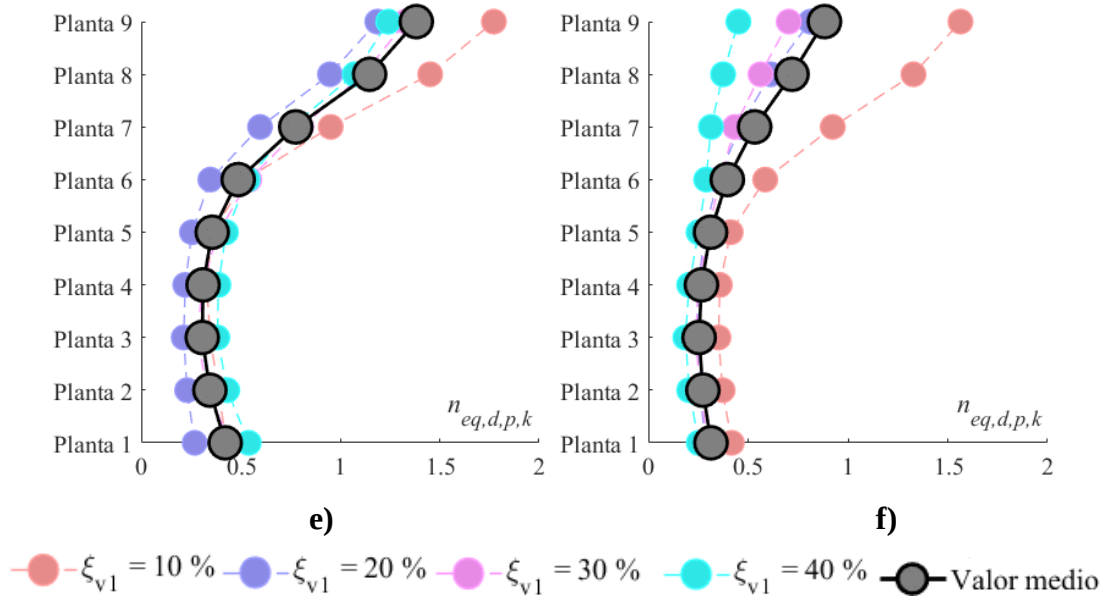


Figura 3.26: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

En términos globales se obtienen las siguientes conclusiones:

- Independientemente de la fracción de amortiguamiento, si la señal es impulsiva, el número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ es menor que si la señal es no impulsiva, concretamente del orden de un 15-20 % en el prototipo P3, un 35-45 % en el prototipo P6 y un 20-35 % en el prototipo P9.
- Dado que el coeficiente de variación en la mayoría de los casos es pequeño, el número de ciclos equivalentes apenas depende de las características del terremoto.
- Salvo en el prototipo P9 con señales no impulsivas, los valores medios de todas las plantas y fracciones de amortiguamiento son muy cercanos a los valores para el 20% de amortiguamiento.
- En todos los casos, el mayor número de ciclos equivalentes en cada planta se da para una fracción de amortiguamiento del 10 %.
- Independientemente de la fracción de amortiguamiento, el número de ciclos equivalentes es un poco mayor en las últimas plantas, aunque las diferencias entre plantas son en general muy pequeñas.

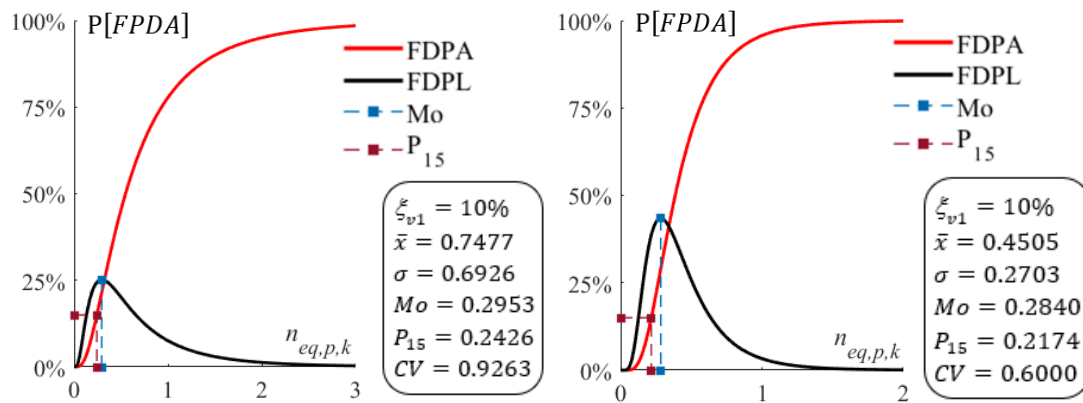
3.2.2.2. Número de ciclos equivalentes en la estructura principal bajo el escenario 2 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

En el caso de la estructura principal, la energía disipada es de tipo histerético, no viscoso, y por lo tanto el número de ciclos equivalentes se puede calcular con la expresión $n_{eq} = W/[4 \cdot V_{py,k} \cdot (d_{max,k} - d_{py,k})]$ expuesta en apartados anteriores (**Ecuación 3.8**), simplemente sustituyendo W por la energía disipada mediante deformaciones plásticas por la planta k de la

estructura principal, $E_{pH,k}$, en el instante t_m , sustituyendo el desplazamiento $d_{max,k}$ por el desplazamiento máximo entre plantas de la planta k en el instante t_m que es $d_{r,k}$. Los valores de $E_{pH,k}$ y $d_{r,k}$ se obtienen de los cálculos dinámicos directos, $V_{py,k}$ es el cortante de fluencia de la estructura principal obtenido de las curvas de capacidad de cada planta. El número de ciclos equivalentes en la estructura principal se obtiene mediante la **Ecuación 3.30**.

$$n_{eq,p,k} = \frac{E_{pH,k}}{4 \cdot V_{py,k}(d_{r,k} - d_{py,k})} \quad (3.30)$$

Conviene aclarar que a la hora de calcular $E_{pH,k}$ la energía disipada por las vigas se ha dividido entre las dos plantas que delimita la viga proporcionalmente al factor d_i que se define con la **Ecuación 3.35** del **Apartado 2.2.5**. Con un formato similar al visto en el escenario 1, la **Figura 3.27**, **Figura 3.28** y **Figura 3.29** muestran las funciones de distribución de probabilidad acumulativa (FDPA) de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$, agrupadas en figuras distintas para cada valor de ξ_{v1} , para cada prototipo, y para los dos tipos de terremotos (impulsivos y no impulsivos). A su vez, se superpone la función de densidad de probabilidad log-normal (FDPL) y se indica el valor de $n_{eq,p,k}$ correspondiente a la moda Mo . La función de distribución de probabilidad acumulada se ha aproximado mediante un polígono para intervalos de valores de $n_{eq,p,k}$ de amplitud $\Delta n_{eq,p,k} = 0.01$. En dichas figuras se ha indicado también el valor de $n_{eq,p,k}$ que tiene una probabilidad del 15 % (P_{15}) de que se den valores menores y que es el que se recomienda en esta tesis a efectos de cálculo. Conviene señalar que se han eliminado del estudio paramétrico los valores de $n_{eq,p,k}$ de las plantas que no llegaron a plastificar.



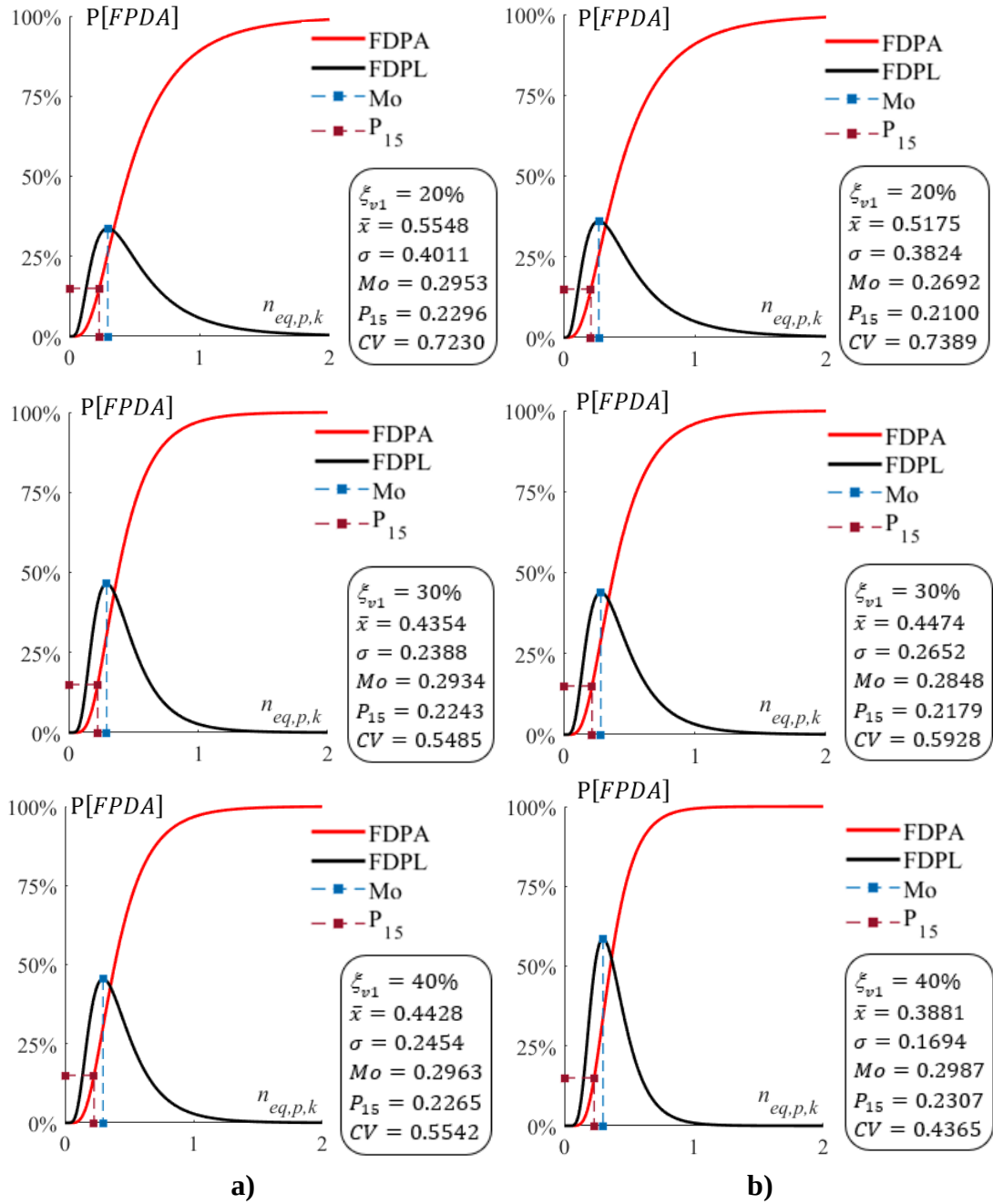


Figura 3.27: Función de distribución de probabilidad acumulada de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P3 bajo el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.

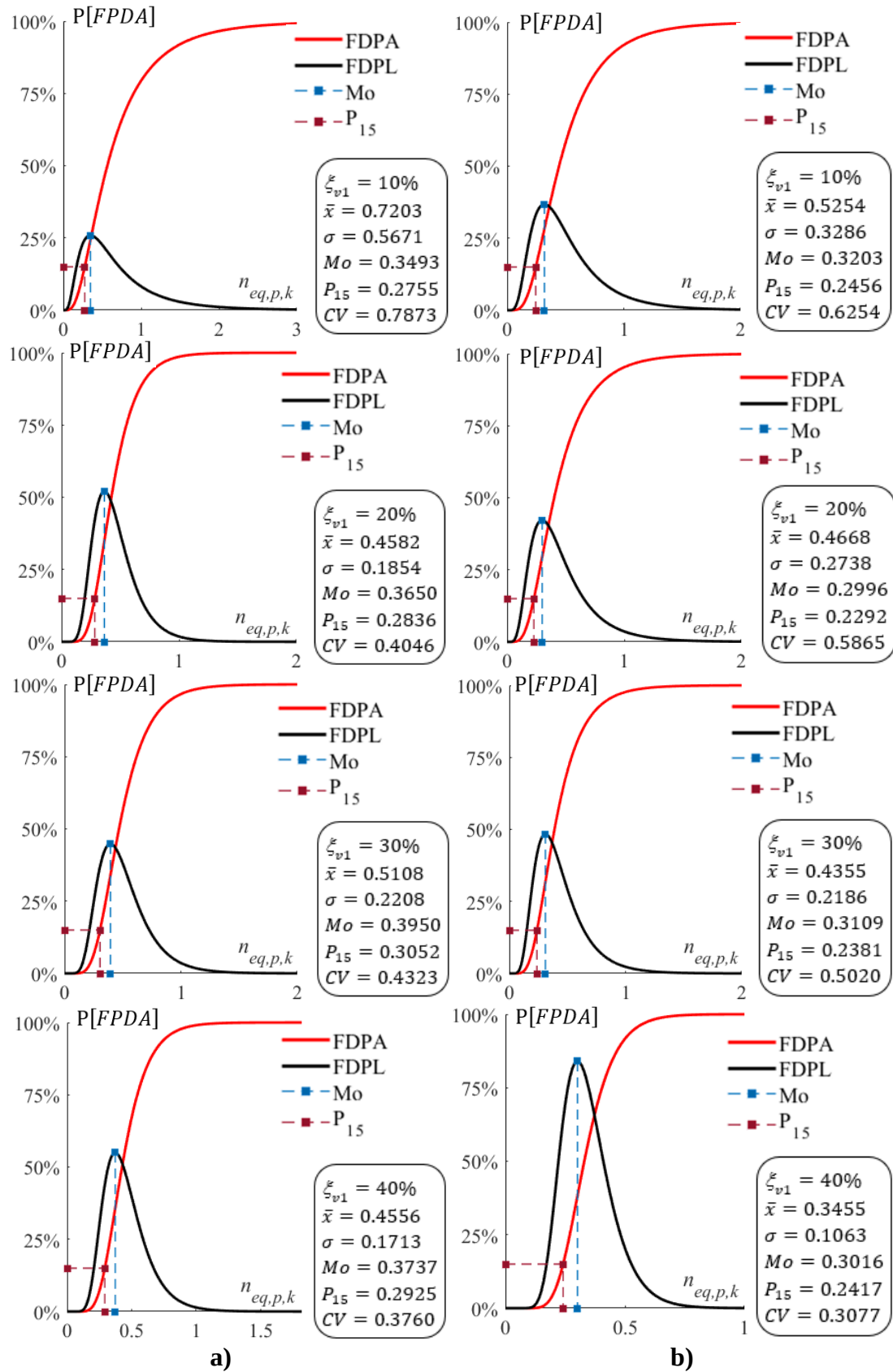


Figura 3.28: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P6 bajo el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.

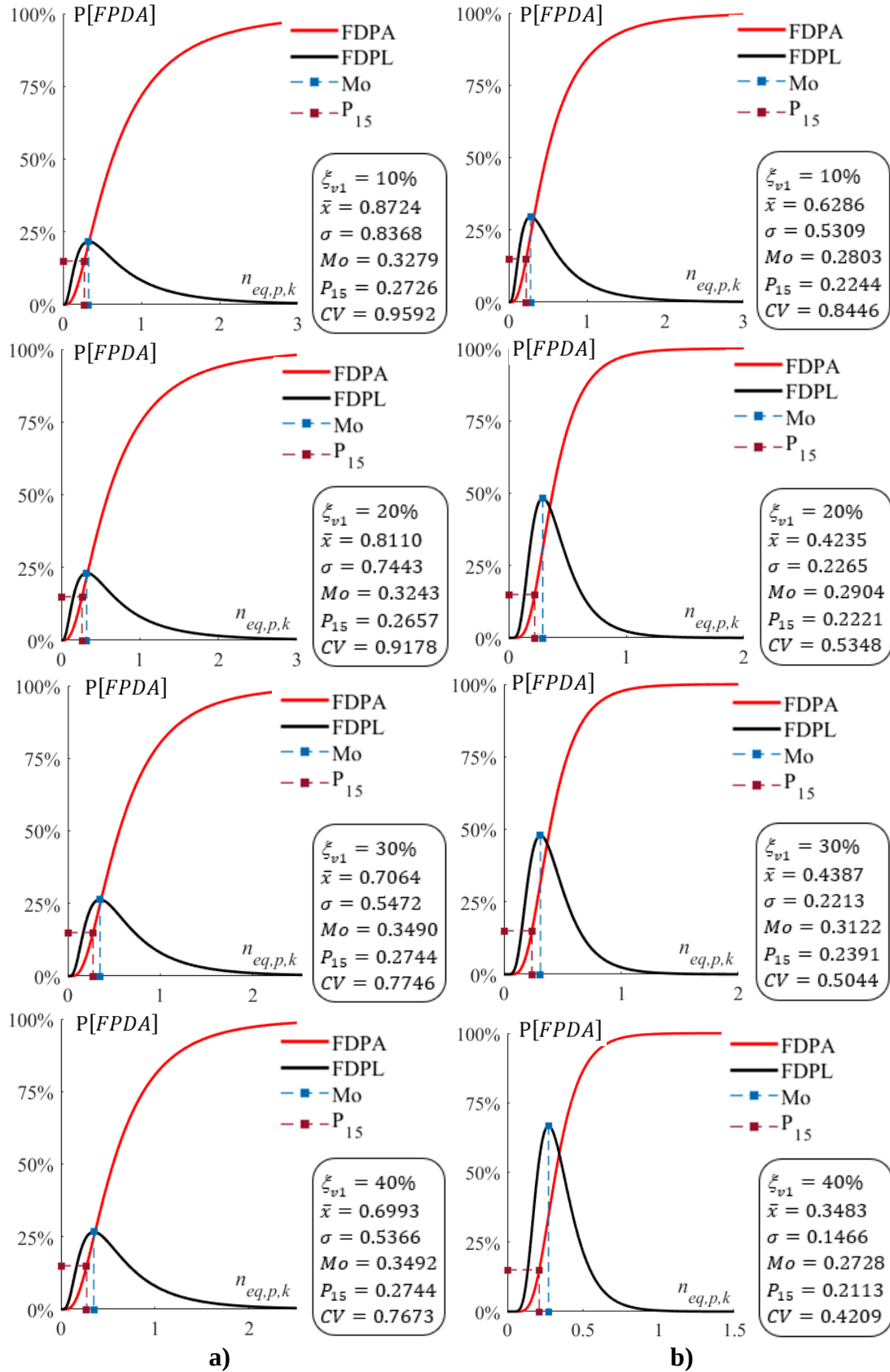


Figura 3.29: Función de distribución de probabilidad acumulativa de la variable aleatoria $n_{eq,p,k}$ para todas las fracciones de amortiguamiento introducidas en el prototipo P9 bajo el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas; **b)** Señales impulsivas.

El eje de ordenadas de la **Figura 3.27**, **Figura 3.28** y **Figura 3.29** indica para la curva de color rojo la probabilidad de que la variable aleatoria esté en el intervalo dado por la expresión 3.13. Aparte, se muestra un cuadro con la información estadística más relevante. La **Figura 3.30** muestra los resultados obtenidos agrupando en una misma grafica los cuatro valores de ξ_{v1} .

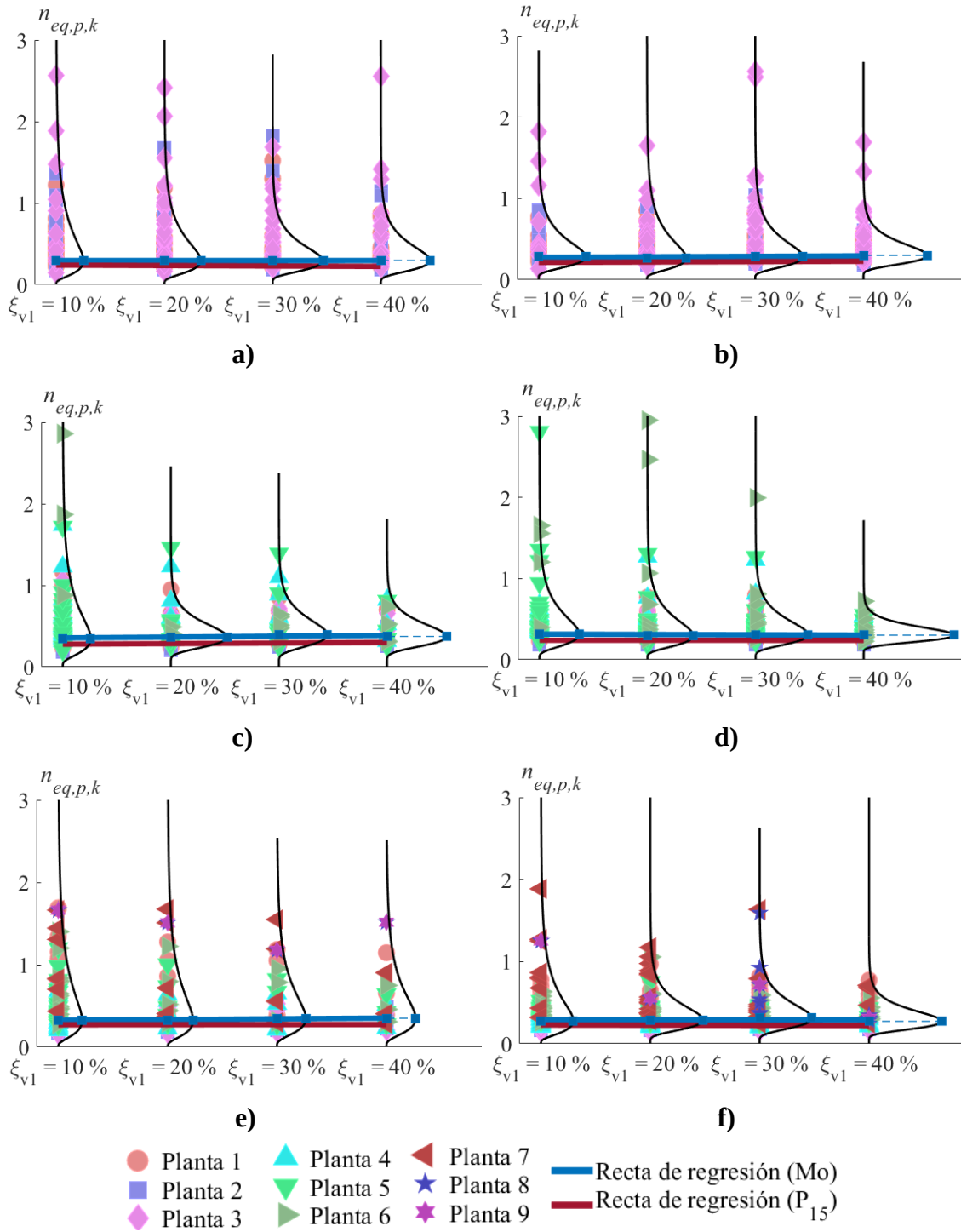


Figura 3.30: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,p,k}$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2.

a) Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas;

c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.

La moda y el valor correspondiente a la probabilidad del 15% se han aproximado mediante rectas de regresión para cada prototipo; las ecuaciones de estas rectas se muestran en la **Tabla 3.19**. De igual manera que en el escenario 1, se ha obtenido también una recta de regresión única para todos los prototipos, distinguiendo únicamente para terremotos impulsivos (identificada con el subíndice I) y para terremotos no impulsivos (identificados con el subíndice NI).

Tabla 3.19: Rectas de regresión para el número de ciclos equivalentes $n_{eq,p,k}$.

Empleando el valor correspondiente a la moda del conjunto de datos:		
Prototipo	Terremoto no impulsivo	Terremoto impulsivo
P3	$n_{eq,p,k} = 0.0000 \cdot \xi_{v1} + 0.2947$	$n_{eq,p,k} = 0.0006 \cdot \xi_{v1} + 0.2693$
P6	$n_{eq,p,k} = 0.0010 \cdot \xi_{v1} + 0.3450$	$n_{eq,p,k} = -0.0004 \cdot \xi_{v1} + 0.3193$
P9	$n_{eq,p,k} = 0.0009 \cdot \xi_{v1} + 0.3155$	$n_{eq,p,k} = 0.0000 \cdot \xi_{v1} + 0.2891$

Empleando el valor correspondiente al valor de P_{15} del conjunto de datos:		
Prototipo	Terremoto no impulsivo	Terremoto impulsivo
P3	$n_{eq,p,k} = -0.0005 \cdot \xi_{v1} + 0.2442$	$n_{eq,p,k} = 0.0005 \cdot \xi_{v1} + 0.2071$
P6	$n_{eq,p,k} = 0.0007 \cdot \xi_{v1} + 0.2710$	$n_{eq,p,k} = 0.0000 \cdot \xi_{v1} + 0.2393$
P9	$n_{eq,p,k} = 0.0001 \cdot \xi_{v1} + 0.2684$	$n_{eq,p,k} = -0.0002 \cdot \xi_{v1} + 0.2298$

La recta de regresión única correspondiente a la moda (identificado con el subíndice Mo) del conjunto de datos viene dada por la **Ecuación 3.31** para terremotos no impulsivos y por la **Ecuación 3.32** para impulsivos.

$$n_{eq,p,k,NI,Mo} = 0.0006 \cdot \xi_{v1} + 0.3184 \quad (3.31)$$

$$n_{eq,p,k,I,Mo} = 0.0001 \cdot \xi_{v1} + 0.2926 \quad (3.32)$$

Las rectas de regresión únicas para todos los prototipos obtenidas empleando el valor de $n_{eq,p,k}$ correspondiente a P_{15} (identificado con el subíndice P_{15}), viene dado por la **Ecuación 3.33** y la **Ecuación 3.34**.

$$n_{eq,p,k,NI,P15} = 0.0001 \cdot \xi_{v1} + 0.2612 \quad (3.33)$$

$$n_{eq,p,k,I,P15} = 0.0001 \cdot \xi_{v1} + 0.2254 \quad (3.34)$$

La **Figura 3.31** muestra $n_{eq,p,k}$ para cada planta k correspondiente a la moda, distinguiendo por colores para las diferentes fracciones de amortiguamiento ξ_{v1} introducidas por los disipadores viscosos bajo el escenario 2. De manera resaltada con mayor tamaño y de color gris se muestra el valor medio de todos los niveles de amortiguamiento.

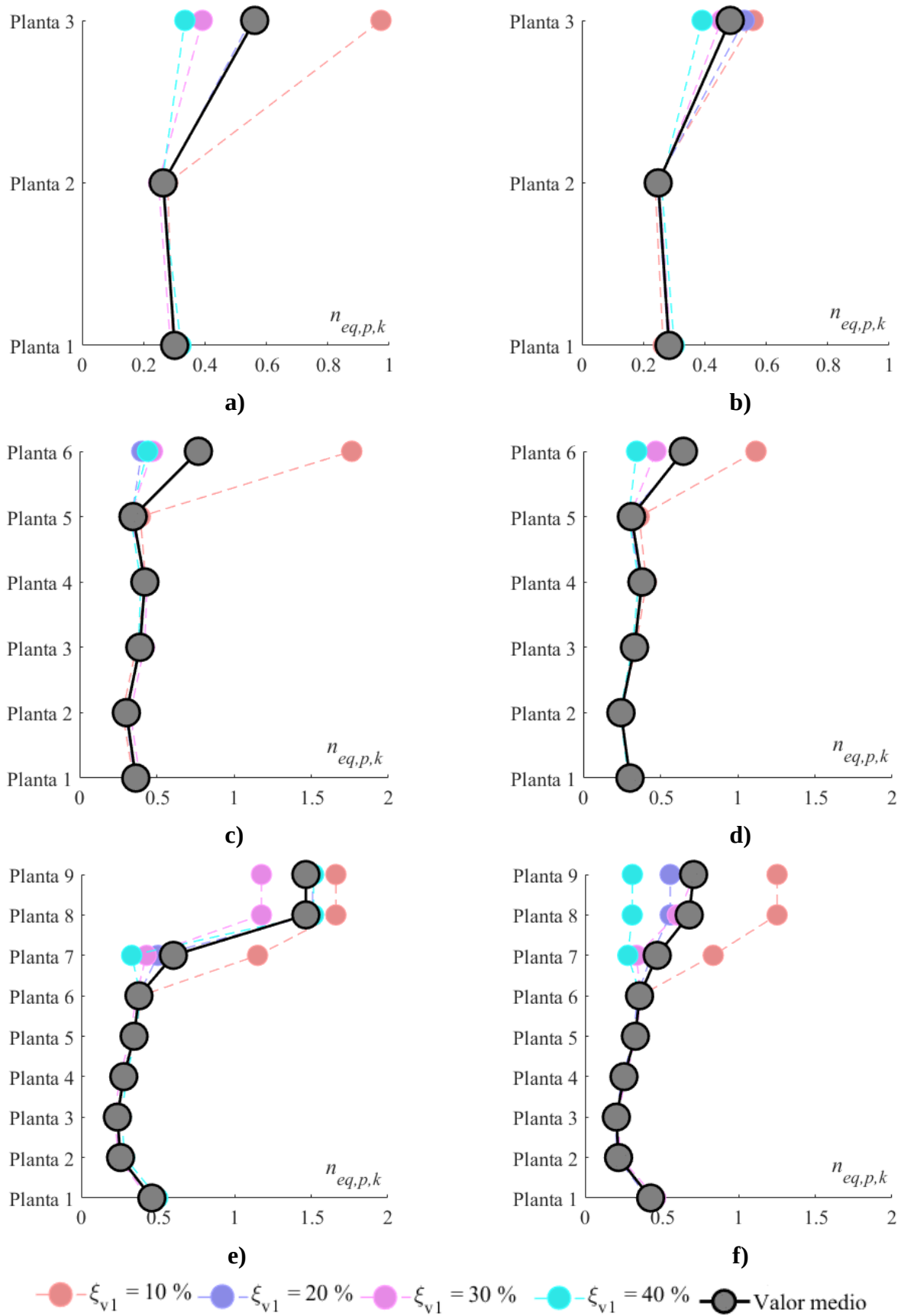


Figura 3.31: Número de ciclos equivalentes $n_{eq,p,k}$ para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

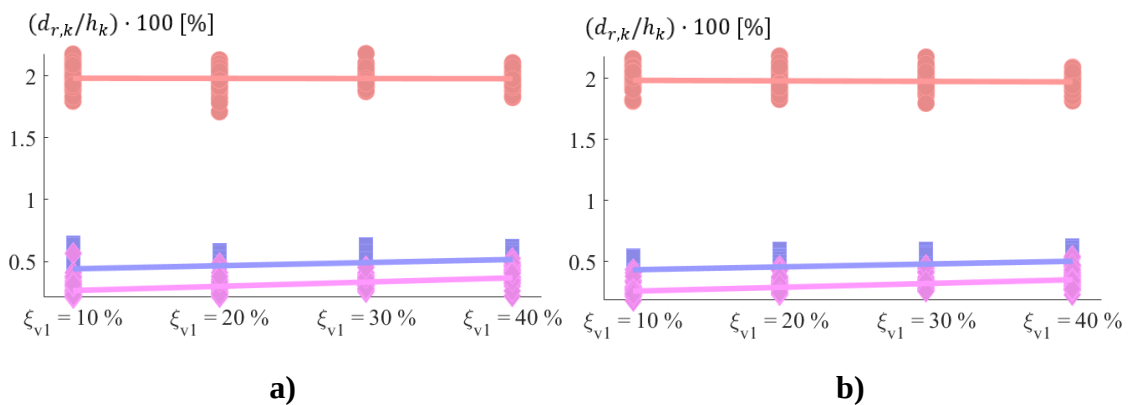
Las diferencias principales que se observan entre $n_{eq,p,k}$ y el número de ciclos equivalentes obtenidos para los disipadores $n_{eq,d,p,k}$ son las siguientes:

- $n_{eq,p,k}$ se mantiene más estable que $n_{eq,d,p,k}$ para todos los diferentes niveles de amortiguamiento.
- Los valores de $n_{eq,p,k}$ son más pequeños que los $n_{eq,d,p,k}$ obtenidos para los disipadores.
- El número de ciclos equivalentes en las plantas bajas es muy similar en terremotos impulsivos y no impulsivos. Sin embargo, en las plantas altas tiende a ser un poco más elevado en el caso de señales no impulsivas.
- Salvo la quinta planta del prototipo P6 y la última planta del prototipo P9, el aumento de $n_{eq,p,k}$ es gradual a partir de la segunda planta.

3.2.2.3. Desplazamientos máximos entre plantas bajo el escenario 2 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

Respecto a los desplazamientos máximos entre plantas $d_{r,k}$ se aplican los mismos criterios que para el escenario 1. Esta deriva relativa se expresa en relación a la altura de la planta h_k y se expresa en porcentaje. Recordemos que es el factor diferencial entre los escenarios 1 y 2 de este estudio paramétrico; puesto que es el parámetro que ha determinado el escalado de las señales de aceleración introducidas en los análisis dinámicos directos.

En la **Figura 3.32** se observan las plantas que han marcado el límite del escalado al haber llegado al 2 % de la deriva relativa entre plantas con respecto a su altura. Los valores se expresan en el eje de ordenadas en términos de $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$.



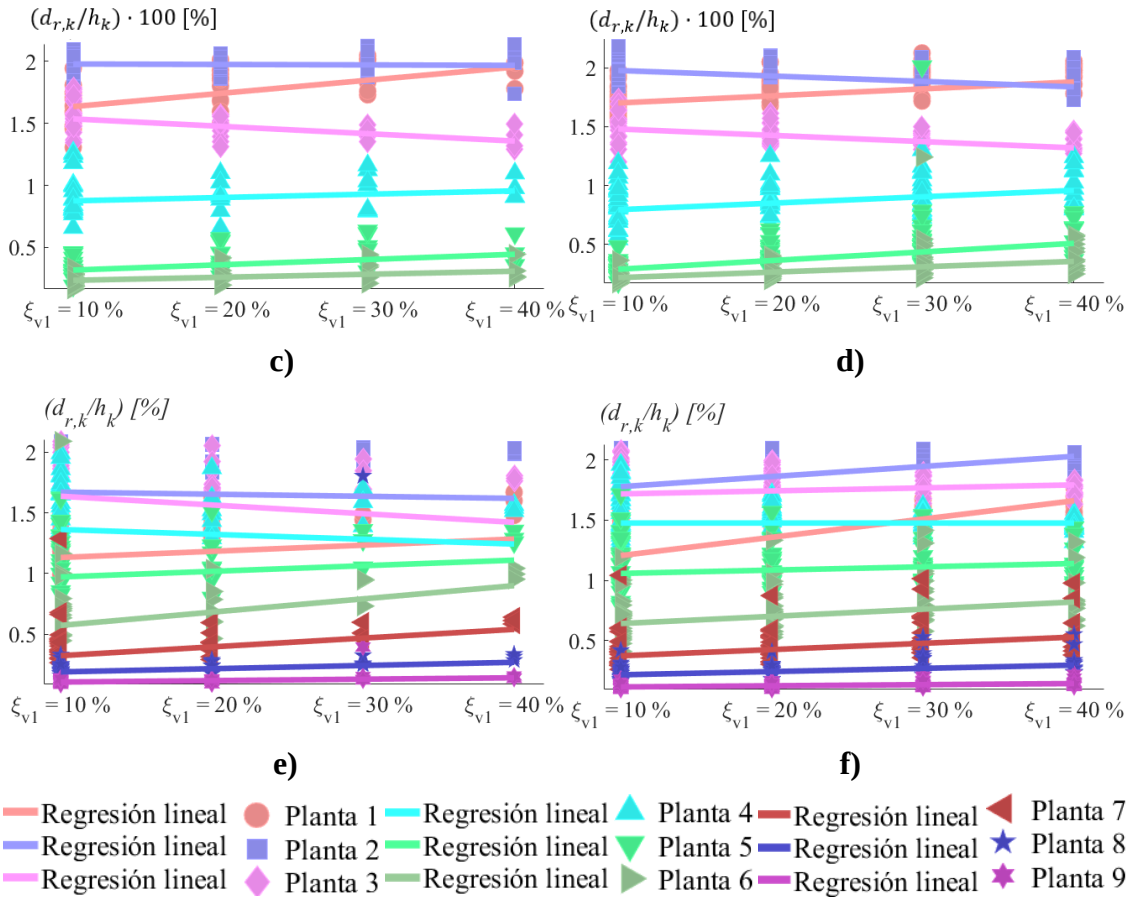
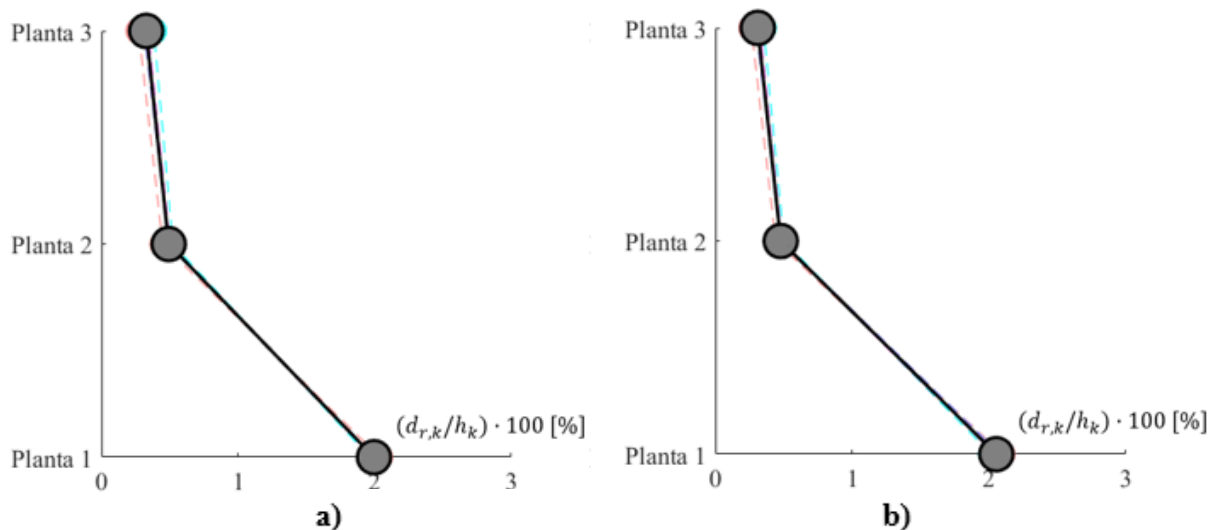


Figura 3.32: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

La **Figura 3.33** muestra el desplazamiento máximo entre plantas $d_{r,k}$ correspondiente a la moda del conjunto de los datos en cada prototipo, distinguiendo por colores para las diferentes fracciones de amortiguamiento ξ_{v1} introducidas por los disipadores viscosos.



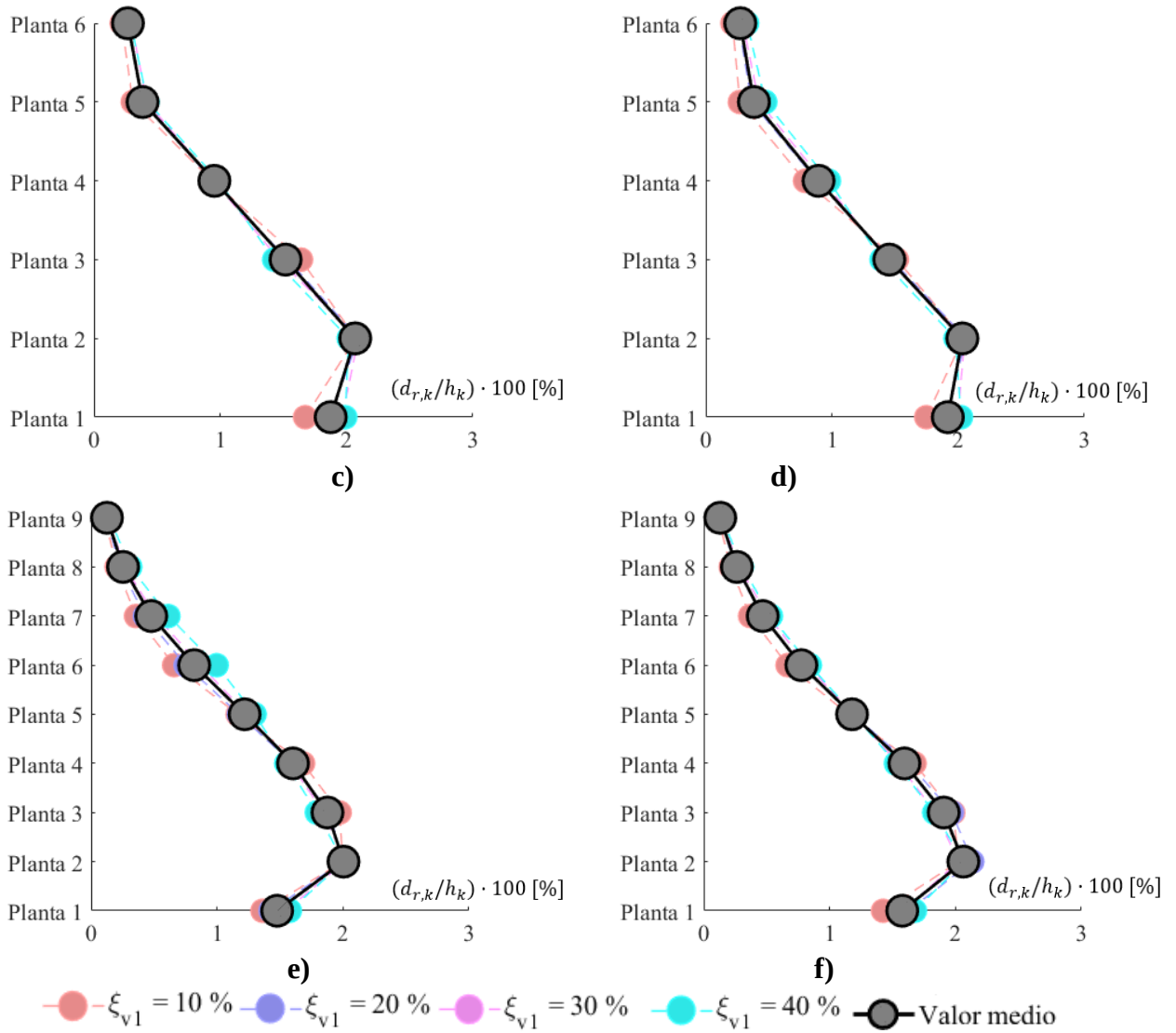


Figura 3.33: Relación del desplazamiento máximo entre plantas y su altura $(d_{r,k}/h_k) \cdot 100$ para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

De manera resaltada de color gris se muestra el valor medio de todos los valores de ξ_{v1} .

En términos globales, las conclusiones de este apartado son las siguientes:

- Para el prototipo P3 la planta que gobierna el factor de escala para aplicar al acelerograma es la primera planta en todos los casos.
- Para los prototipos P6 y P9 la planta que gobierna el factor de escala del acelerograma es la segunda en la mayoría de los casos.
- Las dos últimas plantas de todos los prototipos presentan derivas por debajo del 0.5 % de su altura.

La **Figura 3.35** muestra los mismos valores de máximas aceleraciones absolutas $\ddot{u}_i^t$, pero organizado, de manera vertical, por alturas de cada prototipo analizado.

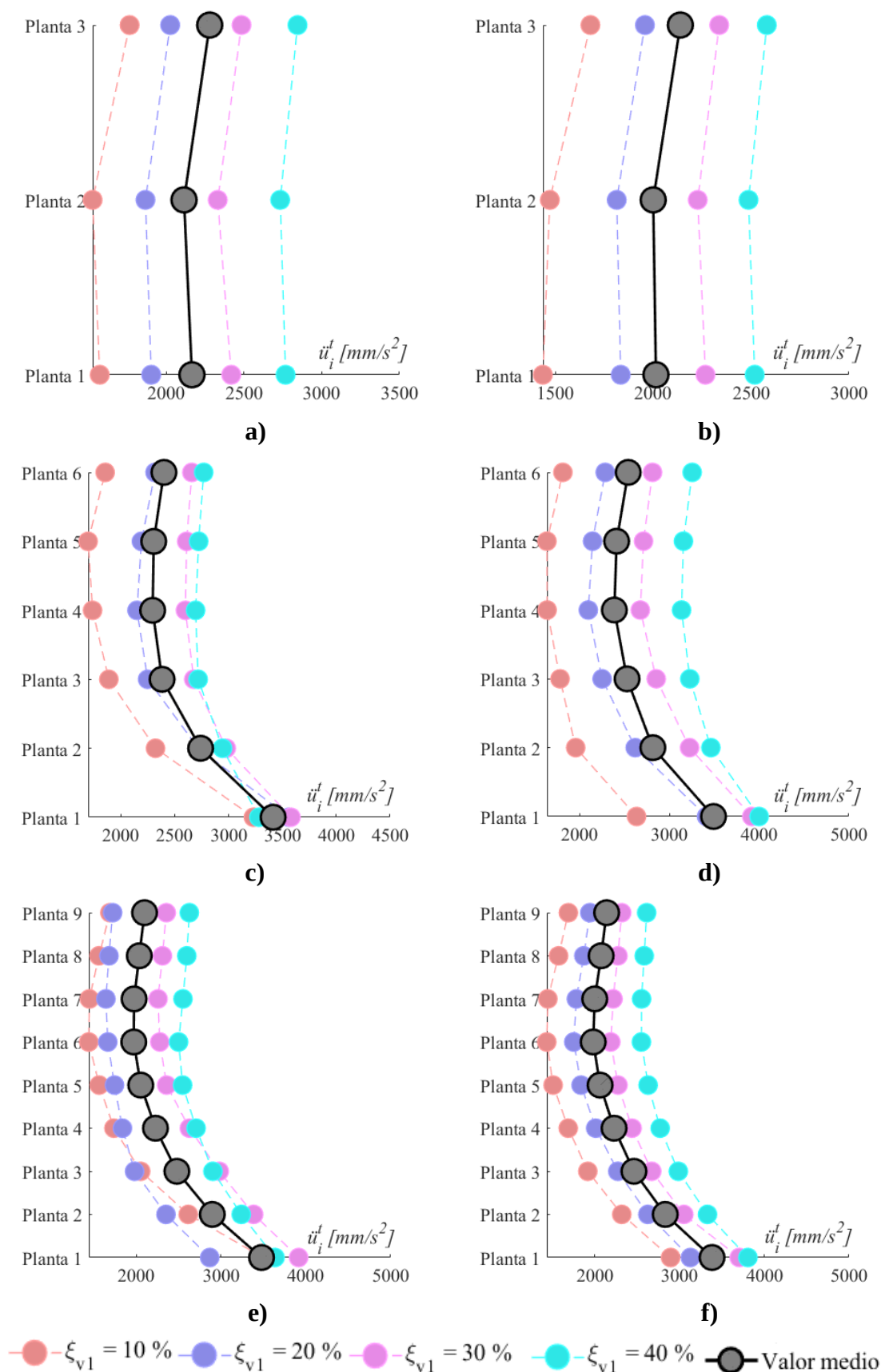


Figura 3.35: Máximas aceleraciones $\ddot{u}_i^t$ para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

Las conclusiones que se desprenden de estas figuras son las siguientes:

- El comportamiento dinámico del prototipo P3, para este escenario 2, es distinto al de los prototipos P6 y P9. Por lo que el número de planta influye en este parámetro cuando son edificios con más de tres niveles.
- En el prototipo P3 predomina el primer modo de vibración y la cubierta es la que más aceleraciones absolutas presenta. Pero en los prototipos P6 y P9 es la planta primera la que mayor aceleración absoluta presenta.
- Para este escenario, el nivel de amortiguamiento del edificio sí influye en la aceleración máxima absoluta experimentada por las plantas, con una clara tendencia a aumentar conforme se incrementa el nivel de amortiguamiento proporcionado por los disipadores viscosos.
- El tipo de terremoto (impulsivo o no impulsivo) influye únicamente en las dos primeras plantas para el prototipo P6 y en las tres primeras plantas para el prototipo P9.

3.2.2.5. Distribución de la energía de deformación plástica entre las plantas de la estructura principal bajo el escenario 2 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

En este apartado se analiza exclusivamente la energía de deformación plástica disipada por la estructura principal en cada planta k , sin la contribución de los disipadores viscosos. La energía disipada por la estructura principal en cada planta se determina siguiendo el procedimiento establecido por Akiyama [4] que consiste en dividir la energía disipada por las vigas entre las dos plantas que delimitan, según el coeficiente d_i definido por la **Ecuación 3.35**. Los valores de las energías disipadas por las columnas de una planta k se suman directamente a la energía disipada por la planta. El valor de d_i propuesto por Akiyama depende de cómo están repartidas las masas en la estructura, del período fundamental de la misma y de la altura de la planta.

$$d_i = \frac{h_k \cdot \bar{Q}_i}{h_k \cdot \bar{Q}_i + h_{k+1} \cdot \bar{Q}_{i+1}} \quad (3.35)$$

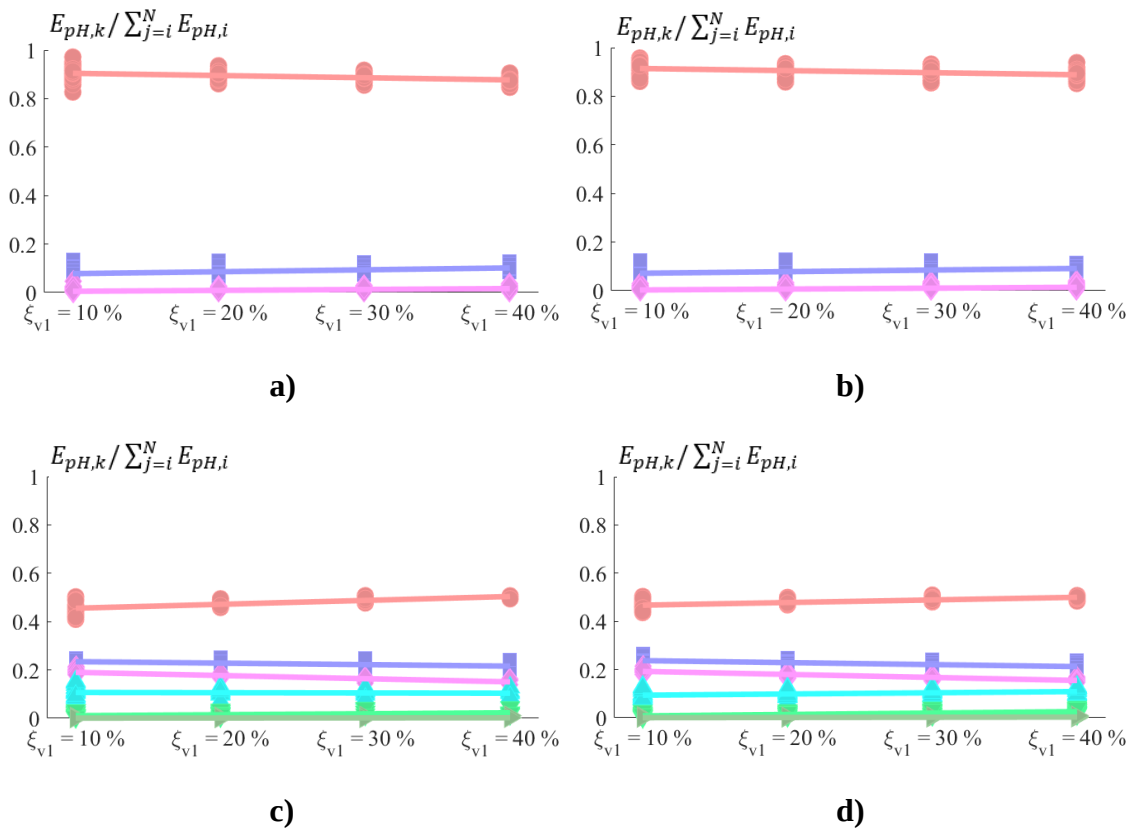
Siendo h_k la altura de la planta k , h_{k+1} la altura de la planta $k + 1$, y $\bar{Q}_i = Q_{i,opt}/Q_{1,opt}$ la distribución de las fuerzas cortantes de cada nivel correspondiente a la distribución óptima del cociente de fuerza cortante de fluencia $\bar{\alpha}_{i,opt}$, definido por la **Ecuación 3.36**.

$$\bar{\alpha}_{i,opt} = \frac{\alpha_{i,opt}}{\alpha_1} = \frac{\frac{Q_{i,opt}}{\sum_{j=i}^N m_j \cdot g}}{\alpha_1} \quad (3.36)$$

Siendo $Q_{i,opt}$ la fuerza cortante de fluencia óptima del nivel i , m_i la masa del nivel i y g la aceleración de la gravedad. Para $i = 1$, $\bar{\alpha}_{1,opt} = 1$, $\alpha_{1,opt} = \alpha_1$ y $Q_{1,opt} = \alpha_1 \cdot M \cdot g$. Por lo tanto, $\bar{Q}_i$ se calcula empleando la **Ecuación 3.37**.

$$\bar{Q}_i = \frac{Q_{i,opt}}{Q_{1,opt}} = \frac{Q_{i,opt}}{Q_{1,opt}} = \frac{(\sum_{j=i}^N m_j \cdot g) \alpha_1 \bar{\alpha}_{i,opt}}{\alpha_1 \cdot M \cdot g} = \frac{(\sum_{j=i}^N m_j) \cdot \bar{\alpha}_{i,opt}}{M} \quad (3.37)$$

De esta manera, la energía $W_{beam,i}$ disipada por la viga situada en un determinado nivel i , se reparte entre la planta k situada debajo del nivel i y la planta superior $k + 1$, situada arriba del nivel i de manera que a la planta k le corresponde $d_i \cdot W_{beam,i}$ y a la planta $k + 1$ le corresponde $(1 - d_i) \cdot W_{beam,i}$. Una vez obtenida la energía histerética disipada por cada planta k , $E_{pH,k}$, ésta se normaliza con respecto al total de la energía disipada por todas las plantas para obtener la distribución de energía histerética entre las plantas ($E_{pH,k} / \sum_{j=i}^N E_{pH,i}$). Este cálculo se realizó para cada fracción de amortiguamiento ξ_{v1} aportado por los disipadores viscosos y se muestra en la **Figura 3.36**.



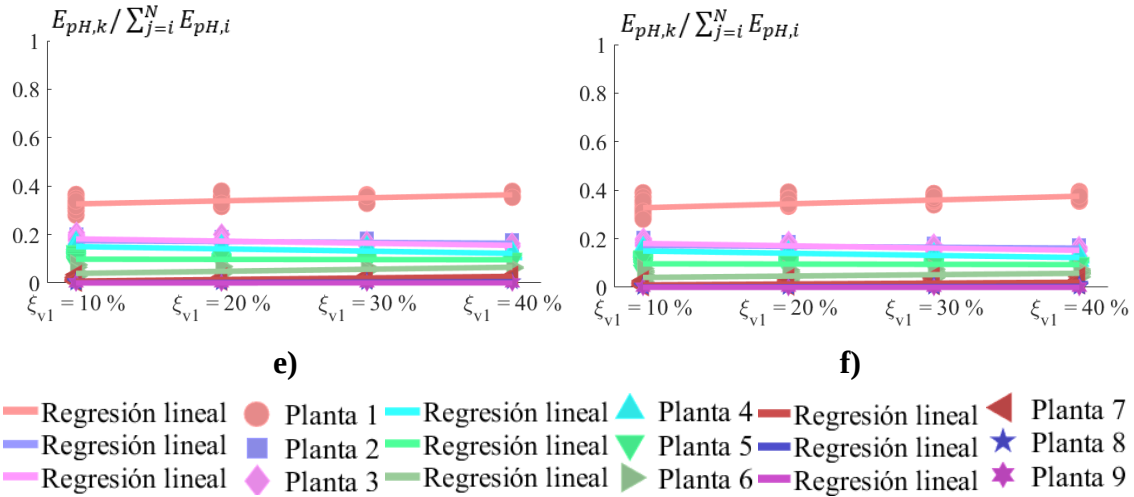
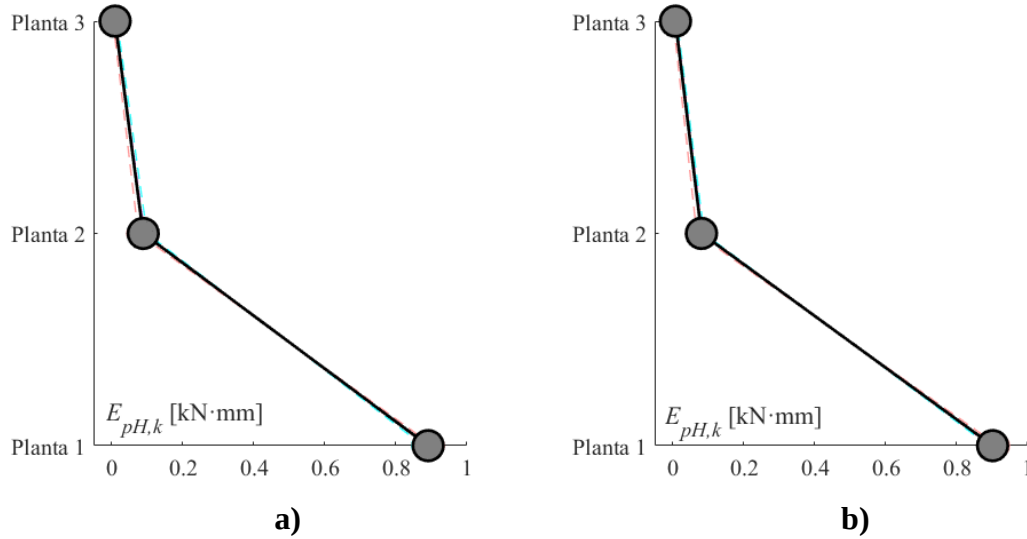


Figura 3.36: Distribución de energía ($E_{pH,k} / \sum_{j=i}^N E_{pH,i}$) para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

La **Figura 3.37** muestra $E_{pH,k}$, pero indicando en el eje de ordenadas el número de planta y empleando el valor de la moda para cada planta y nivel de amortiguamiento.



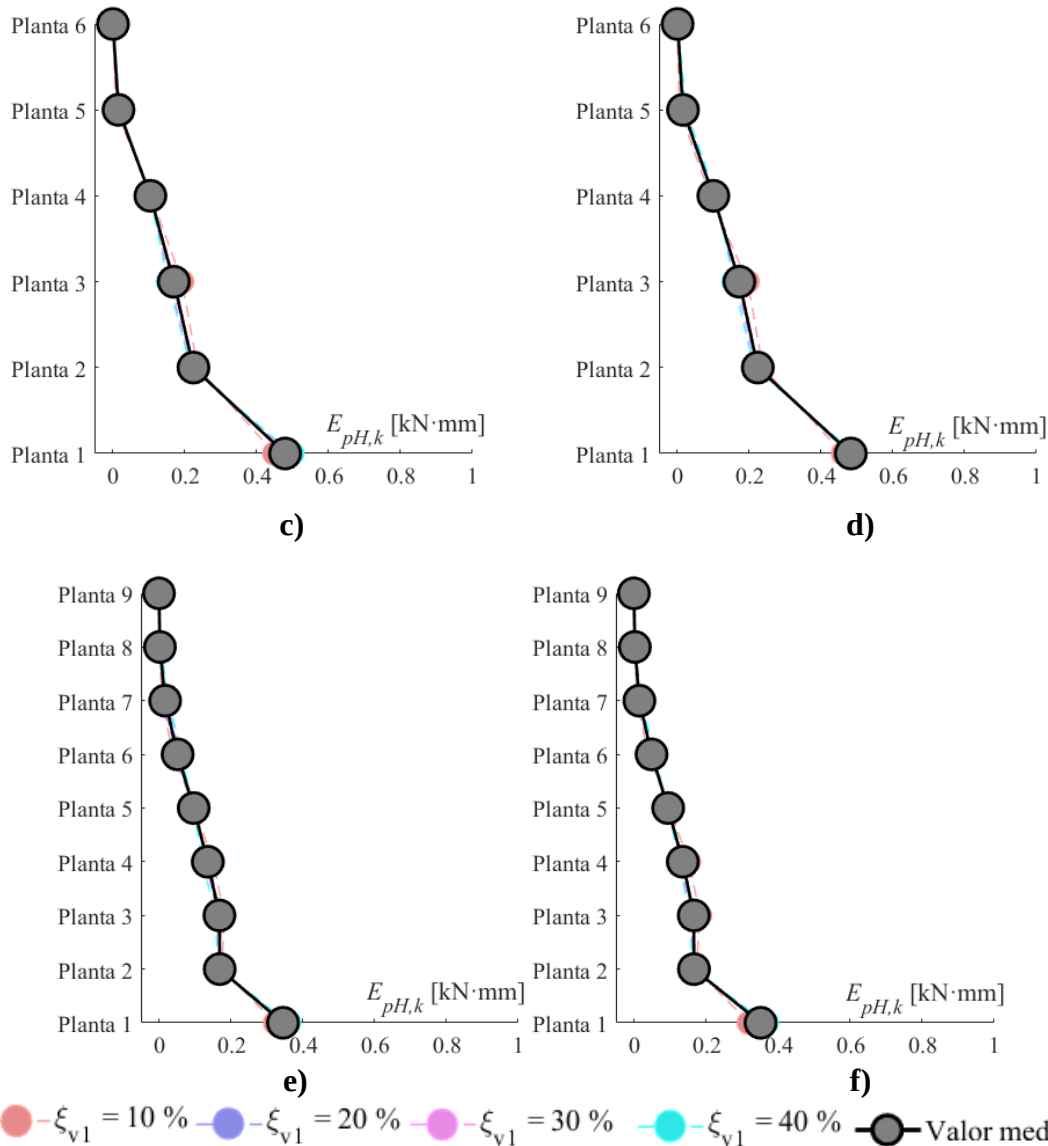


Figura 3.37: Distribución de energía ($E_{pH,k}/\sum_{j=1}^N E_{pH,i}$) para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

Vistas las figuras anteriores, las conclusiones que se desprenden son las siguientes:

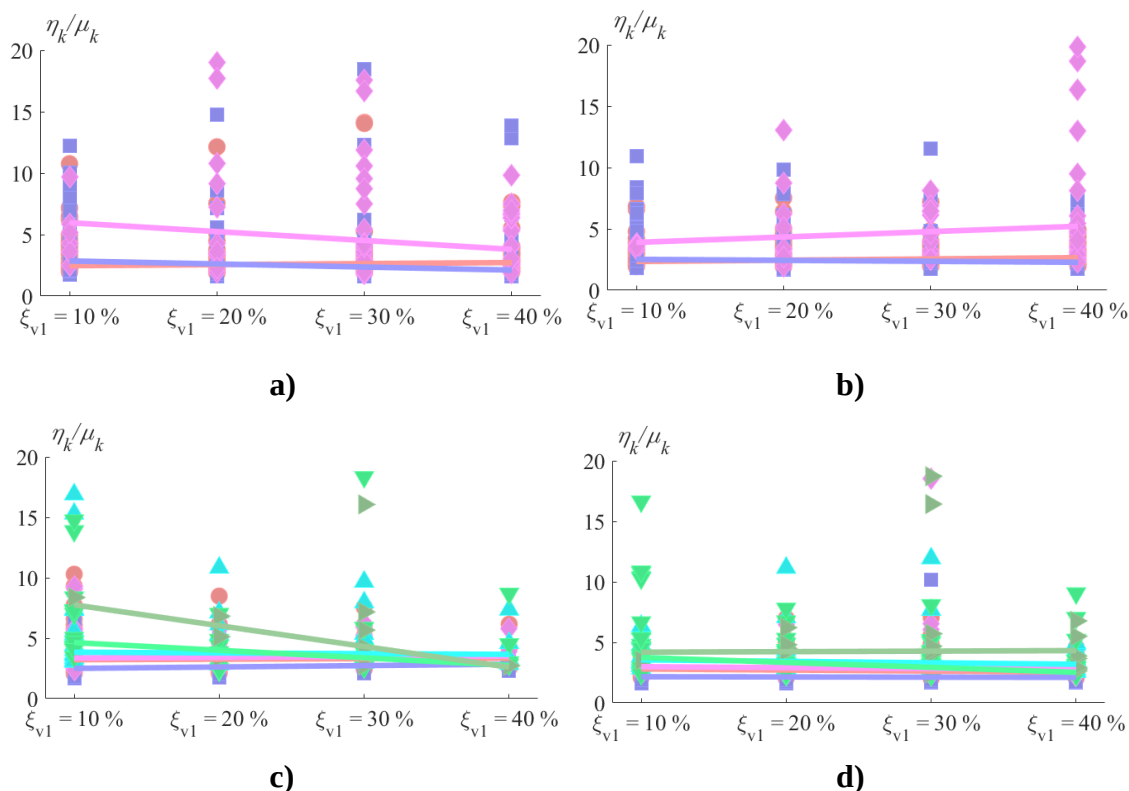
- El nivel de amortiguamiento no influye en la distribución de la energía histerética entre plantas.
- El tipo de terremoto (impulsivo o no impulsivo) no influye en el reparto de energía histerética entre plantas.

Conviene señalar que el hecho de que la distribución de la energía histerética en la estructura principal no dependa ni del nivel de amortiguamiento ni del tipo de terremoto facilita la predicción del reparto de la energía histerética total entre las plantas.

3.2.2.6. Relación entre $\eta_k(t_m)$ y $\mu_k(t_m)$ para el escenario 2 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

Tal y como se ha expuesto en apartados anteriores, a la relación η_k/μ_k se le denomina "número de excursiones plásticas equivalentes de amplitud máxima" y en el caso de sistemas histéricos de 1GDL, con un comportamiento del tipo elástico-perfectamente plástico, la relación η_k/μ_k está directamente conectada con el número de ciclos equivalentes: $n_{eq} = (\eta_k/\mu_k)/4$. En el caso de sistemas histeréticos que no son del tipo elástico-perfectamente plástico, esta relación no es tan directa. Este apartado se ocupa de la evaluación de η_k/μ_k en pórticos de hormigón armado cuya ley histerética no sigue el ideal elástico-perfectamente plástico, y están además equipadas con disipadores de energía de tipo viscoso. Por un lado, $\eta_k(t_m)$ es el cociente entre la energía disipada mediante deformaciones plásticas por la estructura principal en una planta k en el instante t_m en el que se alcanza el máximo desplazamiento de la cubierta con respecto al suelo, $E_{pH,k}$, y el producto $(V_{py,k} \cdot d_{py,k})$. Por otro lado, $\mu_k(t_m)$ es una ratio que relaciona la deformación plástica máxima aparente entre plantas alcanzada por una planta k en el instante t_m en el que se alcanza el máximo desplazamiento de la cubierta, $(d_{r,k} - d_{py,k})$ con la deformación de fluencia $d_{py,k}$.

En la **Figura 3.38** podemos ver gráficamente los valores de la relación η_k/μ_k para diferentes niveles de amortiguamiento. Las rectas representan las curvas de regresión de la moda, aproximando la distribución de la variable aleatoria η_k/μ_k mediante una distribución log-normal.



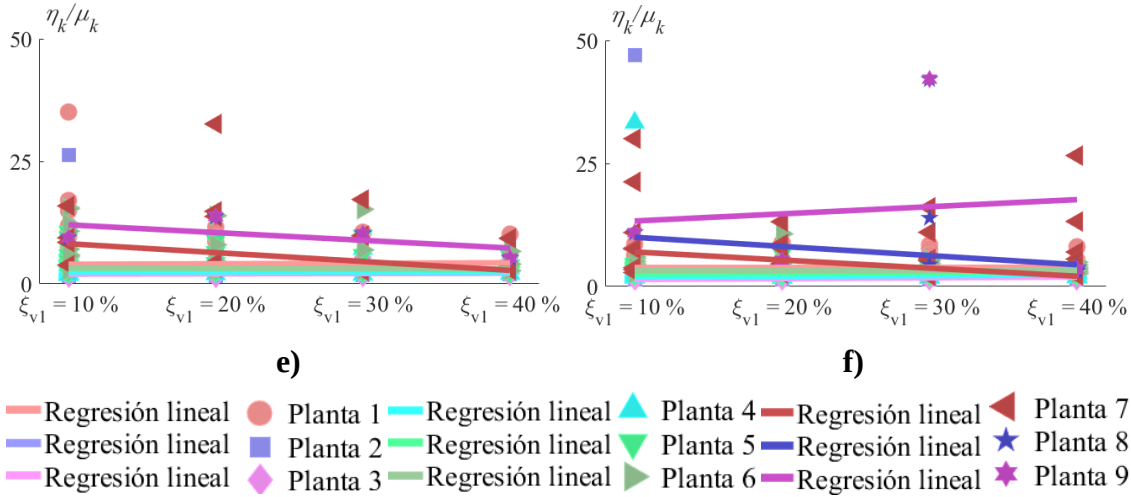
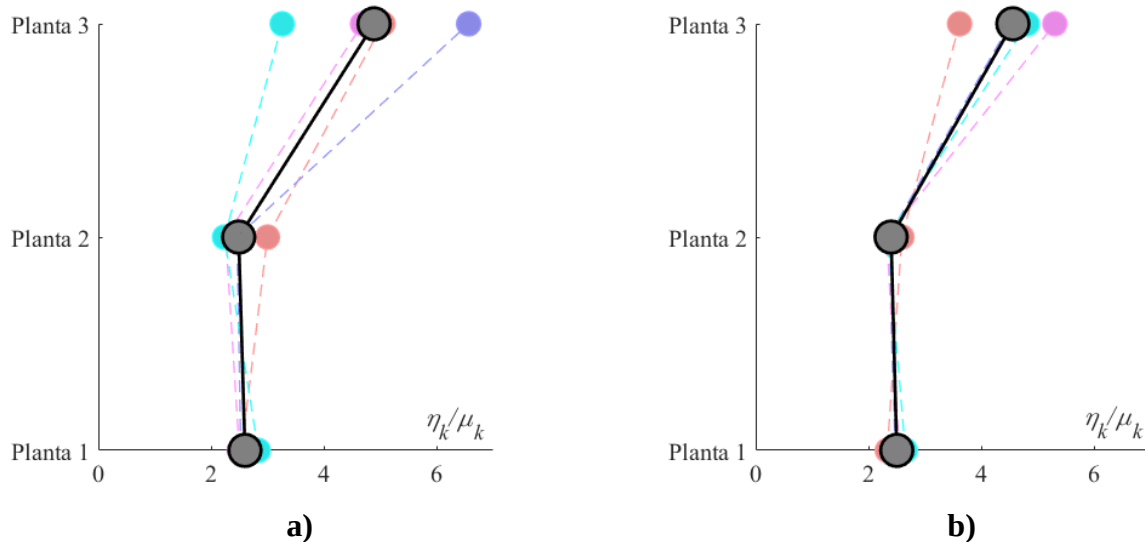


Figura 3.38: Relación entre $\eta_k(t_m)$ y $\mu_k(t_m)$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

La **Figura 3.39** muestra los mismos valores de la relación entre $\eta_k(t_m)$ y $\mu_k(t_m)$, pero indicado en el eje de ordenadas el número de planta. De esta manera se puede visualizar dónde se sitúa el valor de la moda para cada planta k ; mientras que en la **Figura 3.38** solo se puede apreciar la recta de regresión de cada planta respecto a las modas de los cuatro niveles de amortiguamiento introducidos por los disipadores viscosos.



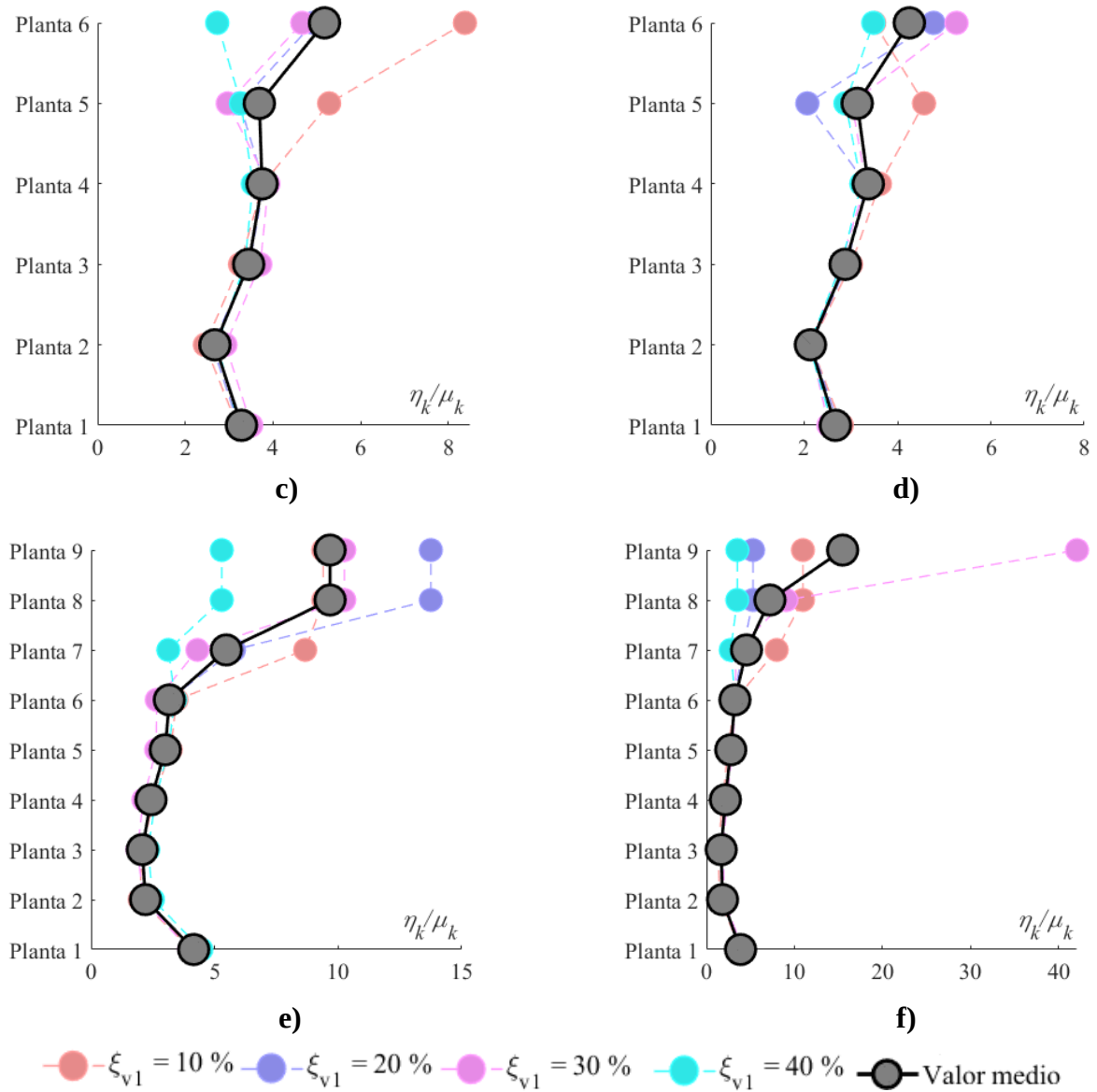


Figura 3.39: Relación entre $\eta_k(t_m)$ y $\mu_k(t_m)$ para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

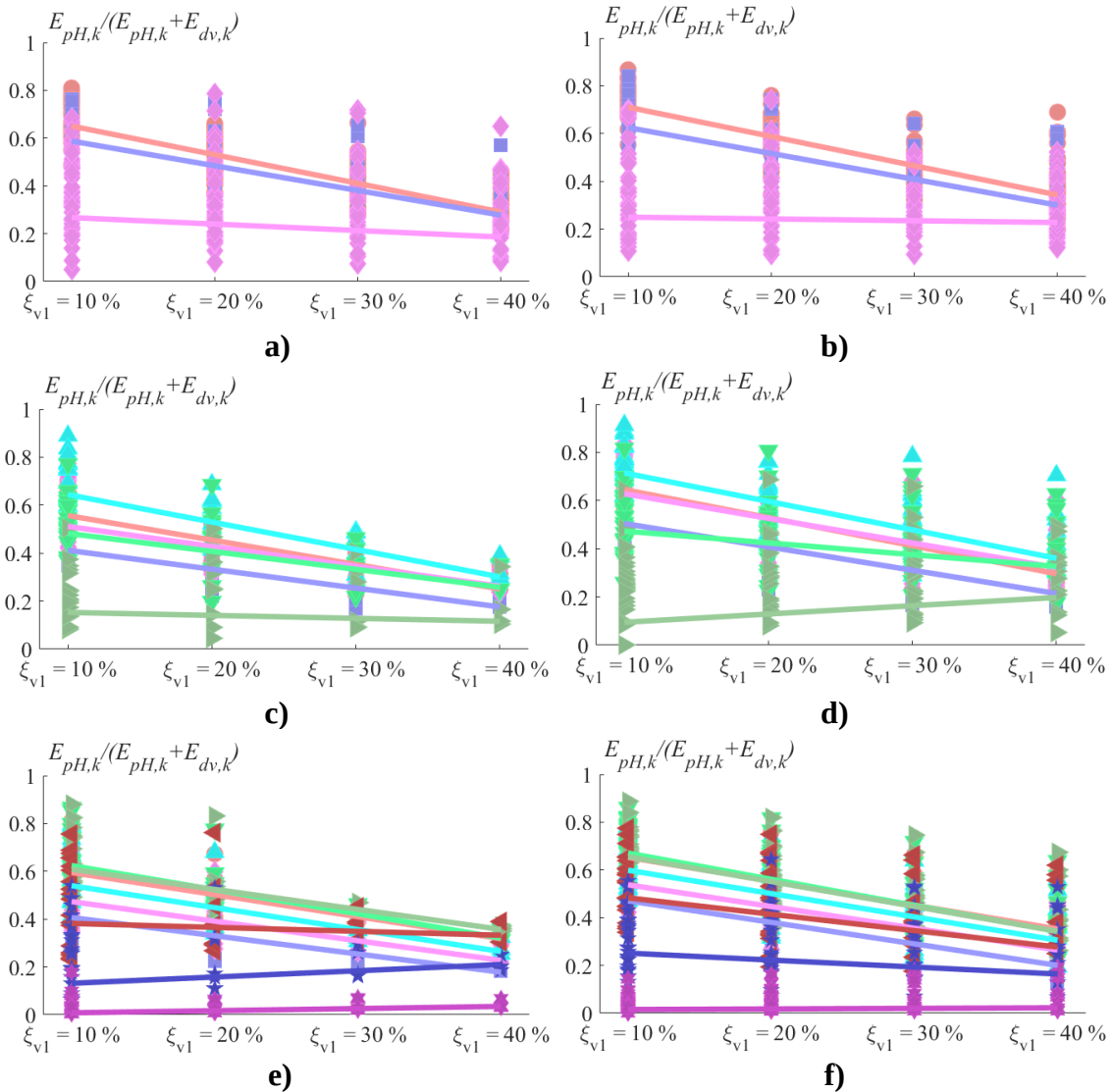
Las conclusiones que se desprenden de este apartado son las siguientes:

- Independientemente de la fracción de amortiguamiento, la relación $\eta(t_m) / \mu(t_m)$ se mantiene prácticamente constante en la mayoría de las plantas, con una tendencia a homogeneizarse conforme aumenta el nivel de amortiguamiento.
- Las relaciones $\eta_k(t_m) / \mu_k(t_m)$ para señales impulsivas en prototipos de poca altura es aproximadamente un 5 % menor que para terremotos no impulsivos. Si los prototipos tienen más de tres plantas, dicha diferencia entre tipos de señales puede aumentar hasta un 20 %.
- Cuanto mayor es la relación $\eta(t_m) / \mu(t_m)$ mayor es la eficiencia de absorción de energía con respecto a la máxima deformación.

- El prototipo P9 muestra una gran homogeneidad de $\eta_k(t_m) / \mu_k(t_m)$ para todos los niveles de amortiguamiento.
- Las plantas más altas presentan los valores más altos de $\eta_k(t_m) / \mu_k(t_m)$. Esto es debido a que la deformación plástica máxima aparente ($d_{r,k} - d_{py,k}$) es mucho menor en las plantas más altas que presentan menores desplazamientos relativos. Los casos en los que la planta no ha llegado a plastificar no se han considerado.

3.2.2.7. Reparto de energía disipada en cada planta entre la estructura principal y los disipadores viscosos bajo el escenario 2 en el instante t_m de máximo desplazamiento de cubierta

En este apartado se relacionan dos tipos de energías: la energía histerética disipada mediante deformaciones plásticas de la estructura principal $E_{pH,k}$ y la energía de origen viscoso disipada por los disipadores viscosos $E_{dv,k}$. La **Figura 3.40** muestra la ratio $E_{pH,k} / (E_{pH,k} + E_{dv,k})$. Un valor de 1 significa que no se ha disipado energía por parte de los disipadores viscosos y un 0 indica que toda la energía la han disipado los disipadores viscosos.



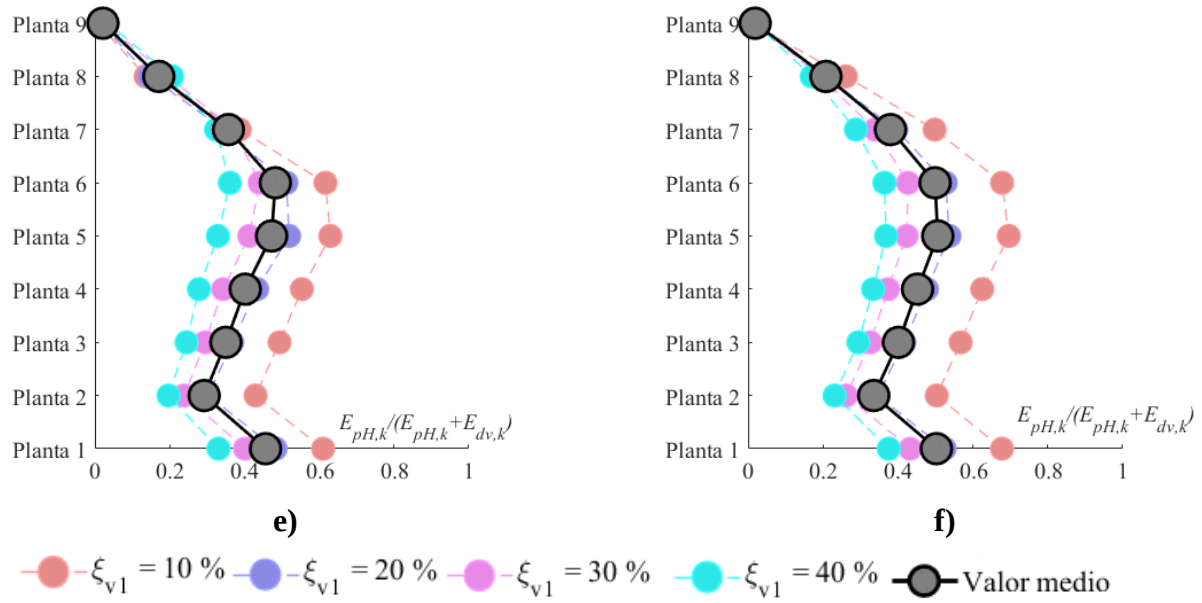


Figura 3.41: Reparto de energía $E_{pH,k} / (E_{pH,k} + E_{dv,k})$ para cada planta k bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas; **c)** Prototipo P6 con señales no impulsivas; **d)** Prototipo P6 con señales impulsivas; **e)** Prototipo P9 con señales no impulsivas; **f)** Prototipo P9 con señales impulsivas.

Las conclusiones de este apartado son las siguientes:

- El reparto de energía no depende del tipo de terremoto (impulsivo o no impulsivo).
- En todos los casos la ratio $E_{pH,k} / (E_{pH,k} + E_{dv,k})$ está en torno al 0.50 y 0.60 en, al menos, una de las plantas.
- Independientemente del número de plantas, del tipo de terremoto y de la fracción de amortiguamiento, la ratio $E_{pH,k} / (E_{pH,k} + E_{dv,k})$ tiende a mantenerse constante en la última planta.
- Cuando el nivel de amortiguamiento aumenta, también lo hace la energía disipada por los disipadores viscosos y, disminuye la energía histerética disipada plásticamente por la estructura principal.
- Con el máximo nivel de amortiguamiento, 40 %, la ratio $E_{pH,k} / (E_{pH,k} + E_{dv,k})$ es muy parecida en todas las plantas y oscila entre 0.25 y 0.35.
- Independientemente del número de plantas y del tipo de terremoto, el valor medio de $E_{pH,k} / (E_{pH,k} + E_{dv,k})$ para todos los niveles de amortiguamiento es muy cercano al que se obtiene para la fracción de amortiguamiento proporcionada por los disipadores viscosos del 20 %.

3.3. Influencia de la componente elástica en la respuesta de pórticos con disipadores viscoelásticos

Hasta ahora solo se han considerado disipadores viscosos con un comportamiento que depende únicamente de la velocidad. Estos elementos, al no tener una componente elástica no influyen en los modos de vibración y períodos de la estructura principal. En el caso de disipadores viscoelásticos, la componente elástica aporta rigidez (elástica) lateral a la estructura. Esta rigidez lateral elástica aportada se puede tener en cuenta de manera sencilla, sumándola a la rigidez lateral de la estructura principal como se ilustra en la **Figura 3.42**.

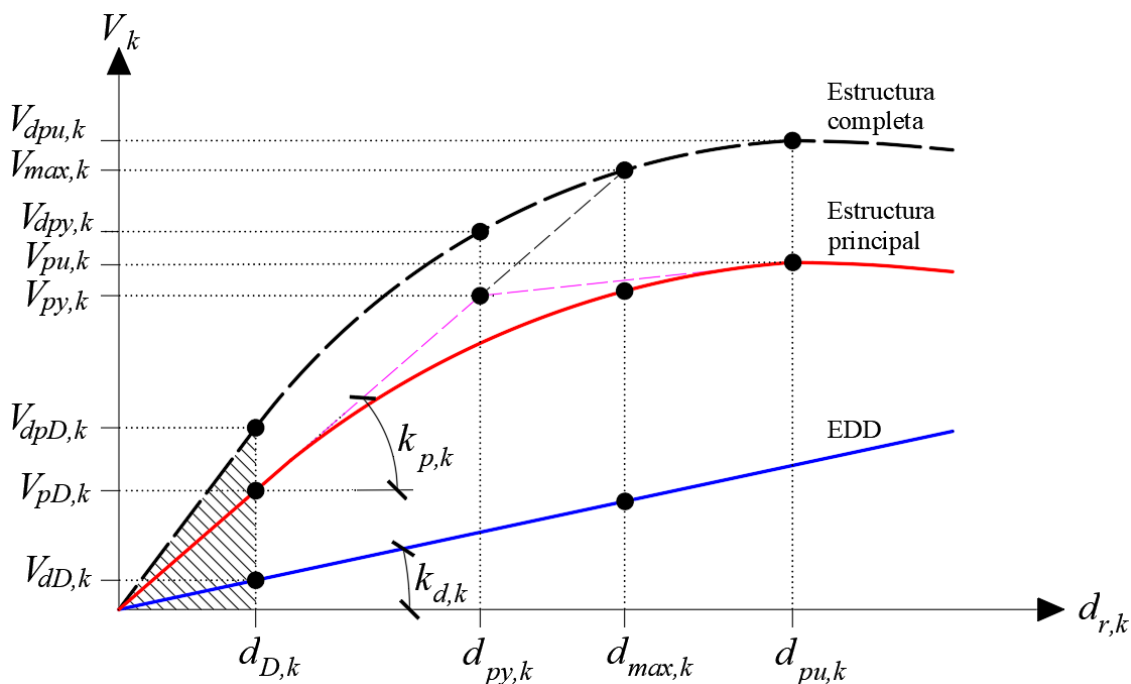


Figura 3.42: Diagrama de cortante-desplazamiento para una planta k .

Hay que tener en cuenta que la rigidez lateral elástica que aporta la parte elástica de un disipador viscoelástico $k_{VE,k}$ depende de la frecuencia, y a su vez $k_{VE,k}$ influye en el valor de las frecuencias de vibración de la estructura, por lo que es necesario siempre un proceso iterativo para fijarla.

Capítulo 4. Método de predicción de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad basado en el balance energético

En este capítulo se propone un método de predicción de la respuesta sísmica y verificación de estructuras de edificios equipadas con disipadores dependientes de la velocidad, basado en el enfoque del balance energético de Housner-Akiyama ^[4]. El método se puede aplicar a disipadores puramente viscosos o a disipadores viscoelásticos. El método predice la respuesta en los dos estados o instantes siguientes de la estructura:

- Estado de desplazamiento máximo.
- Estado de velocidad máxima.

La predicción de la respuesta máxima en el instante de máxima aceleración se puede hacer de la misma manera que se hace en los métodos basados en el análisis modal espectral ^[70], es decir, combinando los efectos máximos de las acciones sísmicas en el estado de máximo desplazamiento y en el estado de máxima velocidad ponderados por unos factores empíricos $CF1$ y $CF2$. Queda fuera del ámbito de esta tesis y como futura línea de investigación, el valorar la adecuación de las fórmulas empíricas para estimar $CF1$ y $CF2$ que tiene implementada la norma ^[7] para los métodos basados en el análisis modal espectral, pero aplicado al método basado en el balance energético.

La formulación propuesta en el método se centra en la predicción y verificación de la respuesta en el estado de desplazamiento máximo. A partir de ella, en el **Apartado 4.3** se aborda la predicción en el estado de máxima velocidad. En el **Capítulo 5** de esta tesis se valida.

El desarrollo del método se basa en los resultados obtenidos en el estudio paramétrico del **Capítulo 3** en el que se analizó la respuesta sísmica de sistemas de múltiples grados de libertad con disipadores viscosos que aportaban diferentes niveles de amortiguamiento proporcionado y para dos tipos de terremotos (impulsivos y no impulsivos). Este estudio paramétrico ha identificado también variables que tiene poca influencia en determinados parámetros de respuesta de la estructura, y ello ha permitido en algunos casos eliminarlos de la formulación en aras de la simplicidad.

El método predice y verifica la respuesta de la estructura para dos niveles de sismicidad: terremoto frecuente y terremoto de proyecto. Los primeros asociados a un período de retorno de aproximadamente 95 años y el segundo a un período de retorno de 475 años. El parámetro principal que gobierna la predicción del método es el número de ciclos equivalentes investigado y cuantificado en el **Capítulo 3**.

Para la predicción de la respuesta en el estado de máximo desplazamiento, el método se basa en plantear la ecuación de balance de energías en el instante t_m en el cual el desplazamiento horizontal del nivel de cubierta de la estructura es máximo. El método se apoya en la hipótesis

de que después de ese instante t_m la energía que contribuye al daño, tal y como la definió Housner, apenas aumenta. En todo caso, el pequeño aumento se compensa, del lado de la seguridad, tomando como input de energía en el instante t_m la energía introducida en el instante final del terremoto t_0 .

Aunque la formulación se centre en disipadores puramente viscosos, su extensión a disipadores viscoelásticos es inmediata, como se explicó en el **Capítulo 3**: se trata simplemente de añadir la rigidez elástica de los disipadores viscoelásticos a las curvas de capacidad de la estructura principal tal como ilustró en la **Figura 3.42**.

4.1. Formulación general de las ecuaciones de balance de energía

Se toma como punto de partida la ecuación fundamental del equilibrio dinámico de las fuerzas que actúan en un sistema de un grado de libertad (**Ecuación 4.1**) sometido a una componente horizontal del movimiento del suelo (**Figura 4.1**).

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + F(u) = F_e \quad (4.1)$$

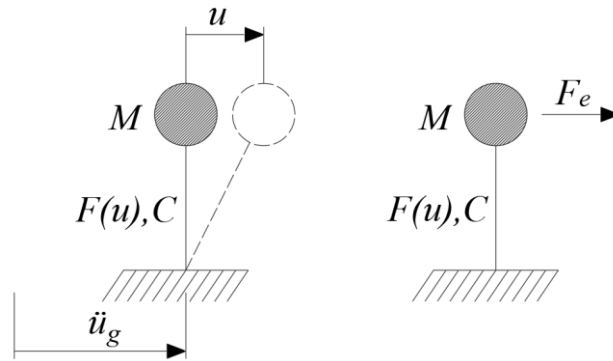


Figura 4.1: Sistema de un grado de libertad (1GDL).

Siendo M la masa, C el coeficiente de amortiguamiento, F la fuerza restauradora que depende del desplazamiento relativo respecto al suelo u y $F_e = -M \cdot \ddot{u}_g$ es la fuerza sísmica. Si se multiplica la **Ecuación 4.1** por el incremento diferencial de desplazamiento relativo ($du = \dot{u} dt$) y se integra entre el instante 0 y un determinado instante t se obtiene la **Ecuación 4.2**.

$$M \cdot \int_0^t \ddot{u} \cdot \dot{u} dt + C \cdot \int_0^t \dot{u}^2 dt + \int_0^t F(u) \cdot \dot{u} dt = \int_0^t -M \cdot \ddot{u}_g \cdot \dot{u} dt \quad (4.2)$$

Las diferentes componentes de la **Ecuación 4.2** se desglosan en las siguientes ecuaciones. Empezando por el segundo miembro de la expresión, la **Ecuación 4.3** muestra $E_I(t)$ como la energía introducida por el terremoto en el sistema hasta el instante t (conocido también, como se verá más adelante, como el input de energía E_I).

$$E_I(t) = \int_0^t -M \cdot \ddot{u}_g \cdot \dot{u} dt \quad (4.3)$$

El primer término del primer miembro de la **Ecuación 4.2** E_k es la energía cinética dada por la **Ecuación 4.4**.

$$E_k = M \cdot \int_0^t \ddot{u} \cdot \dot{u} dt \quad (4.4)$$

El segundo término del primer miembro de la **Ecuación 4.2** $E_\xi(t)$ es la energía disipada por el mecanismo inherente de amortiguamiento del sistema hasta el instante t y se expresa con la **Ecuación 4.5**.

$$E_\xi(t) = C \cdot \int_0^t \dot{u}^2 dt \quad (4.5)$$

Por último, el tercer término del primer miembro de la **Ecuación 4.2** es la suma de la energía de deformación elástica almacenada en la estructura en su conjunto en el instante t , $E_{es}(t)$, y la energía de deformación plástica acumulada por la estructura principal hasta el instante t , $E_{pH}(t)$ como expresa la **Ecuación 4.6**.

$$E_{es}(t) + E_{pH}(t) = \int_0^t F(u) \cdot \dot{u} dt \quad (4.6)$$

Por lo tanto, la **Ecuación 4.2** se puede reescribir como la **Ecuación 4.7**.

$$E_k + E_\xi + E_{es} + E_{pH} = E_I \quad (4.7)$$

La suma de la energía de deformación elástica E_{es} y la energía cinética es, por definición, la energía de vibración elástica E_e dada por **Ecuación 4.8**.

$$E_e(t) = E_{es}(t) + E_k(t) \quad (4.8)$$

La energía cinética E_k es nula en el instante inicial cuando $t = 0$, y por lo tanto $E_k(t)$ se puede expresar como indica la **Ecuación 4.9**.

$$E_k(t) = \frac{M \cdot \dot{u}^2(t)}{2} \quad (4.9)$$

Esto permite escribir la **Ecuación 4.7** como la **Ecuación 4.10**.

$$E_e + E_\xi + E_{pH} = E_I \quad (4.10)$$

La suma $(E_e + E_{pH})$ es lo que lo que Housner ^[43] definió como input de energía que contribuye al daño estructural $E_D = (E_e + E_{pH})$ y que en el caso de sistemas elastoplásticos con amortiguamiento inherente ξ , operando en **Ecuación 4.10**, coincide con $(E_I - E_\xi)$.

El planteamiento de la ecuación de balance de fuerzas se puede extender a sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL) con disipadores viscoelásticos sustituyendo cantidades escalares por vectores y matrices y añadiendo la contribución de los disipadores viscoelásticos como se indica en la **Ecuación 4.11**.

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_s + \mathbf{\Gamma} \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (4.11)$$

Donde $\mathbf{M}$ es la matriz de masas, $\ddot{\mathbf{u}}^t$ es el vector de aceleraciones absolutas, $\mathbf{C}$ es la matriz de amortiguamiento inherente de la estructura principal, $\mathbf{u}$ y $\dot{\mathbf{u}}$ son los vectores de desplazamientos y velocidades relativas, $\mathbf{F}_s$ es el vector de fuerzas recuperadoras ejercidas por la estructura principal, y $\mathbf{\Gamma}$ simboliza un operador matricial que modela los disipadores viscoelásticos.

Multiplicando el sistema de la **Ecuación 4.11** por un vector de desplazamientos relativos diferenciales ($d\mathbf{u} = \dot{\mathbf{u}}dt$) e integrando entre el instante 0 y un determinado instante t se obtiene una ecuación de balance de energía expresada por la **Ecuación 4.12**.

$$E_e + E_\xi + E_{pH} + E_{dv} = E_I \quad (4.12)$$

Donde E_{dv} representa ahora la energía disipada por la parte viscosa de los disipadores viscoelásticos, y E_e incluye tanto la energía de deformación elástica almacenada por la estructura principal como por la parte elástica de los disipadores viscoelásticos. La definición de energía que contribuye al daño estructural E_D de Housner [43], que para sistemas elastoplásticos únicamente con amortiguamiento inherente era $E_D = (E_e + E_{pH}) = (E_I - E_\xi)$, se puede extender a sistemas elastoplásticos con una fuente de amortiguamiento adicional proporcionado por disipadores viscosos como sigue: $E_D = (E_I - E_\xi) = (E_e + E_{pH} + E_{dv})$. Esta energía se puede expresar como velocidad equivalente V_D definida mediante la **Ecuación 4.13**.

$$V_D = \sqrt{2 \cdot (E_I - E_\xi) / M} = \sqrt{2 \cdot (E_e + E_{pH} + E_{dv}) / M} \quad (4.13)$$

donde M es la masa total. Empleando V_D , la energía que contribuye al daño se puede expresar como $(E_I - E_\xi) = (E_e + E_{pH} + E_{dv}) = M \cdot V_D^2 / 2$.

En los métodos basados en el balance energético el efecto de carga del terremoto se caracteriza mediante un espectro $V_D - T$ y el valor de V_D a emplear en la **Ecuación 4.13** es el correspondiente al periodo fundamental de la estructura. El espectro $V_D - T$ es distinto para el terremoto frecuente, $V_{D,DL} - T$, para el terremoto de proyecto, $V_{D,LS} - T$ o para el terremoto máximo esperable, $V_{D,NC} - T$. Existen en la literatura diferentes fórmulas para estimar el espectro $V_D - T$ a partir del espectro de input de energía total, $V_E - T$, donde $V_E = \sqrt{2 \cdot E_I / M}$. Una de ellas es la propuesta por Akiyama [2, 4], $V_D / V_E = 1 / (1 + 3 \cdot \xi + 1.2 \cdot \sqrt{\xi})$, donde ξ es la fracción de amortiguamiento inherente de la estructura en el primer modo de vibración (por ejemplo, $\xi = 0.05$). Es importante recordar la hipótesis fundamental de la metodología basada en el balance energético que indica que V_E únicamente depende del periodo fundamental de vibración, siendo independiente del nivel de amortiguamiento de la estructura, del nivel de deformación plástica, del comportamiento histerético, etcétera. A diferencia de V_E , el valor de V_D sí que depende del nivel de amortiguamiento.

El método energético propuesto que se expone a continuación se basa en la ecuación de balance energético (**Ecuación 4.12**) planteada en el instante t_m .

Por otra parte, del lado de la seguridad, aunque el método propuesto se plantea en el instante de máximo desplazamiento de cubierta t_m , a la hora de adoptar el valor del input de energía se toma el correspondiente al instante final t_o . En general y, salvo terremotos muy impulsivos, se cumple que el input de energía en el instante t_m es menor o igual que en el instante final t_o [2].

4.2. Método energético para predecir la respuesta y verificar estructuras con disipadores dependientes de la velocidad en el estado de máximo desplazamiento para el primer modo de vibración

Las estructuras con disipadores dependientes de la velocidad se deben verificar al menos para dos niveles o escenarios de terremotos (ver **Tabla 3.1**): terremoto frecuente y terremoto de proyecto. Se asume que la estructura principal sólo deforma plásticamente en el primer modo de vibración. La contribución de los modos altos se puede tener en cuenta a la hora de predecir los desplazamientos máximos. Para ello, simplemente habría que estimar los desplazamientos máximos en los modos altos (para los cuales se considera que la estructura se mantiene lineal y elástica) aplicando métodos espectrales convencionales, y combinarlos con los del primer modo con la regla de la raíz cuadrada de los cuadrados (SRSS) o la regla de la combinación cuadrática completa (CQC). Por ello, este apartado se centra en la predicción de la respuesta y verificación para el primer modo de vibración.

4.2.1. Verificaciones frente al terremoto frecuente

4.2.1.1. Consideraciones previas

Se impone que para un terremoto frecuente la estructura principal no debe sufrir ningún daño. Se debe verificar que todas plantas de la estructura principal se mantienen elásticas. Es decir, con un desplazamiento entre plantas menor que $d_{D,k}$ de la **Figura 3.42**.

Es aconsejable que la distribución del coeficiente de fuerza cortante α_k/α_1 , donde α_k es igual al cortante de la planta k dividido por el peso del edificio por encima de la planta k , se aproxime a la distribución óptima $\bar{\alpha}_{k,opt} = \alpha_{k,opt}/\alpha_1$ dada por la **Ecuación 4.14** [17].

$$\bar{\alpha}_{k,opt} = 1 + \left[\frac{1}{\sqrt{\bar{m}_k}} - \bar{m}_k \right] \frac{2 \cdot T_1}{1 + 3 \cdot T_1} \quad (4.14)$$

Donde T_1 es el período del primer modo de vibración y $\alpha_k = (V_{p,D,k} + k_{VE,k} \cdot d_{D,k})/(\bar{m}_k \cdot g \cdot M)$, siendo $\bar{m}_k = \sum_{i=k}^N \frac{m_i}{M}$, m_i la masa del nivel i , M la masa total de la estructura y g la aceleración de la gravedad.

Nótese que $\bar{\alpha}_k$ es la relación del coeficiente de cortante de cada planta k , α_k , con respecto al de la planta baja. A modo de ejemplo, en **Tabla 4.1** se resumen las masas, cortantes y períodos fundamentales de los tres prototipos analizados en el **Capítulo 3**.

Tabla 4.1: Período fundamental, masas y cortantes de cada planta y cada prototipo.

	Prototipo P3		Prototipo P6		Prototipo P9	
Período T_1 [s]	1.020		1.203		1.502	
	m_k [kN·s ² /mm]	$V_{p,D,k}$ [kN]	m_k [kN·s ² /mm]	$V_{p,D,k}$ [kN]	m_k [kN·s ² /mm]	$V_{p,D,k}$ [kN]
Planta 1	0.477	783.720	0.486	1014.530	0.393	1281.280
Planta 2	0.471	778.870	0.477	858.640	0.384	910.700
Planta 3	0.288	378.960	0.475	824.110	0.381	913.600
Planta 4	-		0.474	799.610	0.379	982.880
Planta 5	-		0.472	833.020	0.376	983.010
Planta 6	-		0.288	422.280	0.375	1001.690
Planta 7	-		-		0.375	1213.470
Planta 8	-		-		0.375	984.330
Planta 9	-		-		0.229	668.130
Masa total M	1.236	-	2.672	-	3.268	-

Para esos mismos prototipos, empleados con anterioridad, también se muestran en la **Tabla 4.2** los valores normalizados de las masas $\bar{m}_k$ y los coeficientes de cortantes sin normalizar α_k y normalizados con respecto a la planta baja $\bar{\alpha}_k$. Cuanto más cercana sea la distribución real de $\bar{\alpha}_k = \alpha_k/\alpha_1$ a la óptima $\bar{\alpha}_{k,opt}$, menos propensa será la estructura a concentrar el daño en una planta determinada. Idealmente, las estructuras deberían proyectarse para que $\bar{\alpha}_k = \bar{\alpha}_{k,opt}$, pero en la práctica es imposible por las propias desviaciones en las propiedades de los materiales y constructivamente por la necesidad de racionalizar la geometría de los elementos estructurales.

Tabla 4.2: Distribución real de cortantes para cada planta y prototipo.

	Prototipo P3	Prototipo P6	Prototipo P9
Valores de masa normalizados con respecto a la masa total:			
$\bar{m}_1$	1.000	1.000	1.000
$\bar{m}_2$	0.614	0.818	0.880
$\bar{m}_3$	0.233	0.639	0.762
$\bar{m}_4$	-	0.462	0.645
$\bar{m}_5$	-	0.284	0.529
$\bar{m}_6$	-	0.108	0.414
$\bar{m}_7$	-	-	0.299
$\bar{m}_8$	-	-	0.185
$\bar{m}_9$	-	-	0.070

Coefficientes de cortante sin normalizar:

α_1	0.065	0.039	0.040
α_2	0.105	0.040	0.032
α_3	0.134	0.049	0.037
α_4	-	0.066	0.048
α_5	-	0.112	0.058
α_6	-	0.149	0.075
α_7	-	-	0.126
α_8	-	-	0.166
α_9	-	-	0.297

Coefficientes de cortante normalizados con respecto a la planta baja:

$\bar{\alpha}_1$	1.000	1.000	1.000
$\bar{\alpha}_2$	1.619	1.035	0.808
$\bar{\alpha}_3$	2.077	1.270	0.936
$\bar{\alpha}_4$	-	1.707	1.189
$\bar{\alpha}_5$	-	2.888	1.449
$\bar{\alpha}_6$	-	3.861	1.887
$\bar{\alpha}_7$	-	-	3.162
$\bar{\alpha}_8$	-	-	4.156
$\bar{\alpha}_9$	-	-	7.432

La **Tabla 4.3** muestra los coeficientes de cortante según la distribución óptima $\bar{\alpha}_{k,opt}$ calculada según la **Ecuación 4.14** y las desviaciones de dicha distribución con respecto a la distribución real de cortantes $\bar{\alpha}_k$ de la **Tabla 4.2**.

Tabla 4.3: Distribución de cortantes real para cada planta y prototipo.

	Prototipo P3	Prototipo P6	Prototipo P9
Valores óptimos normalizados con respecto a la planta baja			
$\bar{\alpha}_{1,opt}$	1.000	1.000	1.000
$\bar{\alpha}_{2,opt}$	1.333	1.150	1.102
$\bar{\alpha}_{3,opt}$	1.924	1.319	1.209
$\bar{\alpha}_{4,opt}$	-	1.527	1.327
$\bar{\alpha}_{5,opt}$	-	1.830	1.461
$\bar{\alpha}_{6,opt}$	-	2.534	1.622
$\bar{\alpha}_{7,opt}$	-	-	1.834
$\bar{\alpha}_{8,opt}$	-	-	2.168
$\bar{\alpha}_{9,opt}$	-	-	3.021

Desviación con respecto a la distribución óptima			
Planta 1	0.00%	0.00%	0.00%
Planta 2	-17.67%	11.17%	36.35%
Planta 3	-7.34%	3.83%	29.23%
Planta 4	-	-10.54%	11.64%
Planta 5	-	-36.61%	0.82%
Planta 6	-	-34.38%	-14.07%
Planta 7	-	-	-42.02%
Planta 8	-	-	-47.84%
Planta 9	-	-	-59.34%

El efecto que tienen estas desviaciones de $\bar{\alpha}_k$ respecto a $\bar{\alpha}_{k,opt}$ se tienen en cuenta en el método energético, tal y como se explica posteriormente, a la hora de verificar la demanda frente a la capacidad de disipación de energía de cada planta de la estructura principal.

Como se ha indicado anteriormente, bajo la acción de un terremoto frecuente la estructura debe mantenerse en régimen elástico y se asume que la respuesta está gobernada por el primer modo de vibración. En estas condiciones, los cortantes máximos que se desarrollan en cada planta, normalizados por el peso que hay por encima de la planta k , siguen aproximadamente la distribución óptima del coeficiente de cortante $\bar{\alpha}_{k,opt}$. Esto es así porque es bien sabido [2] que la distribución óptima se corresponde aproximadamente con la distribución de cortantes de planta que se desarrollan en la estructura en régimen elástico vibrando en el primer modo. Los cortantes máximos que puede desarrollar cada planta sin que se produzcan deformaciones plásticas en ninguna planta se muestra en la **Figura 4.2**.

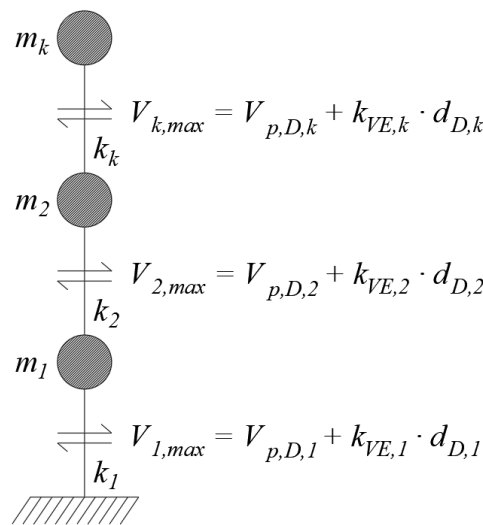


Figura 4.2: Distribución de cortantes para régimen elástico para un caso genérico.

De la **Figura 4.2** se desprende que el coeficiente de fuerza cortante máximo de la primera planta (planta baja) α_1 , mientras ésta se mantiene elástica, vale $\alpha_1 = (V_{p,D,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) / (g \cdot M)$. Se asume, por lo tanto, que cuando en la primera planta se alcanza α_1 , el coeficiente de fuerza cortante máximo en las plantas superiores es el correspondiente a la distribución óptima $\bar{\alpha}_{k,opt}$. Con esta asunción, la fuerza cortante máxima $V_{k,max}$ en las plantas k superiores a la primera se calculan con la **Ecuación 4.15**.

$$V_{k,max} = \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \alpha_1 \sum_{j=k}^N (m_j \cdot g) \frac{M}{M} = \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \alpha_1 \left(\sum_{j=k}^N \frac{m_j}{M} \right) g \cdot M = (V_{p,D,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k \quad (4.15)$$

En la **Tabla 4.4** se muestran los cortantes de cada planta correspondientes a la distribución óptima para los prototipos estudiados en el **Capítulo 3**. Puesto que en esos prototipos los disipadores instalados eran viscosos, no aportaban la rigidez lateral de la componente elástica, por tanto, el cortante de planta baja es únicamente el de la estructura $V_{p,D,1}$.

Tabla 4.4: Cortantes de cada planta según la distribución óptima.

	Prototipo P3	Prototipo P6	Prototipo P9
Planta 1	783.720	1014.530	1281.280
Planta 2	641.216	954.531	1241.781
Planta 3	351.141	855.651	1180.650
Planta 4	-	715.349	1097.279
Planta 5	-	528.081	991.095
Planta 6	-	277.100	860.762
Planta 7	-	-	703.597
Planta 8	-	-	513.474
Planta 9	-	-	271.631

Recordando que $k_{p,k}$ es la rigidez elástica inicial de cada planta de la estructura principal y $k_{VE,k}$ la rigidez lateral de la componente elástica del disipador viscoelástico, el desplazamiento entre plantas máximo de una planta k mientras la estructura principal se mantiene elástica, $d_{r,k,e}$ se calcula empleando la **Ecuación 4.16**.

$$d_{r,k,e} = \frac{V_{k,max}}{k_{p,k} + k_{VE,k}} = \frac{(V_{p,D,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k}{k_{p,k} + k_{VE,k}} \quad (4.16)$$

La **Tabla 4.5** muestra, a modo de ejemplo, las rigideces iniciales de las estructuras estudiadas en el **Capítulo 3** obtenidas mediante el método del empuje incremental, y los desplazamientos relativos entre plantas calculados mediante la **Ecuación 4.16**.

Tabla 4.5: Desplazamientos entre plantas según la distribución óptima.

	Prototipo P3		Prototipo P6		Prototipo P9	
	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{r,k,e}$ [mm]	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{r,k,e}$ [mm]	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{r,k,e}$ [mm]
Planta 1	57.910	13.533	154.400	6.571	190.400	6.729
Planta 2	178.000	3.602	263.390	3.624	277.910	4.468
Planta 3	68.100	5.156	242.920	3.522	259.490	4.550
Planta 4	-		180.750	3.958	233.680	4.696
Planta 5	-		182.060	2.901	200.950	4.932
Planta 6	-		83.200	3.331	178.800	4.814
Planta 7	-		-		168.190	4.183
Planta 8	-		-		159.630	3.217
Planta 9	-		-		138.510	1.961

La energía viscosa $E_{dv,k,ciclo}$ que pueden disipar los n_s disipadores instalados en la planta k en la dirección considerada del terremoto en un ciclo de desplazamiento armónico de amplitud $d_{r,k,e}$ y período $T_{1,e}$ se puede obtener a partir de la **Ecuación 4.17** [3].

$$E_{dv,k,ciclo} = \sum_{j=1}^{n_s} c_{d,j} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{ve}}) \left(\frac{2\pi}{T_{1,e}} \right)^{\alpha_{ve}} \left[\frac{(V_{p,D,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k}{k_{p,k} + k_{VE,k}} \cdot \cos \theta_j \right]^{1+\alpha_{ve}} \quad (4.17)$$

La energía viscosa $E_{d,v,k}$ que pueden disipar los disipadores de la planta k en los múltiples ciclos de amplitud variable que impone un terremoto, mientras la estructura principal se mantiene elástica, se puede obtener a partir del número de ciclos equivalente $n_{eq,d,e}$ cuantificado en el **Capítulo 3** mediante la **Ecuación 4.18**.

$$E_{dv,k} = \sum_{j=1}^{n_s} n_{eq,d,e} \cdot c_{d,j} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{ve}}) \left(\frac{2\pi}{T_{1,e}} \right)^{\alpha_{ve}} \left[\frac{(V_{p,D,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k}{k_{p,k} + k_{VE,k}} \cdot \cos \theta_j \right]^{1+\alpha_{ve}} \quad (4.18)$$

La energía viscosa E_{dv} que pueden disipar todos los disipadores del edificio se calcula simplemente sumando la energía de cada planta con la **Ecuación 4.19**.

$$E_{dv} = \sum_{k=1}^N \left\{ \sum_{j=1}^{n_s} n_{eq,d,e} \cdot c_{d,j} (2.1 + 1.9e^{-0.6\alpha_{ve}}) \left(\frac{2\pi}{T_{1,e}} \right)^{\alpha_{ve}} \left[\frac{(V_{p,D,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{k,opt} \cdot \bar{m}_k}{k_{p,k} + k_{VE,k}} \cdot \cos \theta_j \right]^{1+\alpha_{ve}} \right\} \quad (4.19)$$

Donde $n_{eq,d,e}$ es el número de ciclos equivalentes obtenido en el **Capítulo 3** al que se le ha eliminado el subíndice k porque en toda la formulación de este capítulo $n_{eq,d,e,k}$ va a tener el mismo valor en todas las plantas, es decir $n_{eq,d,e,k} = n_{eq,d,e}$ para cualquier planta k . $c_{d,j}$ es el coeficiente de amortiguamiento en la dirección del eje del disipador y n_s es el número de

disipadores instalados en cada planta en la dirección del sismo considerada y que debe ser igual o superior a dos para controlar los efectos de torsión.

Por otra parte, la energía máxima que puede almacenar la estructura en su conjunto en forma de energía de deformación elástica mientras se mantiene sin daño ($d_{r,k,e} \leq d_{D,k}$) coincide con la energía de vibración elástica E_e y se puede estimar con la **Ecuación 4.20**.

$$E_e = \sum_{k=1}^N \left\{ \frac{(V_{p,D,k} + k_{VE,k} \cdot d_{r,k,e}) \cdot d_{r,k,e}}{2} \right\} \quad (4.20)$$

Donde $d_{r,k,e}$ se obtiene a partir de la curva de capacidad de la planta baja con la **Ecuación 4.16**. Nótese que, en el caso general de disipadores viscoelásticos, E_e incluye tanto la energía almacenada por la estructura principal, como la energía almacena por la componente elástica de los disipadores viscoelásticos. Nótese también que en las expresiones anteriores se ha empleado el término $T_{1,e}$ para designar el período fundamental de la estructura principal con la componente elástica de los disipadores viscoelásticos, y distinguirlo del período fundamental de la estructura principal sin disipadores que se ha llamado T_1 en otras partes de la tesis.

4.2.1.2. Verificación a realizar

Para el terremoto frecuente la estructura principal no debe sufrir daño (deformaciones plásticas), $E_{pH} = 0$. En consecuencia, la condición a verificar para que la estructura se mantenga elástica bajo el terremoto frecuente viene dada por la siguiente inecuación (**Ecuación 4.21**):

$$(E_e + E_{dv}) \geq \frac{M \cdot V_{D,DL}^2}{2} \quad (4.21)$$

Siendo $V_{D,DL}$ el valor de V_D definido en la **Ecuación 4.13** para el terremoto frecuente en el instante t_0 en que termina el terremoto, es decir, la energía que introduce el terremoto frecuente hasta $t = t_0$, expresada en forma de velocidad equivalente. Como valor orientativo, conviene señalar que la segunda generación del Eurocódigo 8 adopta como energía introducida por el terremoto frecuente la cuarta parte de la energía introducida por el terremoto de proyecto. El primer miembro de la inecuación (**Ecuación 4.21**) representa la capacidad de disipación de energía de la estructura completa, mientras que el segundo miembro representa la demanda de disipación del terremoto frecuente.

4.2.2. Verificaciones frente al terremoto de proyecto

4.2.2.1. Consideraciones previas

Una vez vista la formulación para el terremoto frecuente se desarrolla a continuación la formulación correspondiente al terremoto de proyecto. Frente el terremoto de proyecto se permite, por motivos económicos, que la estructura principal sufra daños controlados, es decir,

que deforme plásticamente. Las principales diferencias, respecto al planteamiento adoptado frente el terremoto frecuente, son:

1. Se emplea un número de ciclos equivalentes para los disipadores distinto y un nuevo número de ciclos equivalentes para la estructura principal.
2. Dado que la estructura principal plastifica se calcula un período efectivo $T_{eff,1}$ (**Ecuación 3.23 del Capítulo 3**) que es mayor que el período en régimen elástico.

Como se ha indicado anteriormente, el desarrollo del método energético para el terremoto de proyecto se basa en plantear la ecuación de balance de energía en el instante t_m y de asumir que después del instante t_m la energía de deformación plástica se mantiene constante.

Por otra parte, las componentes del vector primer modo de vibración de la estructura principal con parte elástica de los disipadores viscoelásticos podría obtenerse haciendo un análisis modal de autovectores. Sin embargo, para evitar ese cálculo de autovectores, y ser consistente con la forma del primer modo de vibración que se ha adoptado para verificar la estructura bajo el terremoto frecuente, se toman como componentes $\phi_{k,1}$ del vector primer modo de vibración ϕ_1 las correspondientes a las deformaciones $d_{r,k,e}$ dados por la **Ecuación 4.16**. Esto está justificado porque, como se ha indicado anteriormente, la distribución de fuerzas cortantes máximas que se desarrollan en un sistema de MGDL en régimen elástico, son aproximadamente iguales a las fuerzas cortantes máximas que se obtendrían a partir del vector primer modo de vibración calculado mediante un análisis de autovalores [2].

Se explica a continuación cómo se obtienen las componentes $\phi_{k,1}$ del vector primer modo de vibración ϕ_1 a partir de los desplazamientos relativos $d_{r,k,e}$. La **Figura 4.3** representa la forma de la deformación lateral de la estructura mientras se mantiene en régimen elástico. Las componentes $\phi_{k,1}$ corresponden a los desplazamientos relativos respecto del suelo y que por conveniencia se normalizan respecto al desplazamiento de la cubierta para que la componente $\phi_{N,1}$ del nivel de cubierta valga 1.

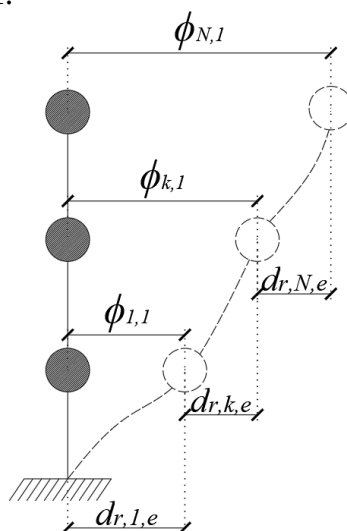


Figura 4.3: Desplazamientos respecto al suelo y relativos entre plantas

En consecuencia, las $\phi_{k,1}$ se pueden obtener con la **Ecuación 4.22**.

$$\phi_{k,1} = \frac{\sum_{j=1}^k \frac{(V_{pD,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{j,opt} \cdot \bar{m}_j}{k_{p,j} + k_{VE,j}}}{\sum_{s=1}^N \frac{(V_{pD,1} + k_{VE,1} \cdot d_{D,1}) \cdot \bar{\alpha}_{s,opt} \cdot \bar{m}_s}{k_{p,s} + k_{VE,s}}} = \frac{\sum_{j=1}^k \bar{\alpha}_{j,opt} \left(\frac{\bar{m}_j}{k_{p,j} + k_{VE,j}} \right)}{\sum_{s=1}^N \bar{\alpha}_{s,opt} \left(\frac{\bar{m}_s}{k_{p,s} + k_{VE,s}} \right)} \quad (4.22)$$

Las componentes $\phi_{k,1}$ del vector primer modo de vibración calculadas con la **Ecuación 4.22** se comparan en la **Tabla 4.6** con las componentes del vector primer modo de vibración obtenido mediante un análisis de autovalores y autovectores, para cada uno de los tres prototipos estudiados en el **Capítulo 3**. Se observa que las diferencias entre ambos son muy pequeñas.

Tabla 4.6: Comparación entre componentes de los autovectores.

	Prototipo P3		Prototipo P6		Prototipo P9	
	Análisis modal	Ecuación 4.22	Análisis modal	Ecuación 4.22	Análisis modal	Ecuación 4.22
$\phi_{1,1}$	0.645	0.607	0.306	0.275	0.179	0.170
$\phi_{2,1}$	0.828	0.769	0.462	0.426	0.300	0.283
$\phi_{3,1}$	1.000	1.000	0.616	0.574	0.420	0.398
$\phi_{4,1}$	-	-	0.781	0.739	0.543	0.517
$\phi_{5,1}$	-	-	0.897	0.861	0.666	0.642
$\phi_{6,1}$	-	-	1.000	1.000	0.785	0.763
$\phi_{7,1}$	-	-	-	-	0.887	0.869
$\phi_{8,1}$	-	-	-	-	0.958	0.950
$\phi_{9,1}$	-	-	-	-	1.000	1.000

La energía disipada por la parte viscosa de los disipadores de la planta k , $E_{dv,k}$, se puede estimar a partir del número de ciclos equivalentes $n_{eq,d,p,k}$ obtenido en el **Capítulo 3** para el escenario 2, mediante la **Ecuación 4.23**.

$$E_{dv,k} = \sum_{j=1}^{n_s} n_{eq,d,p} \cdot c_{d,j} \cdot (2.1 + 1.9 \cdot e^{-0.6 \cdot \alpha_{ve}}) \cdot \left(\frac{2\pi}{T_{eff,1}} \right)^{\alpha_{ve}} \cdot (d_{r,k} \cdot \cos \theta_j)^{1+\alpha_{ve}} \quad (4.23)$$

Nótese que se ha eliminado el subíndice k de $n_{eq,d,p,k}$ porque toma el mismo valor en todas las plantas. Sumando la energía de todas las plantas, la energía disipada por la parte viscosa de todos los disipadores del edificio E_{dv} viene dada por la **Ecuación 4.24**.

$$E_{dv} = \sum_{k=1}^N \left\{ \sum_{j=1}^{n_s} n_{eq,d,p} \cdot c_{d,j} \cdot (2.1 + 1.9 \cdot e^{-0.6 \cdot \alpha_{ve}}) \cdot \left(\frac{2\pi}{T_{eff,1}} \right)^{\alpha_{ve}} \cdot (d_{r,k} \cdot \cos \theta_j)^{1+\alpha_{ve}} \right\} \quad (4.24)$$

Por otra parte, la energía de deformación elástica máxima que puede almacenar la estructura principal y la componente elástica de los disipadores viscoelásticos, E_e , se puede estimar con la **Ecuación 4.25**.

$$E_e = \sum_{k=1}^N \frac{(V_{py,k} + k_{VE,k} \cdot d_{py,k}) \cdot d_{py,k}}{2} \quad (4.25)$$

Donde $V_{py,k}$ es el cortante de fluencia de la planta, $k_{VE,k} \cdot d_{py,k}$ es el cortante que aporta la parte elástica de los disipadores viscoelásticos, si la hubiese, y $d_{py,k}$ es el desplazamiento de fluencia correspondiente al cortante $V_{py,k}$.

La energía de deformación plástica total que debe disipar la estructura principal en el rango no lineal se puede estimar despejando E_{pH} de la **Ecuación 4.12** del balance de energía planteada anteriormente, obteniendo la **Ecuación 4.26**.

$$E_{pH} = E_I - E_\xi - E_{dv} - E_e \quad (4.26)$$

Conocido el efecto de carga del terremoto en términos de input de energía que contribuye al daño expresado en forma de velocidad equivalente V_D , y despejando $(E_I - E_\xi)$ de la **Ecuación 4.13**, se obtiene que el valor de $(E_e + E_{pH} + E_{dv})$ se puede expresar con la **Ecuación 4.27**.

$$E_I - E_\xi = (E_e + E_{pH} + E_{dv}) = M \cdot V_{D,LS}^2 / 2 \quad (4.27)$$

Donde $V_{D,LS}$ es la energía que contribuye al daño para el terremoto de proyecto. En la metodología basada en el balance energético, $V_{D,LS}$ se obtiene del espectro de input de energía de proyecto que caracteriza el terremoto, $V_{D,LS} - T$, para el periodo fundamental de la estructura que llamaremos $T_{s,1}$. Teniendo en cuenta que, debido a la plastificación, el período fundamental de la estructura principal se alarga, se propone adoptar como $T_{s,1}$ el valor del período en un rango entre T_1 y $1.4 \cdot T_{1e}$ que dé el mayor valor de $V_{D,LS}$. Se sigue en este sentido el criterio adoptado por la normativa japonesa [17] y la segunda generación del Eurocódigo 8 [32].

La energía E_{pH} se obtiene directamente de la **Ecuación 4.26**, una vez conocido el valor de $V_{D,LS}$ y teniendo en cuenta la **Ecuación 4.24**, **Ecuación 4.25** y **Ecuación 4.27**. Esta energía E_{pH} hay que distribuirla ahora entre las plantas del edificio; es decir, hay que determinar la demanda de disipación de energía de deformación plástica en la estructura principal de una determinada planta k , $E_{pH,k}$. Para ello, se adopta la ley de distribución de esta energía propuesta por Akiyama [2] dada por la **Ecuación 4.28**.

$$E_{pH,k} = E_{p,H} \cdot \frac{s_k \cdot (p_k \cdot p_{t,k})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j \cdot (p_j \cdot p_{t,j})^{-n}} \quad (4.28)$$

Siendo s_k un coeficiente dado por la **Ecuación 4.29**.

$$s_k = \left\{ \bar{m}_k + \frac{2 \cdot T_1}{1 + 3 \cdot T_1} \left[\sqrt{\bar{m}_k} - \bar{m}_k^2 \right] \right\}^2 \cdot \frac{d_{py,k} \cdot (V_{py,1} + V_{dy,1})}{d_{py,1} \cdot (V_{py,k} + V_{dy,k})} \quad (4.29)$$

En la **Ecuación 4.28** p_k , $p_{t,k}$ y n son parámetros que tienen en cuenta cómo influye en la distribución de energía de deformación plástica entre plantas, los tres factores siguientes:

1. La desviación de resistencia de una planta k respecto al valor óptimo (p_k).
2. Los efectos de torsión de una planta k ($p_{t,k}$).
3. El tipo de estructura (n). Por tipo de estructura se entiende aquí el que sea una estructura que cumpla criterios de proyecto por capacidad global (concretamente, que se pueda clasificar como del tipo "viga débil - columna fuerte", o no) [2].

El parámetro p_k viene definido por la **Ecuación 4.30** [5-7].

$$p_k = \left\{ \bar{m}_k + \frac{2 \cdot T_1}{1+3 \cdot T_1} \left[\sqrt{\bar{m}_k} - \bar{m}_k^2 \right] \right\}^{-1} \cdot \frac{(V_{py,k} + V_{dy,k})}{(V_{py,1} + V_{dy,1})} \quad (4.30)$$

Por otra parte, la tendencia de una planta a sufrir efectos de torsión puede medirse mediante la relación e_{ox}/r_x , donde e_{ox} es la distancia entre el centro de rigideces y el centro de masas, medido en la dirección perpendicular a la dirección del análisis considerado; y que r_x es el radio de torsión. $p_{t,k}$ es un valor empírico que puede ser estimado por medio de la **Ecuación 4.31** [2, 3, 17].

$$p_t = \begin{cases} 1 & \text{si } (e_{ox}/r_x) \leq 0.15 \\ 1.15 - (e_{ox}/r_x) & \text{si } 0.15 < (e_{ox}/r_x) < 0.30 \\ 0.85 & \text{si } (e_{ox}/r_x) \geq 0.30 \end{cases} \quad (4.31)$$

Por último, el parámetro n captura la tendencia a concentrar el daño que presenta la estructura principal. Si dicha estructura principal satisface las condiciones de ductilidad, tanto a nivel local como global para poderse clasificar del tipo "viga débil - columna fuerte", entonces $n = 4$, de lo contrario, $n = 8$. Siguiendo el Eurocódigo 8, y en caso de estructuras porticadas, se puede considerar que es del tipo "viga débil - columna fuerte" cuando la ratio entre resistencia a flexión entre columnas y vigas que concurren en cada nudo del pórtico es superior a 1.3.

4.2.2.2. Verificaciones a realizar

Para que la estructura en su conjunto pueda soportar el terremoto de proyecto, la condición a nivel global de toda la estructura que se debe cumplir es la siguiente inecuación (**Ecuación 4.32**):

$$(E_e + E_{pH} + E_{dv}) \geq \frac{M \cdot V_{D,LS}^2}{2} \quad (4.32)$$

Además, se debe cumplir que la demanda de disipación de energía a nivel de cada planta, tanto en la estructura principal como en los disipadores viscosos no rebase sus respectivas capacidades. El cumplimiento de estas condiciones a nivel de cada planta garantiza el cumplimiento de la inecuación (**Ecuación 4.32**) a nivel global de la estructura.

Por lo tanto, la primera verificación a realizar afecta a la estructura principal. Se trata de comprobar que la demanda de disipación de energía en cada planta k de la estructura principal, $E_{pH,k}$ es menor o igual a la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales

de la estructura principal de esa planta k , $E_{pH,k, capacidad}$. Es decir, que se cumple la siguiente inecuación (**Ecuación 4.33**):

$$E_{pH,k} \leq E_{pH,k, capacidad} \quad (4.33)$$

$E_{pH,k}$ se calcula con la **Ecuación 4.28** y $E_{pH,k, capacidad}$ se estima a partir de la capacidad de disipación de energía de las vigas y pilares del pórtico, que se debe obtener a partir de datos experimentales o empleando modelos empíricos (por ejemplo, los de la segunda generación del Eurocódigo 8) que estiman la capacidad de rotación plástica de elementos estructurales. La evaluación de $E_{pH,k, capacidad}$ está fuera de los objetivos de esta tesis.

La segunda verificación a realizar afecta a los disipadores viscosos de energía. Se trata de comprobar que la demanda de disipación de energía de origen viscoso en los disipadores de la planta k , $E_{dv,k}$, es menor o igual que la capacidad de disipación de energía de origen viscoso de los disipadores instalados en la planta k , $E_{dv,k, capacidad}$. Es decir, que se cumple la siguiente inecuación (**Ecuación 4.34**):

$$E_{dv,k} \leq E_{dv,k, capacidad} \quad (4.34)$$

$E_{dv,k}$ se calcula con la **Ecuación 4.23** y $E_{dv,k, capacidad}$ es un dato que proporciona el fabricante del disipador basado en ensayos.

Además de las dos comprobaciones energéticas anteriores, se deben verificar los desplazamientos máximos entre plantas. Se trata de comprobar que el desplazamiento máximo entre plantas de la planta k , $d_{r,k}$, es menor o igual que el valor máximo permitido, $d_{r,k, permitido}$. Es decir, que se cumple la siguiente inecuación (**Ecuación 4.35**):

$$d_{r,k} \leq d_{r,k, permitido} \quad (4.35)$$

Siendo $d_{r,k, permitido}$ un valor que suelen establecer las normas para controlar los efectos de segundo orden y los daños en los elementos no estructurales.

El desplazamiento $d_{r,k}$ se obtiene a partir del número de ciclos equivalentes en la estructura principal, $n_{eq,p,k}$, evaluado en el **Capítulo 3**. Concretamente, despejando $d_{r,k}$ de la **Ecuación 3.30** se obtiene la **Ecuación 4.36**.

$$d_{r,k} = d_{py,k} + \frac{E_{pH,k}}{4 \cdot n_{eq,p,k} \cdot V_{py,k}} \quad (4.36)$$

Nótese que la **Ecuación 4.36** depende de $d_{py,k}$ y $V_{py,k}$; la **Ecuación 4.28** depende de $V_{py,k}$; la **Ecuación 4.23** depende del desplazamiento máximo entre plantas $d_{r,k}$; en la **Ecuación 4.23**, $T_{eff,1}$ depende de $d_{r,1}$ y de $\sum_{i=1}^N d_{r,i,1}$; $E_{pH,k}$, a su vez, depende también de $T_{eff,1}$; finalmente, $d_{r,k}$ depende de $E_{pH,k}$.

Por lo tanto, es necesario un proceso iterativo que tiene en cuenta estas relaciones y que sigue el diagrama de flujo mostrado en la **Figura 4.4**. Siguiendo este diagrama de flujo, se parte de unos valores tentativos iniciales de los desplazamientos entre plantas $d_{r,k}$ correspondientes a cada planta. Con ellos se obtienen, entre otros parámetros, los desplazamientos de cada nivel con respecto al suelo en la dirección del sismo considerada, y el desplazamiento a nivel de cubierta.

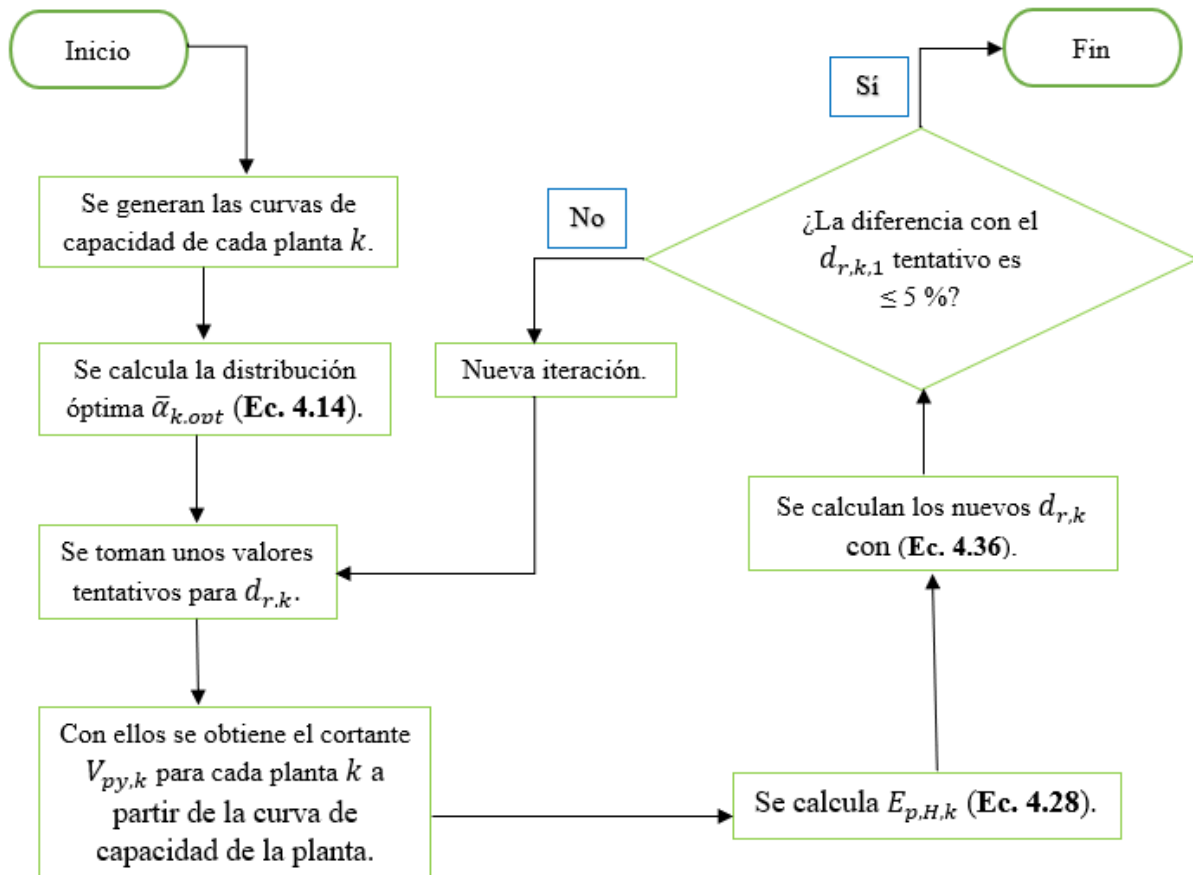


Figura 4.4: Diagrama de flujo para automatizar el análisis y obtener los desplazamientos entre plantas $d_{r,k}$ correspondientes a cada planta mediante el proceso predictivo.

4.2.2.3. Demanda de energía de deformación plástica disipada en la estructura principal en el instante final t_0

Como se ha indicado anteriormente, el planteamiento del método de predicción y verificación propuesto asume que después del instante t_m la demanda de disipación de energía de deformación plástica en la estructura principal se mantiene constante. Esto equivale a asumir que para $t > t_m$ los ciclos no tienen la amplitud suficiente como para provocar plastificaciones significativas en la estructura principal. En este apartado se analiza esta asunción. Para ello se estudia la ratio entre la energía disipada mediante deformaciones plásticas hasta el final del terremoto, $E_{p,H,k}(t_0)$, y la energía disipada hasta el instante t_m de máximo desplazamiento de

cubierta, $E_{p,H,k}(t_m)$, es decir, $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$. La ratio $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ será siempre mayor o igual que 1 ya que se trata de energía de deformación plástica (no incluye energía de deformación elástica) y ésta aumenta siempre de forma monótona. El valor $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m) = 1$ significa que después del instante t_m la estructura principal no ha disipado energía de deformación plástica. Valores de $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ cercanos a 1 (del orden de 1.10 o 1.20) significa que el incremento de demanda de energía de deformación plástica en la estructura principal después del instante t_m ha sido pequeño. La **Figura 4.5** muestra el valor de la ratio $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ para los prototipos de estructuras estudiados en el **Capítulo 3**.

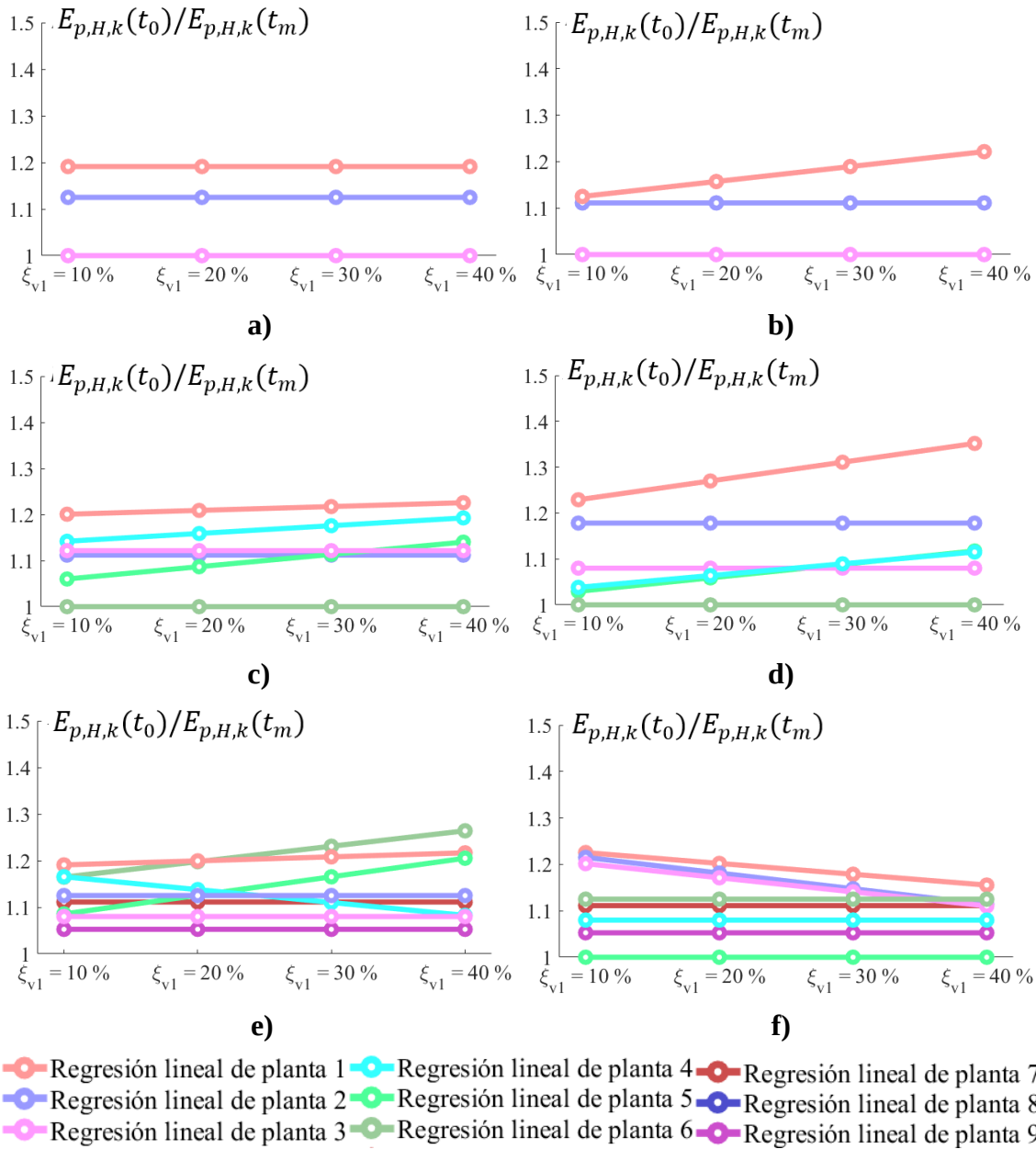


Figura 4.5: Ratio $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ para cada nivel de ξ_{v1} bajo el escenario 2. **a)** Prototipo P3 con señales no impulsivas; **b)** Prototipo P3 con señales impulsivas;

- c) Prototipo P6 con señales no impulsivas; d) Prototipo P6 con señales impulsivas; e) Prototipo P9 con señales no impulsivas; f) Prototipo P9 con señales impulsivas.

Hay que señalar que la ratio $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ depende del modelo histerético que sigan los elementos estructurales de la estructura principal. En el estudio realizado en el **Capítulo 3**, del que se han obtenido los resultados de la **Figura 4.5** se empleó el modelo histerético de Clough [75]. También conviene señalar que aunque en algunas plantas $E_{p,H,k}(t_0)/E_{p,H,k}(t_m)$ sea ligeramente superior a 1, este incremento de demanda de disipación de energía después del instante t_m se compensa por el hecho de haber asumido, a la hora de predecir $E_{p,H,k}$, que el input de energía que contribuye al daño en $t = t_m$ es igual a $t = t_0$ cuando, en general y salvo terremotos muy impulsivos, es menor.

4.3. Predicción de la respuesta y verificación de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad en el estado de máxima velocidad

Conocida la respuesta en el instante de máximo desplazamiento, la respuesta en el instante de máxima velocidad se puede estimar aplicando el planteamiento propuesto por Ramírez [70] para proyectar estructuras equipadas con disipadores dependientes de la velocidad empleando métodos espectrales y que está incorporado en la normativa norteamericana, el cual se expone a continuación.

4.3.1. En el instante de máxima velocidad

En el estado de máxima velocidad, los desplazamientos laterales son nulos, por lo que la estructura está sometida a las fuerzas máximas que desarrollan las partes viscosas de los disipadores viscoelásticos y a una serie de fuerzas de inercia horizontales aplicadas en cada nivel que están en equilibrio con ellas.

La velocidad máxima relativa horizontal $v_{k,1}$ en cada planta k , se calcula según la **Ecuación 4.37**, multiplicando el máximo desplazamiento, calculado con la **Ecuación 4.36**, por la frecuencia, teniendo en cuenta el período efectivo para el primer modo de vibración $2\pi/T_{eff,1}$. De esa manera se obtiene la pseudo-velocidad, que debe ser, a su vez, multiplicada por un factor corrector de la velocidad CFV que tiene en cuenta la influencia del nivel de amortiguamiento introducido en la estructura. Esta influencia se aprecia de manera más notable cuando el amortiguamiento es superior al 10 %, donde la velocidad máxima relativa puede ser bastante distinta de la pseudo-velocidad.

$$v_{k,1} = d_{r,k,1} \cdot (2\pi/T_{eff,1}) \cdot CFV \quad (4.37)$$

El factor de corrección CFV se calcula con la **Ecuación 4.38** obtenida empíricamente mediante las regresiones realizadas en numerosos cálculos dinámicos [43].

$$CFV = 0,88 + 1,25 \cdot \xi_{v,1} - (0,29 + 1,63 \cdot \xi_{v,1}) \cdot e^{(-T_{eff,1}/0,75 + 1,53 \cdot \xi_{v,1})} \geq 1 \quad (4.38)$$

Siendo $\xi_{v,1}$ la fracción de amortiguamiento introducida por los disipadores viscoelásticos y $T_{eff,1}$ el período efectivo calculado con la **Ecuación 3.23** del **Capítulo 3**.

El valor máximo de la fuerza de la componente viscosa ejercida por el disipador en la dirección de su eje, $N_{v,j,1}$, se calcula con la **Ecuación 4.39**.

$$N_{v,j,1} = c_{d,j} \cdot \Delta v_{j,1}^{\alpha_{ve}} \quad (4.39)$$

Donde $c_{d,j}$ es el coeficiente de amortiguamiento del disipador j en dirección del eje del disipador y $\Delta v_{j,1}$ es la velocidad relativa en la dirección del eje del disipador entre los extremos del mismo, que se estima como $\Delta v_{j,1} = \Delta d_{j1} \cdot (2\pi/T_{eff,1}) \cdot CFV$, donde Δd_{j1} es el desplazamiento relativo máximo entre los extremos del disipador medido a lo largo de su eje. En el caso de los disipadores viscosos, la fuerza máxima en el disipador se da en el instante de máxima velocidad. Sin embargo, en los disipadores de tipo viscoelástico, la fuerza total máxima $N_{j,1}$ se da en un instante intermedio entre el de máximo desplazamiento y el de máxima velocidad. Su valor se puede calcular de manera aproximada ^[17] con la siguiente expresión de la **Ecuación 4.40** que se obtiene de estudiar las fuerzas en el disipador bajo un desplazamiento impuesto de tipo armónico.

$$N_{j,1} = \cos(\tan^{-1}(\eta_{loss})) | N_{e,j,1} | \sin(\tan^{-1}(\eta_{loss})) | N_{v,j,1} \quad (4.40)$$

Donde η_{loss} es el factor de pérdida del disipador estudiado en el **Capítulo 2** de esta tesis, y $N_{e,j,1}$ es la fuerza máxima desarrollada por la componente elástica del disipador viscoelástico en la dirección de su eje y se obtiene según la **Ecuación 4.41**.

$$N_{e,j,1} = k_{VE,j} \cdot \Delta d_{j1} \quad (4.41)$$

Donde $k_{VE,j}$ es la rigidez elástica del disipador en la dirección de su eje para la frecuencia del primer modo de vibración. Nótese que, en los disipadores viscoelásticos, la rigidez elástica depende de la frecuencia de vibración y de la temperatura, por lo que es siempre necesario realizar iteraciones para ajustar la frecuencia, y considerar límites superiores e inferiores de las propiedades de los disipadores viscoelásticos para tener en cuenta la variabilidad con la temperatura.

Capítulo 5. Validación del método de predicción de la respuesta sísmica de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad basado en el balance energético

En este capítulo se compara la respuesta que predice el método energético desarrollado en el **Capítulo 4** con los resultados de los cálculos dinámicos directos de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad sometidas a varios terremotos históricos. Con ello se pretende evaluar el nivel de precisión del método y validarlo. Esta validación se ejecuta tanto para el escenario 1 (terremotos frecuentes) como para el escenario 2 (terremotos raros).

Para ello se desarrolla un nuevo prototipo de 6 plantas con pórticos de hormigón al que se le llama en adelante PN6. Los terremotos empleados (28) para la validación son distintos a los empleados en el estudio paramétrico, y se eligieron de la base de datos de terremotos de forma aleatoria. La mitad son de tipo impulsivo y la otra mitad de tipo no impulsivo.

5.1. Planteamiento de la validación del método energético

En primer lugar, se define un nuevo prototipo PN6, del cual se elige un pórtico representativo, para ser estudiado bajo los escenarios de terremoto frecuente y de terremoto de proyecto. El pórtico seleccionado se caracteriza dinámicamente, se obtienen sus curvas de capacidad mediante un análisis de empuje incremental y se dimensionan los disipadores viscosos para que proporcionen un determinado nivel de amortiguamiento viscoso global a la estructura. A continuación, se estima la energía disipada en cada planta por la estructura principal y por los disipadores aplicando la formulación del método energético propuesto, y se predicen también los desplazamientos laterales de cada nivel en el instante de máximo desplazamiento y la velocidad en el instante de máxima velocidad; todo ello siguiendo el procedimiento iterativo propuesto en el **Capítulo 4**. Finalmente, la predicción de energías, desplazamientos máximos y velocidades máximas obtenidas con la formulación del método propuesto, se compara con los resultados de los cálculos dinámicos directos.

5.1.1. Descripción del prototipo PN6 y modelización de un pórtico representativo

Para la validación se ha considerado un prototipo de edificio de viviendas con estructura con pórticos de hormigón armado con tres vanos en ambas direcciones y seis alturas tal y como se muestra en la **Figura 5.1**. Las cargas consideradas son: carga muerta de 3.5 kN/m^2 , carga viva de 3.0 kN/m^2 y el peso propio de los elementos de hormigón armado de 26.0 kN/m^3 . El peso del cerramiento exterior es de 12 kN/m . La masa considerada a efectos de cálculo es la suma de las cargas permanentes más un 15 % de las cargas variables, tal y como establece en el Eurocódigo 8 [\[32\]](#).

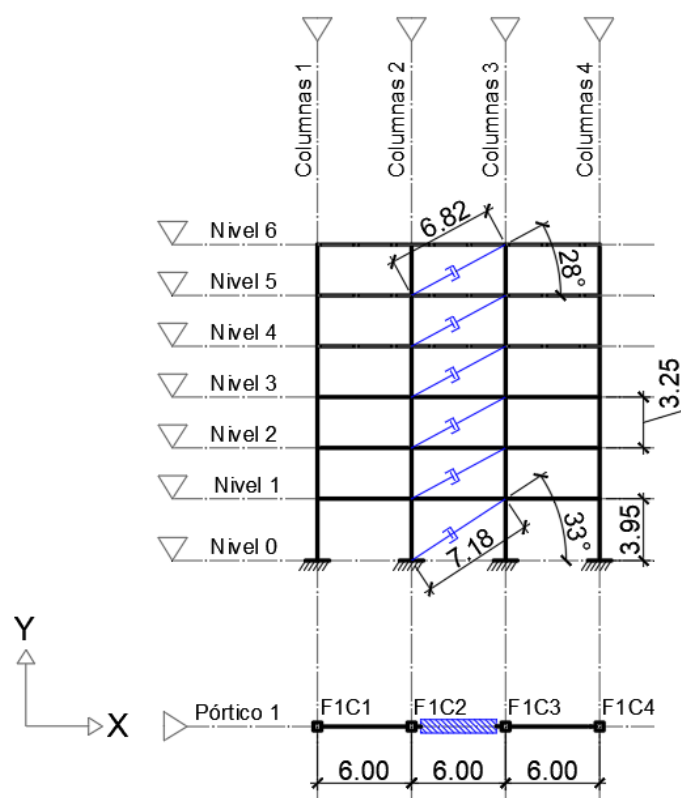


Figura 5.1: Alzado y planta del pórtico tipo del prototipo PN6 y disposición de los disipadores viscosos. Cotas en m.

Los parámetros que definen la geometría global del prototipo se presentan en la **Tabla 5.1**.

Tabla 5.1: Definición del prototipo PN6.

Prototipo	h_l [m]	h_n [m]	H [m]	N_{VX}	N_{VY}	L_{Xi} [m]	L_{Yi} [m]	A_T [m ²]	N_C	N_B	N_D
PN6	3.95	3.25	20.20	3	3	6.00	5.00	270.00	24	18	6

Donde h_l es la altura de la planta baja, h_n la altura del resto de plantas, medidas a ejes de vigas, y H la altura total del edificio; N_{VX} el número de vanos en la dirección X y N_{VY} en la dirección Y ; L_{Xi} la luz de cada vano, medida a ejes de pilares, en la dirección X y L_{Yi} en la dirección Y ; A_T el área total de cada planta; N_C el número de columnas de un pórtico, N_B el número de vigas por pórtico y N_D el número de disipadores por pórtico. Todos los pórticos son iguales y tienen los mismos disipadores. Se supone para simplificar que la acción sísmica se reparte por igual entre todos los pórticos, y por lo tanto se modeliza y analiza únicamente un pórtico representativo de la estructura, con las masas correspondientes al ancho de crujía L_{Yi} .

En la **Tabla 5.2** se muestran las secciones de los elementos estructurales empleados y las propiedades mecánicas de los materiales.

Tabla 5.2: Secciones de los elementos estructurales con las dimensiones en cm.

Prototipo	L_F	L_C	Número de planta					
			1	2	3	4	5	6
PN6	F1	C1, C4	25x35	25x35	25x35	25x35	25x35	25x35
		C2, C3	40x40	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35
	Vigas	C1 – C4	30x45	30x45	30x45	30x45	30x45	30x45
	Masas (kNs ² /cm):		0.45	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43

Siendo L_C el número de la línea de columna donde se encuentra el elemento y L_F el número del pórtico representativo.

En la **Tabla 5.3** se muestran las propiedades mecánicas de los materiales donde σ_c y E_c son la resistencia característica y el módulo de *Young* del hormigón, mientras que σ_s y E_s los valores correspondientes al acero.

Tabla 5.3: Propiedades mecánicas de los materiales.

Hormigón		Acero	
σ_c [Mpa]	E_c [Mpa]	σ_s [Mpa]	E_s [Mpa]
33	30000	575	200000

Respecto a la modelización numérica, se lleva a cabo de la misma manera que los prototipos P3, P6 y P9 analizados en el **Capítulo 3**, mediante el software *IDARC 2D v7.0*. El amortiguamiento inherente de la estructura se fijó en el 5 % considerando el primer y el segundo modo de vibración, y para modelizarlo se empleó la matriz de Rayleigh proporcional a la matriz de masas y a la matriz de rigideces.

Con el modelo numérico no lineal de la estructura sin disipadores se realiza un análisis modal y se determinan las propiedades dinámicas. Los resultados se muestran en la **Tabla 5.4**.

Tabla 5.4: Propiedades dinámicas del prototipo PN6.

Prototipo PN6							
Modo	f_m [Hz]	T_m [s]	Γ_m	$m_{mov,mg}$ [kN]	$m_{mov,m}/m_{mov,tot}$ [%]	W_i [kN]	ω_m [rad/s]
1	0.84	1.19	0.48	2213.40	86.33	443.88	5.29
2	2.59	0.39	0.16	238.87	9.32	424.60	16.27
3	4.54	0.22	0.09	72.08	2.81	424.60	28.54
4	6.74	0.15	0.05	26.95	1.05	424.60	42.36
5	9.07	0.11	0.03	10.11	0.39	424.60	56.98
6	11.01	0.09	0.02	2.51	0.10	421.64	69.15
Σ				2563.92	100.00	2563.92	

Donde f_m es la frecuencia, T_m es el período, Γ_m es el factor de participación modal de un determinado modo de vibración, $m_{mov,m}$ es la masa movilizada en el modo m que en la **Tabla 5.4** se indica multiplicada por la aceleración de la gravedad g , $m_{mov,m}/m_{mov,tot}$ es la masa movilizada del modo m dividida por la masa movilizada total $m_{mov,tot}$. W_i es el peso del nivel i , ω_m es la frecuencia circular del modo m .

Mediante un análisis con el método incremental, para el pórtico representativo, se obtienen las curvas de capacidad de cada planta que representan los cortantes de una planta k frente a los desplazamientos relativos entre el nivel i y el nivel $i + 1$ que la delimitan. Todas estas curvas se representan en la **Figura 5.2**.

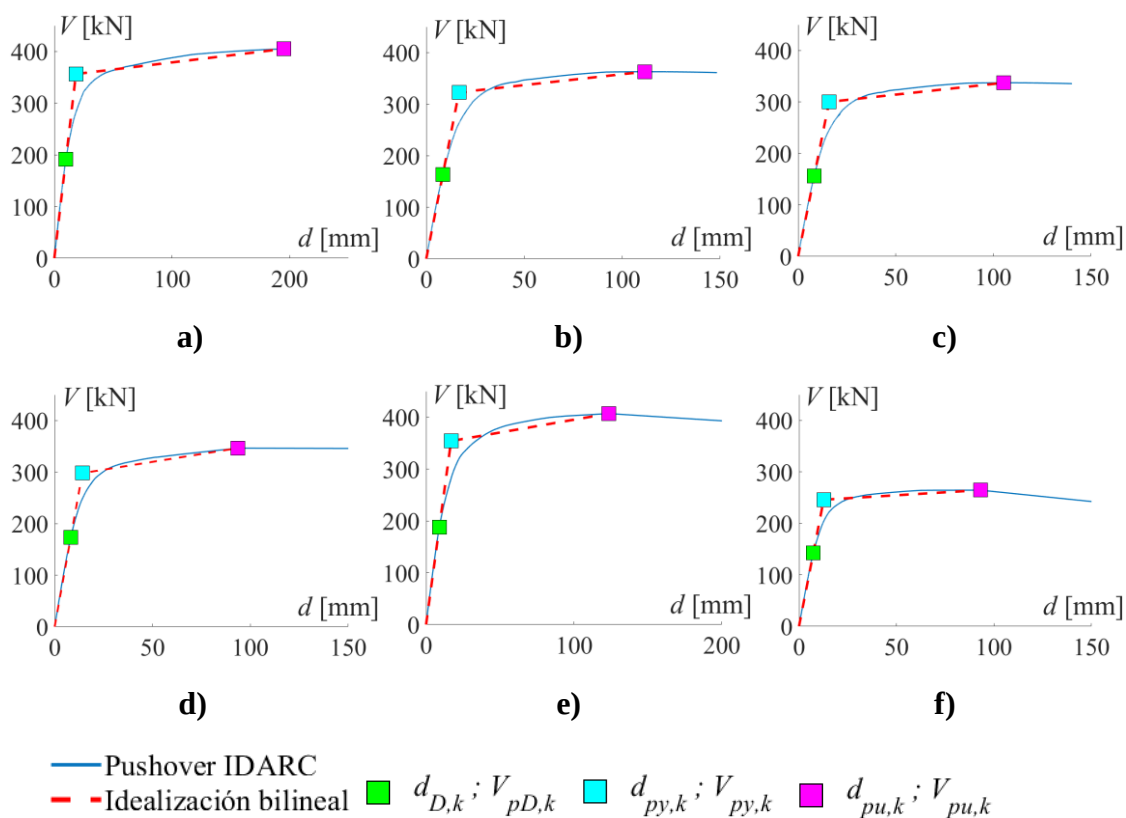


Figura 5.2: Curvas de capacidad del prototipo PN6. **a)** Primera planta; **b)** Segunda planta; **c)** Tercera planta; **d)** Cuarta planta; **e)** Quinta planta; **f)** Sexta planta.

Se obtiene también la curva de capacidad global de la estructura, para el pórtico representativo, donde el cortante corresponde a la planta baja y el desplazamiento es el de la cubierta con respecto al suelo (**Figura 5.3**).

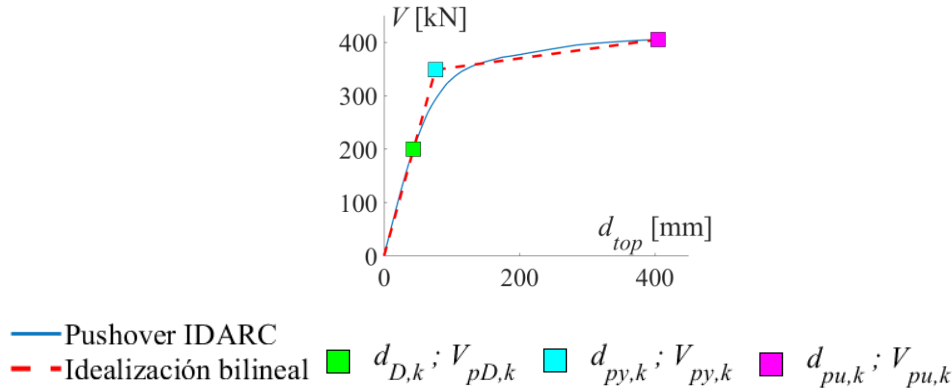


Figura 5.3: Curvas de capacidad global del prototipo PN6.

Las curvas de capacidad se pueden idealizar mediante dos segmentos definidos por puntos cuyas coordenadas se muestran en la **Tabla 5.5**.

Tabla 5.5: Puntos que definen las curvas de capacidad idealizadas del prototipo PN6.

	$d_{D,k}$ [mm]	$V_{pD,k}$ [kN]	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$d_{py,k}$ [mm]	$V_{py,k}$ [kN]	$d_{pu,k}$ [mm]	$V_{pu,k}$ [kN]	Modo
Global	43.54	199.87	4.59	75.91	348.49	404.69	405.22	1
Planta 6	7.34	142.58	19.44	12.65	245.95	93.01	264.46	2
Planta 5	8.96	187.84	20.96	16.89	354.13	123.65	407.04	2
Planta 4	8.22	173.51	21.10	14.12	297.93	93.55	346.43	2
Planta 3	8.25	156.29	18.95	15.84	300.11	105.39	337.20	1
Planta 2	8.46	163.65	19.33	16.70	322.94	111.46	362.85	1
Planta 1	9.87	191.63	19.42	18.35	356.33	195.01	404.92	1

Para una planta k determinada del pórtico, $d_{D,k}$ es el desplazamiento entre plantas correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en la estructura principal, $d_{py,k}$ es el desplazamiento entre plantas de fluencia y $d_{pu,k}$ el desplazamiento entre plantas correspondiente al punto de máximo cortante. $V_{pD,k}$ es el cortante correspondiente a la formación de la primera rótula plástica, $V_{py,k}$ el cortante de fluencia y $V_{pu,k}$ el cortante máximo de la curva de capacidad; $k_{p,k}$ es la rigidez lateral inicial.

5.1.2. Diseño de los disipadores viscosos

Los disipadores se dimensionaron para que proporcionen fracciones de amortiguamiento viscoso global en el primer modo de vibración ξ_{v1} de 0.10, 0.20, 0.30 y 0.40, aplicando el mismo procedimiento explicado en el **Capítulo 3**. La **Tabla 5.6** muestra los resultados del dimensionado.

Tabla 5.6: Parámetros de los disipadores viscosos para el prototipo PN6.

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]				
0.10	1.11	1.09	1.89				
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales		
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]	
	6	19.44	4.28	23.71	0.77	5.53	0.97
	5	20.96	4.61	25.57	0.77	5.96	1.05
	4	21.10	4.64	25.74	0.77	6.00	1.06
	3	18.95	4.17	23.12	0.77	5.39	0.95
	2	19.33	4.25	23.58	0.77	5.50	0.97
	1	19.42	4.27	23.69	0.70	6.12	1.08
ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]				
0.20	1.02	1.00	1.30				
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales		
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]	
	6	19.44	8.55	27.99	0.77	11.06	1.95
	5	20.96	9.22	30.18	0.77	11.93	2.10
	4	21.10	9.28	30.38	0.77	12.01	2.11
	3	18.95	8.34	27.29	0.77	10.78	1.90
	2	19.33	8.51	27.84	0.77	11.00	1.94
	1	19.42	8.54	27.96	0.70	12.25	2.16
ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]				
0.30	0.95	0.94	1.48				
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales		
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]	
	6	19.44	12.44	31.88	0.77	16.09	2.83
	5	20.96	13.42	34.38	0.77	17.35	3.05
	4	21.10	13.50	34.60	0.77	17.46	3.07
	3	18.95	12.13	31.07	0.77	15.68	2.76
	2	19.33	12.37	31.70	0.77	16.00	2.82
	1	19.42	12.43	31.84	0.70	17.81	3.13

ζ_{v1}	T_1 [s]	$T_{T,1}$ [s]	$T_1/T_{T,1}$ [%]			
0.40	0.90	0.89	1.62			
Planta	$k_{p,k}$ [kN/mm]	$k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$k_{p,k}+k_{0,k}^{trial}$ [kN/mm]	$\cos^2 \theta_j$	Propiedades individuales	
					$k_{d,j}^{trial}$ [kN/mm]	$C_{d,j}$ [kN·s/mm]
6	19.44	16.33	35.76	0.13	21.12	3.72
5	20.96	17.61	38.57	0.42	22.77	4.01
4	21.10	17.72	38.82	0.19	22.92	4.03
3	18.95	15.92	34.86	0.91	20.59	3.62
2	19.33	16.24	35.57	0.28	21.00	3.70
1	19.42	16.31	35.73	0.15	23.38	4.11

5.1.3. Acelerogramas seleccionados

Del conjunto de terremotos seleccionados para esta tesis expuestos en el **Capítulo 3**, se apartaron de manera aleatoria 14 terremotos (7 impulsivos y 7 no impulsivos) que representan terremotos frecuentes, y otros 14 terremotos diferentes (7 impulsivos y 7 no impulsivos) que representan el terremoto de proyecto. Estos 28 terremotos se emplearon únicamente para la validación, es decir, no se utilizaron en el estudio paramétrico del **Capítulo 3**.

5.1.3.1. Escenario 1: terremoto frecuente

La **Tabla 5.7** muestra los 7 terremotos impulsivos y la **Tabla 5.8** los 7 terremotos no impulsivos empleados para la verificación bajo el escenario del terremoto frecuente.

Tabla 5.7: Listado de terremotos impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 1.

Nº	RSN	Nombre	Estación	Año	M_w	PGA_{H1} [g]	PGA_{H2} [g]
1	147	Coyote Lake	Gilroy Array #2	1979	5.74	-	0.26
2	316	Westmorland	Parachute Test Site	1981	5.90	0.23	-
3	766	Loma Prieta	Gilroy Array #2	1989	6.93	0.37	-
4	1489	Chi-Chi - Taiwan	TCU049	1999	7.62	-	0.24
5	4847	Chuetsu-oki - Japan	Joetsu Kakizakiku K.	2007	6.80	0.30	-
6	4482	L'Aquila – Italy	L'Aquila - V. A. - F. A.	2009	6.30	0.40	-
7	6959	Darfield - N. Z.	Christchurch Resthaven	2010	7.00	-	0.24

Tabla 5.8: Listado de terremotos no impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 1.

Nº	RSN	Nombre	Estación	Año	M_w	PGA_{H1} [g]	PGA_{H2} [g]
8	15	Kern County	Taft Lincoln School	1952	7.36	0.16	-
9	21	Imperial Valley-05	El Centro Array #9	1955	5.40	-	0.04
10	96	M. Nicaragua-02	Managua - ESSO	1972	5.20	0.26	-
11	320	Mammoth Lake-10	Convict Creek	1983	5.34	-	0.15
12	450	Morgan Hill	Corralitos	1984	6.19	-	0.11
13	564	K. - Greece-01	Kalamata (bsmt)	1986	6.20	0.24	-
14	1144	Gulf of Aqaba	Eilat	1995	7.20	0.09	-

El listado de terremotos se muestra ordenado cronológicamente y reflejando los datos más representativos como el código RSN, nombre del evento, estación que registró la señal, año, magnitud de momento y el PGA_{H1} correspondiente al pico máximo de aceleración del suelo en una de las dos direcciones horizontales, junto con el PGA_{H2} correspondiente a la dirección ortogonal. Se muestra únicamente el valor del pico máximo de aceleración del suelo de la señal que ha sido empleada.

Los terremotos se escalaron para que la pseudo-aceleración absoluta de respuesta S_e correspondiente al período fundamental de la estructura, $S_e(T_1)$, valiese lo mismo en todos ellos. El valor de $S_e(T_1)$ adoptado fue aquél para el cual la estructura se mantenía en régimen elástico en todas las plantas, pero acercándose al máximo al desplazamiento entre plantas de fluencia en alguna de ellas. El valor de $S_e(T_1)$ estuvo gobernado en todos los casos por el desplazamiento relativo entre plantas de la planta baja.

La **Tabla 5.9** muestra los valores de $S_e(T_1)$, que fueron obviamente distintos para cada nivel de amortiguamiento viscoso introducido por los disipadores, puesto que en todos los casos la estructura se debía mantener en régimen elástico.

Tabla 5.9: Valores de $S_e(T_1)$ empleados para representar el terremoto frecuente.

Señal	$\zeta_{vl} = 10 \%$ [g]	$\zeta_{vl} = 20 \%$ [g]	$\zeta_{vl} = 30 \%$ [g]	$\zeta_{vl} = 40 \%$ [g]
Impulsiva	0.10	0.12	0.16	0.18
No impulsiva	0.14	0.15	0.16	0.18

La **Figura 5.4** muestra gráficamente los espectros de pseudo-aceleración absoluta S_e (para un 5 % de amortiguamiento) de los terremotos escalados, junto con el espectro de diseño elástico del Eurocódigo 8 para un tipo de suelo C, ajustado a $S_e(T_1)$.

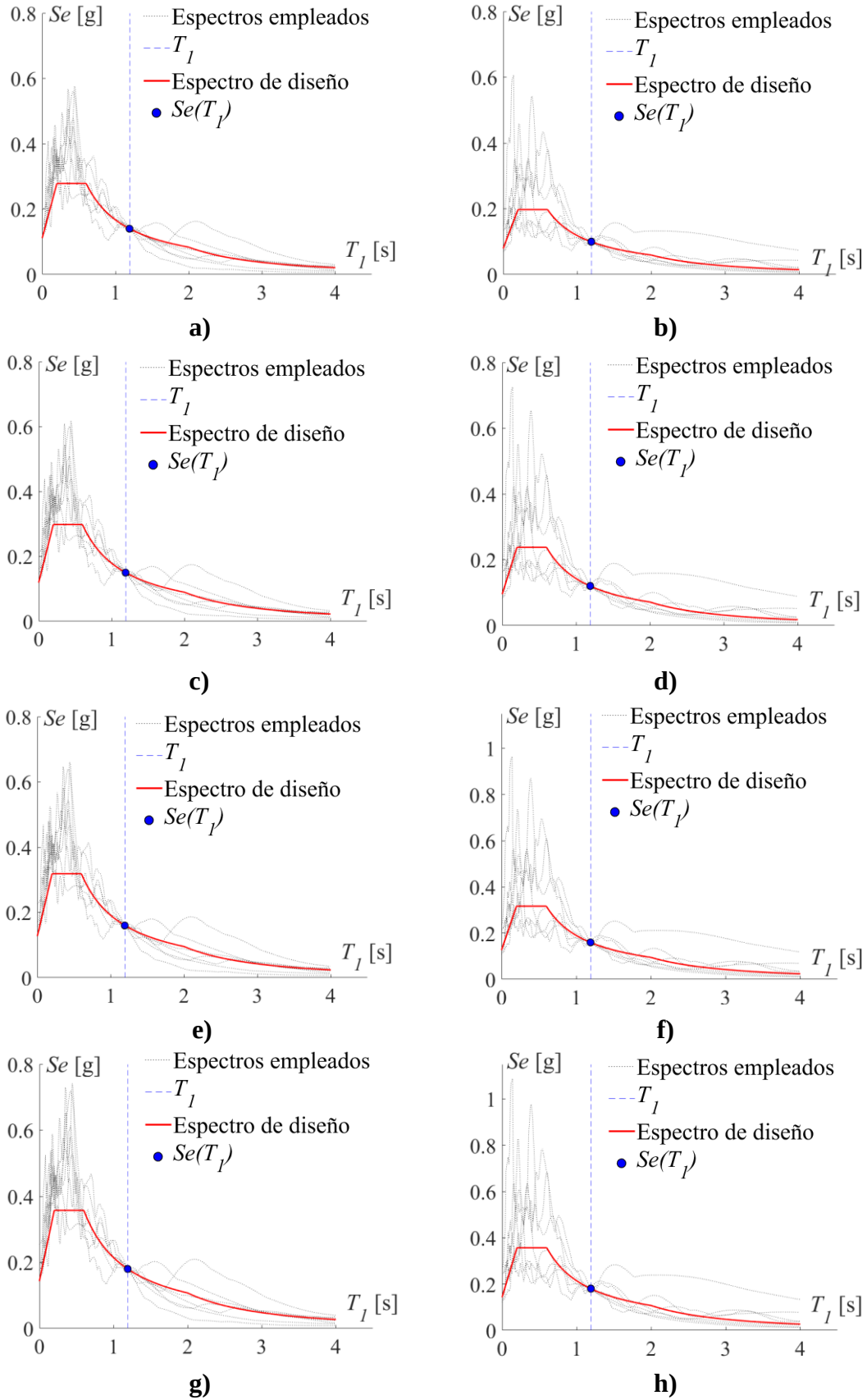


Figura 5.4: Espectros de diseño aplicado en el método predictivo para el escenario 1. **a)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **b)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **c)** Señales no

impulsivas y $\xi_{v1} = 20 \%$; **d)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20 \%$; **e)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30 \%$; **f)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30 \%$; **g)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40 \%$; **h)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40 \%$.

5.1.3.2. Escenario 2: terremoto de proyecto

La **Tabla 5.10** muestra los 7 terremotos impulsivos y la **Tabla 5.11** los 7 terremotos no impulsivos empleados para la verificación bajo el escenario del terremoto de proyecto.

De igual manera, el listado de terremotos se muestra ordenado cronológicamente y reflejando los datos más representativos como el código RSN, nombre del evento, estación que registró la señal, año, magnitud de momento y el PGA_{H1} correspondiente al pico máximo de aceleración del suelo en una de las dos direcciones horizontales, junto con el PGA_{H2} correspondiente a la dirección ortogonal. Se muestra únicamente el valor del pico máximo de aceleración del suelo de la señal que ha sido empleada.

Tabla 5.10: Listado de terremotos impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 2.

Nº	RSN	Nombre	Estación	Año	M_W	PGA_{H1} [g]	PGA_{H2} [g]
1	4451	Montenegro - Yugos.	Bar-Skupstina Opstine	1979	7.10	-	0.37
2	316	Westmorland	Parachute Test Site	1981	5.90	-	0.15
3	723	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	1987	6.54	0.43	-
4	900	Landers	Yermo Fire Station	1992	7.28	-	0.15
5	982	Northridge-01	Jensen F. P. Adm. Bld.	1994	6.69	0.41	-
6	3965	Tottori - Japan	TTR008	2000	6.61	-	0.39
7	2114	Denali – Alaska	TAPS Pump St. #10	2002	7.90	-	0.30

Tabla 5.11: Listado de terremotos no impulsivos empleados para la validación del método energético bajo el escenario 2.

Nº	RSN	Nombre	Estación	Año	M_W	PGA_{H1} [g]	PGA_{H2} [g]
8	6	Imperial Valley-02	El Centro Array #9	1940	6.95	-	0.21
9	20	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	1954	6.50	0.16	-
10	266	Victoria – Mexico	Chihuahua	1980	6.33	0.15	-
11	730	Spitak – Armenia	Gukasian	1988	6.77	0.20	-
12	771	Loma Prieta	Golden Gate Bridge	1989	6.93	0.23	-
13	3748	Cape Mendocino	Ferndale Fire Station	1992	7.01	0.38	-
14	1116	Kobe – Japan	Shin-Osaka	1995	6.90	0.23	-

El criterio de escalado fue similar al aplicado para representar terremotos frecuentes, es decir, que todos tuviesen la misma ordenada espectral $S_e(T_1)$, pero en este caso el valor de $S_e(T_1)$ se fijó para que en todos los casos la estructura principal de hormigón armado entrase en el rango no lineal; con ese criterio se adoptó un valor común de $S_e(T_1)$ para los terremotos que se muestra en la **Tabla 5.12**. Por ello, solo es necesario generar gráficamente una figura por cada tipo de señal para todos los valores de ξ_{v1} .

Tabla 5.12: Valores de $S_e(T_1)$ empleados para representar el terremoto de proyecto.

Señal	$\xi_{v1} = 10\%$ [g]	$\xi_{v1} = 20\%$ [g]	$\xi_{v1} = 30\%$ [g]	$\xi_{v1} = 40\%$ [g]
Impulsiva	0.70	0.70	0.70	0.70
No impulsiva	0.70	0.70	0.70	0.70

La **Figura 5.5** muestra gráficamente los espectros de pseudo-aceleración absoluta S_e de los terremotos escalados para todas las fracciones de amortiguamiento, junto con el espectro de diseño elástico del Eurocódigo 8 para un tipo de suelo C, ajustado a $S_e(T_1)$.

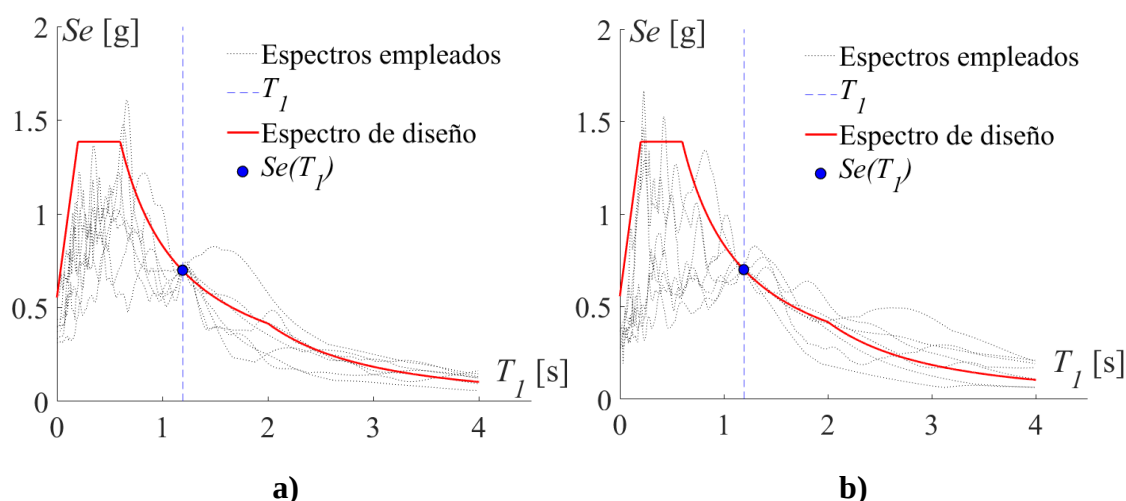


Figura 5.5: Espectros de diseño aplicado en el método predictivo para el escenario 2. **a)** Señales no impulsivas y válido para $\xi_{v1} = 10\%$, 20% , 30% y 40% ; **b)** Señales impulsivas y válido para $\xi_{v1} = 10\%$, 20% , 30% y 40% .

5.2. Validación del método energético

5.2.1. Validación de las respuestas bajo el escenario 1

Bajo el escenario 1, que corresponde a terremotos frecuentes, la estructura se debe mantener en régimen elástico. La condición a verificar para satisfacer ese requisito es la planteada en la siguiente ecuación (**Ecuación 4.21**), que se copia aquí por conveniencia:

$$(E_e + E_{dv}) \geq \frac{M \cdot V_{D,DL}^2}{2} \quad (4.21)$$

Siendo el primer término de la inecuación la suma de la energía de deformación elástica máxima E_e almacenada por la estructura principal y por la componente elástica de los disipadores viscoelásticos, calculada con la **Ecuación 4.20** (que coincide con la energía de vibración elástica), y de la energía disipada por la parte viscosa de los disipadores E_{dv} , calculada con la **Ecuación 4.19**.

En la **Tabla 5.13** se muestra el valor del primer y del segundo miembro de la inecuación (**Ecuación 4.21**) y se observa que la verificación se cumple en todos los casos. Se observa también que la capacidad, primer miembro de la inecuación (**Ecuación 4.21**), es bastante superior que la demanda, segundo miembro de dicha inecuación, lo que se debe al criterio adoptado para escalar los terremotos en el escenario 1 (**Apartado 1.4**), que condujo a un valor relativamente bajo de energía para los terremotos frecuentes ($V_{D,DL}$ entre aproximadamente 9 y 17 cm/s). La predicción de $E_e + E_{dv}$ con la formulación el método energético propuesto se ha realizado empleando dos criterios diferentes para establecer el valor del número de ciclos equivalentes expuesto en el **Capítulo 3**. El primero, $n_{eq,d,ek,Mo}$ (identificado con la moda, Mo) es el valor con mayor frecuencia; el segundo criterio, $n_{eq,d,e,k,P15}$ (identificado con P_{15}) es el número de ciclos equivalentes correspondiente a una probabilidad de que se den valores inferiores al mismo del 15 %. De acuerdo a lo expuesto en el **Capítulo 3** y por lo que se aprecia en la **Tabla 5.13**, la predicción de $E_e + E_{dv}$ empleando el criterio de P_{15} da valores menores que empleando la moda. Por lo tanto, resulta más conservador utilizar el número de ciclos equivalentes correspondiente al P_{15} .

Tabla 5.13: Validación de las respuestas bajo el escenario 1.

Señal	Criterio	$\zeta_{v1} = 10 \%$ [kN·mm]		$\zeta_{v1} = 20 \%$ [kN·mm]		$\zeta_{v1} = 30 \%$ [kN·mm]		$\zeta_{v1} = 40 \%$ [kN·mm]	
		$E_e + E_{dv}$	$\frac{MV_{D,DL}^2}{2}$	$E_e + E_{dv}$	$\frac{MV_{D,DL}^2}{2}$	$E_e + E_{dv}$	$\frac{MV_{D,DL}^2}{2}$	$E_e + E_{dv}$	$\frac{MV_{D,DL}^2}{2}$
Impulsiva	$n_{eq,d,e,k,I,Mo}$	6878	1108	8998	1608	9788	2844	9544	3618
	$n_{eq,d,e,k,I,P15}$	6201		7862		8452		8206	
No impulsiva	$n_{eq,d,e,k,NI,Mo}$	6952	2184	9464	2517	10928	2872	11647	3616
	$n_{eq,d,e,k,NI,P15}$	6277		8289		9474		10074	

5.2.2. Validación de las respuestas bajo el escenario 2

El escenario 2 corresponde al terremoto de proyecto y bajo el mismo se permite que la estructura experimente deformaciones plásticas. En este apartado se compara la predicción de la respuesta en términos de demandas de disipación de energía, de desplazamientos máximos y de velocidades máximas, con los resultados que se obtienen de los cálculos dinámicos directos. La

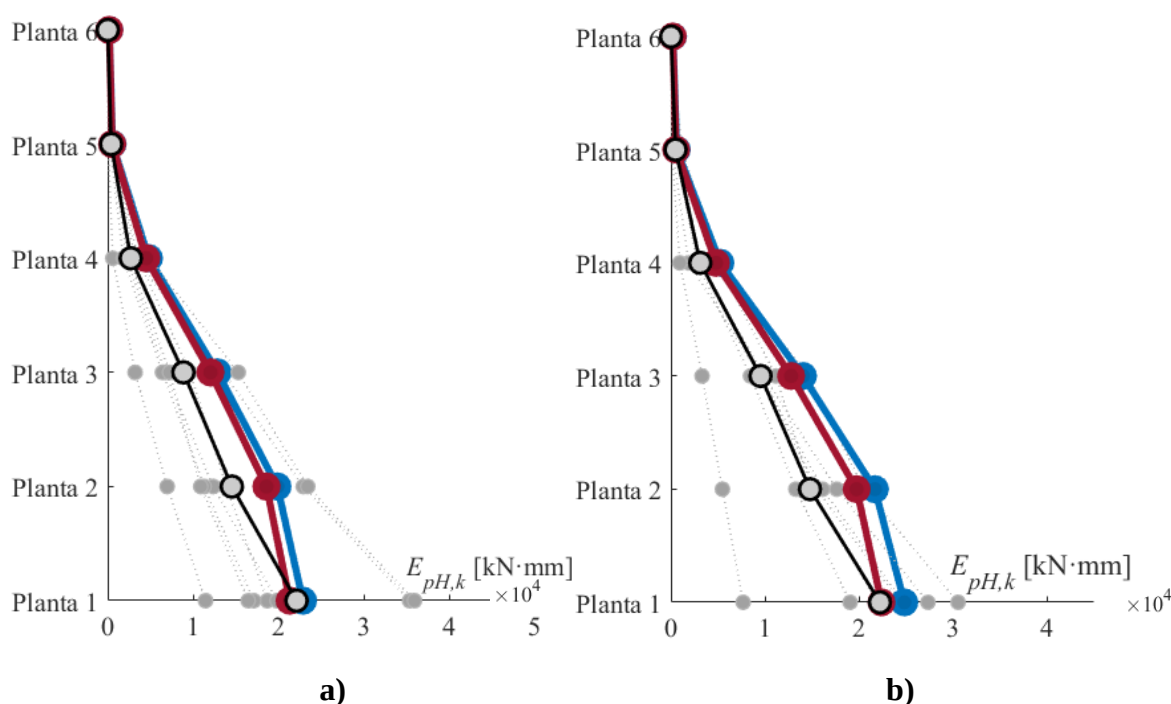
comparación se realiza en la **Figura 5.6**, **Figura 5.7** y **Figura 5.8**. En todas ellas, acorde a un código de colores, se muestra la respuesta obtenida de los cálculos dinámicos directos para cada terremoto y la media de los terremotos empleados; también se muestra la predicción proporcionada por las fórmulas del método propuesto para dos valores diferentes del número de ciclos equivalentes: el valor de la moda y el valor con una probabilidad de tener valores menores del 15 %. Dado que todos los terremotos se escalaron a $S_e = 0.70g$ (**Tabla 5.12**), la demanda de disipación de energía global de toda la estructura dada por el segundo miembro de la inequación (**Ecuación 4.32**) del **Capítulo 4** vale $M \cdot V_{D,LS}^2/2 = 219226 \text{ Nm}$ en todos los casos, lo que corresponde a $V_{D,DL} = 129.86 \text{ cm/s}$.

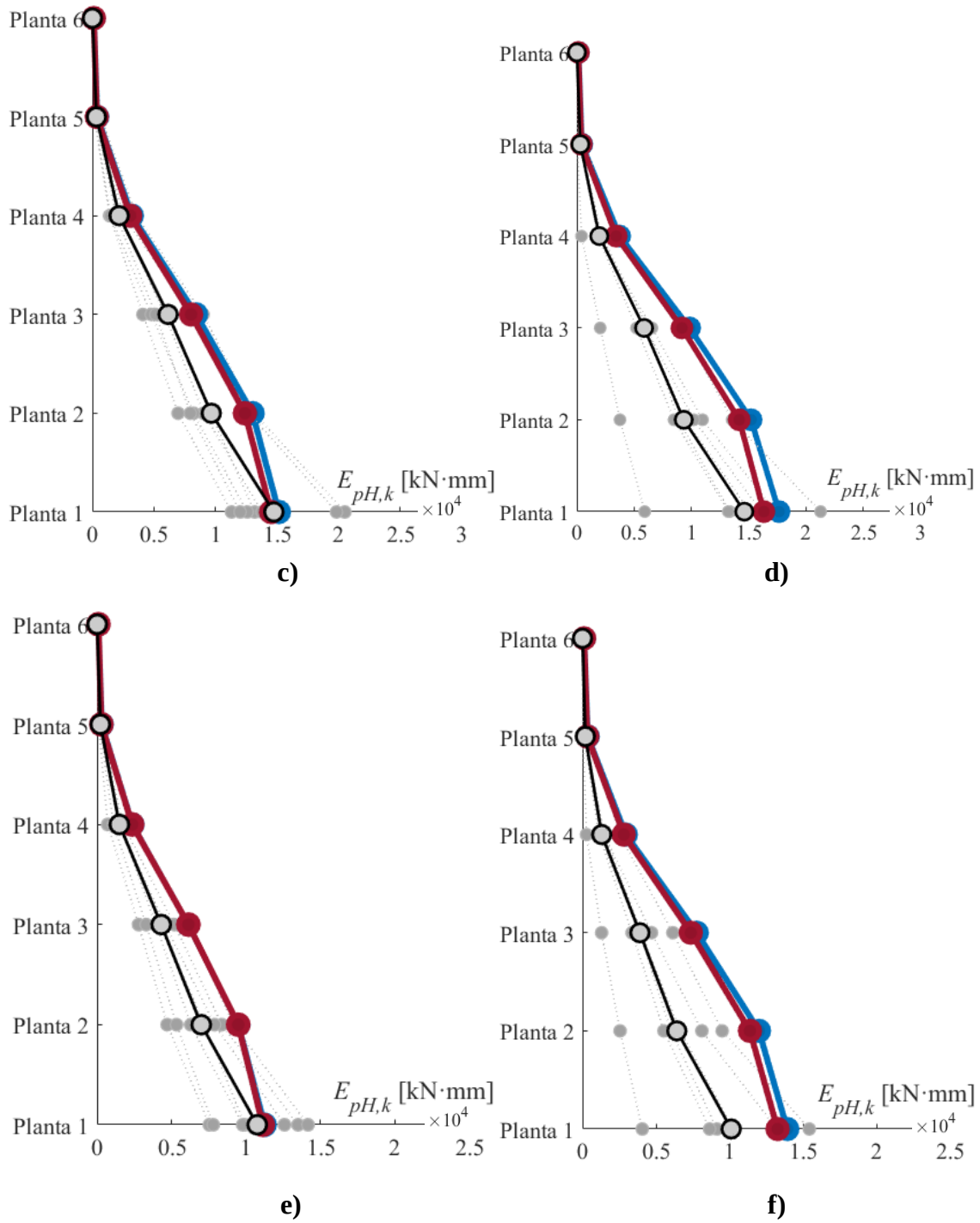
5.2.2.1. Respuesta en el instante de máximo desplazamiento

En este apartado se analiza la respuesta del pórtico hasta el instante t_m en el que se alcanza el máximo desplazamiento de la cubierta, en términos de energía de deformación plástica acumulada por planta en la estructura principal (pórtico de HA) y en términos de máximo desplazamiento relativo entre plantas.

5.2.2.1.1 Energía de deformación plástica acumulada por planta en la estructura principal

Las **Figura 5.6** muestra en el eje vertical el número de planta y en el horizontal la energía de deformación plástica acumulada por los elementos de la estructura principal en esa planta $E_{pH,k}$, para diferentes niveles de amortiguamiento viscoso proporcionado por los disipadores ξ_{v1} . El criterio para dividir la energía disipada por las vigas de un determinado nivel i entre las plantas que delimita ha sido el mismo expuesto en el **Apartado 2.2.5** del **Capítulo 3**.





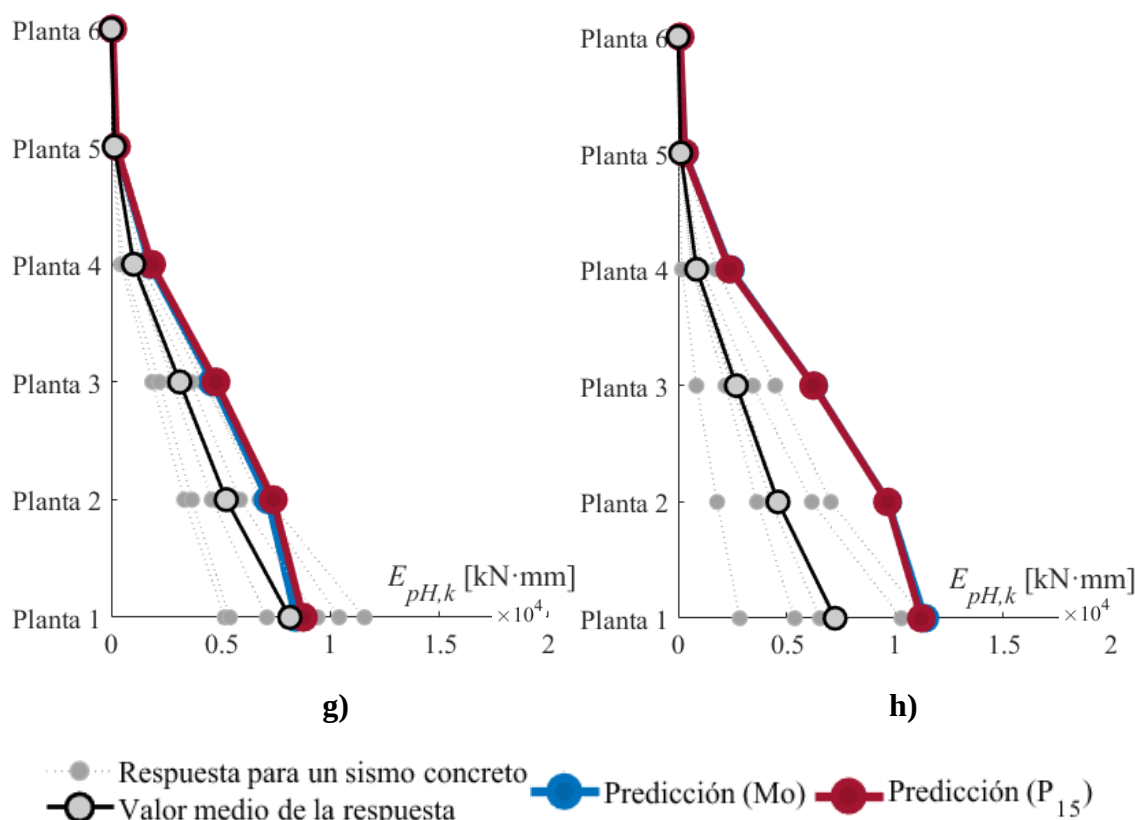


Figura 5.6: Energía histerética acumulada $E_{pH,k}$ disipada por planta en el prototipo PN6.

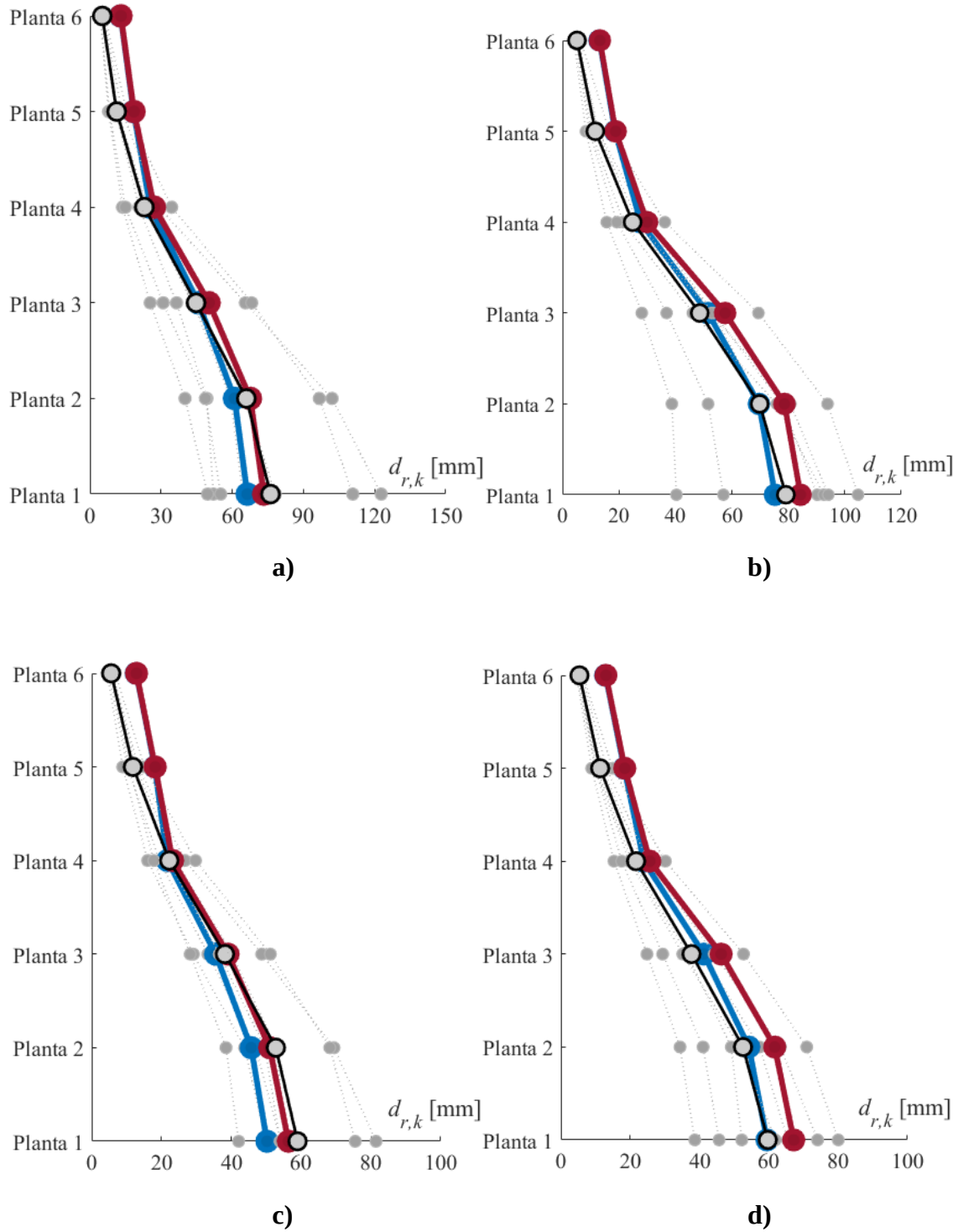
a) Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **b)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **c)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; **d)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; **e)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; **f)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; **g)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; **h)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$.

A la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir lo siguiente:

- En general, la formulación del método propuesto predice satisfactoriamente la media de la distribución obtenida para los terremotos investigados.
- Bajo señales de terremotos impulsivos, conforme aumenta la fracción de amortiguamiento introducida por los disipadores, la predicción devuelve unos valores mayores y, por lo tanto, más del lado de la seguridad.
- En todos los casos, en la planta primera se aprecia cierta desviación entre energía disipada que predice la formulación y la media obtenida en los cálculos dinámicos directos.
- En los terremotos impulsivos, para niveles de amortiguamiento superiores al 20 %, la demanda de disipación de energía en la estructura principal que predice el método tiende a presentar mayor margen respecto al valor medio de la respuesta, del lado de la seguridad, frente al resto de los casos.
- El valor del número de ciclos equivalentes correspondiente a una probabilidad del 15 % (P_{15}) de obtener valores menores, es el que proporciona un mejor ajuste entre la predicción de las fórmulas del método propuesto y los resultados de los cálculos dinámicos directos.

5.2.2.1.2 Desplazamientos máximos entre plantas.

La **Figura 5.7** muestra en el eje vertical el número de planta y en el horizontal el desplazamiento máximo entre plantas $d_{r,k}$, para diferentes niveles de amortiguamiento viscoso ξ_{v1} proporcionado por los disipadores.



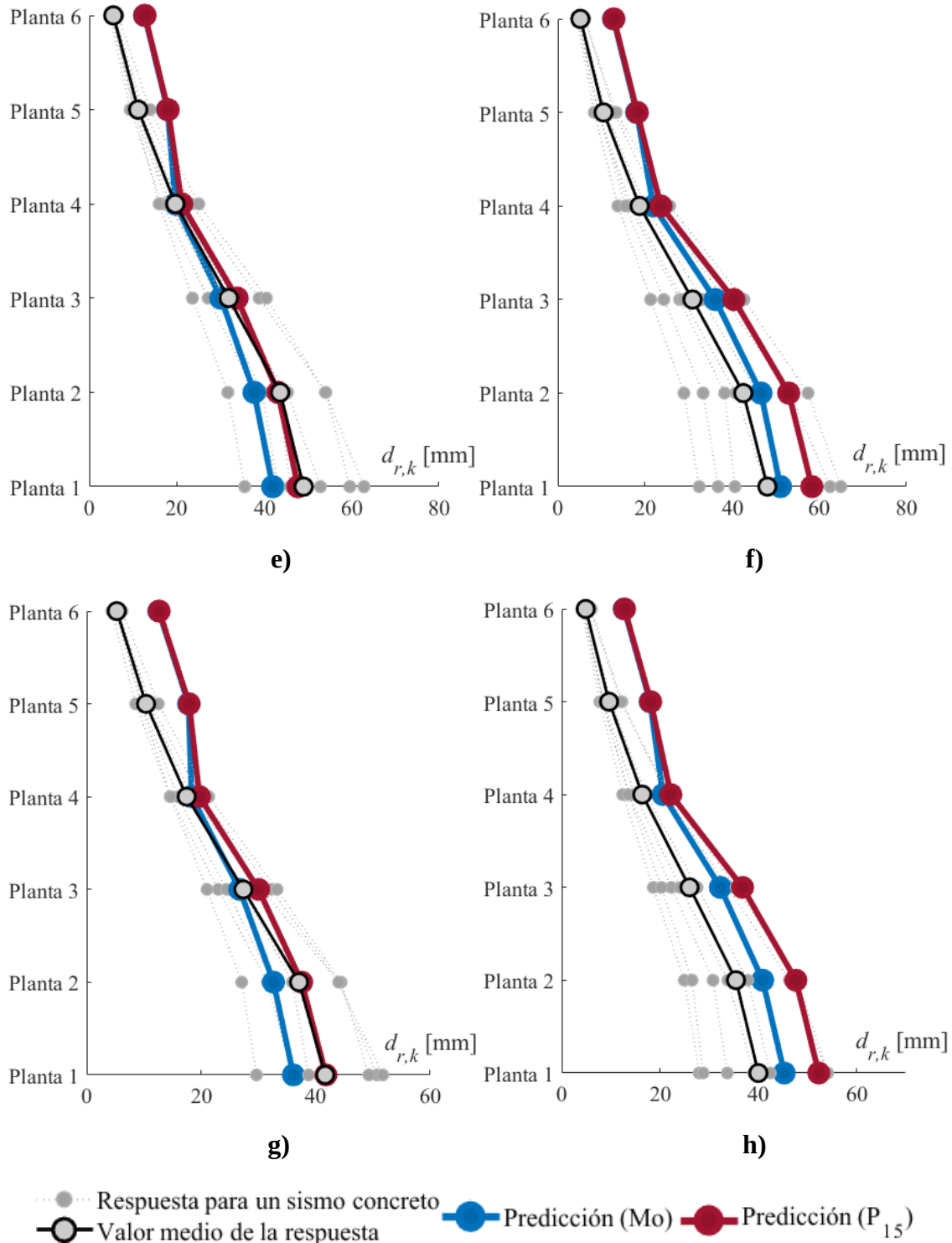


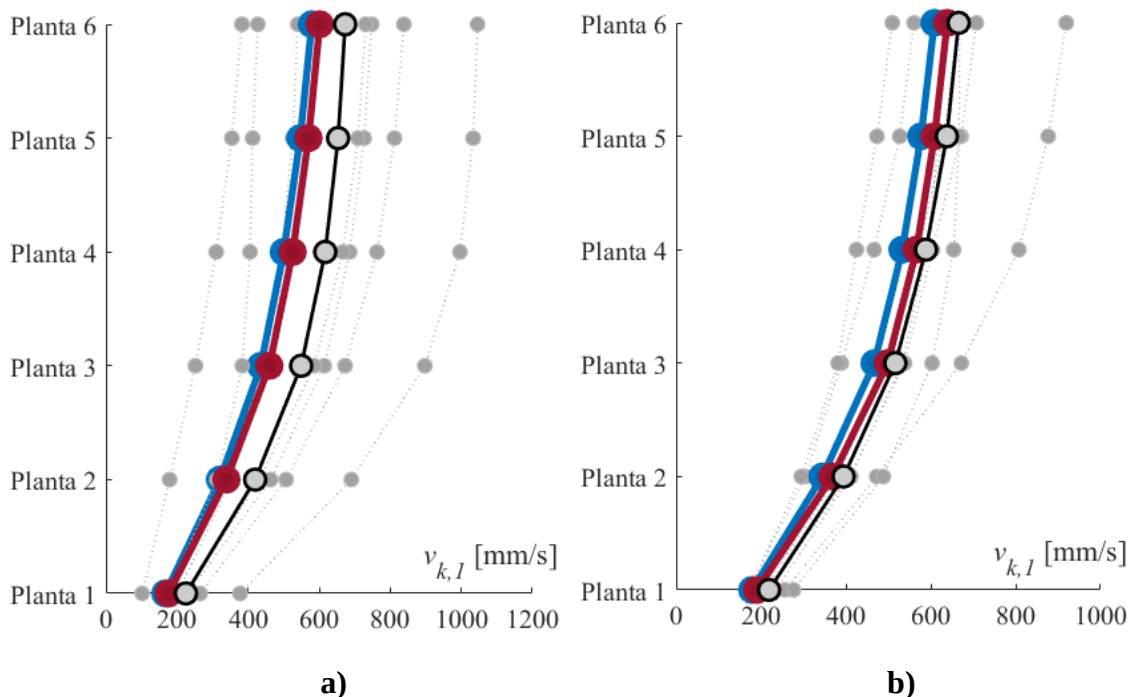
Figura 5.7: Máximo desplazamiento relativo entre plantas $d_{r,k}$ en el prototipo PN6. **a)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **b)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **c)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; **d)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; **e)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; **f)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; **g)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; **h)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$.

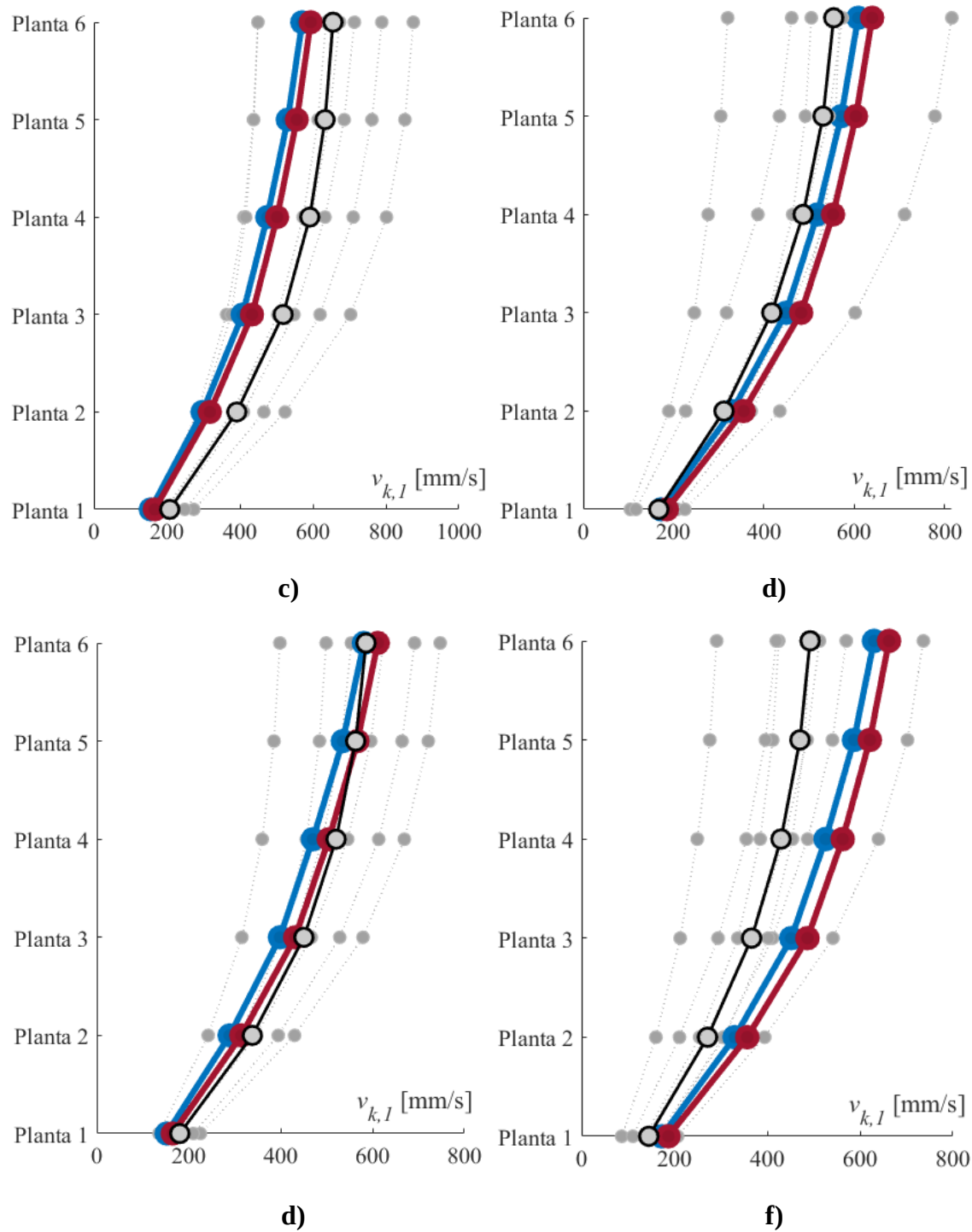
A la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir los siguiente:

- En general, el método propuesto predice satisfactoriamente la media de los desplazamientos máximos entre plantas.
- En general, la formulación propuesta predice unos valores de desplazamiento máximo entre plantas mayores a la media de los resultados obtenidos de los cálculos dinámicos directos, por lo que queda del lado de la seguridad; pero sin alejarse excesivamente de ellos, por lo que no resulta excesivamente conservadora en el caso de los terremotos no impulsivos.
- En los terremotos impulsivos, para todas las fracciones de amortiguamiento, la formulación propuesta predice unos valores de desplazamiento máximo entre plantas con un mayor margen respecto al valor medio de la respuesta, del lado de la seguridad, frente a la predicción con los terremotos no impulsivos.
- En todos los casos, la predicción realizada con un valor del número de ciclos equivalente correspondiente a una probabilidad de encontrar valores menores del 15 % (P_{15}) es la que mejor se ajusta a la media de los resultados de los cálculos dinámicos directos, al igual que en la predicción en términos de energía disipada histeréticamente por la estructura principal.

5.2.2.2. Respuesta en el instante de máxima velocidad

Tal y como se expuso en el **Capítulo 4**, la predicción de la velocidad máxima horizontal relativa de cada nivel respecto al suelo se obtiene multiplicando la predicción del desplazamiento máximo por la frecuencia de vibración y por un factor corrector de la velocidad CFV calculado según la **Ecuación 4.38**. Las **Figura 5.8** muestra en el eje vertical el número de planta y en el eje horizontal la velocidad máxima relativa respecto al suelo $v_{k,1}$, para diferentes niveles de la fracción de amortiguamiento ξ_{v1} proporcionada por los disipadores.





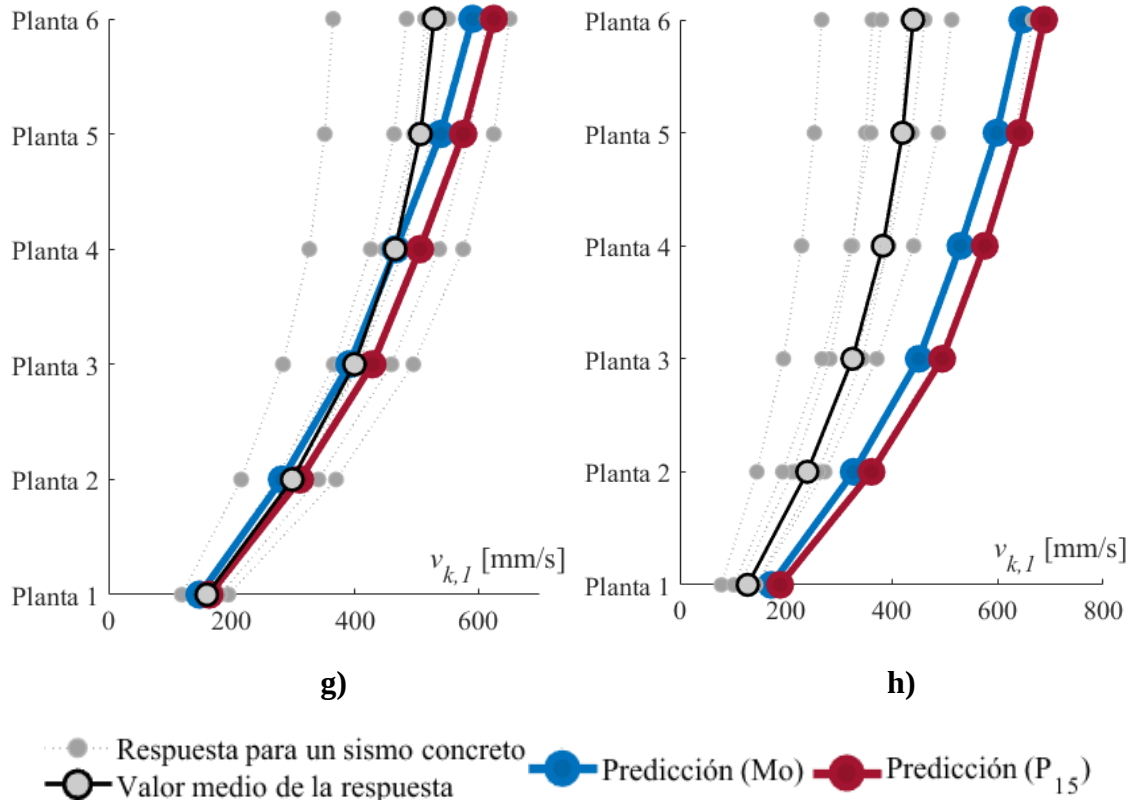


Figura 5.8: Máxima velocidad relativa $v_{k,1}$ de cada planta en el prototipo PN6. **a)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **b)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 10\%$; **c)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; **d)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 20\%$; **e)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; **f)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 30\%$; **g)** Señales no impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$; **h)** Señales impulsivas y $\xi_{v1} = 40\%$.

A la vista de los resultados obtenidos, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- En general, la predicción de la velocidad máxima relativa se ajusta satisfactoriamente a los resultados de los cálculos dinámicos directos.
- Conforme aumenta la fracción de amortiguamiento introducida por los disipadores viscosos, la velocidad relativa que predicen las fórmulas del método propuesto es mayor que la media de los resultados de los cálculos dinámicos directos.
- Para los terremotos impulsivos con una fracción de amortiguamiento mayor al 10 %, los dos criterios con los que se obtiene el valor del número de ciclos equivalentes empleados proporcionan una predicción de las velocidades máximas relativas mayores a los de la media de los terremotos utilizados.
- Para los terremotos impulsivos, la predicción empleando el número de ciclos equivalentes correspondiente a una probabilidad de encontrar valores menores del 15 % (P_{15}) es superior a la obtenida en los cálculos dinámicos en todas las plantas.
- Para los terremotos no impulsivos, la predicción empleando el número de ciclos equivalentes correspondiente a una probabilidad de encontrar valores menores del 15 % (P_{15}) es superior a la media de los resultados obtenidos en los cálculos dinámicos en todas las plantas cuando $\xi_{v1} > 30\%$.

Capítulo 6. Estudio experimental de estructura porticada de hormigón armado con disipadores de energía viscoelásticos

En este capítulo se investiga experimentalmente la respuesta dinámica de un modelo a escala que representa una porción de estructura de tipología similar al prototipo P3 estudiado en el **Capítulo 3**. Se trata de una estructura porticada de hormigón armado con los disipadores híbridos del tipo expuesto en el **Capítulo 2** de esta tesis. El espécimen se sometió a una serie de ensayos dinámicos con mesa sísmica, en los cuales la historia de aceleración aplicada en la base se fue incrementando progresivamente. Los disipadores híbridos empleados en los ensayos tienen una primera fase en la cual sólo se activa la componente viscoelástica, y fases posteriores en las cuales está activada también la parte metálica. Dado que esta tesis se centra en disipadores viscoelásticos, los ensayos que se analizan son aquellos en los cuales todos los disipadores de la estructura se mantuvieron en la primera fase en la cual sólo estaba activa la componente viscoelástica.

6.1. Descripción de la estructura y el espécimen de ensayo

6.1.1. Diseño y cálculo de la estructura

La **Figura 6.1** muestra el prototipo de hormigón armado empleado en los ensayos. Consiste en una estructura porticada de hormigón armado de tres alturas y tres vanos en cada dirección. La estructura ha sido diseñada aplicando el método de estados límite según la normativa española de hormigón armado EHE-08 ^[66] para soportar únicamente las cargas gravitatorias sin tener en consideración las acciones sísmicas. Las cargas muertas consideradas fueron 3.30 kN/m^2 para las plantas intermedias y 2.70 kN/m^2 para la cubierta; respecto a las cargas vivas se consideraron 2.00 kN/m^2 para las plantas intermedias y 1 kN/m^2 para la cubierta. La resistencia del hormigón es $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y la tensión de fluencia del acero para armar tipo B-500S es $f_{yk} = 525 \text{ MPa}$. No se aplicaron los criterios de proyecto por capacidad empleados en soluciones sismorresistentes convencionales.

La distribución de columnas y vigas es simétrica en ambos ejes. Todas las secciones, tanto de vigas como de columnas, son cuadradas de $30 \times 30 \text{ cm}$. El forjado se resuelve mediante una losa bidireccional de hormigón armado de 15 cm de canto.

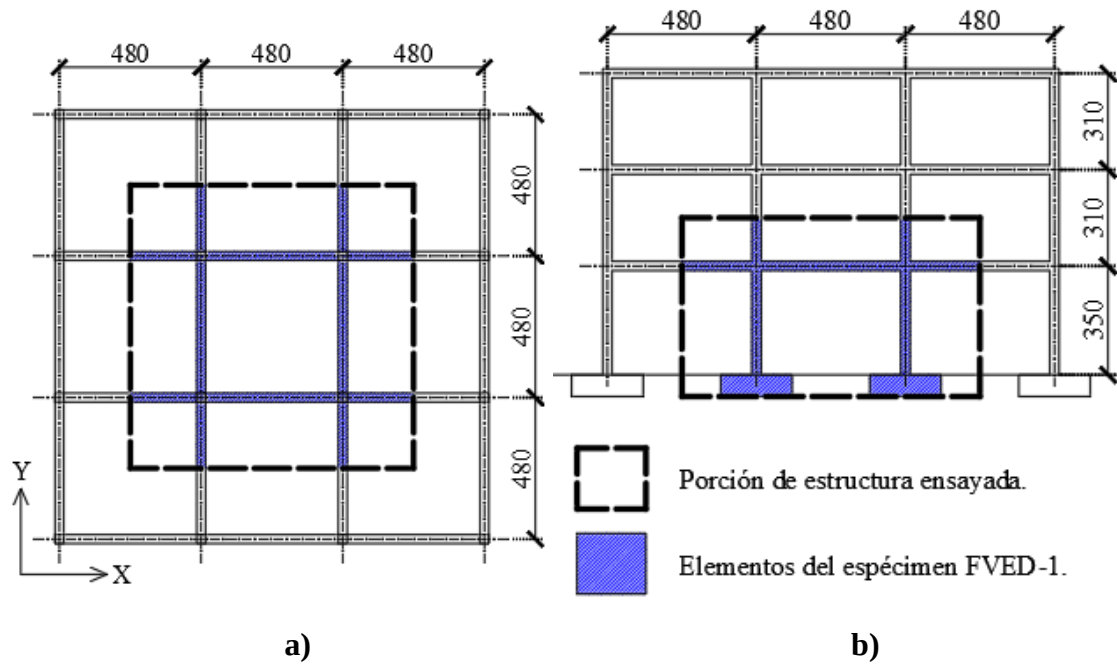


Figura 6.1: Estructura del prototipo de hormigón armado porticado. Cotas en cm. **a)** Planta; **b)** Sección vertical.

En la **Figura 6.1** se indica tanto en planta y en sección vertical, la parte del prototipo que ha sido seleccionada para construir el espécimen de ensayo, denominado en adelante FVED-1 (*“Frame with ViscoElastic Dampers”*). Esto es: los cuatro pórticos centrales de la estructura hasta el punto central de los vanos adyacentes dado que es donde, bajo acciones laterales, el momento flector es nulo y permite reproducir fácilmente las condiciones de contorno en los ensayos. En altura el prototipo se corta en la mitad del nivel superior de la planta primera principalmente por limitación de espacio en el laboratorio, que es la sección de momento flector aproximadamente nulo. Es necesario recalcar que el propósito de este experimento es investigar el comportamiento de la parte del prototipo seleccionada; no se pretende simular el comportamiento del prototipo completo, en el cual se producen interacciones dinámicas con el resto de la estructura que difícilmente se pueden reproducir en los ensayos si no es con un espécimen de la estructura completa.

6.1.2. Diseño del dispositivo disipador de energía

Los dispositivos disipadores de energía (EDD) emplean como componente viscoelástica el material N3 estudiado en el **Capítulo 2** de esta tesis. Los EDD empleados en esta estructura son unos novedosos disipadores de energía desarrollados dentro del proyecto de investigación MEC_PID2020-120135RB-I00 denominados MP-TTD (*“Multi-Phased Tube in Tube Damper”*), los cuales constan de una parte metálica compuesta por dos tubos de acero colocados telescópicamente y unas láminas de material N3 insertadas en el espacio entre los dos tubos como se aprecia en la **Figura 6.2**. En el tubo exterior se han practicado unas aberturas

que dejan entre ellas unas tiras de acero unidas en uno de sus lados a modo de espina. Estas tiras de acero deforman cuando el desplazamiento relativo entre tubo exterior y tubo interior supera un determinado valor que está controlado por la holgura que se deja entre la parte central de la “espina” y unos topes de acero fijados al tubo interior. En los disipadores ensayados la holgura era de 5 mm. Para desplazamientos relativos entre tubos inferiores a 5 mm sólo deforman las láminas de material viscoelástico, y la parte metálica permanece inactiva. El funcionamiento del disipador consta, por tanto, de dos fases: una fase I en la que el desplazamiento relativo entre tubos es ≤ 5 mm y sólo está activa la componente viscoelástica; y una fase II en la que el desplazamiento relativo entre tubos es > 5 mm en la que se activa la componente metálica. Esta tesis se centra en disipadores viscoelásticos y por lo tanto sólo se examina el comportamiento de la estructura mientras los disipadores se mantienen en la fase I. El comportamiento en la fase II se puede consultar en la referencia [\[13\]](#).

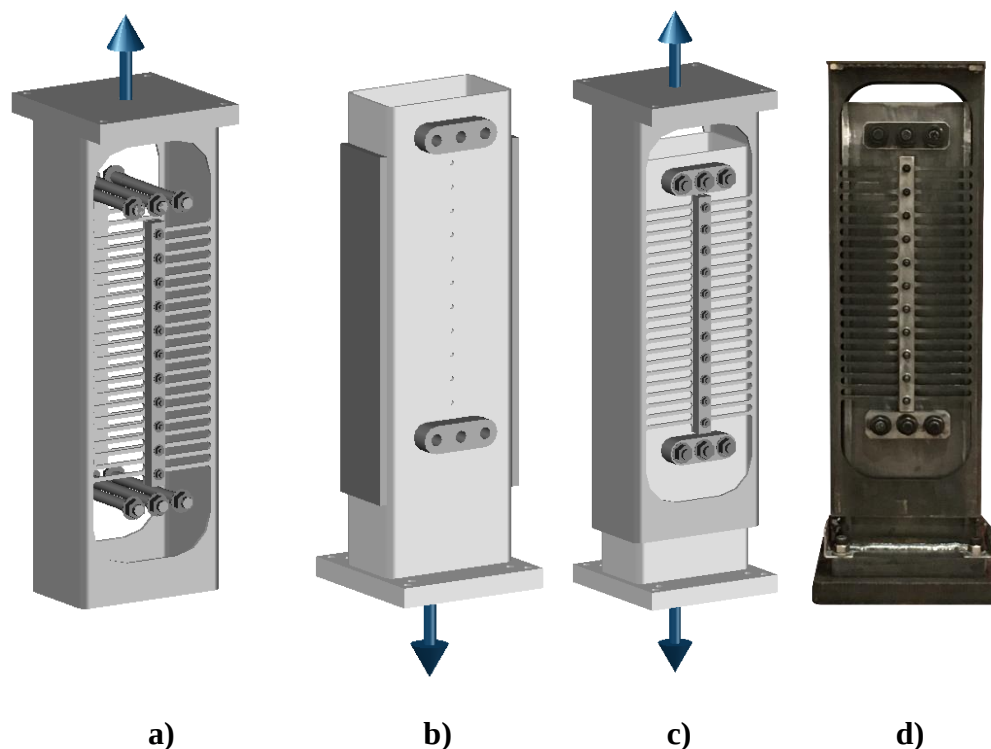
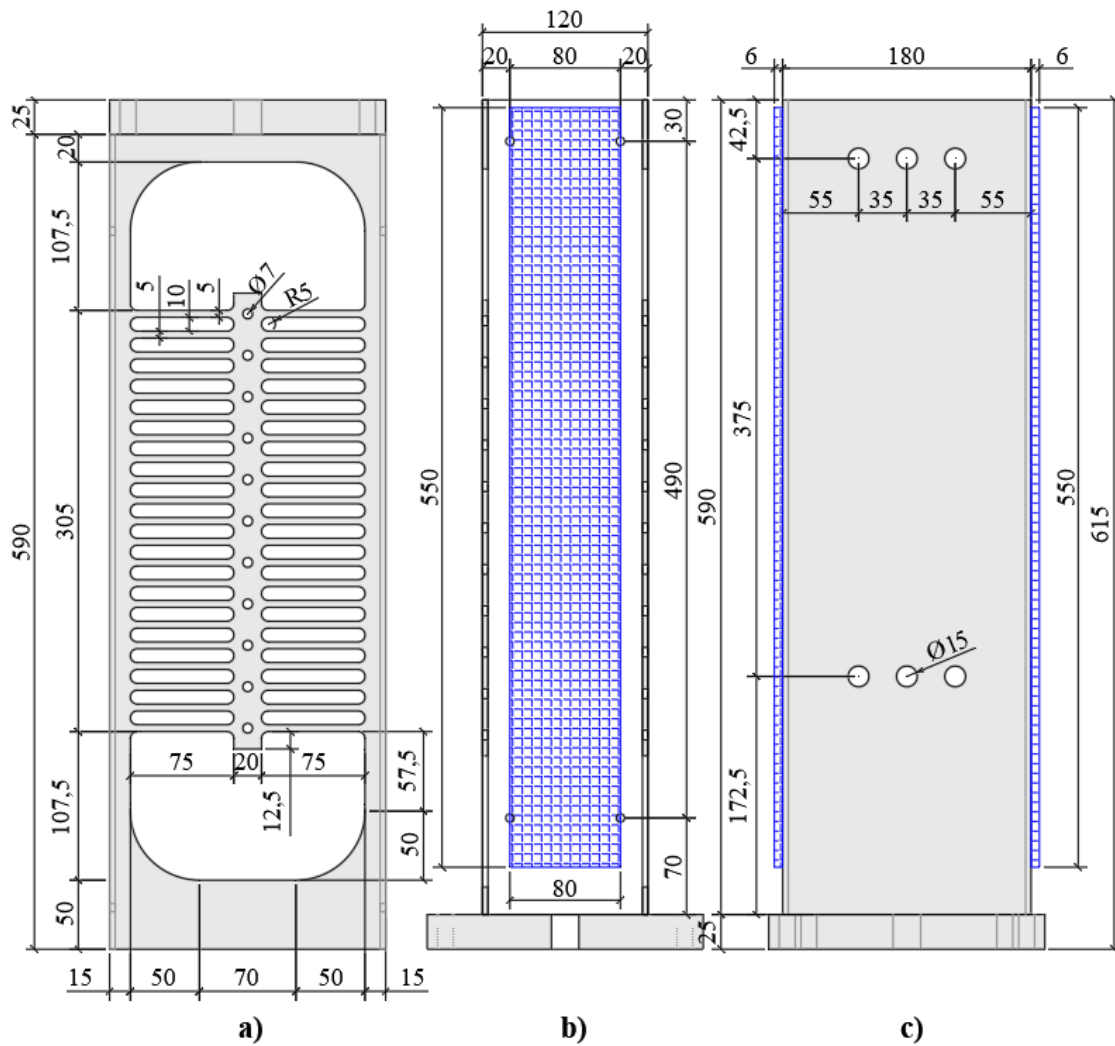


Figura 6.2: Concepto del diseño del disipador MP-TTD. **a)** Tubo exterior; **b)** Tubo interior; **c)** Montaje completo; **d)** Fotografía real del disipador.

Los MP-TTD se diseñan en función de la rigidez lateral que presenta la estructura principal en cada planta. En la **Figura 6.1**, se observa que la planta baja y la planta primera tienen características diferentes, y como consecuencia las rigideces laterales son distintas. Esto se ha tenido en cuenta en el diseño de los disipadores que son distintos en ambas plantas como se muestra en la **Figura 6.3**.

El tamaño de la sección de los tubos de acero S-275JR es, en ambas plantas, para el exterior de #200.120.4 mm y para el interior de #180.100.4 mm siendo esos valores los correspondientes

al ancho, profundidad y espesor. En un extremo de cada tubo se coloca una placa metálica de 200x200x25 mm que sirve para instalar el disipador en la estructura principal. La altura de ambos tubos es de 590 mm en la planta baja y de 475 mm en la planta alta, más la peana de 25 mm, con una altura total del montaje completo de 690 mm en la planta baja y de 580 mm en la planta alta. En la **Figura 6.3** se muestra la geometría del MP-TTD más detallada con el material N3 resaltado en azul.



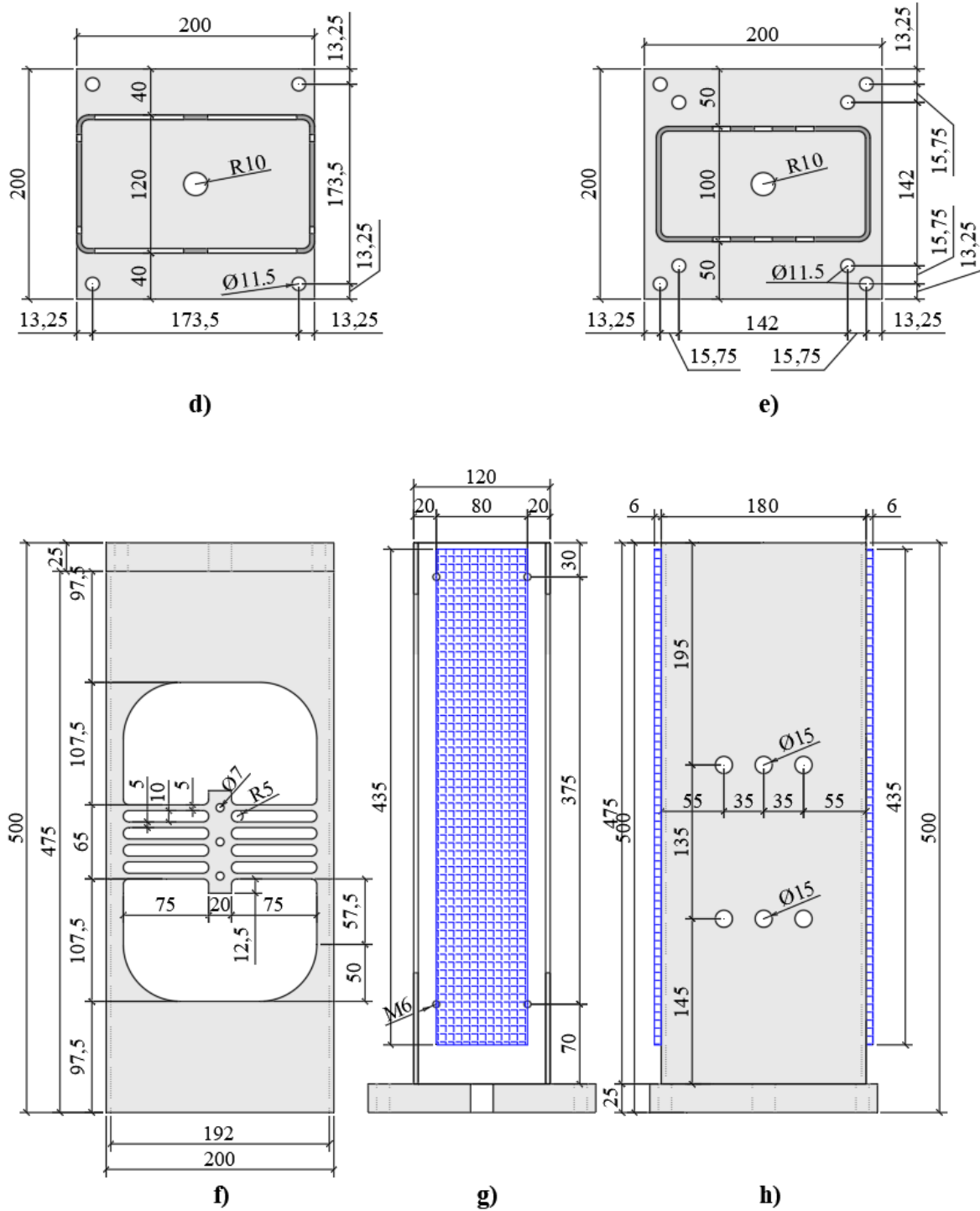


Figura 6.3: Detalle constructivo del MP-TTD con el material N3 instalado. Cotas en mm.

a) Planta alta: alzado del tubo exterior; **b)** Planta alta: lateral del tubo interior; **c)** Planta alta: alzado del tubo interior; **d)** Ambas plantas: placa de anclaje del tubo exterior; **e)** Ambas plantas: placa de anclaje del tubo interior; **f)** Planta baja: Alzado del tubo exterior; **g)** Planta baja: lateral del tubo interior; **h)** Planta baja: alzado del tubo interior.

6.1.2.1. Preparación e instalación del material N3 en el disipador MP-TTD

La preparación e instalación del material N3 es exactamente la misma que la desarrollada en el **Capítulo 2**, pero aplicado a un disipador tipo MP-TTD en lugar de un útil de ensayo. Los principales cambios son la longitud de las láminas del material viscoelástico instalado y la manera de introducir un tubo dentro de otro. En los disipadores colocados en la planta de abajo las dimensiones del material N3 son de 550x80x6 mm y en los de la planta superior las dimensiones son de 435x80x6 mm, siendo estas proporciones las correspondientes a la altura, ancho y espesor ya expandido del material.

En primer lugar, es necesario pulir y limpiar las superficies de pegado dejando a la vista el color brillante del acero como se muestra en la **Figura 6.4**. Se debe hacer tanto en las caras exteriores del tubo interior como en las caras interiores del tubo exterior, es decir, con todas las superficies que estén en contacto con el material N3.



Figura 6.4: Preparación de la superficie del disipador MP-TTD.

Posteriormente, se procede a la imprimación de los adhesivos químicos *Chemosil 211* y *Chemosil NL 411*, siguiendo las instrucciones indicadas en el **Capítulo 2** hasta obtener los resultados mostrados en la **Figura 6.5**. Una vez cumplidos los tiempos de secado, se coloca una lámina de material N3 de 2 mm de espesor en ambas caras del tubo interior y exterior aplicando una presión que permita la total adherencia del material N3 en el acero.

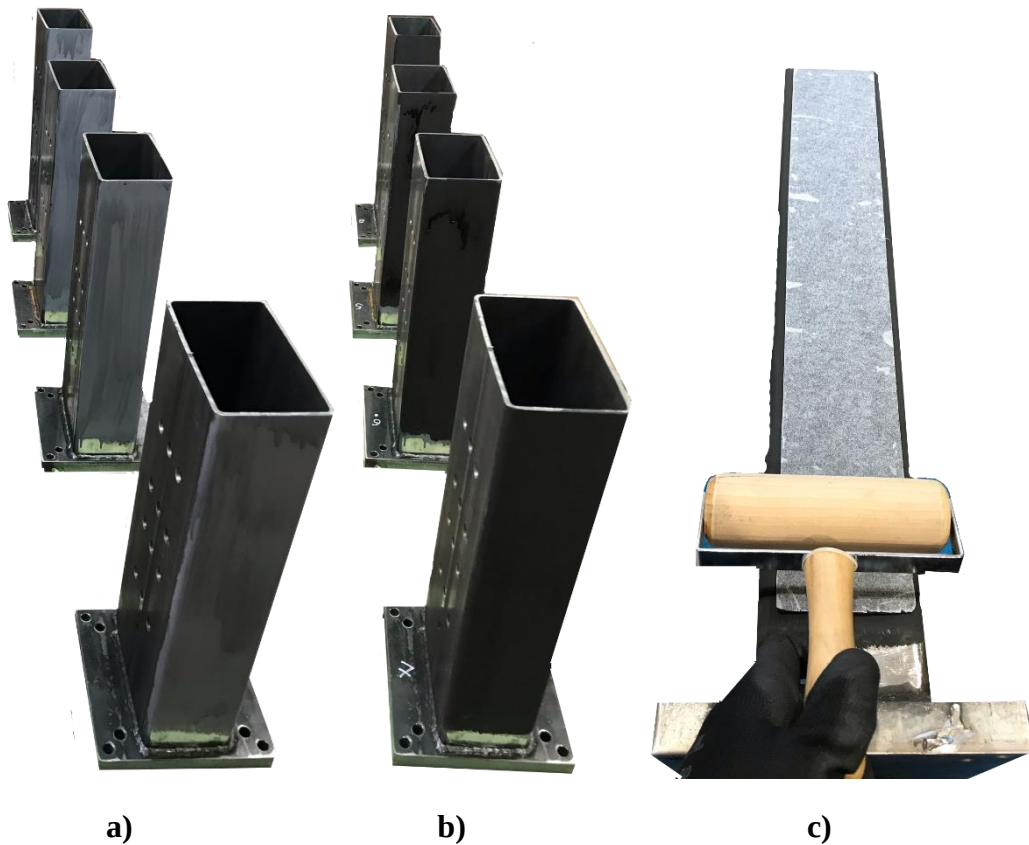


Figura 6.5: Imprimación de los adhesivos químicos. **a)** *Chemasil 211*; **b)** *Chemasil NL 411*; **c)** Instalación del material N3.

La parte del montaje es más compleja que en el útil de ensayo y requiere la colocación de unas varillas termorresistentes que se usan como guías y separadores para que la vulcanización sea homogénea a lo largo del material. Finalizada la vulcanización estas varillas son extraídas con facilidad. En la **Figura 6.6** se muestra el interior del tubo exterior con las varillas colocadas y el material N3 totalmente adherido.



Figura 6.6: Colocación de las varillas de montaje.

Por último, se somete al proceso de vulcanización que permite expandir cada lámina de material viscoelástico N3 de los 2 mm a los 3 mm, llegando a contactar ambas láminas entre sí y

alcanzando un espesor de 6 mm en total. En la **Figura 6.7** se ve el resultado de esta expansión y el horno empleado con la sonda de temperatura colocada en el interior del material para poder registrar los tiempos de vulcanización.

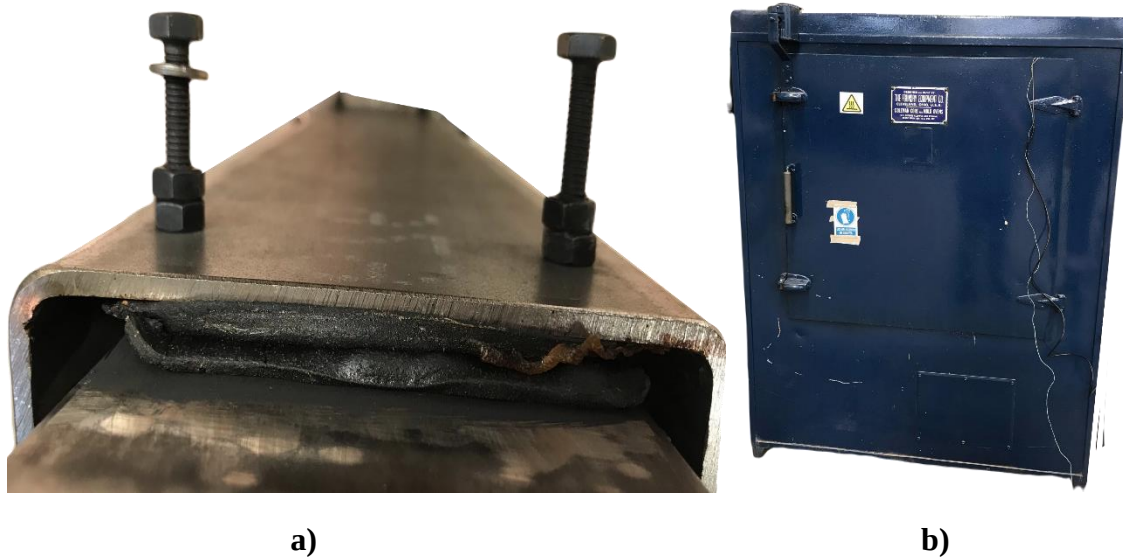


Figura 6.7: Vulcanización del material N3. **a)** Material expandido; **b)** Horno empleado.

6.1.3. Diseño y fabricación del espécimen FVED-1

La parte de hormigón armado (estructura principal) del espécimen de ensayo FVED-1 es un modelo a escala de la parte seleccionada del prototipo de estructura investigado. El factor de escala empleado para las longitudes es de $\lambda_L = 1/3$. Además, para cumplir las leyes de semejanza, en los ensayos dinámicos con mesa sísmica se han empleado dos factores de escala adicionales: $\lambda_a = 1$ para la aceleración y $\lambda_\sigma = 1$ para la tensión. Este espécimen se construyó en el laboratorio de estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Granada, donde se encuentra instalada la mesa vibrante. En la **Figura 6.8** se muestra una imagen del espécimen FVED-1 instalado sobre la mesa vibrante biaxial MTS de $3 \times 3 \text{ m}^2$. Con los dos actuadores colocados perpendicularmente entre sí se puede simular la aceleración del suelo en sus dos componentes ortogonales N-S (actuador en X) y E-O (actuador en Y).



Figura 6.8: Fotografía del espécimen FVED-1 colocado en la mesa de ensayo vista desde el actuador en dirección X.

El espécimen consta de la estructura principal de hormigón armado a la cual se le ha instalado un disipador MP-TTD por pórtico y nivel. Los disipadores se instalaron como barras diagonales. En la **Figura 6.9** se indica la posición y numeración de cada disipador. Para reproducir las condiciones de contorno de la porción de estructura seleccionada dentro de la estructura completa, se han empleado elementos auxiliares: rótulas colocadas en los extremos de las vigas del primer nivel y en los extremos de las planchas de acero del segundo nivel. Estas rótulas tienen unas cabezas articuladas que permiten la rotación alrededor del eje central y una inclinación lateral de 6° .

Las planchas de acero que se observan en la parte superior miden $3000 \times 500 \times 35$ mm y pesan 412 kp cada una. Son necesarias para simular, a escala, las cargas gravitatorias del prototipo

tanto en la planta baja como en la planta alta y cumplir las leyes de semejanza. En los extremos de los pilares de la planta superior se colocan unos perfiles angulares en forma de collarín que abrazan por completo la cabeza del pilar y permiten que el movimiento de las placas que tiene colocadas arriba y las cabezas de los pilares sea el mismo. El remate de la cabeza del pilar superior consta de otra placa sobre la que se apoya una bola de acero macizo de alta dureza que actúa como rótula en los pilares y que se encuentra encajonada entre cuatro células de carga. Esto permite medir las fuerzas aplicadas en los extremos de los pilares de la segunda planta, sin impedir el giro de los mismos.

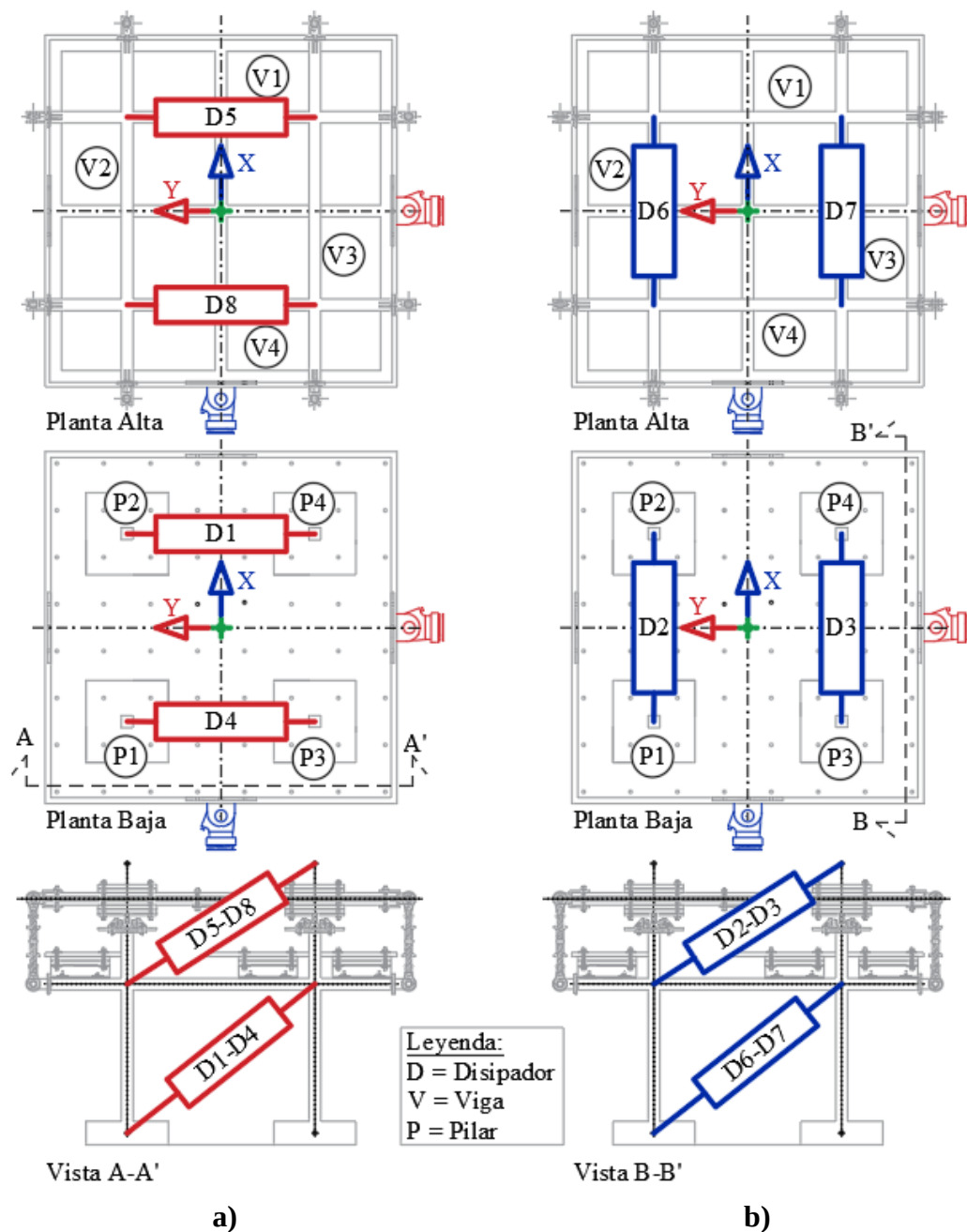


Figura 6.9: Posición de los disipadores instalados en el espécimen FVED-1. **a)** Dirección Y (E-O); **b)** Dirección X (N-S).

6.1.3.1. Geometría y dimensiones del espécimen FVED-1

En la **Figura 6.10** se puede apreciar la distribución de las zapatas y los pilares sobre la mesa vibrante. Están centradas y simétricas con respecto a los ejes centrales de la mesa. También se puede ver la disposición de las placas de anclaje que reciben los disipadores de la planta de abajo.

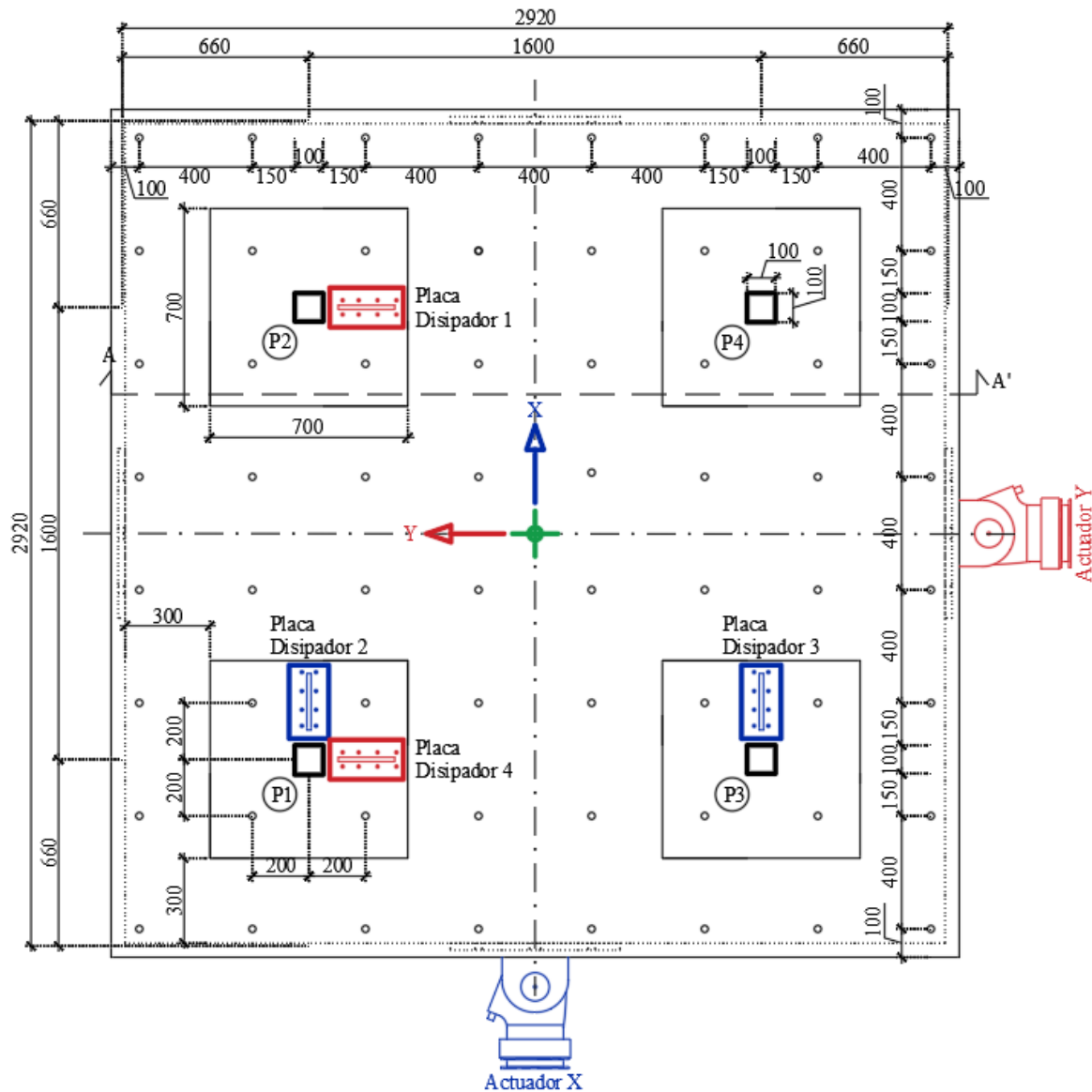


Figura 6.10: Vista de la sección horizontal del FVED-1 a una altura de 760 mm desde la mesa. Cotas en cm.

En la **Figura 6.11** se muestra el espécimen en planta a una altura de 1700 mm sobre el nivel de la mesa. Este nivel es el de la cara superior del forjado de hormigón armado que forma el techo de la planta baja. En él se resaltan las vigas y se ocultan los nervios para darle más énfasis a la distribución de la estructura principal de pórticos de hormigón armado. Se indican también las planchas de acero colocadas sobre el forjado: 6 en la dirección *X* y 2 en la dirección *Y*. Consta

de cuatro pórticos colocados ortogonalmente entre ellos y centrados de igual manera que lo están las zapatas y los pilares.

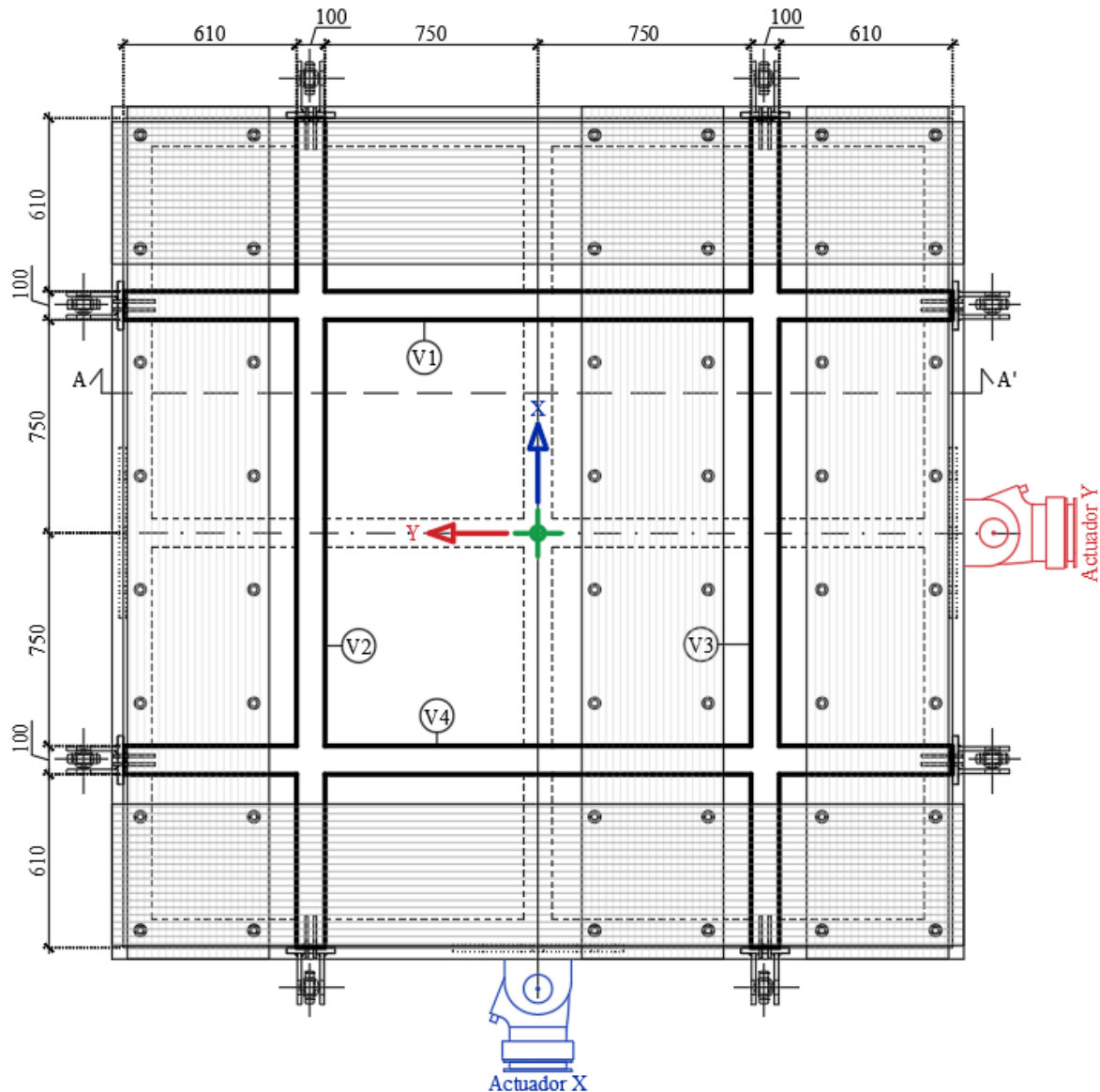


Figura 6.11: Vista de la sección horizontal del FVED-1 a una altura de 1700 mm desde la mesa. Cotas en cm.

La **Figura 6.12** muestra una vista cenital del espécimen, en la que se muestran las planchas de acero colocadas sobre los extremos de los pilares de la segunda planta: 8 en la dirección X y 6 en la dirección Y .

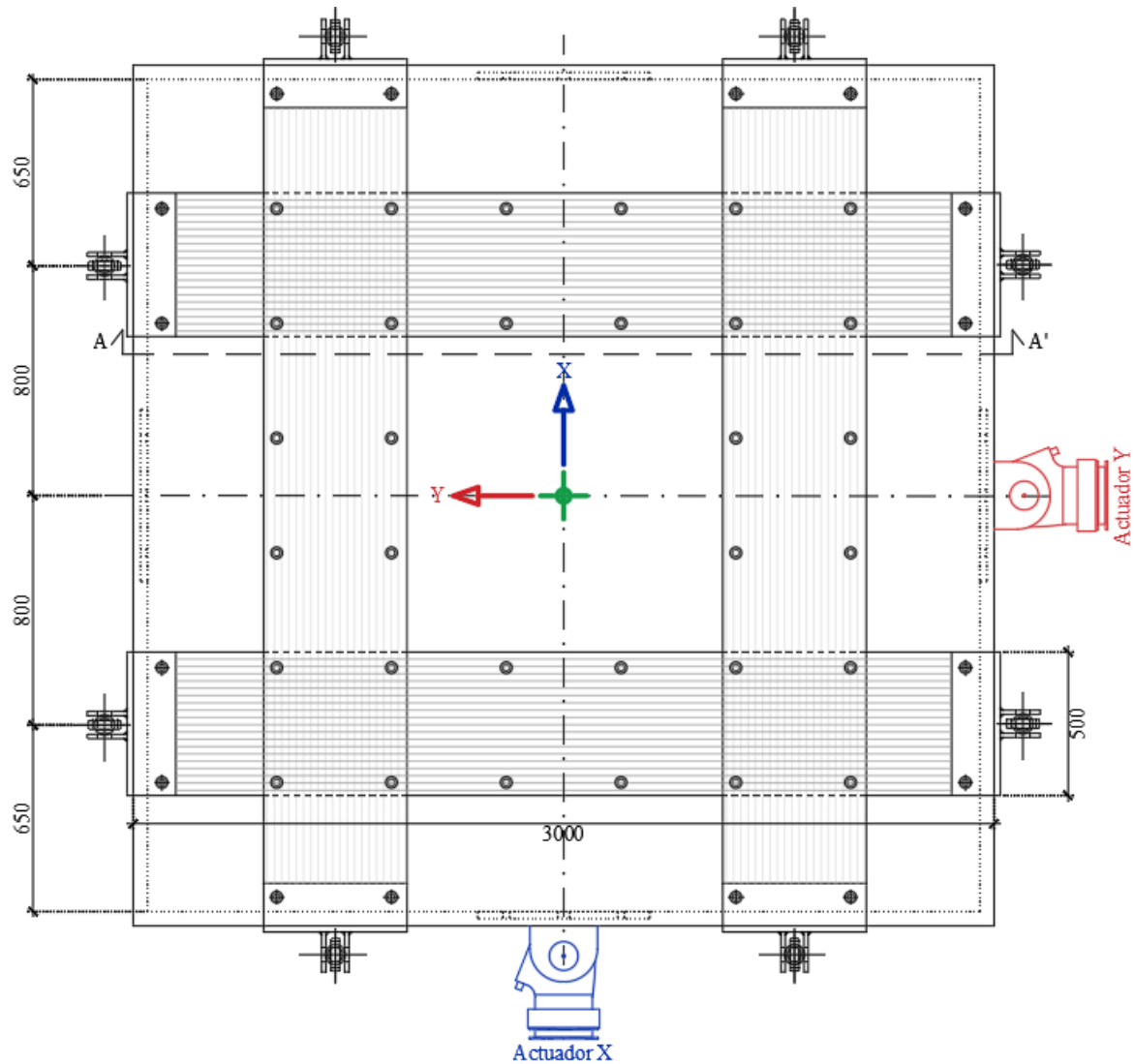


Figura 6.12: Vista cenital del espécimen FVED-1. Cotas en cm.

La **Figura 6.13** muestra la sección A-A' del espécimen en el que se indica el armado de los pilares, los cuales son todos iguales con la misma sección 100x100 mm, la misma armadura longitudinal de 4Ø8 mm y el mismo armado a cortante tal y como se detalla en la figura, siendo éste reforzado en el arranque y en el encuentro con la viga.

Las columnas presentan una relación de área de armadura longitudinal A_{sl} con respecto al área bruta de hormigón A_g de $A_{sl}/A_g = 0.020$; y una relación volumétrica del refuerzo a cortante de $V_{st}/V_{cc} = 0.014$ para el arranque y la cruceta del pilar, y de 0.004. Donde $V_{st} = n \cdot A_{st} \cdot l_s$ es el volumen de refuerzo a cortante, n es el número de barras, A_{st} la sección de las mismas y l_s el largo de los cercos, y V_{cc} es el volumen de hormigón confinado por la armadura transversal.

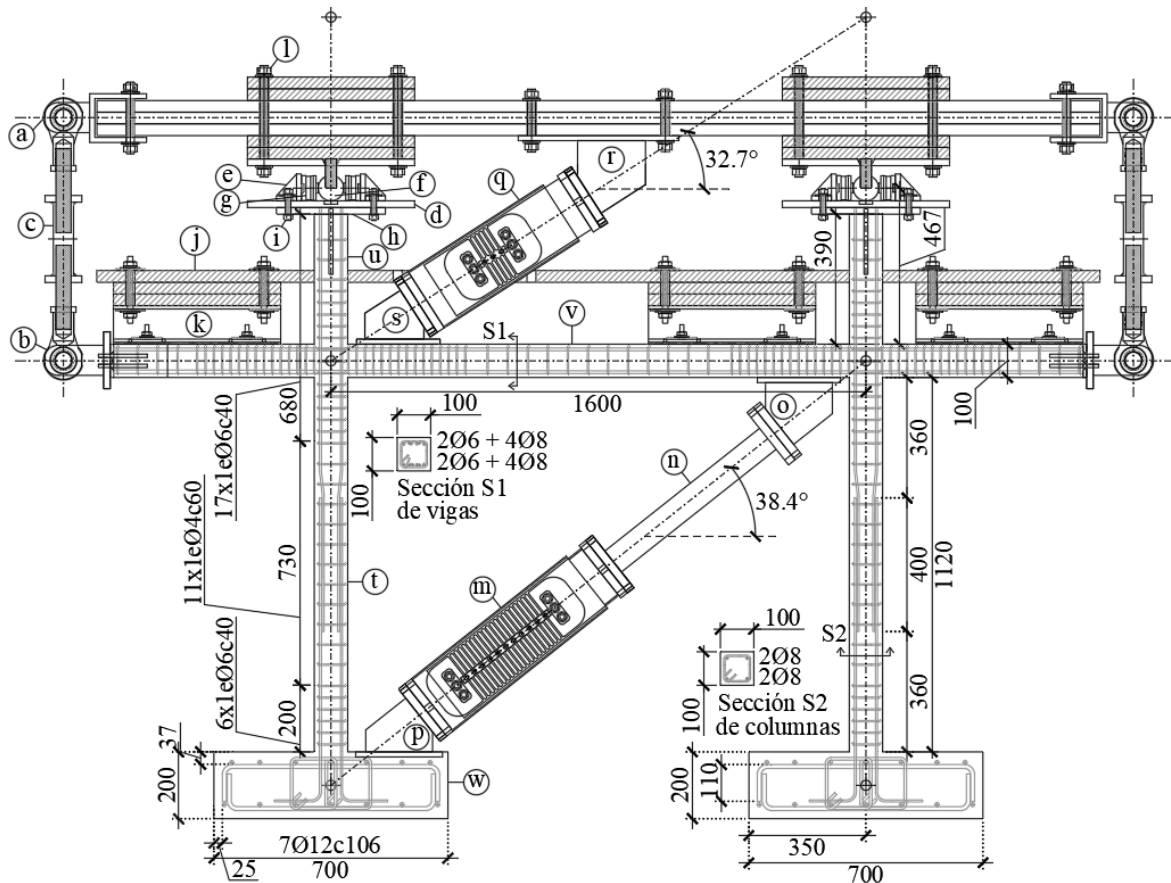


Figura 6.13: Sección AA' del espécimen FVED-1. Cotas en cm.

Las placas de anclaje de los disipadores, si bien se instalan muy cerca de las columnas, se deja un espacio con las caras de los pilares para que no interfieran en las deformaciones de éstos.

Respecto al armado longitudinal para los elementos horizontales, se muestra el despiece en la **Figura 6.14**. Tanto las vigas, como nervios y zunchos tienen la misma sección de hormigón de 100x100 mm, pero difieren de manera notable en el armado. Las vigas tienen una relación de armado de $A_{sl}/A_g = 0.052$, los nervios y zunchos de 0.011. La misión de los nervios y la losa es únicamente la de rigidizar el plano horizontal en la primera planta, para que todo ese nivel se comporte como un sólido rígido; y los zunchos perimetrales reciben el vuelo de la losa y la conectan de manera solidaria con las vigas. Aparte, estos últimos, también sirven de apoyo de las planchas de acero colocadas en el primer nivel.

Las vigas tienen un armado longitudinal de 4Ø6 mm + 8Ø8 mm, dado que la sección es de únicamente 100 mm y, sin contar los recubrimientos de 10 mm por cada lado, el brazo de palanca disponible es de apenas 80 mm, lo que aumenta drásticamente la cuantía de acero a emplear. El número de cercos en los cruces con los pilares es mayor que en el centro de los vanos puesto que los esfuerzos cortantes aumentan en los apoyos, pero en este caso también se ve influenciado por la colocación de las placas de anclaje de los disipadores, los cuales pueden llegar a transmitir mucha fuerza en forma de cortante tanto al pilar como a la viga.

Los disipadores están diseñados para que su eje longitudinal coincida con la intersección entre el eje central de la zapata y el eje longitudinal del pilar en un extremo, y con el cruce de los ejes del pilar y la viga en el otro extremo. En el caso de la planta superior, se respeta el cruce entre viga y pilar del extremo inferior y se orienta hacia donde estaría el cruce entre viga y pilar de la planta superior, para respetar los ángulos en ambas plantas.

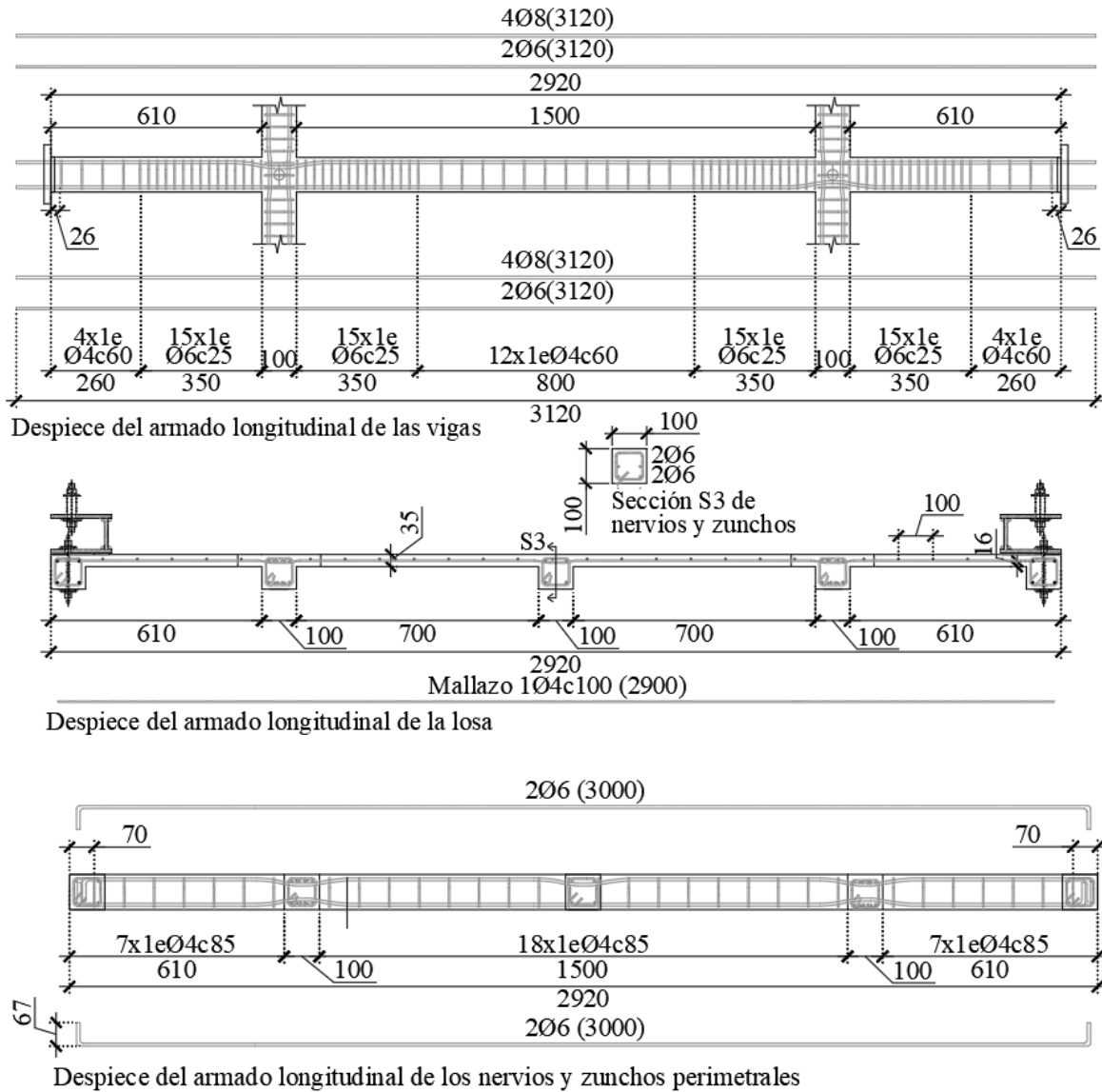


Figura 6.14: Despiece del armado de las vigas, losa, nervios y zunchos. Cotas en cm.

6.1.3.2. Pesos y masas del espécimen FVED-1 completo

Conocida toda la geometría del espécimen de ensayo y los correspondientes armados empleados en su fabricación, se procede a detallar los pesos de los elementos atendiendo a los códigos mostrados en la **Figura 6.13**. La **Tabla 6.1** muestra una lista pormenorizada de los pesos de todos los elementos colocados encima de la mesa vibrante.

Tabla 6.1: Listado de pesos del espécimen FVED-1.

Cód.	Elemento	Peso unitario [kp]	Ud.	Peso total [kp]
a	Bulón para rótula superior con p.p. de tornillería	27.28	8	218.23
b	Bulón para rótula inferior con p. p. de anclaje	15.94	8	127.52
c	Rótula completa	11.44	8	91.52
d	Placa de montaje de célula de carga	35.33	8	282.60
e	Cajón de célula de carga	4.81	16	76.96
f	Bola de célula de carga con perno de anclaje a placa	2.20	4	8.80
g	Célula de carga	0.91	16	14.56
h	Capuchón cabeza de pilar con placa y pernos	19.00	4	76.00
i	Tornillos y tuercas en célula de carga	2.23	4	8.92
j	Plancha de acero	412.13	22	9066.75
k	Útil de anclado de apoyo de plancha con p. p. de tornillería	17.86	6	107.16
l	Tornillo y tuerca grande	1.42	16	22.72
m	Disipador de planta baja	42.50	4	170.00
n	Tubo Auxiliar de disipador de planta baja con p. p. tornillería	21.10	4	84.40
o	Placa anclaje superior de disipador de planta baja con p. p. de anclaje	14.55	4	58.20
p	Placa anclaje inferior de disipador de planta baja con p. p. de anclaje	15.32	4	61.28
q	Disipador de planta alta	38.50	4	154.00
r	Placa anclaje superior de disipador de planta alta con p. p. de anclaje	39.59	4	158.36
s	Placa anclaje inferior de disipador de planta alta con p. p. de anclaje	13.50	4	54.00
t	Pilar HA de planta baja	28.00	4	112.00
u	Pilar HA de planta alta	9.73	4	38.92
v	Viga, zuncho o nervio HA de planta baja con p. p. de losa	117.17	10	1171.74
w	Zapata HA	245.00	4	980.00
x	Estructura auxiliar de instrumentación de planta baja	64.00	1	64.00
y	Estructura auxiliar de instrumentación de planta alta	29.50	1	29.50
M_T	Peso total			13238.14
	Deducción de elementos que no contribuyen al cálculo	[m,p,t/2,w,x]		-1331.28
$M_{T,eff}$	Peso efectivo			11906.86

El peso total de todo el espécimen completo es de 13238.14 kp, pero a efectos dinámicos se puede deducir el peso de los elementos que se encuentren por debajo de la mitad de la altura de planta baja, a saber: disipadores de planta baja, placas de anclaje inferiores de los disipadores, la mitad de cada pilar de planta baja, las zapatas y la estructura auxiliar de instrumentación de planta baja. Con todas esas deducciones el peso efectivo es de 11906.86 kp. A efectos de modelización de la estructura, las masas correspondientes a los pesos indicados se pueden concentrar en dos puntos: el centro de masas del forjado de hormigón armado que forma el techo de la planta baja, y el centro de masas de las planchas de acero colocadas sobre los extremos de los pilares de la planta alta. Los pesos de los elementos indicados en la **Tabla 6.1** se pueden separar como se indica en la **Tabla 6.2**, lo que conduce a un peso total de la masa situada en el centro de masas del forjado de hormigón armado que forma el techo de la planta baja de 5099.70 kp y de 6807.16 kp para la masa situada en el centro de masas de las planchas de acero colocadas sobre los extremos de los pilares de la planta alta.

Tabla 6.2: Listado de pesos del espécimen FVED-1 por plantas.

Planta Baja			Planta Alta		
Cód.	Peso Repercutido	Peso total [kp]	Cód.	Peso Repercutido	Peso total [kp]
b	0.50	63.76	a	1.00	218.23
c	1.00	91.52	b	0.50	63.76
j	0.36	3297.00	d	1.00	282.60
k	1.00	107.16	e	1.00	76.96
n	1.00	84.40	f	1.00	8.80
o	1.00	58.20	g	1.00	14.56
q	0.50	77.00	h	1.00	76.00
s	1.00	54.00	i	1.00	8.92
t	0.50	56.00	j	0.64	5769.75
u	1.00	38.92	l	1.00	22.72
v	1.00	1171.74	q	0.50	77.00
Total		5099.70	r	1.00	158.36
			y	1.00	29.50
			Total		6807.16

6.1.3.3. Propiedades mecánicas del hormigón del espécimen FVED-1

La estructura principal de hormigón armado fue construida in-situ en el laboratorio de Estructuras de la Universidad de Granada, donde se realizaron los ensayos dinámicos. La **Tabla 6.3** muestra las propiedades del hormigón empleado.

Tabla 6.3: Dosificación empleada para el hormigón de la estructura principal.

Para un volumen de 1000 litros:	
Arena 0/4	1,700.000 kp
Cemento	275.000 kp
Agua ($a/c = 0,65$)	178.750 litros
Cenizas volantes	200.000 kp
Aditivo <i>MasterGlenium ACE324</i>	2.10%

El empleo de aditivos tales como las cenizas volantes o el aditivo *MasterGlenium ACE234* permiten que la mezcla tenga mayor maniobrabilidad y fluidez para garantizar un correcto hormigonado.

Las propiedades del hormigón se determinaron ensayando a compresión probetas cúbicas de 150x150x150 mm (**Figura 6.15.a**) y cilíndricas de Ø150x300 mm (**Figura 6.15.b**) para cada amasada. En la **Tabla 6.4** se muestran únicamente los valores obtenidos en el día del ensayo, obviando los valores de las probetas que se fueron ensayando a los 7 y 28 días del hormigonado para controlar que fuesen adquiriendo resistencia suficiente y las probetas que fueron empleadas en el hormigonado de zapatas.

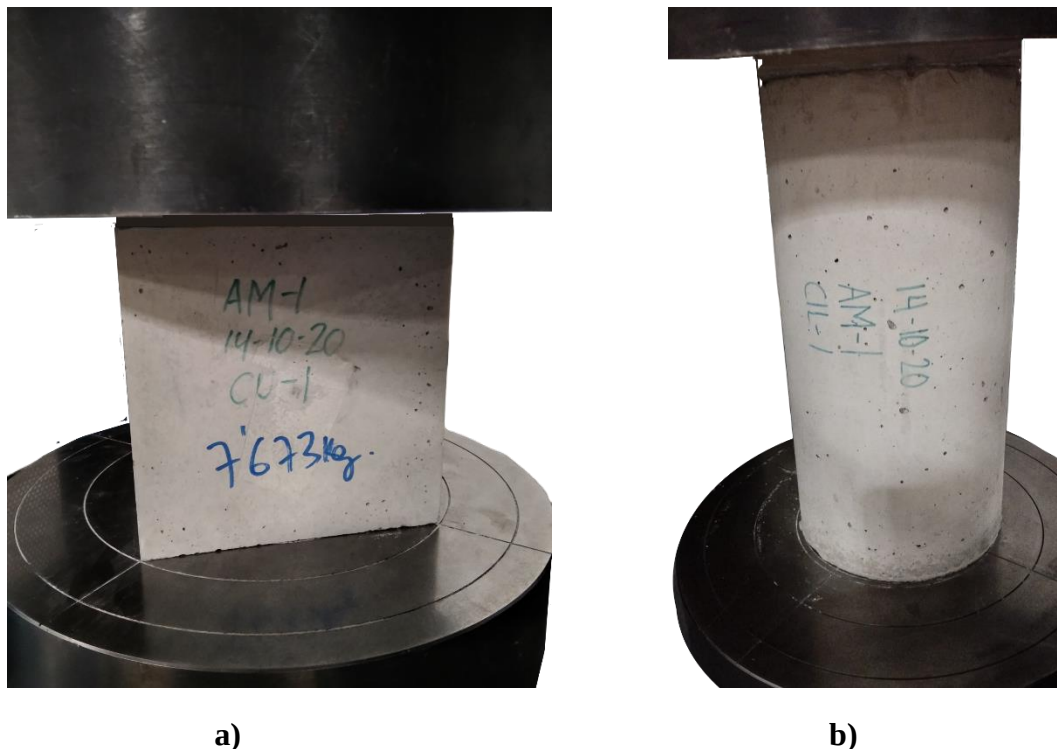


Figura 6.15: Fotografía de dos ejemplos de probetas ensayadas. **a)** Cúbica; **b)** Cilíndrica.

Las probetas cilíndricas arrojan valores más precisos sobre la resistencia característica a compresión del hormigón [56]. Debido, principalmente, a su esbeltez que permite ensayar el hormigón con menos influencia del confinamiento que en el caso de las probetas cúbicas. En el

caso de las probetas cúbicas se puede aplicar un factor de conversión para obtener un valor más realista en función de la resistencia a compresión resultante; siendo, en este caso, un factor de 0.82 válido para las probetas cúbicas ensayadas. Los valores del módulo elástico E_{cm} empleados se tomaron aplicando la **Ecuación 6.1** a partir del valor característico obtenido en la campaña de ensayos.

$$E_c = E_{c,m} \cdot \beta_E \quad (6.1)$$

Siendo $E_{c,m}$ (**Ecuación 6.2**) el módulo elástico del hormigón correspondiente al módulo de deformación longitudinal secante del mismo y β_E (**Ecuación 6.3**) un factor que permite obtener el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón E_c .

$$E_{c,m} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \cdot \beta_E \quad (6.2)$$

$$\beta_E = 1.30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1.175 \quad (6.3)$$

Donde f_{ck} es la resistencia a compresión característica de una probeta cilíndrica de hormigón.

Aunque es común emplear el módulo de deformación longitudinal secante, para casos donde se apliquen cargas variables a alta velocidad como es el estudio que nos atañe, es recomendable emplear el módulo elástico de deformación longitudinal inicial E_c .

Tabla 6.4: Resultado de la campaña de ensayos de probetas de hormigón.

Amasada para pilares superiores con probeta cúbica					
Código	Fuerza [kN]	Desplazamiento [mm]	Tensión [Mpa]	Desviación de la muestra	
PSUP1	1070.50	32.38	47.58	Desviación estándar	2.06
PSUP2	1096.40	33.16	48.73	Límite superior	49.34
PSUP3	1091.90	33.03	48.53	Límite inferior	45.23
PSUP4	996.40	30.14	44.28	Módulo elástico [Mpa]	36325.69
Media	1086.27	32.86	48.28	(Aplicado el factor de 0.82)	
			39.59		
Amasada para pilares superiores con probeta cilíndrica					
Código	Fuerza [kN]	Desplazamiento [mm]	Tensión [Mpa]	Desviación de la muestra	
PSUP1	718.00	27.65	40.63	Desviación estándar	3.13
PSUP2	782.80	30.15	44.30	Límite superior	44.13
PSUP3	672.90	25.92	38.08	Límite inferior	37.88
Media	695.45	26.78	39.36	Módulo elástico [Mpa]	36952.06

Amasada para pilares inferiores con probeta cúbica

Código	Fuerza [kN]	Desplazamiento [mm]	Tensión [Mpa]	Desviación de la muestra	
AMP1	1664.90	50.36	74.00	Desviación estándar	8.61
AMP2	1619.80	48.99	71.99	Límite superior	76.55
AMP3	1760.90	53.26	78.26	Límite inferior	59.32
AMP4	1518.30	45.92	67.48	Módulo elástico [Mpa]	39974.69
AMP5	1356.30	41.02	60.28		
AMP6	1251.10	37.84	55.60		
Media	1539.83	46.58	68.44		
			56.12	(Aplicado el factor de 0.82)	

Amasada para vigas y losa con probeta cúbica

Código	Fuerza [kN]	Desplazamiento [mm]	Tensión [Mpa]	Desviación de la muestra	
AM1 CU1	1114.70	33.71	49.54	Desviación estándar	3.48
AM1 CU2	1151.00	34.81	51.15	Límite superior	58.21
AM1 CU3	1191.50	36.04	52.96	Límite inferior	51.26
AM1 CU4	995.79	38.35	56.35	Módulo elástico [Mpa]	37824.46
AM1 CU5	1289.10	38.99	57.29		
AM2 CU1	1297.80	39.25	57.68		
AM2 CU2	1027.60	39.57	58.15		
Media	1160.36	38.44	56.49		
			46.32	(Aplicado el factor de 0.82)	

Amasada para vigas y losa con probeta cilíndrica

Código	Fuerza [kN]	Desplazamiento [mm]	Tensión [Mpa]	Desviación de la muestra	
AM1 CIL1	892.59	34.37	50.51	Desviación estándar	5.99
AM1 CIL2	837.00	32.25	47.39	Límite superior	58.36
AM2 CIL1	1033.80	39.81	58.50	Límite inferior	46.38
AM2 CIL2	1041.80	40.12	58.95	Módulo elástico [Mpa]	38392.98
AM2 CIL3	821.72	31.65	46.50		
Media	850.44	32.76	48.13		

La **Tabla 6.4** muestra los resultados, donde los valores resaltados en rojo se encuentran fuera del límite superior o inferior establecido mediante una desviación estándar del conjunto de los datos. También se puede observar que, una vez aplicada la conversión en las probetas cúbicas, el valor es prácticamente igual que el obtenido directamente de las probetas cilíndricas. Por

tanto, para la amasada de pilares inferiores donde solo se pudo realizar probeta cúbica, podemos aceptar dicho factor de conversión en el resultado final. Si suponemos un único valor para toda la estructura, se podría tomar $f_{ck} = 47.9$ MPa, el cual es mayor que la resistencia de $f_{ck} = 30$ MPa establecida inicialmente para el diseño del prototipo. Esto se debe a la necesidad de aplicar aditivos fluidificantes en el hormigón que permitan un correcto hormigonado entre tanta cantidad de armado sin dejar oquedades o zonas con poca adhesión entre hormigón y armadura.

Respecto a las barras corrugadas de acero, se toman los valores estadísticos de ensayos para barras de acero tipo B-500S y una resistencia de fluencia de $f_{yk} = 525$ MPa para barras con diámetro Ø8 mm, $f_{yk} = 543$ MPa para barras con diámetro Ø6 mm y $f_{yk} = 656$ MPa para barras con diámetro Ø4 mm, con un módulo de Young en todos los casos de $E = 200000$ Mpa.

Para obtener los valores de resistencia tracción del hormigón $f_{ct,m}$ se puede emplear la **Ecuación 6.4**.

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (6.4)$$

Para obtener la deformación bajo la tensión máxima $\varepsilon_{c,1}$ se aplica la **Ecuación 6.5** y para la deformación de rotura $\varepsilon_{c,u}$ la **Ecuación 6.6**, la cual se toma como valor de referencia 3.50 ‰ salvo si la resistencia a compresión del hormigón f_{ck} es mayor de 50 MPa.

$$\varepsilon_{c,1} = 0.7 \cdot (f_{ck} + 8)^{0.31} \quad (6.5)$$

$$\text{Si } f_{ck} > 50 \text{ MPa: } \varepsilon_{c,u} = 2.8 + 27 \cdot \left(\frac{98 - f_{ck} - 8}{100} \right)^4 \quad (6.6)$$

Como resumen se presenta la **Tabla 6.5** donde se aglutinan los valores finalmente adoptados para el caso del hormigón y del acero.

Tabla 6.5: Resumen de las propiedades mecánicas empleadas.

Valores de ensayos para el hormigón			
	P. Baja	P. Alta	Vigas y losa
Resistencia a compresión [Mpa]	56.12	39.36	48.13
Resistencia a tracción [Mpa]	4.40	3.47	3.97
Módulo elástico [Mpa]	39974.69	36952.06	37824.46
Deformación a tensión máxima	2.54	2.31	2.44
Deformación de rotura	3.16	3.50	3.50
Valores estadísticos para el acero			
Para toda la estructura			
Tipo de acero	B-500S		
Resistencia a tracción Ø4 [Mpa]	656.00		
Resistencia a tracción Ø6 [Mpa]	543.00		
Resistencia a tracción Ø8 [Mpa]	525.00		
Módulo elástico [Mpa]	200000.00		

6.2. Descripción de los ensayos

6.2.1. Instrumentación y sistema de adquisición de datos

La instrumentación empleada se muestra en la **Tabla 6.6** donde se indica su función, modelo, unidades de medida empleadas para cada caso y el número de elementos.

Es preciso mencionar que, aunque la instrumentación registre los valores físicos reales en una posición e instante concretos, puede ser necesaria la utilización de modelos matemáticos para completar esta información. Por ejemplo, si se requiere analizar la deformación de las fibras de una sección de hormigón armado, solo se dispone de información de la microdeformación de las barras de acero por medio de las galgas extensiométricas, por lo que será necesario interpolar estos valores a las fibras de hormigón mediante diferentes aplicaciones matemáticas. De igual manera que, a partir de la señal de aceleración, podemos obtener las velocidades y desplazamientos integrando la señal de la aceleración en función del tiempo. También es posible obtener, a partir de las galgas extensiométricas, las fuerzas desarrolladas en el elemento si se multiplica la microdeformación por el módulo elástico y por el área.

Tabla 6.6: Instrumentación empleada.

Instrumento	Modelo	Medición	Medida	Cantidad
Galga extensiométrica	<i>SG-4 Wire 120 Ohms</i>	Microdeformaciones en el sentido longitudinal de la galga	$\mu\text{m/m}$	296
Transductor diferencial de variación lineal	<i>LVDT WA-500 mm</i> <i>LVDT WA-300 mm</i> <i>LVDT WA-200 mm</i> <i>LVDT WA-100 mm</i>	Desplazamientos relativos	mm	24
Láser de precisión	<i>IL-600</i>	Desplazamientos relativos	mm	8
Acelerómetro piezoeléctrico	<i>CCLD-4507-B-005</i>	Aceleraciones absolutas	g	8
Acelerómetro sísmico	<i>PCB-393-B-04</i>	Aceleraciones absolutas	g	8
Célula de carga	<i>HBM RTN-100</i>	Fuerzas a compresión	kN	16
Total:				360

Las galgas se colocan en las armaduras y en los extremos del disipador, ya sea el propio disipador, en el tubo auxiliar o en las pletinas de anclaje. Los LVDT de 500 mm se instalan en la estructura, los de 100 mm en la parte superior de los disipadores de la planta alta y los 200 mm en la parte inferior de los disipadores de la planta alta y en todos los disipadores de la planta de abajo, salvo en uno que se instala uno de 300 mm. Los láseres son exclusivamente para la estructura principal, al igual que los acelerómetros piezoeléctricos y sísmicos, y las células de carga que se colocan en la cabeza de los pilares.

En la **Figura 6.16** se muestra la distribución en planta de toda la instrumentación instalada en la planta baja del espécimen FVED-1. Se aprecia que toda la instrumentación está duplicada, tanto en términos de desplazamiento relativo con los láseres y los LVDT como en términos de aceleración absoluta con los sensores de aceleración piezoeléctricos y sísmicos. Nótese que los instrumentos de medida de desplazamientos se han colocado lo más cercano posible a los pilares para poder capturar con mejor precisión los movimientos de los mismos y los acelerómetros en los extremos de la losa lo más separados posibles unos de otros en la misma dirección. Toda la instrumentación en ambos niveles está colocada de manera ortogonal con respecto a los ejes principales de la mesa X e Y, además, todos los pares están orientados en la misma dirección y sentido para que la medida positiva sea coincidente en ambos y no genere confusión o algún error indeseado en el tratamiento de los datos. La sucesión de números establecido en la nomenclatura de láseres y LVDT se establece en sentido dextrógiro.

Los dispositivos de medida longitudinal, en este caso, miden el desplazamiento relativo entre el nivel del forjado y el nivel de la mesa vibrante donde están empotradas las zapatas. Esto es posible porque se encuentran anclados a una subestructura totalmente empotrada en la base de la mesa, quedando toda la instrumentación por debajo del forjado del primer nivel, salvo los acelerómetros que están instalados en el canto del mismo. Los acelerómetros registran la aceleración en términos absolutos, esto es, incluyendo la aceleración de la mesa.

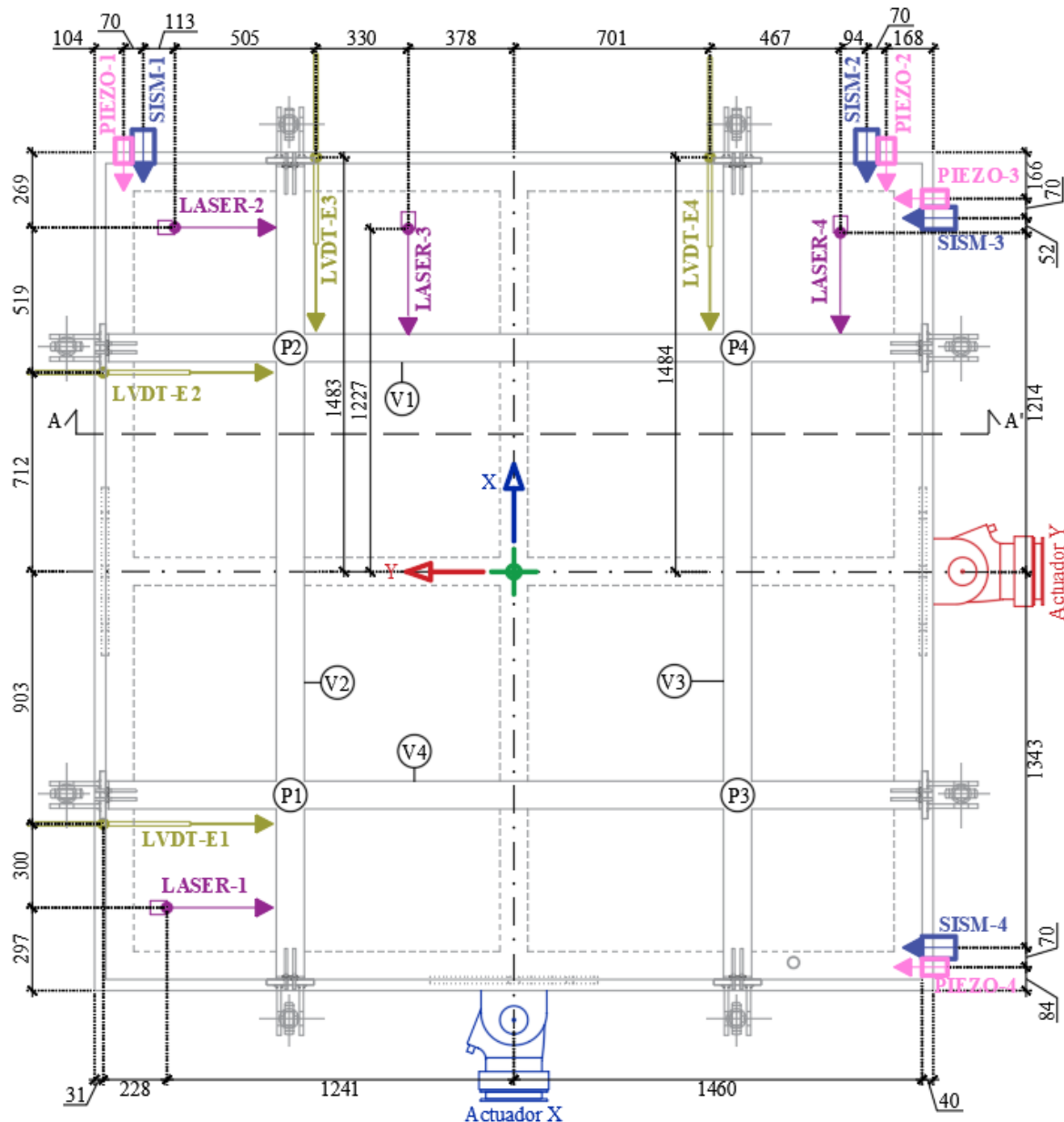


Figura 6.16: Vista inferior de la distribución de la instrumentación colocada en la planta baja del FVED-1.

La siguiente **Figura 6.17** muestra la misma instrumentación, pero en la planta superior, con el añadido de las células de carga en las cabezas de los pilares. También está duplicada toda la instrumentación, y en el caso de los acelerómetros mantiene la misma distribución, pero esta vez colocados en el canto de las planchas de acero, justo al lado del anclaje con la cabeza de la rótula. Los láseres también están instalados prácticamente en las mismas coordenadas horizontales que los de la planta inferior. Sin embargo, en esta planta existe más dificultad a la hora de instalar la instrumentación debido a que las planchas de acero ocupan mucho espacio dentro de un volumen de trabajo tan reducido. Por lo que los LVDT, que son la instrumentación que más espacio libre necesitan para ser totalmente operativos, se han tenido que instalar enfrentados a los láseres, por lo que su medición tendrá el signo contrario. Respecto a las células

de carga, se colocan cuatro por pilar y todos dispuestos ortogonalmente entre sí. Puesto que solo pueden medir fuerzas a compresión, es necesario realizar una precarga lo suficientemente grande para que cuando la bola de acero maciza anclada a las planchas de acero superiores se mueva en el sentido opuesto a la compresión de una célula de carga, ésta pueda registrar valores de descarga sin llegar a cero. Las células de carga están dentro de un cajón formado por unos perfiles de acero a medida para que puedan contener la fuerza que pueda transmitir la bola de acero maciza.

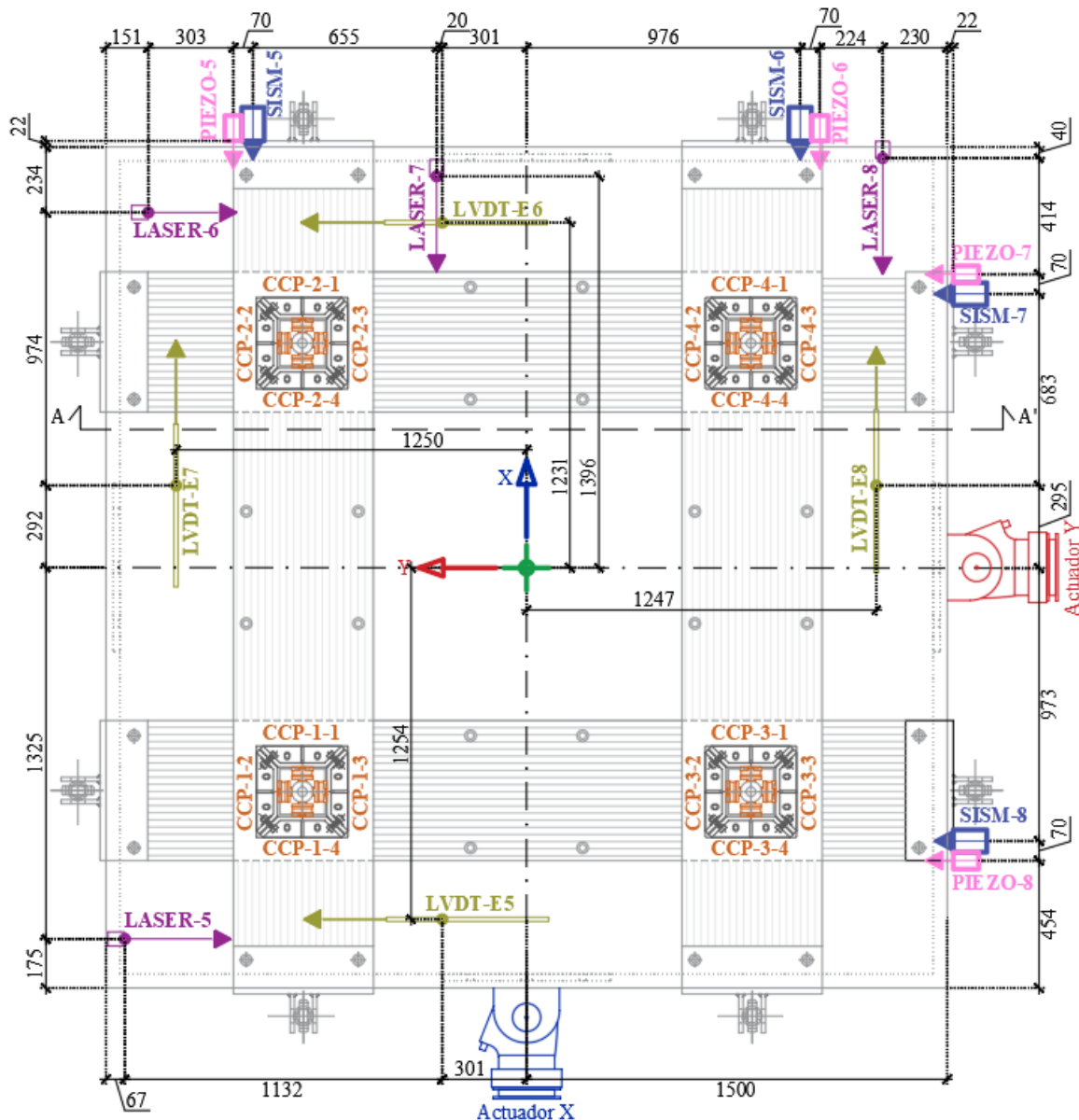


Figura 6.17: Vista superior de la distribución de la instrumentación colocada en la planta alta del FVED-1.

Una vez analizada la instrumentación externa instalada en la estructura, se procede a describir la instrumentación interna de la estructura, es decir, la que está colocada en las barras de acero corrugado de los elementos de hormigón armado. Los tres niveles A, B y C que se observan

son los niveles establecidos en las secciones de las columnas donde se producen las rótulas, por lo que son las zonas donde más energía se disipará por medio de deformaciones plásticas. Las vigas también tienen instrumentada la sección más delicada en la que se producirán las rótulas plásticas cercanas al encuentro con el pilar. Todas las galgas de los pilares están duplicadas a ambos lados de la barra de acero corrugada. En el caso de las vigas, se instrumenta cada barra de diámetro Ø8 mm, pero sin duplicar. En total, se instalan 8 galgas por cada sección de los niveles A, B y C de los 4 pilares; y 8 galgas por cada una de las 4 secciones de las 4 vigas (Figura 6.18).

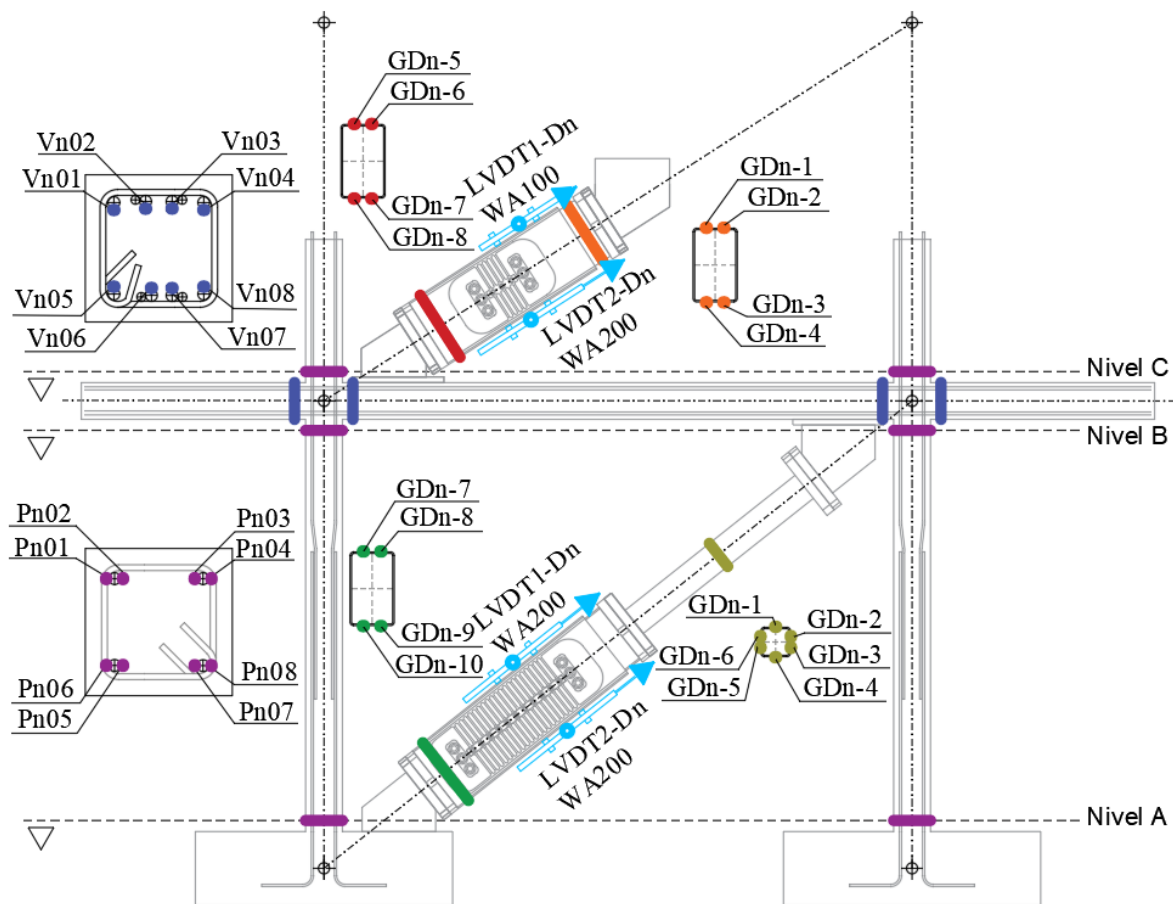


Figura 6.18: Distribución de las galgas en la estructura y disipadores, junto con los LVDT instalados en los disipadores.

Por último, la instrumentación de los disipadores consta de galgas extensiométricas con las que se obtienen las fuerzas que se desarrollan a partir de las microdeformaciones de la sección de acero en las que se encuentra instaladas. Se colocan 4 galgas en la parte inferior del tubo exterior del disipador en ambas plantas, 6 galgas en el tubo superior de los disipadores de planta baja y otras 4 galgas en la parte superior del tubo interior de la planta alta. Aparte, también se instalan dos LVDT por disipador, de nuevo duplicando la instrumentación, para medir el desplazamiento axial que se produce en el mismo. La sucesión de números de la nomenclatura

para las galgas de los disipadores es siempre en sentido dextrógiro comenzando por la galga colocada en la parte de arriba y a la izquierda según se ve en la sección.

La letra n corresponde al número del pilar o viga correspondiente. Cada disipador instalado en la planta baja se corresponde con el número de la viga al que está conectado, y a los disipadores de la planta de arriba les corresponde $n + 1$. Así, la viga 1 tendrá conectado el disipador 1 en la planta de abajo y el disipador 5 en la planta de arriba (**Figura 6.9**).

Toda esta instrumentación está conectada al sistema de adquisición de datos (SAD) dispuesto en la sala de control que se observa en la **Figura 6.19**, donde se monitoriza toda la respuesta del espécimen y se controlan los actuadores de la mesa.



Figura 6.19: Sala de control del laboratorio de estructuras de la ETS de Caminos de la Universidad de Granada.

El SAD requiere una configuración previa que permita sincronizar sin desfase toda la instrumentación instalada en el FVED-1, de lo contrario, los resultados arrojarían valores que no son los reales. Esto se puede solucionar duplicando algún instrumento en diferentes sistemas de adquisición, para luego en el post-procesado localizar un punto en común de ambas señales y calcular el desfase entre ellas; pero esto es realmente arriesgado si por cualquier circunstancia ese instrumento fallase. Es preferible optar por el método empleado en este caso, donde se solucionó mediante el empleo del software configurando los tiempos de cada dispositivo

conectado. En este caso, se consiguió una sincronización de los equipos con un desfase de entre 0.01 ms y 0.04 ms, lo cual según el fabricante se puede considerar como una sincronización excelente. La frecuencia de muestreo es de 600 Hz, por lo que cada 0.00166 s se registra un dato, mientras que el desfase de la señal se encuentra entre 0.00001 s y 0.00004 s.

El software empleado para dicha adquisición fue el *CatmanEasy* V5.3.2. En total se emplean 17 dispositivos, de los cuales son tres *MGC-Plus*, ocho *Quantum MX-1615*, cuatro *Quantum MX-804*, un *Quantum MX-1601* y un módulo *CX-27* que permite la sincronización entre equipos. Todos ellos conectados entre sí mediante cable síncrono y conectados al *Switch* mediante cable *ethernet*. El esquema que muestra cómo se organizan las conexiones se detalla en la **Figura 6.20**

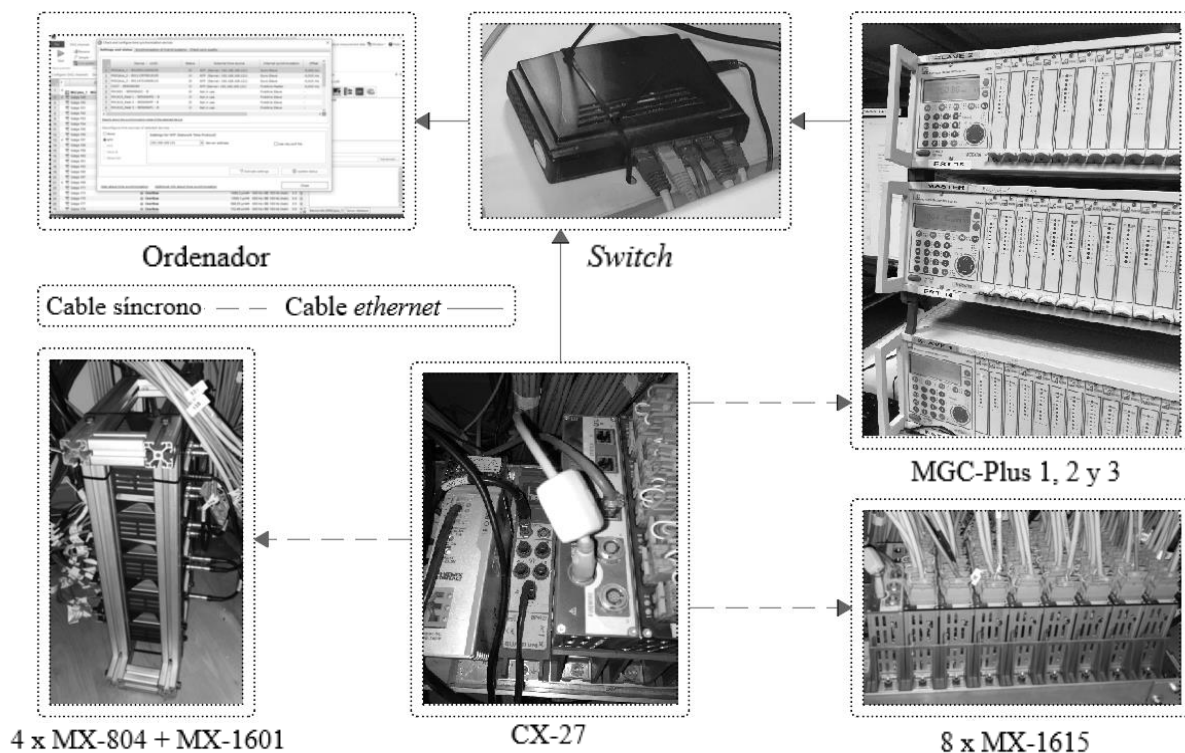


Figura 6.20: Organización del sistema de adquisición de datos.

6.2.2. Acelerogramas empleados

Este ensayo experimental emplea el terremoto ocurrido en la ciudad de Irpinia (actual provincia de Avellino), en Italia y registrado por la estación Calitri el 23 de noviembre de 1980. Se escoge este terremoto porque tiene un amplio contenido de frecuencias que permitirá excitar el espécimen FVED-1 en todo ese rango de frecuencias.

La mesa sísmica tiene dos actuadores instalados, uno en dirección X, coincidente con la dirección N-S del terremoto y otro actuador en dirección Y, correspondiente a la dirección E-O. Atendiendo a los factores de escala especificados con anterioridad, se escala el factor correspondiente al tiempo de $\lambda_t = \sqrt{\lambda_L/\lambda_a} = 0.577$. La amplitud de la señal se mantiene igual

que la original porque el factor de escala de la aceleración es $\lambda_a = 1$. De esta manera, en la **Figura 6.21** se muestran las historias temporales de aceleración originales y las escaladas en el tiempo por el factor λ_t y en la **Figura 6.22** sus correspondientes espectros de respuesta elásticos en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración para un amortiguamiento del 5 %. También se muestra la energía introducida por el terremoto E_I en términos de velocidad equivalente $V_e = \sqrt{2 \cdot E_I / M}$, siendo M la masa total del espécimen FVED-1.

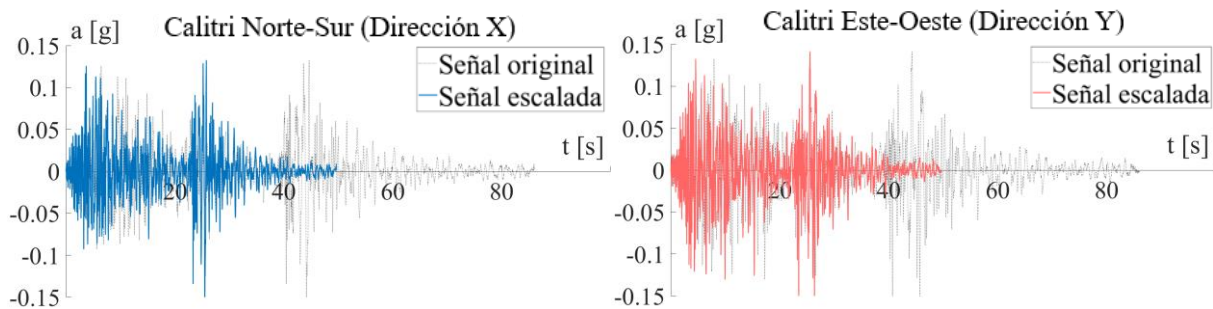


Figura 6.21: Señales de aceleración del terremoto escaladas en el tiempo y sus originales.

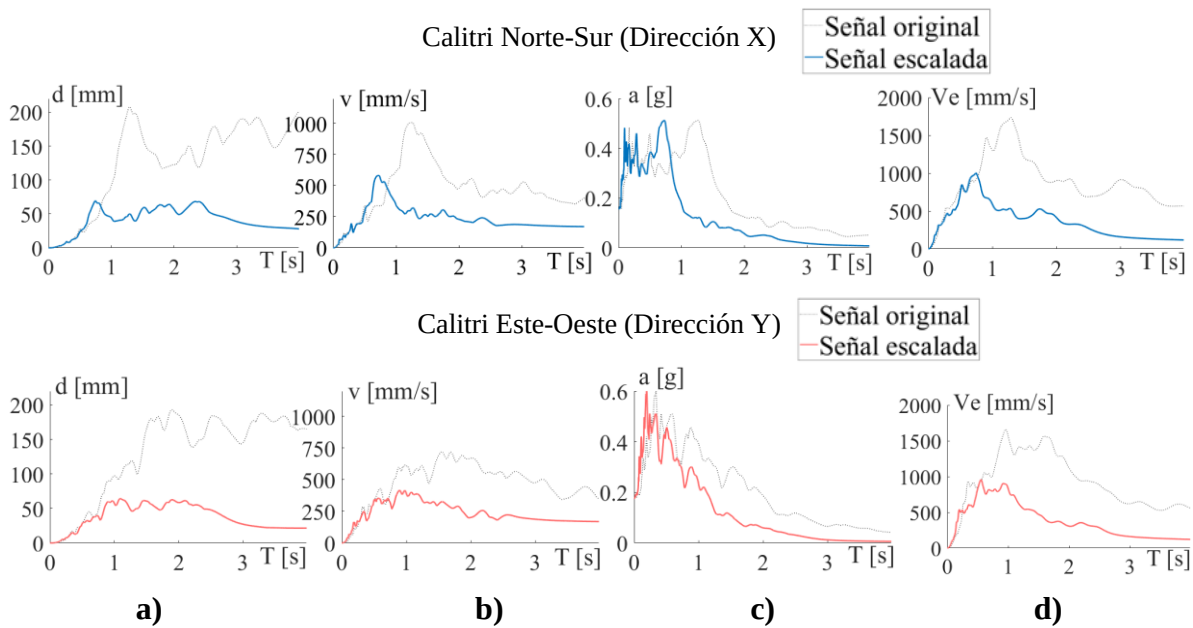
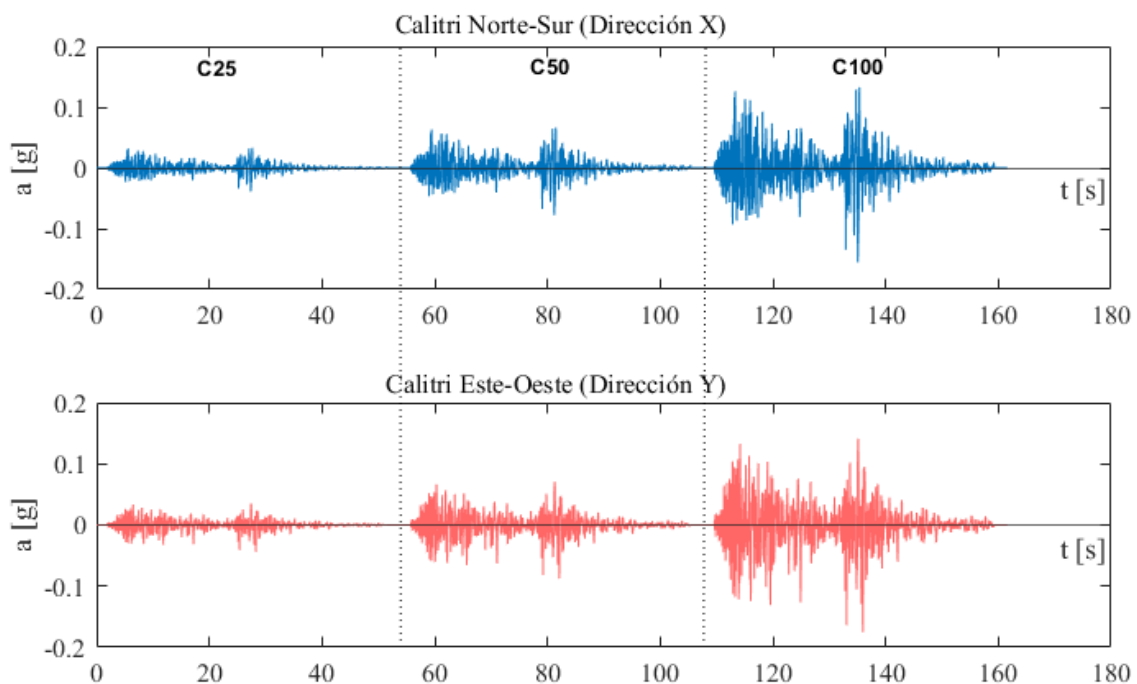


Figura 6.22: Comparación de los espectros elásticos de respuesta entre la señal original y la señal escalada para un amortiguamiento del 5 % en términos de **a)** Desplazamiento; **b)** Velocidad; **c)** Aceleración; **d)** Energía introducida.

El terremoto original de Calitri se escaló en amplitudes de aceleración a diferentes niveles para simular terremotos de distinta intensidad. La campaña completa de ensayos consistió en 7 ensayos en los cuales los acelerogramas de Calitri se escalaron al 25 % (C25), al 50 % (C50), al 100 % (C100), al 200 % (C200), al 300 % (C300), al 400 % (C400) y al 500 % (C500) de sus valores originales. Entre paréntesis se ha indicado el nombre de cada ensayo que se emplea en adelante. A partir del C200 los disipadores MP-TTD activaron claramente su componente elastoplástica al haberse superado la holgura de 5 mm en la dirección longitudinal de los

misimos. Por tanto, para la discusión de los resultados de este capítulo únicamente se estudian los resultados de los ensayos C25, C50 y C100.

Estas señales de aceleración escaladas deben ser reproducidas con la máxima exactitud posible por los actuadores de la mesa sísmica, y para ello es necesario realizar un protocolo de entrenamiento de la mesa sísmica MTS y todo el sistema hidráulico. Este proceso de calibración es necesario siempre que la masa o la rigidez del sistema cambie, puesto que varía la interacción entre la masa del espécimen y la masa de la mesa. Dado que intervienen muchas variables, como la temperatura del aceite, el estado de las servoválvulas o la columna de aceite de los actuadores, es un proceso muy sensible que requiere varios días hasta conseguir una calibración de la mesa sísmica aceptable. El protocolo de entrenamiento consta de dos fases diferenciadas. En la primera fase la mesa se entrena con una señal de ruido blanco y se van ajustando las ganancias, factores correctores de error y otros parámetros del sistema de control con el objetivo de que, en términos generales, el espectro de la función de transferencia $H = a_{\text{mesa}}/a_{\text{ref}}$ sea una curva suave sin picos, siendo a_{mesa} la aceleración que devuelve el sensor instalado en la mesa y a_{ref} la señal de referencia. Dichos picos suelen darse en zonas concretas del espectro, como en la frecuencia propia de la columna de aceite del actuador o cerca de la frecuencia propia del espécimen FVED-1. El protocolo de calibración se realiza en las dos direcciones ortogonales de manera sucesiva. En la segunda fase la mesa se entrena con la señal del terremoto que se quiere reproducir, pero escalado a muy baja intensidad para que no dañe el espécimen. La **Figura 6.23** muestra las historias temporales introducidas a la mesa en los ensayos C25, C50 y C100, así como sus espectros de respuesta, para un amortiguamiento inherente del 9 % que es el que tiene la estructura con disipadores (esto se analiza en el **Apartado 3.1**), en términos de desplazamiento, d , velocidad, v , aceleración, a , y energía expresada en forma de velocidad equivalente V_e .



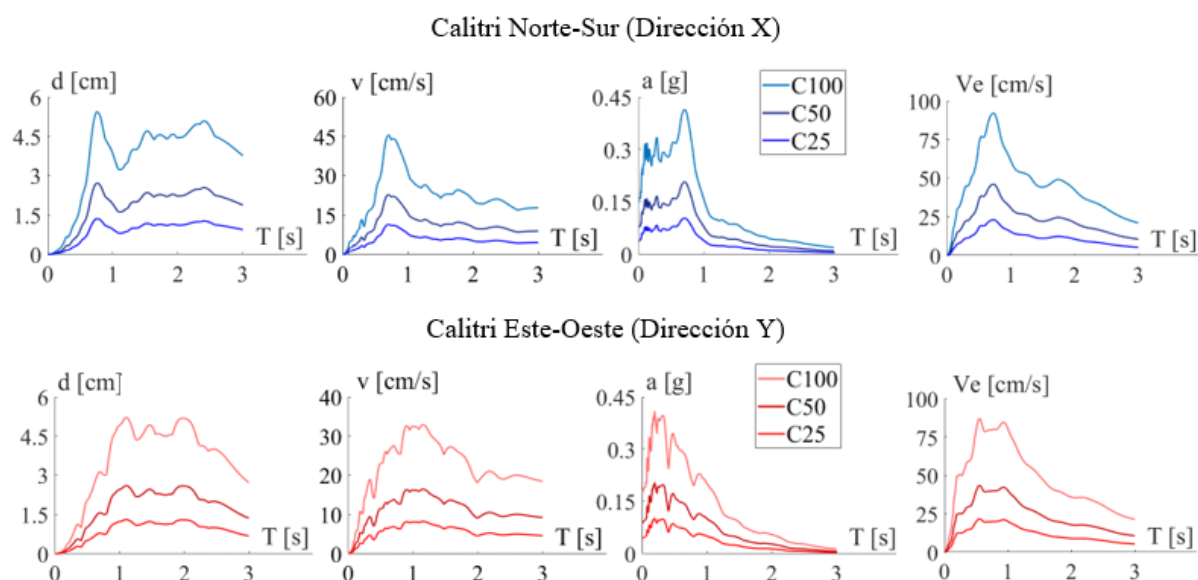


Figura 6.23: Historias de aceleración introducidas a la mesa sísmica en los ensayos C25, C50 y C100, y los espectros de respuesta de dichas señales.

En la **Figura 6.24** se comparan los espectros de respuesta de aceleración de las señales introducidas (**Figura 6.23**) con los espectros de respuesta, para $\xi = 9\%$, obtenidos a partir de la señal de aceleración reproducida por los actuadores dinámicos. Se realiza la comparación en términos de aceleración espectral, porque en términos de historia de aceleraciones no permite ver el ajuste, dado que puede haber una frecuencia alta que dé la apariencia de que el entrenamiento de la mesa hubiera sido malo, cuando no tiene porqué. Se muestran los puntos correspondientes al período fundamental de la estructura que es donde interesa que el espectro de la señal reproducida sea lo más parecido posible al espectro de la señal introducida.

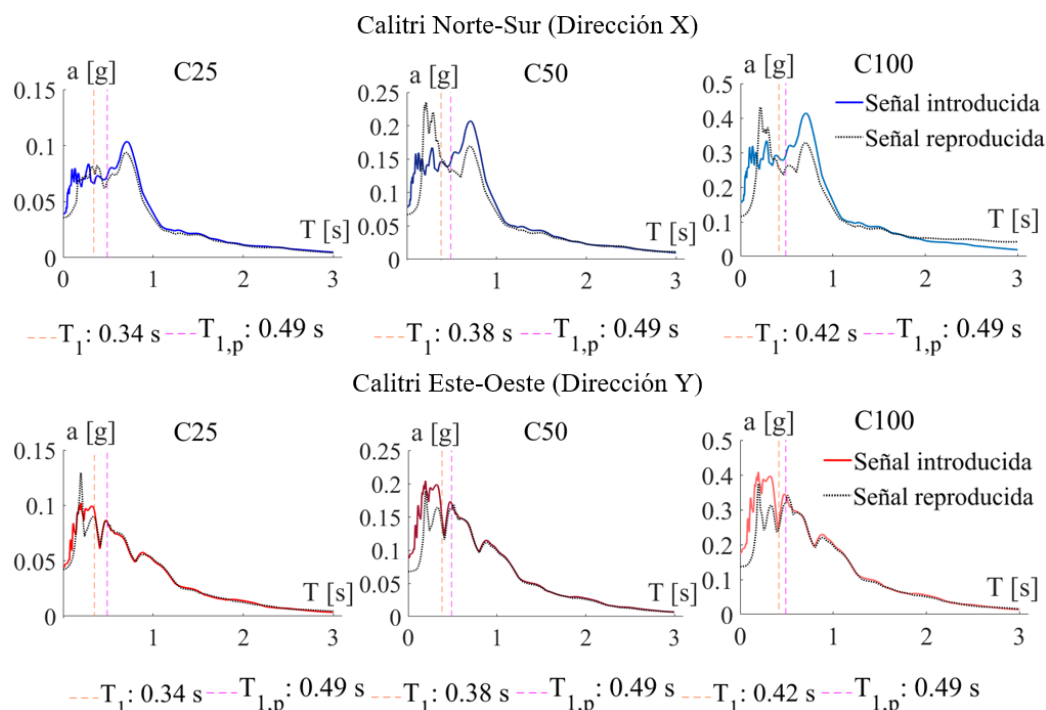


Figura 6.24: Comparación entre los espectros de respuesta de las señales introducidas y reproducidas en términos de aceleración para los ensayos estudiados (C25, C50 y C100).

En la **Figura 6.24** se observa que existe una desviación entre los espectros de las señales introducidas y reproducidas debido a un pico alrededor de una frecuencia de 18 Hz correspondiente a la frecuencia de la columna de aceite de los actuadores. Esta desviación no tiene relevancia en los ensayos porque el espécimen no tiene ninguna frecuencia que movilice una cantidad significativa de masa en ese rango del espectro. La desviación existente es mínima en los puntos indicados mediante dos líneas verticales discontinuas de color magenta, correspondiente al período fundamental de la estructura con los disipadores viscoelásticos instalados, T_1 , y al período fundamental de la estructura principal sin disipadores, $T_{1,p}$. Ello indica que la mesa reprodujo muy fielmente las señales objetivo. El análisis de los períodos se muestra en el **Apartado 3.1**.

6.3. Resultados y discusión

6.3.1. Caracterización estática y dinámica del espécimen

Antes de realizar ensayos con mesa sísmica y con el objeto de definirlos es necesario conocer las propiedades mecánicas (rigidez lateral) y dinámicas (períodos de vibración) del espécimen; esto se consigue con un modelo numérico. Este modelo es también necesario para completar la información que proporciona la instrumentación, y para interpretar los resultados. Tal y como se exponen más adelante, durante los ensayos C25, C50 y C100 la estructura de hormigón armado se mantuvo básicamente elástica y los disipadores se quedaron también básicamente en la fase I de comportamiento, en la cual sólo se moviliza la parte viscoelástica, salvo en algún disipador de la planta baja que en ciclos muy puntuales del ensayo C100 llegaron a deformar elásticamente las tiras de acero de la parte metálica del disipador, pero sin llegar a hacerlas plastificar, como se explica más adelante. En cualquier caso, y aunque en los ensayos estudiados en este capítulo la estructura se mantiene elástica, el modelo numérico que se codificó con *OpenSEES* [65] fue no lineal con el objeto de poder utilizarlo en el futuro en nuevas líneas de investigación. El modelo de *OpenSEES* se muestra, de manera simple, en la **Figura 6.25**.

Se trata de un modelo de geometría simplificada con elementos de barra con rótulas en los extremos (“*beam with hinges*”) para columnas; las vigas, nervios y zunchos se definen con elementos elásticos; elementos “*two node link*” para conectar los extremos de los disipadores MP-TTD; elementos elásticos infinitamente rígidos para definir los encuentros de los elementos de hormigón y las planchas de acero; y elementos tipo “*shell*” para definir la losa. Las leyes momento-rotación de las rótulas de los extremos de los pilares se obtienen mediante las ecuaciones propuestas por Fardis [35]. El material que define el elemento correspondiente al disipador VE sigue el modelo reológico de Kelvin-Voigt para disipadores viscosos dependientes linealmente de la velocidad, consistente en un muelle elástico combinado en paralelo con un amortiguador viscoso lineal. En *OpenSEES* se construye colocando en paralelo

(“*uniaxialMaterial Parallel*”) un material elástico (“*uniaxialMaterial Elastic*”) con un material que sigue el modelo de Maxwell que contiene en serie un material elástico y un material viscoso (“*uniaxialMaterial ViscousDamper*”), al cual se le define una rigidez muy elevada para representar únicamente el comportamiento viscoso. El amortiguamiento inherente de la estructura se fijó en el 2.7 % (a partir de los resultados experimentales) considerando el primer y el tercer modo de vibración, y para modelizarlo se empleó la matriz de Rayleigh proporcional a la matriz de masas y a la matriz de rigideces actualizada en cada paso.

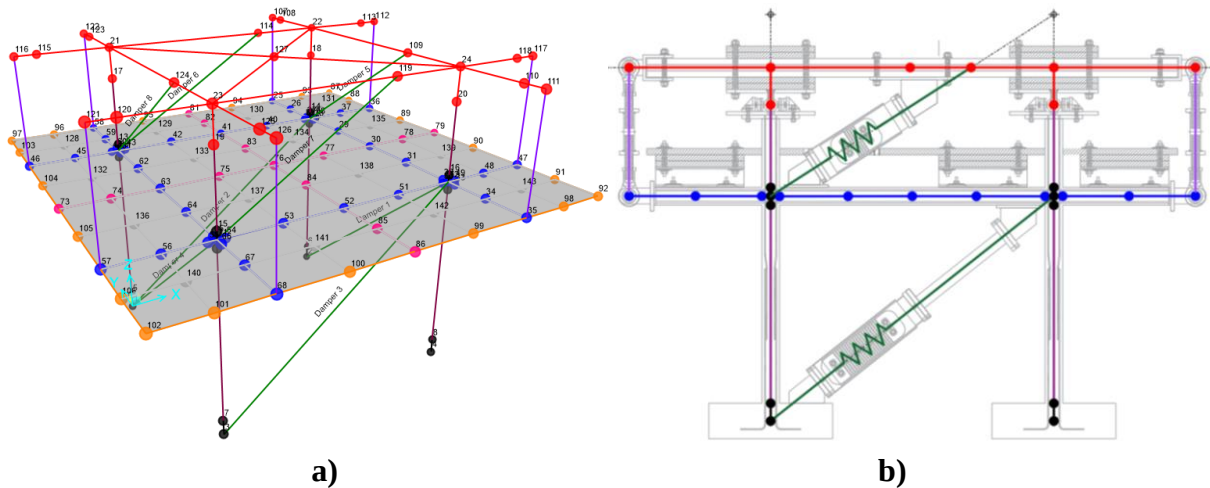


Figura 6.25: Modelo numérico elaborado en *OpenSEES*. a) Vista 3D; b) Sección.

Las columnas 4 a 10 de la **Tabla 6.7** muestran la rigidez lateral de cada planta en la dirección X e Y así como los períodos de vibración de los tres primeros modos que proporciona el modelo numérico. Las columnas 2 y 3 muestran el período del primer modo de vibración, en el cual la estructura vibraba en un movimiento que es fundamentalmente de traslación en la dirección X , por lo observado en el modelo numérico. Se indica también la fracción de amortiguamiento correspondiente. Para determinar el período fundamental de vibración, se realiza para cada terremoto (C25, C50 y C100) un espectrograma por ventanas cortas de tiempo, en este caso, de 5 segundos (distancia estimada entre frecuencias colindantes de 0.2 Hz) para determinar el contenido de la frecuencia de tiempo corto localizada en un instante de tiempo determinado. De esta manera se genera una estimación de la densidad espectral de potencia (PSD) de un segmento con ventana. A dicha ventana, con una longitud de 3000 puntos (600 Hz / 0.2 Hz), se le aplica un filtro de Hamming [5] con un solapamiento del 17 %, al cual se le añade un vector de ceros al final para mejorar la resolución de la transformada rápida de Fourier (FFT), y se realiza la FFT de dicha ventana. En la **Figura 6.26.a** se muestra, para cada terremoto, los resultados en planta resaltando aquellas frecuencias que mayor PSD presentan a lo largo de la historia temporal. Aparte, en la **Figura 6.26.b**, se muestra una superposición de las FFT y su media aplicando el método de Welch [19, 81].

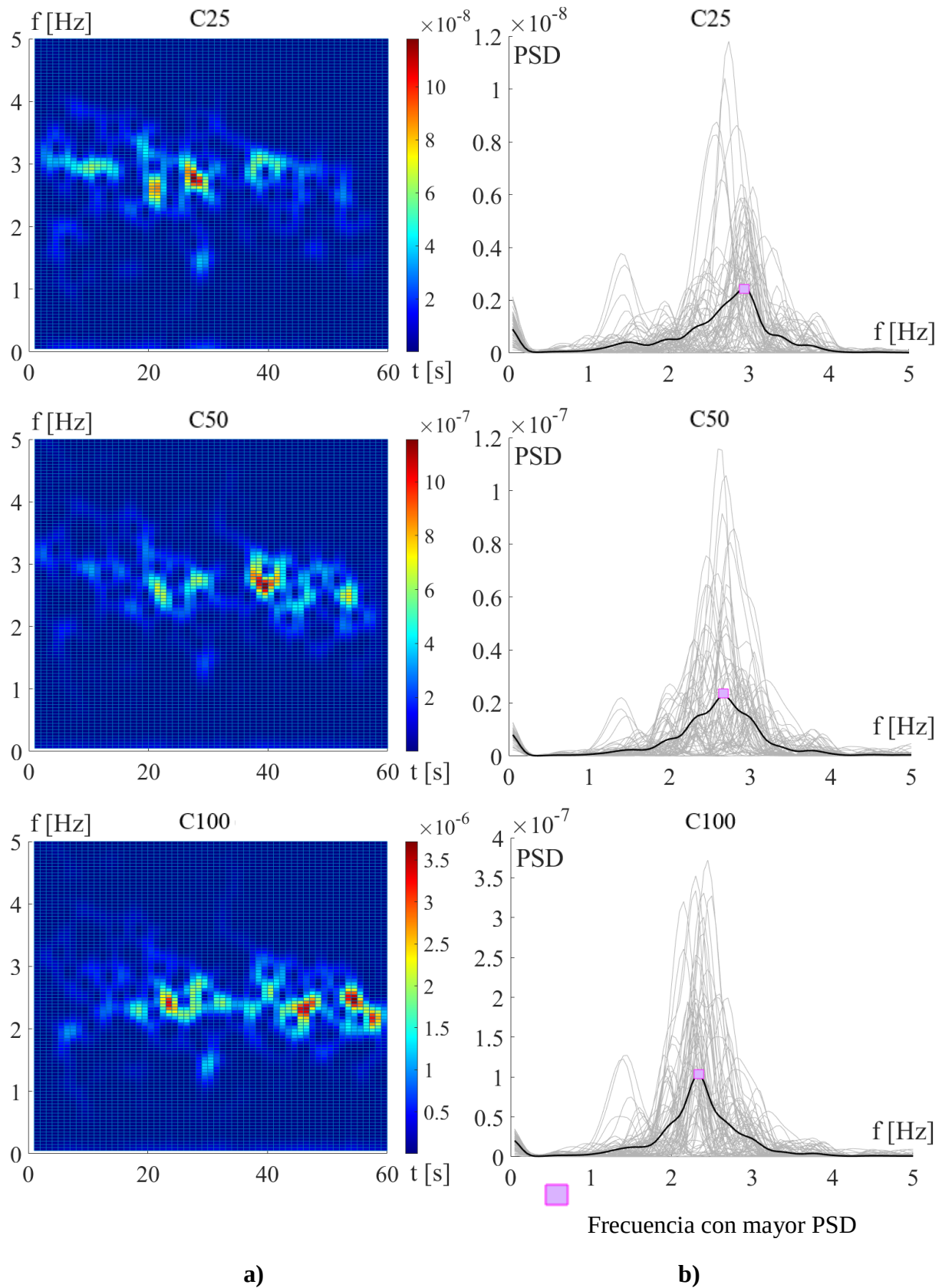


Figura 6.26: Análisis de frecuencias del espécimen FVED-1. **a)** Estimación de la densidad espectral de potencia (PSD); **b)** Superposición de las FFT y su media.

Se observa que, para el C25, la frecuencia con mayor densidad espectral en la superposición aplicando el método de Welch, es de 2.95 Hz; para el C50 de 2.65 Hz y para el C100 de 2.36 Hz.

La fracción de amortiguamiento se evaluó de forma sencilla con la conocida **Ecuación 6.7** del logaritmo decreciente, cuando la mesa está parada y la estructura sigue oscilando en vibración libre (**Figura 6.27**).

$$\delta = \ln \frac{m}{m+1} = \frac{2\pi \cdot \xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (6.7)$$

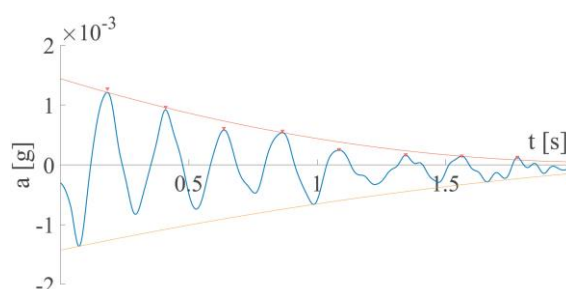


Figura 6.27: Señal de la vibración libre del acelerómetro sísmico SISM-7 en el ensayo C100 del FVED-1.

Se observa en la **Tabla 6.7** que el período fundamental estimado experimentalmente y el que predice el modelo numérico son similares.

Tabla 6.7: Períodos, amortiguamientos y rigideces del FVED-1.

Ensayo	Experimental		Modelo numérico						
	T_1 [s]	ξ [%]	T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]	$k_{PB,X}$ [kN/mm]	$k_{PB,Y}$ [kN/mm]	$k_{PA,X}$ [kN/mm]	$k_{PA,Y}$ [kN/mm]
C25	0.34	9.71	0.35	0.32	0.30	6.30	4.76	9.12	10.59
C50	0.38	8.51	0.39	0.37	0.33	4.94	3.63	10.49	12.43
C100	0.42	8.76	0.41	0.40	0.36	4.18	3.21	11.25	12.65

Siendo T_1 , T_2 y T_3 los períodos correspondientes a los modos 1, 2 y 3 de vibración; $k_{PB,X}$ y $k_{PB,Y}$ las rigideces laterales de la planta baja en la dirección X e Y ; y $k_{PA,X}$ y $k_{PA,Y}$ las rigideces laterales de la planta alta en la dirección X e Y respectivamente.

El aumento que presentan los períodos es debido a la (micro) fisuración del hormigón y a la pérdida de rigidez del material viscoelástico debido a la degradación que sufre el material N3 por el aumento de amplitud en cada ensayo. La inspección visual no delató daños en el hormigón en las zonas críticas. En la **Figura 6.28** se muestra el estado de algunos encuentros de pilar con viga al finalizar el ensayo C100.



Figura 6.28: Inspección visual tras el ensayo C100.

Por otra parte, la **Tabla 6.7** indica que la fracción de amortiguamiento promedio de la estructura con la componente viscoelástica es del 9 %. Este valor es aproximadamente 3 veces superior al amortiguamiento inherente medido experimentalmente en el espécimen FVED-1 antes de instalar los disipadores, aplicando una excitación impulsiva de poca intensidad mediante el golpe de un martillo en la parte superior de la estructura y dejando que vibre libremente. Aplicando la **Ecuación 6.7** se obtuvo una fracción de amortiguamiento de 2.7 % para la estructura sin disipadores VE instalados. Respecto a su período fundamental se calculó realizando una FFT en la cola de la vibración libre y obteniendo $T_{1,p} = 0.49$ s. Si se compara este período sin disipadores con el de la estructura con disipadores obtenida del ensayo C25 se desprende que la componente VE de los disipadores duplicó la rigidez lateral inicial de la estructura $(T_{1,p}/T_1)^2 = (0.49/0.34)^2 = 2.08$, es decir, un incremento del 108 %. Aplicando la misma fórmula en el ensayo C50, el incremento es del 66 % y en el C100 es del 36 %.

6.3.2. Respuesta de la componente viscoelástica del disipador

La respuesta de los disipadores MP-TTD se puede analizar en términos de fuerza F y desplazamiento d . Las fuerzas de los disipadores se obtuvieron a partir de la lectura de las galgas que tienen instalados los tubos auxiliares y los propios disipadores. Los desplazamientos se obtuvieron directamente a partir de los transductores de desplazamiento colocados en los disipadores.

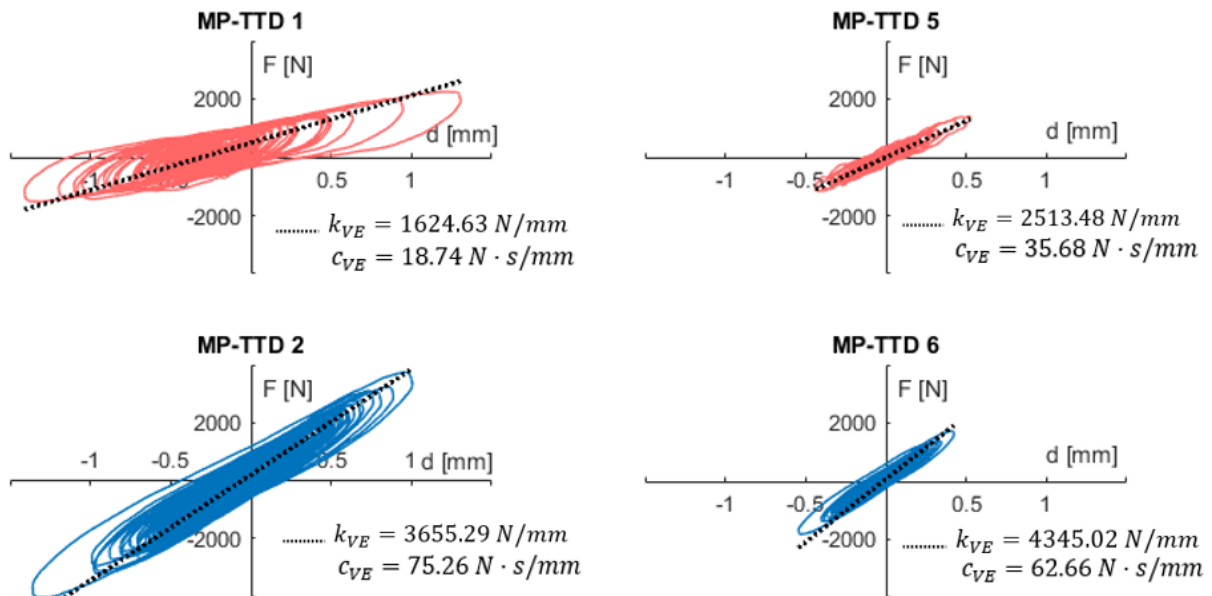
En la **Figura 6.29**, **Figura 6.30** y **Figura 6.31** se muestran las curvas $F - d$ de los ocho disipadores para los ensayos C25, C50 y C100, respectivamente. El color azul corresponde a los disipadores que están colocados en la dirección X y el color rojo para los que están en la dirección Y . Se observa en las figuras que, en algunos disipadores y para muy pocos ciclos, aparecen unos aumentos (“picos”) súbitos de resistencia. Esto se debe a que entraron en carga las tiras de acero del tubo exterior, pero manteniéndose siempre elásticas y sin que en ningún caso se activase el comportamiento plástico y, por lo tanto, sin que llegasen a disipar energía. Esto se produjo para desplazamientos en algunos casos un poco inferiores a los 5 mm teóricos para los cuales se había diseñado el disipador. Los motivos pueden ser pequeños errores de construcción del disipador o deformaciones en los disipadores previas a los ensayos sísmicos debidas a las cargas gravitatorias o producidas durante el entrenamiento de la mesa sísmica.

También se visualiza superpuesta la recta de puntos que representa con su pendiente la rigidez elástica del material VE, k_{VE} , instalado en cada disipador respectivamente y el coeficiente de amortiguamiento, c_{VE} . Ambos términos calculados según se indica en el **Capítulo 2** de esta tesis y empleando la **Ecuación 6.8** y la **Ecuación 6.9** respectivamente.

$$k_{VE} = 2 \cdot G_e \cdot (A_{VE}/t_{VE}) \quad (6.8)$$

$$c_{VE} = 2 \cdot G_v \cdot (A_{VE}/t_{VE}) = 2 \cdot (G_l/\omega) \cdot (A_{VE}/t_{VE}) \quad (6.9)$$

Para estimar los valores de G_e y c_{VE} empleados en la **Ecuación 6.8** y la **Ecuación 6.9** se procedió como sigue. De cada una de las curvas fuerza-desplazamiento axial de cada disipador y para los tres ensayos C25, C50, C100, se seleccionó un ciclo i asociado a una determinada curva $F_{ciclo,i} - d_{ciclo,i}$, en el cual la amplitud del desplazamiento axial en el dominio positivo, $d_{max,ciclo,i}^+$, y negativo, $d_{max,ciclo,i}^-$, de deformación fuesen similares. En total se seleccionaron $8 \times 3 = 24$ ciclos. En la medida de lo posible, se tomaron los ciclos de mayor amplitud dentro de cada ensayo. Se descartaron los ciclos en los cuales las tiras de acero del tubo exterior habían entrado en carga (es decir, aquellos que presentan crecimientos súbitos de resistencia en los extremos) o aquellos en los que el ciclo de máximo desplazamiento estuviese muy distorsionado, ya que se podrían estar disipando energías espurias. En el caso del disipador 4 en el ensayo C25, y de los disipadores 4 y 8 en los ensayos C50 y C100, los ciclos de mayor amplitud presentaban mucha distorsión, y los ciclos de pequeña amplitud no son representativos de las propiedades del material a la máxima amplitud del ensayo, por lo que, para esos casos, no se han superpuesto las rectas que representan la rigidez del material viscoelástico, k_{VE} . A la hora de estimar c_{VE} se supuso que la frecuencia ω del ciclo seleccionado era la correspondiente al primer modo de vibración de cada ensayo ($\omega = 2\pi/T_1$).



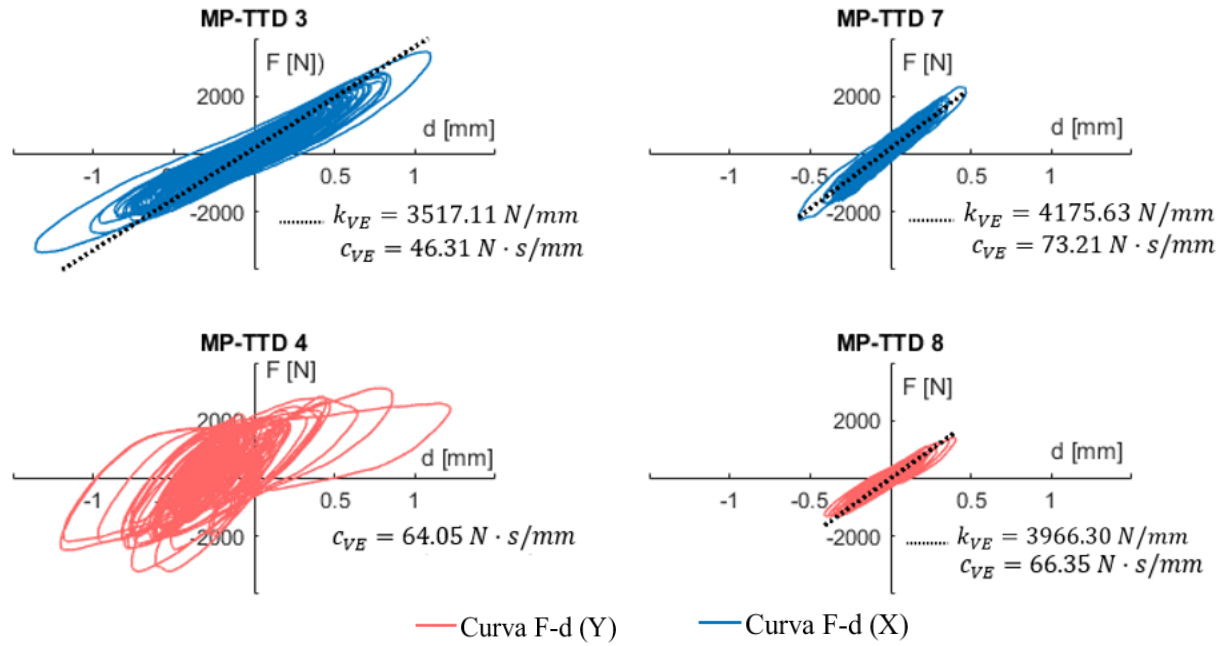
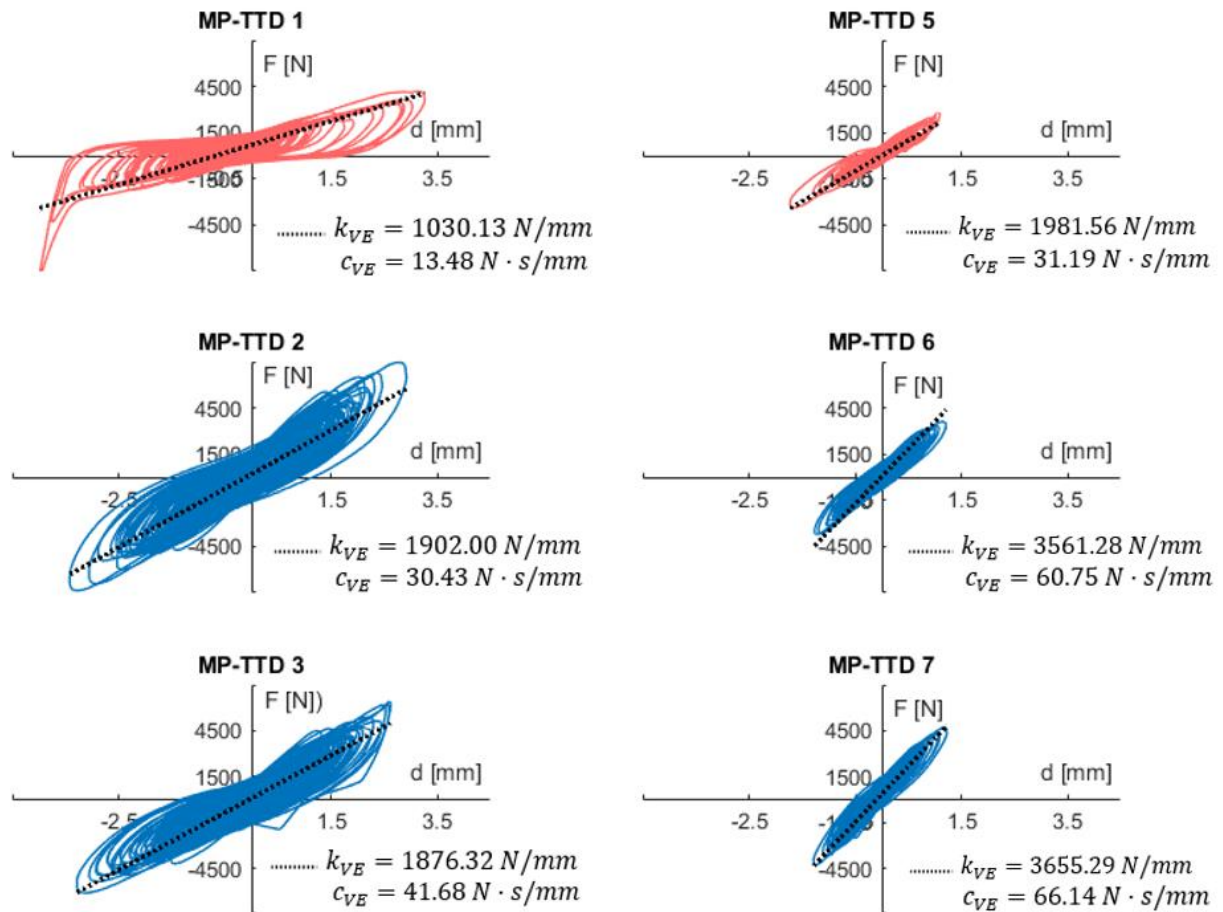


Figura 6.29: Curvas de fuerza-desplazamiento de cada disipador para el ensayo C25.



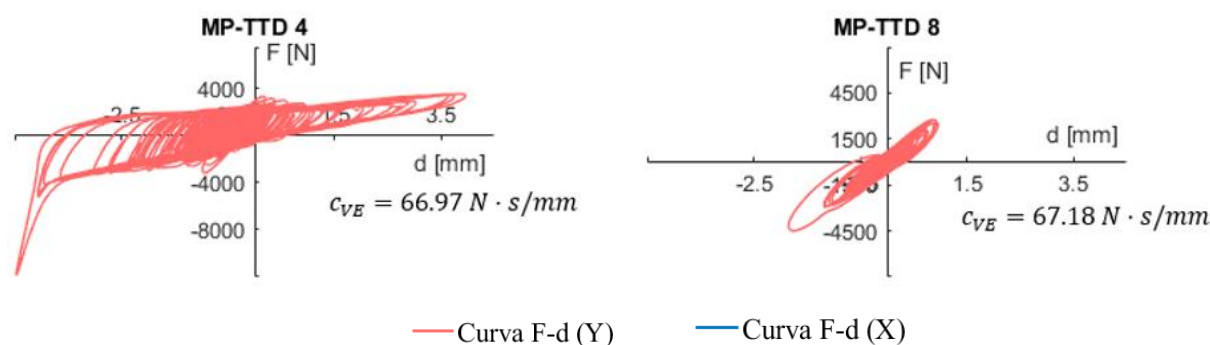


Figura 6.30: Curvas de fuerza-desplazamiento de cada disipador para el ensayo C50.

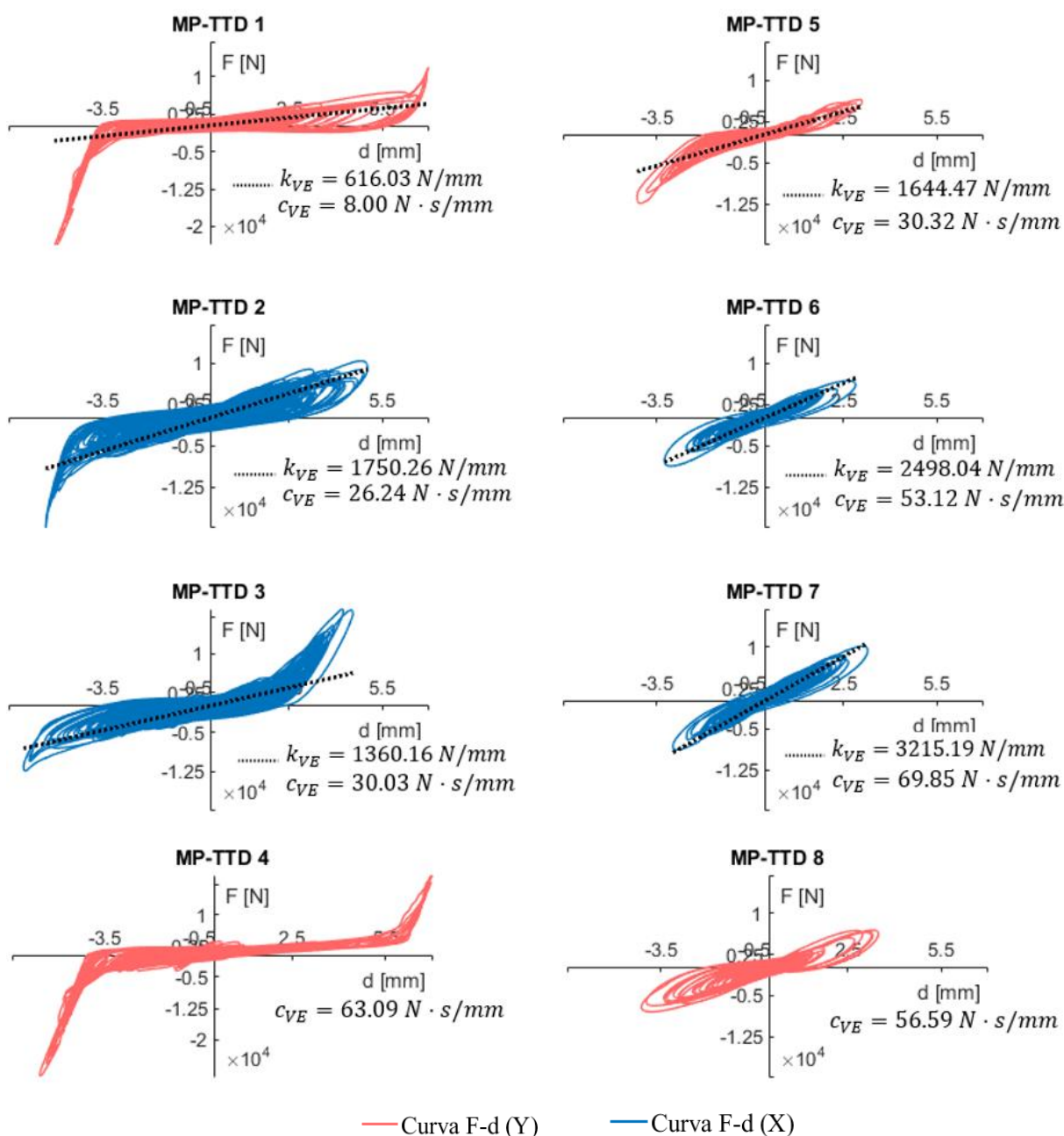


Figura 6.31: Curvas de fuerza-desplazamiento de cada disipador para el ensayo C100.

La fuerza en el disipador cuando se alcanza $d_{max,ciclo,i}^+$ y $d_{max,ciclo,i}^-$ se denomina $F_{ciclo,i}^+$ y $F_{ciclo,i}^-$ respectivamente.

Dividiendo $F_{ciclo,i}^+$ y $F_{ciclo,i}^-$ por el área de material viscoelástico sometido a deformaciones cortantes A_{VE} se obtuvo la tensión tangencial correspondiente que se ha denominado τ_A y τ_B , respectivamente en la **Figura 6.32**. Dividiendo $d_{max,ciclo,i}^+$ y $d_{max,ciclo,i}^-$ por el espesor del material viscoelástico t_{VE} se obtuvieron las distorsiones angulares γ_A y γ_B respectivas indicadas en la **Figura 6.32**. Por otra parte, se calculó el área encerrada en el ciclo i (energía disipada) W .

Finalmente, se calculó el módulo de almaceamiento G_e , el módulo de pérdida G_l y el factor de pérdida $\eta_{loss} = G_l/G_e$ correspondiente a cada ciclo i con las fórmulas que se indican en la **Figura 6.32**.

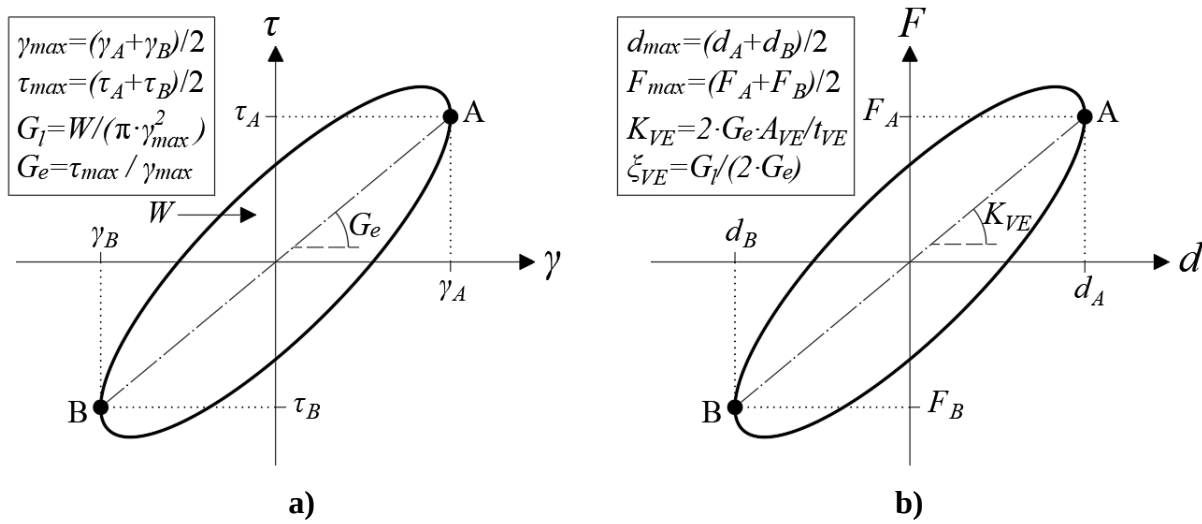


Figura 6.32: Representación gráfica de los términos que definen el comportamiento dinámico y mecánico del material VE. **a)** En términos de tensión tangencial y distorsión angular; **b)** En términos de fuerza y desplazamiento axial.

A su vez, la fracción de amortiguamiento ξ_{VE} de la componente VE del disipador se puede obtener facilmente a partir de G_e y G_l mediante la **Ecuación 6.10**.

$$\xi_{VE} = \frac{G_l}{2 \cdot G_e} = \frac{\eta_{loss}}{2} \quad (6.10)$$

En la **Figura 6.33** se muestran los valores de G_e , G_l y η_{loss} obtenidos siguiendo el procedimiento anterior de los resultados de los ensayos sísmicos. En todas ellas, en el eje horizontal se representa la distorsión angular promedio $\gamma_{max} = (\gamma_A + \gamma_B)/2$. En la **Figura 6.33** se indica con diferente color cada uno de los 8 disipadores y con diferente símbolo cada uno de los 3 ensayos. En la **Figura 6.33** se muestran también los valores de G_e , G_l y η_{loss} estimados en el **Capítulo 2** y que se obtuvieron con muestras de pequeño tamaño del material viscoelástico aislado mediante ensayos dinámicos de amplitud y frecuencia constantes.

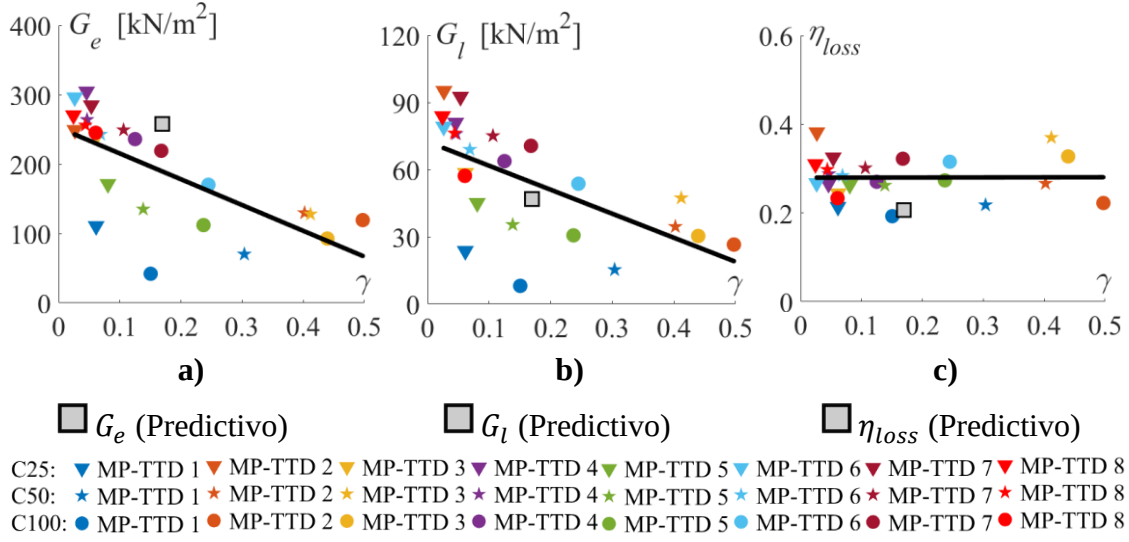


Figura 6.33: Resultados de las propiedades de la componente VE de los disipadores para los ensayos C25, C50 y C100. **a)** Valores de G_e ; **b)** Valores de G_l ; **c)** Valores de η_{loss} .

En cada una de las tres figuras se muestra en línea gruesa una regresión lineal de los resultados en función de γ , que viene dada por la **Ecuación 6.11** para G_e , por la **Ecuación 6.12** para G_l y por la **Ecuación 6.13** para η_{loss} .

$$G_e = -371.7459 \cdot \gamma + 252.5387 \quad (6.11)$$

$$G_l = -107.2476 \cdot \gamma + 72.4524 \quad (6.12)$$

$$\eta_{loss} = 0.0021 \cdot \gamma + 0.2794 \quad (6.13)$$

Dado que se han estudiado los resultados de los ensayos C25, C50 y C100, las ecuaciones predictivas son válidas únicamente hasta la distorsión angular máxima de los ciclos analizados, es decir, hasta $\gamma_{max} = 0.50$.

Se puede observar que G_e y G_l tienden a disminuir a medida que la amplitud del ciclo γ aumenta, mientras que η_{loss} se mantiene aproximadamente constante. Conviene señalar que G_e , G_l y η_{loss} varían también con la frecuencia, como se vio en el **Capítulo 2**. Se puede comprobar en la **Figura 6.33** que los resultados obtenidos están en consonancia con los analizados en la **Figura 2.38**, **Figura 2.39** y **Figura 2.40** del **Capítulo 2**, donde se mostraba la influencia de la temperatura y la frecuencia en el material viscoelástico sin degradar. El procedimiento y la formulación aplicada para calcular G_e , G_l y η_{loss} es la misma que se emplea en el **Capítulo 2** de esta tesis. Considerando que la temperatura en el laboratorio durante los ensayos era de aproximadamente 25 grados (no se conoce con precisión porque no se monitorizó) y para una frecuencia de en torno a 2.5 Hz se determinaron los valores de G_e , G_l y η_{loss} con los resultados de los ensayos a nivel de material aislado realizados en **Capítulo 2**, y cuyas predicciones se han dibujado en la **Figura 6.33**, indicados con un cuadrado de borde negro y fondo gris.

La **Tabla 6.8** sintetiza los valores máximos de fuerza, desplazamiento, tensión y deformación en cada disipador, mostrando en las últimas líneas de cada ensayo los valores promedio por planta. En todos los ensayos las fuerzas y los desplazamientos axiales en los disipadores de la planta baja fueron aproximadamente el doble que los de la planta alta.

Tabla 6.8: Valores máximos del material N3 del MP-TTD.

C25		F [N]	d [mm]	τ [Mpa]	γ [rad]
Planta baja	MP-TTD 1	2256.70	1.41	0.03	0.24
	MP-TTD 2	4054.90	1.36	0.05	0.23
	MP-TTD 3	3535.00	1.36	0.04	0.23
	MP-TTD 4	3213.90	1.22	0.04	0.20
Planta alta	MP-TTD 5	1434.90	0.53	0.02	0.09
	MP-TTD 6	1814.50	0.55	0.02	0.09
	MP-TTD 7	2318.00	0.57	0.03	0.10
	MP-TTD 8	1403.70	0.41	0.02	0.07
Promedio Planta Baja:		3265.13	1.34	0.04	0.22
Promedio Planta Alta:		1742.78	0.51	0.02	0.09
C50		F [N]	d [mm]	τ [Mpa]	γ [rad]
Planta baja	MP-TTD 1	7981.62	3.99	0.09	0.66
	MP-TTD 2	7453.89	3.42	0.08	0.57
	MP-TTD 3	6416.50	3.29	0.07	0.55
	MP-TTD 4	11876.40	4.47	0.13	0.74
Planta alta	MP-TTD 5	3364.79	1.73	0.04	0.29
	MP-TTD 6	3696.09	1.27	0.04	0.21
	MP-TTD 7	4724.76	1.28	0.05	0.21
	MP-TTD 8	4492.41	1.85	0.05	0.31
Promedio Planta Baja:		8432.10	3.79	0.10	0.63
Promedio Planta Alta:		4069.51	1.53	0.05	0.26
C100		F [N]	d [mm]	τ [Mpa]	γ [rad]
Planta baja	MP-TTD 1	24536.80	6.98	0.28	1.16
	MP-TTD 2	19974.30	5.31	0.23	0.89
	MP-TTD 3	18508.70	6.02	0.21	1.00
	MP-TTD 4	28734.80	7.02	0.33	1.17
Planta alta	MP-TTD 5	12442.50	4.12	0.14	0.69
	MP-TTD 6	8744.99	3.24	0.10	0.54
	MP-TTD 7	10188.20	3.28	0.12	0.55
	MP-TTD 8	7953.05	4.11	0.09	0.69
Promedio Planta Baja:		22938.65	6.33	0.26	1.06
Promedio Planta Alta:		9832.19	3.69	0.11	0.62

6.3.3. Respuesta general del espécimen FVED-1

6.3.3.1. Modelo de masas concentradas

Para analizar la respuesta del espécimen FVED-1 ensayado, éste se idealiza mediante un modelo de masas concentradas, con una masa localizada en el centro de masas de cada nivel dotada de tres grados de libertad (GDL): traslación en la dirección X , traslación en la dirección Y y rotación alrededor del eje Z (**Figura 6.34**). Los GDL se han denominado u_1, u_2, u_3 (desplazamiento en X , en Y y giro respectivamente) para la masa concentrada en el centro de masas del forjado de hormigón armado (primer nivel) y u_4, u_5, u_6 para los de la masa concentrada en el centro de masas de las planchas de acero (segundo nivel). Para las aceleraciones, los GDL se denominan en el primer nivel $\ddot{u}_1^t, \ddot{u}_2^t, \ddot{u}_3^t$ (aceleración en X , en Y y aceleración rotacional respectivamente) y $\ddot{u}_4^t, \ddot{u}_5^t, \ddot{u}_6^t$ para el segundo nivel. De la **Tabla 6.2** con el listado de los pesos se extraen las masas de cada planta para elaborar la correspondiente matriz de masas $\mathbf{M}$ de la **Ecuación 6.14**, cuyos valores numéricos se reflejan en la **Ecuación 6.15**.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{1x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{1y} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & Ir_{1z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{2x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{2y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Ir_{2z} \end{bmatrix} \quad (6.14)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 5099.70 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5099.70 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 8090.39 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6807.16 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6807.16 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8763.72 \end{bmatrix} \quad (6.15)$$

Donde m_{1x}, m_{1y}, m_{2x} y m_{2y} son las masas que movilizan los desplazamientos en los dos ejes horizontales ortogonales de cada nivel en kg, mientras que Ir_{1z} y Ir_{2z} corresponden a las inercias rotacionales de las masas con respecto al eje vertical ortogonal al plano que forman $X - Y$, en $\text{kg} \cdot \text{m}^2$.

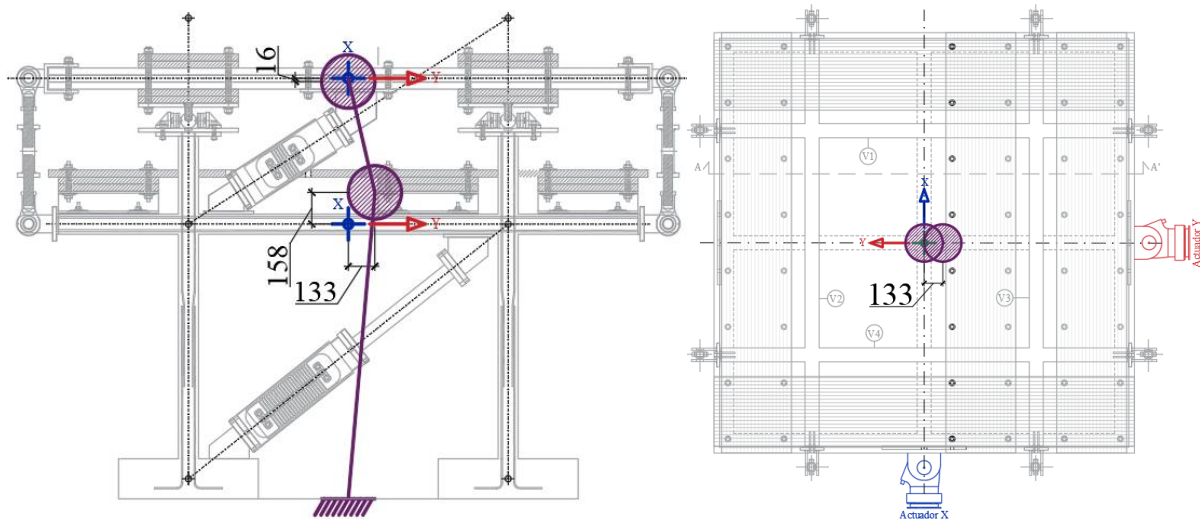


Figura 6.34: Modelo de masas concentradas del espécimen FVED-1.

Para poder emplear este modelo idealizado de masas concentradas, es necesario desarrollar la formulación del sólido rígido que permita extrapolar las mediciones registradas con la instrumentación en diferentes partes del FVED-1 al centro de masas de cada nivel. Se asume la hipótesis de diafragma rígido de cada nivel, es decir, los elementos no pueden deformar en el plano horizontal, y que los pilares son axialmente indeformables. Con esta hipótesis, el sólido rígido podrá trasladarse o rotar con eje vertical, pero no deformar en su plano ni experimentar rotaciones de eje horizontal. Conocidas las posiciones de la instrumentación y de los centros de masas de cada nivel horizontal, se pueden relacionar con simples consideraciones geométricas los desplazamientos, rotaciones, aceleraciones, etcétera, en el centro de masas de cada nivel con los datos que proporciona la instrumentación (transductores de desplazamiento, acelerómetros, etcétera). En lo que sigue, el código CDM-1 se refiere al centro de masas del nivel 1, que corresponde al nivel del forjado, y CDM-2 al nivel 2, correspondiente a las planchas metálicas. La **Figura 6.35** muestra las historias de desplazamientos horizontales y giros relativos entre niveles, es decir, desplazamientos y giros entre plantas, medidos en los centros de masas de cada nivel. Se observa que los desplazamientos entre plantas son pequeños (aproximadamente el 0.4 % de la altura de la planta en la planta alta y 0.8 % en la planta baja).

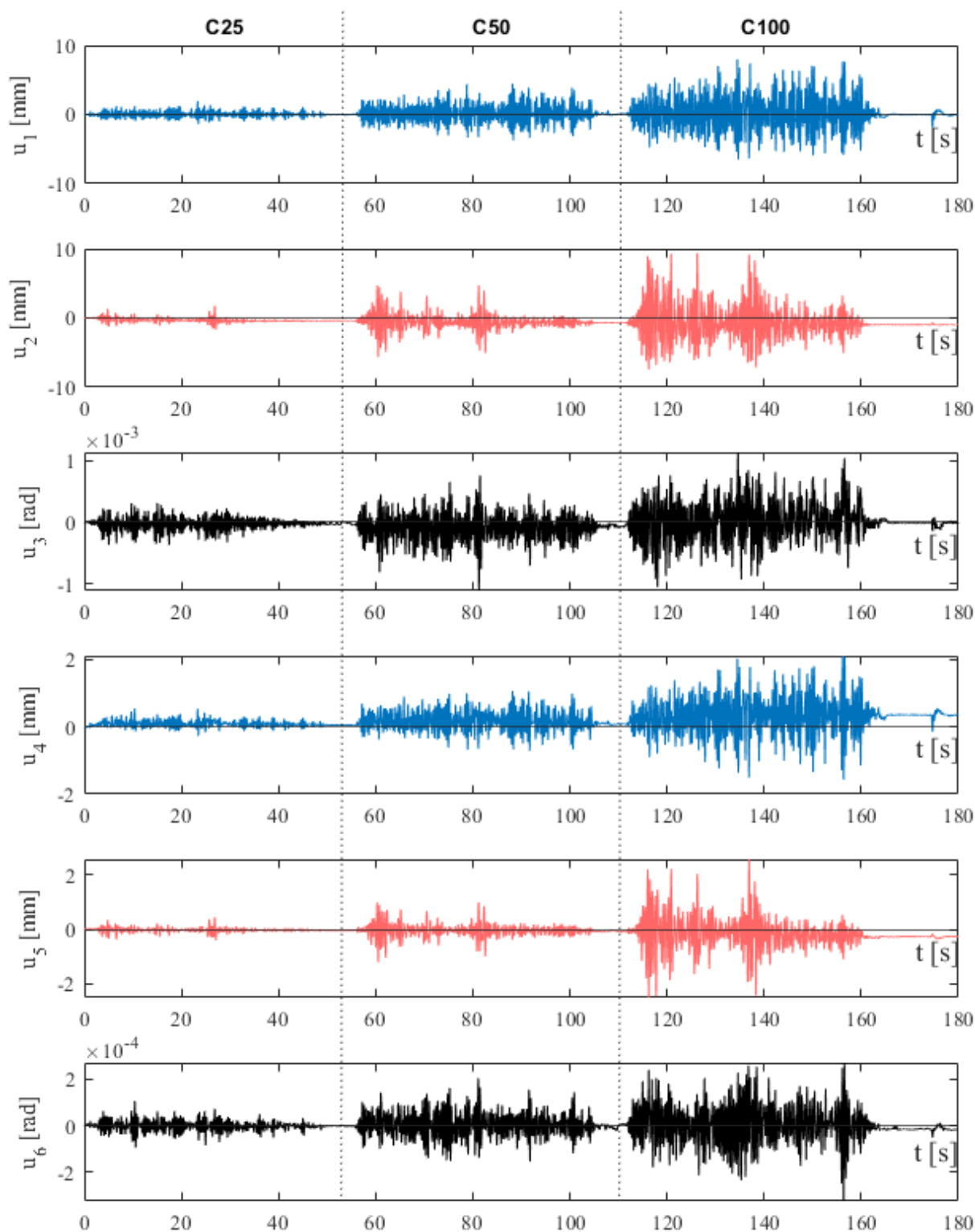


Figura 6.35: Historia de desplazamientos y rotaciones relativas en el centro de masas de cada planta del espécimen FVED-1.

La **Figura 6.36** muestra las aceleraciones horizontales y rotacionales absolutas (referidas a un sistema fijo newtoniano). Las aceleraciones horizontales se quedan por debajo de 0.5 g en todos los niveles, y las rotacionales entre 0.5 y 1.0 rad/s².

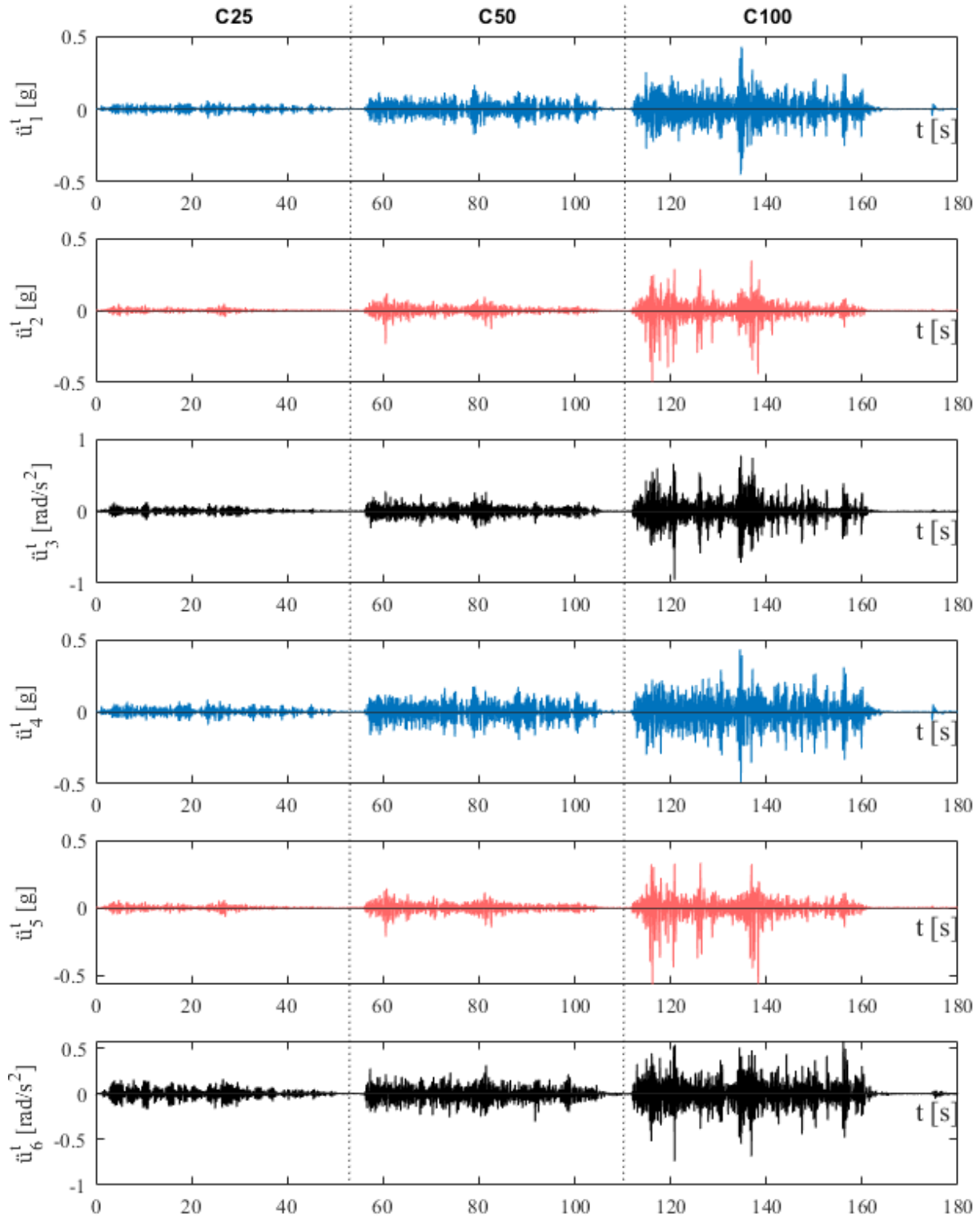
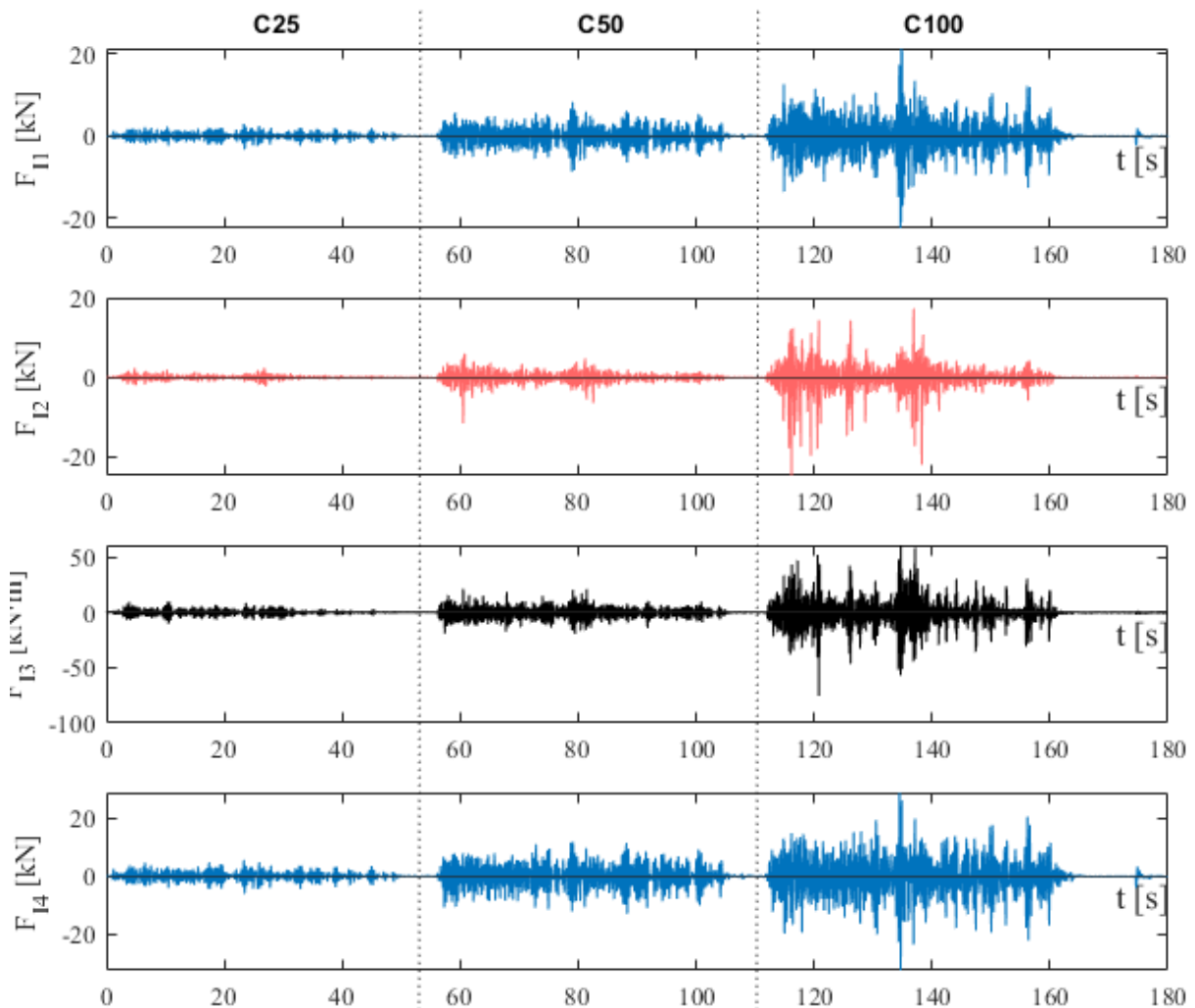


Figura 6.36: Historia de aceleraciones horizontales y rotacionales absolutas en el centro de masas de cada planta del espécimen FVED-1.

La ecuación del movimiento de este modelo idealizado se muestra en la **Ecuación 6.16**.

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_s = 0 \quad (6.16)$$

Donde $\mathbf{M}$ es la matriz de masas diagonal, $\ddot{\mathbf{u}}^t$ es el vector de aceleraciones absolutas, $\mathbf{C}$ es la matriz de amortiguamiento, $\dot{\mathbf{u}}$ es el vector de velocidades relativas y $\mathbf{F}_s$ el vector de fuerzas recuperadoras ejercidas por la estructura. Dado que la matriz de masas $\mathbf{M}$ es conocida y el vector de aceleraciones absolutas $\ddot{\mathbf{u}}^t$ se conoce a partir de las medidas proporcionadas por los acelerómetros sísmicos y piezoeléctricos, se pueden determinar fácilmente las fuerzas y momentos de inercia $\mathbf{F}_I = \mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}^t = -(\mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_s)$ que actúan en cada nivel. En la **Figura 6.37** se muestran las historias de las fuerzas de inercia en cada grado de libertad de cada una de las dos masas concentradas, es decir las componentes del vector $\mathbf{F}_I^T = [F_{I1}, F_{I2}, F_{I3}, F_{I4}, F_{I5}, F_{I6}]$. El código de colores sigue respetando las direcciones con respecto a los actuadores de la mesa sísmica, donde el azul es el eje del actuador X , el rojo es el eje del actuador Y y el negro es para las rotaciones en el plano.



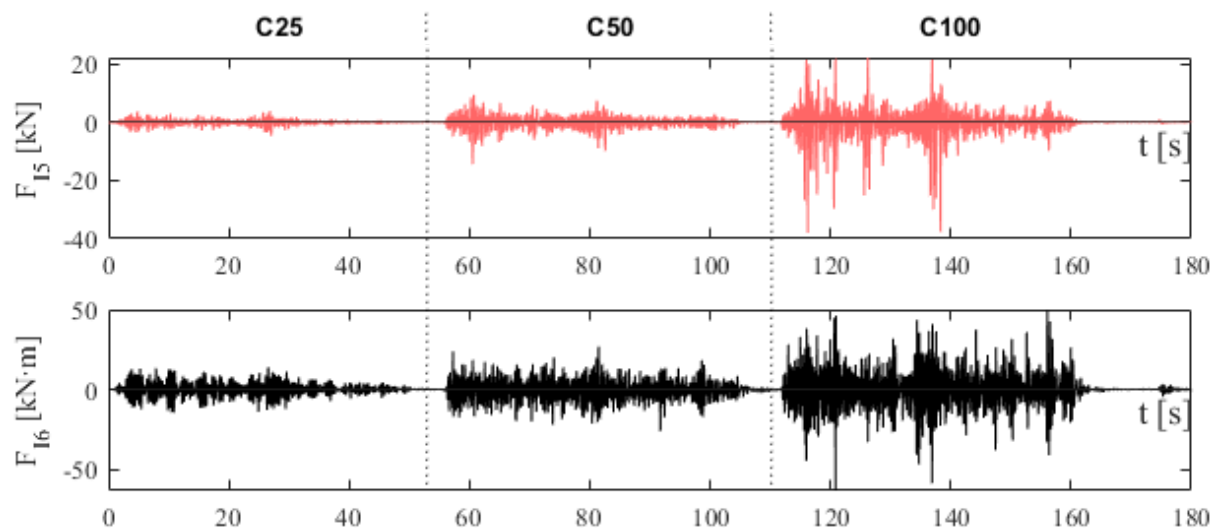
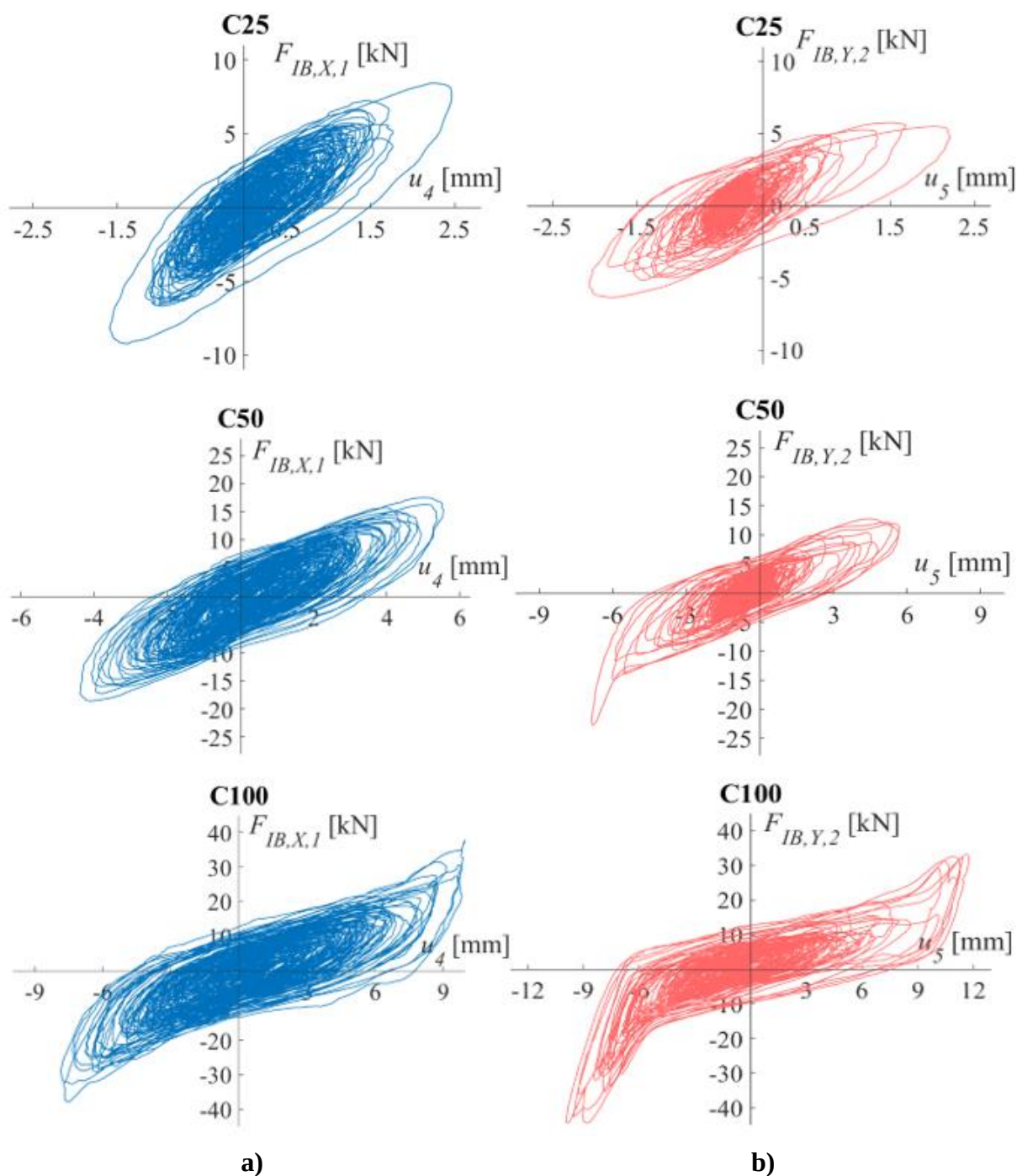


Figura 6.37: Historia de fuerzas de inercia horizontales y momentos de eje vertical en el centro de masas de cada planta del espécimen FVED-1.

6.3.3.2. Relación entre cortantes basales y desplazamientos del nivel 2

Conocidas las fuerzas de inercia $\mathbf{F}_I^T$ se pueden determinar las fuerzas cortantes en las direcciones $X - Y$, $F_{IB,X,1}$, $F_{IB,Y,1}$, y el momento, $F_{IB,Z,1}$, en la planta baja (base), y las fuerzas cortantes en las direcciones $X - Y$, $F_{I,X,2}$, $F_{I,Y,2}$, y el momento, $F_{I,Z,2}$ en la planta alta como sigue: $F_{IB,X,1} = \mathbf{F}_I^T \cdot \mathbf{J}_{X,1}$, $F_{IB,Y,1} = \mathbf{F}_I^T \cdot \mathbf{J}_{Y,1}$, $F_{IB,Z,1} = \mathbf{F}_I^T \cdot \mathbf{J}_{Z,1}$, $F_{I,X,2} = \mathbf{F}_I^T \cdot \mathbf{J}_{X,2}$, $F_{I,Y,2} = \mathbf{F}_I^T \cdot \mathbf{J}_{Y,2}$ y $F_{I,Z,2} = \mathbf{F}_I^T \cdot \mathbf{J}_{Z,2}$. Donde $\mathbf{J}_{X,1}^T = [1 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0]$, $\mathbf{J}_{Y,1}^T = [0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0]$ y $\mathbf{J}_{Z,1}^T = [0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 1]$, $\mathbf{J}_{X,2}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0]$, $\mathbf{J}_{Y,2}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0]$ y $\mathbf{J}_{Z,2}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1]$. Nótese que se ha añadido el subíndice B para señalar las fuerzas cortantes y momentos en la base (planta baja). Para cada dirección horizontal X e Y , la **Figura 6.38.a** y la **Figura 6.38.b** muestra en línea continua las curvas que representan la relación entre fuerzas cortante basal y desplazamiento del nivel 2 correspondiente, para los ensayos C25, C50 y C100. En la **Figura 6.38.c** y la **Figura 6.38.d** se muestran los puntos de las curvas anteriores para los cuales la velocidad es cero. En esos puntos las fuerzas de amortiguamiento $\mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}$ son nulas y, por lo tanto, las fuerzas de inercia $\mathbf{F}_I$ son iguales a las fuerzas recuperadoras que ejerce la estructura. A su vez, entre esta nube de puntos, se han seleccionado aquellos en los cuales el desplazamiento alcanzado en un determinado dominio de deformación (positivo o negativo) es mayor que el desplazamiento máximo alcanzado en todos los ciclos anteriores. Finalmente, estos puntos seleccionados se han unido mediante segmentos que se representan con línea gruesa en la **Figura 6.38.c** y la **Figura 6.38.d**. Esos segmentos forman parte de la curva de capacidad de la estructura, que en este caso no llega a la zona no lineal, dado que sólo se han considerado los ensayos C25, C50 y C100, en los cuales la estructura se mantuvo básicamente elástica. Estos segmentos se pueden aproximar mediante una recta que se ha dibujado en la **Figura 6.38.c** y la **Figura 6.38.d** mediante línea discontinua. La pendiente de esta línea es la pendiente elástica inicial de la estructura en cada

dirección e incluye tanto la contribución de la estructura principal de hormigón armado, como la contribución de la parte elástica de la componente viscoelástica de los disipadores y se ha obtenido a partir de una regresión lineal del tramo de la curva de capacidad correspondiente a cada ensayo. Estas pendientes para el C25 valen 4.51 kN/mm y 3.80 kN/mm, para el C50 valen 3.62 kN/mm y 2.64 kN/mm y para el C100 valen 3.44 kN/mm y 2.19 kN/mm, en la dirección X e Y respectivamente. Tienen valores similares a los obtenidos con el modelo numérico, que para el C25 valen 4.89 kN/mm y 3.81 kN/mm, para el C50 valen 3.94 kN/mm y 2.99 kN/mm y para el C100 valen 3.38 kN/mm y 2.65 kN/mm, en la dirección X e Y respectivamente.



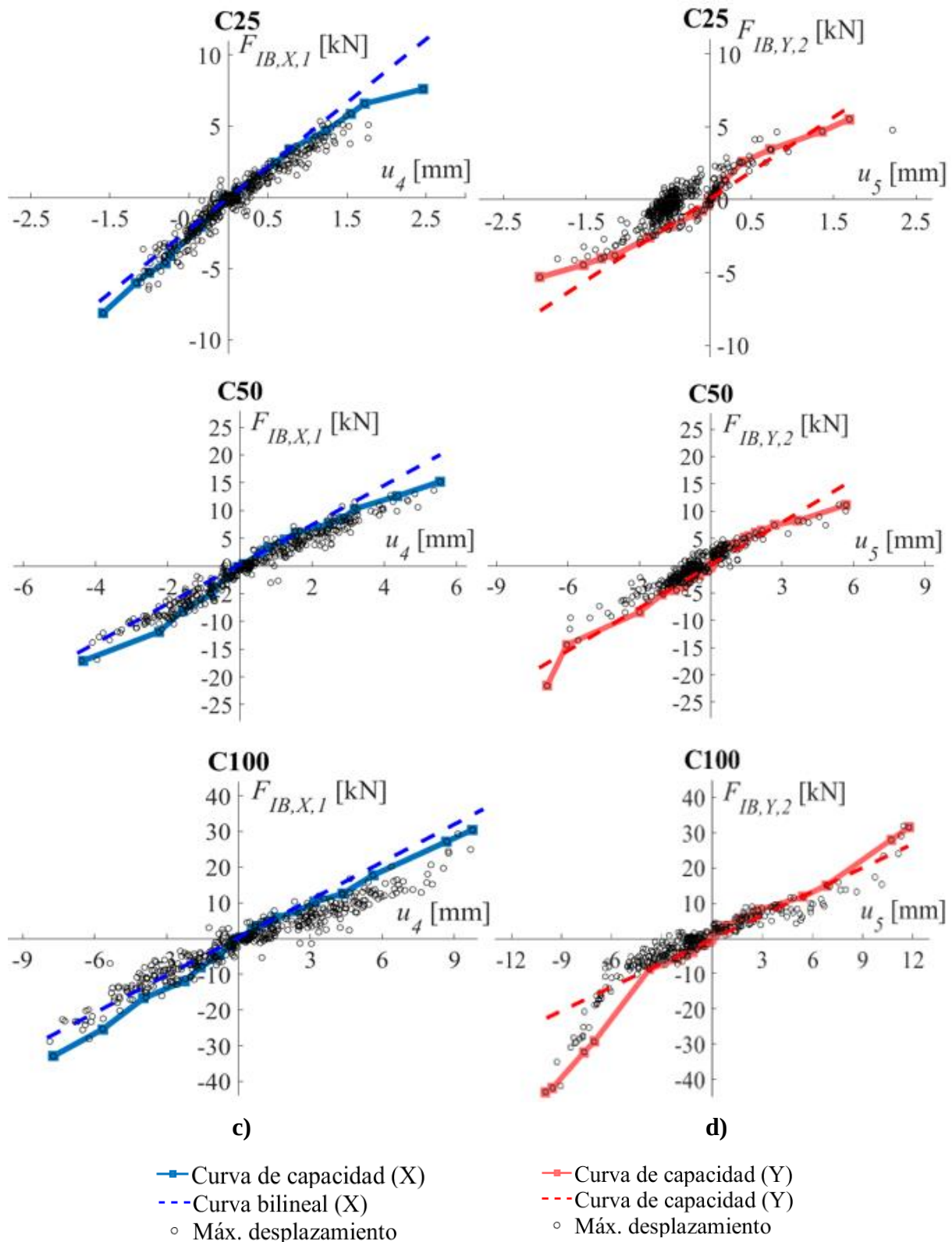


Figura 6.38: Curvas de capacidad de la estructura completa. **a)** Cortante basal frente a desplazamiento del nivel 2 en la dirección X; **b)** Cortante basal frente a desplazamiento del nivel 2 en la dirección Y; **c)** Puntos de velocidad nula en la dirección X; **d)** Puntos de velocidad nula en la dirección Y.

6.3.3.3. Respuestas máximas

En las **Tabla 6.9** y **Tabla 6.10** se resume la respuesta máxima del espécimen en términos de aceleración absoluta $\ddot{u}_{max}^t$, deriva entre plantas ID y la deriva permanente o residual de cada planta ID_r en función de la altura de la planta. Las columnas indicadas como “Nivel 2” tienen los desplazamientos del nivel de cubierta respecto a la base normalizados por la distancia desde la base al nivel 2. Las últimas columnas muestran el nivel de desempeño en función de los límites de la deriva entre plantas propuesto por la “*Structural Engineers Association of California*” (SEAOC) [77], de manera que, para unos valores de $ID < 1.0 \%$ la estructura se considera que se encuentra en estado operacional (O), para $1.0 \% < ID < 2.5 \%$ es segura para la vida (LS), $2.5 \% < ID < 4.0 \%$ la estructura está cercana al colapso (NC), y si $ID > 4.0 \%$ la estructura se considera que ha colapsado (C).

Tabla 6.9: Respuestas máximas en la dirección X del espécimen FVED-1.

Ensayo	Planta Baja			Planta Alta			Nivel 2		SPL - SEAOC	
	$\ddot{u}_{max}^t$ [g]	ID [%]	ID_r [%]	$\ddot{u}_{max}^t$ [g]	ID [%]	ID_r [%]	ID [%]	ID_r [%]	Planta Baja	Planta Alta
C25	0,07	0,17	0,00	0,09	0,12	0,01	0,16	0,01	O	O
C50	0,17	0,40	0,01	0,19	0,23	0,02	0,35	0,01	O	O
C100	0,45	0,71	0,00	0,49	0,45	0,08	0,63	0,02	O	O

Tabla 6.10: Respuestas máximas en la dirección Y del espécimen FVED-1.

Ensayo	Planta Baja			Planta Alta			Nivel 2		SPL - SEAOC	
	$\ddot{u}_{max}^t$ [g]	ID [%]	ID_r [%]	$\ddot{u}_{max}^t$ [g]	ID [%]	ID_r [%]	ID [%]	ID_r [%]	Planta Baja	Planta Alta
C25	0,05	0,16	0,04	0,07	0,10	0,01	0,14	0,03	O	O
C50	0,23	0,51	0,06	0,21	0,26	0,02	0,43	0,05	O	O
C100	0,49	0,84	0,09	0,57	0,55	0,06	0,74	0,08	O	O

Se aprecia que en ambas direcciones la estructura se mantiene en un estado operacional y que los desplazamientos remanentes son despreciables. Se observa también que los desplazamientos máximos entre plantas son muy similares en la dirección X y en la Y ; y por otra parte son casi el doble en la planta baja que en la planta alta. La **Tabla 6.11** muestra la respuesta del espécimen en términos de aceleración angular absoluta $\ddot{u}_{max}^t$ en el centro de masas de cada planta (CDM), además de la rotación relativa ID entre la planta de arriba y la de abajo, y la rotación relativa remanente entre plantas ID_r .

Tabla 6.11: Respuestas máximas de rotación del espécimen FVED-1.

Ensayo	Planta Baja			Planta Alta			Nivel 2	
	$\ddot{u}_{max}^t$ [rad/s ²]	ID [rad] (10 ⁻³)	ID _r [rad] (10 ⁻³)	$\ddot{u}_{max}^t$ [rad/s ²]	ID [rad] (10 ⁻³)	ID _r [rad] (10 ⁻³)	ID [rad] (10 ⁻³)	ID _r [rad] (10 ⁻³)
C25	0,13	0,37	0,04	0,17	0,11	0,00	0,42	0,04
C50	0,27	1,11	0,06	0,31	0,20	0,01	1,23	0,05
C100	0,95	1,14	0,02	0,74	0,33	0,01	1,32	0,03

6.3.3.4. Rotación y momento flector de las columnas

La rotación de cuerda (“*chord rotation*”) en los extremos de las columnas en la dirección X e Y , θ_x , θ_y , se muestran en la **Figura 6.40** para la planta de abajo y en la **Figura 6.41** para la planta de arriba. Los pilares de la planta baja se pueden considerar perfectamente biempotrados y por ello las rotaciones son iguales en ambos extremos. Se ha obtenido dividiendo el desplazamiento relativo, entre cabeza y arranque del pilar, por su altura.

Por otra parte, se calculó la rotación de fluencia θ_y de los extremos de los pilares siguiendo la formulación propuesta en la segunda generación del Eurocódigo 8 (EN1998-1-1:2021) [35] obteniendo un valor de $\theta_{y,1} = 0.0157$ rad para la planta baja y $\theta_{y,2} = 0.0146$ rad para la planta alta. También se obtuvo la rotación θ_{cr} y el momento M_{cr} correspondiente a la fisuración del hormigón, y valen $\theta_{cr,1} = 6.6775 \cdot 10^{-4}$ rad y $M_{cr,1} = 0.640$ kN·m para la planta baja y $\theta_{cr,2} = 4.5548 \cdot 10^{-4}$ rad y $M_{cr,2} = 0.510$ kN·m. Se calculó también la capacidad de estas secciones en términos de rotación total última θ_u , y momento de fluencia M_y ; obteniéndose los siguientes valores: $\theta_{u,1} = 0.0640$ rad para la planta baja y de $\theta_{u,2} = 0.0598$ rad para la planta alta; $M_{y,1} = 4.874$ kN·m para la planta baja y $M_{y,2} = 4.533$ kN·m para la planta alta. Estos valores se representan gráficamente, mediante el diagrama de momento-rotación de las secciones empleadas, en la **Figura 6.39**.

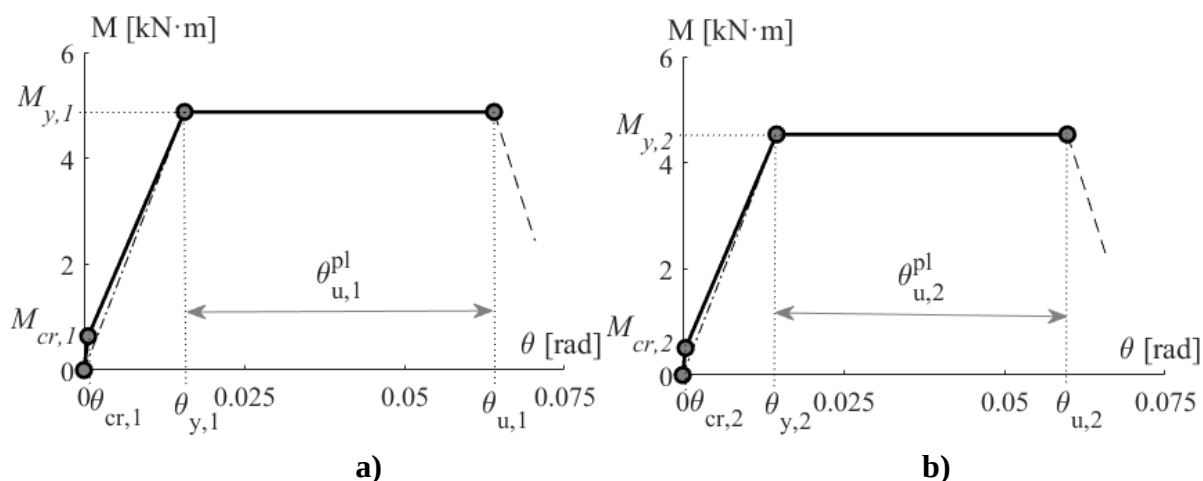
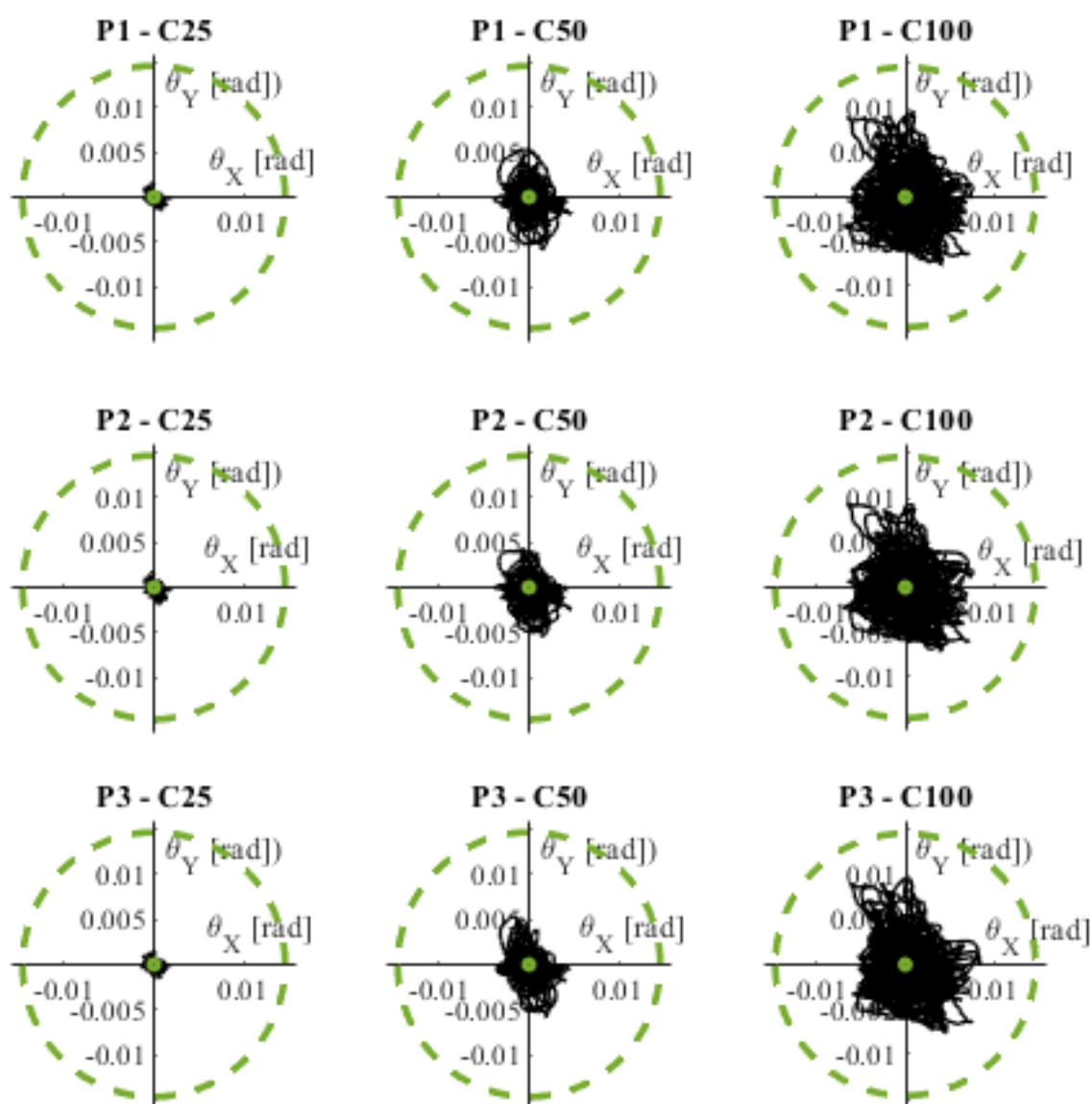


Figura 6.39: Diagramas de momento-rotación. **a)** Planta baja; **b)** Planta alta.

Siendo θ_u^{pl} la capacidad de rotación plástica hasta alcanzar el estado límite último de la sección, por lo que $\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y$.

Se observa en la **Figuras 6.40** y la **Figura 6.41** que en todos los casos las rotaciones máximas se mantuvieron por debajo de las rotaciones de fluencia, pero superaron la rotación correspondiente al inicio de la fisuración del hormigón. Es decir, los pilares se mantuvieron básicamente elásticos. Debido a la escala de la representación de la **Figura 6.41**, no se aprecia con nitidez que, para el C25, las rotaciones también superan mínimamente la rotación de fisuración del hormigón.



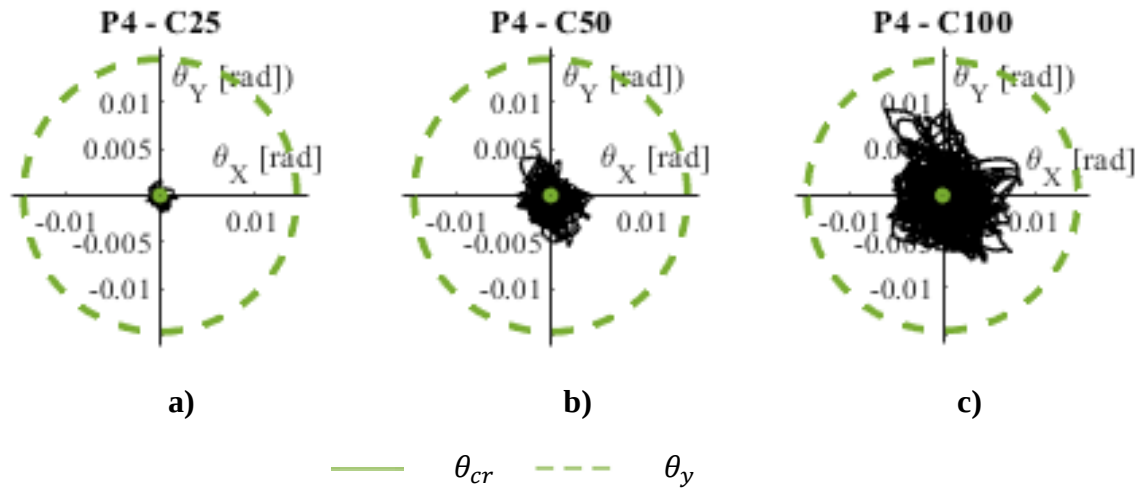
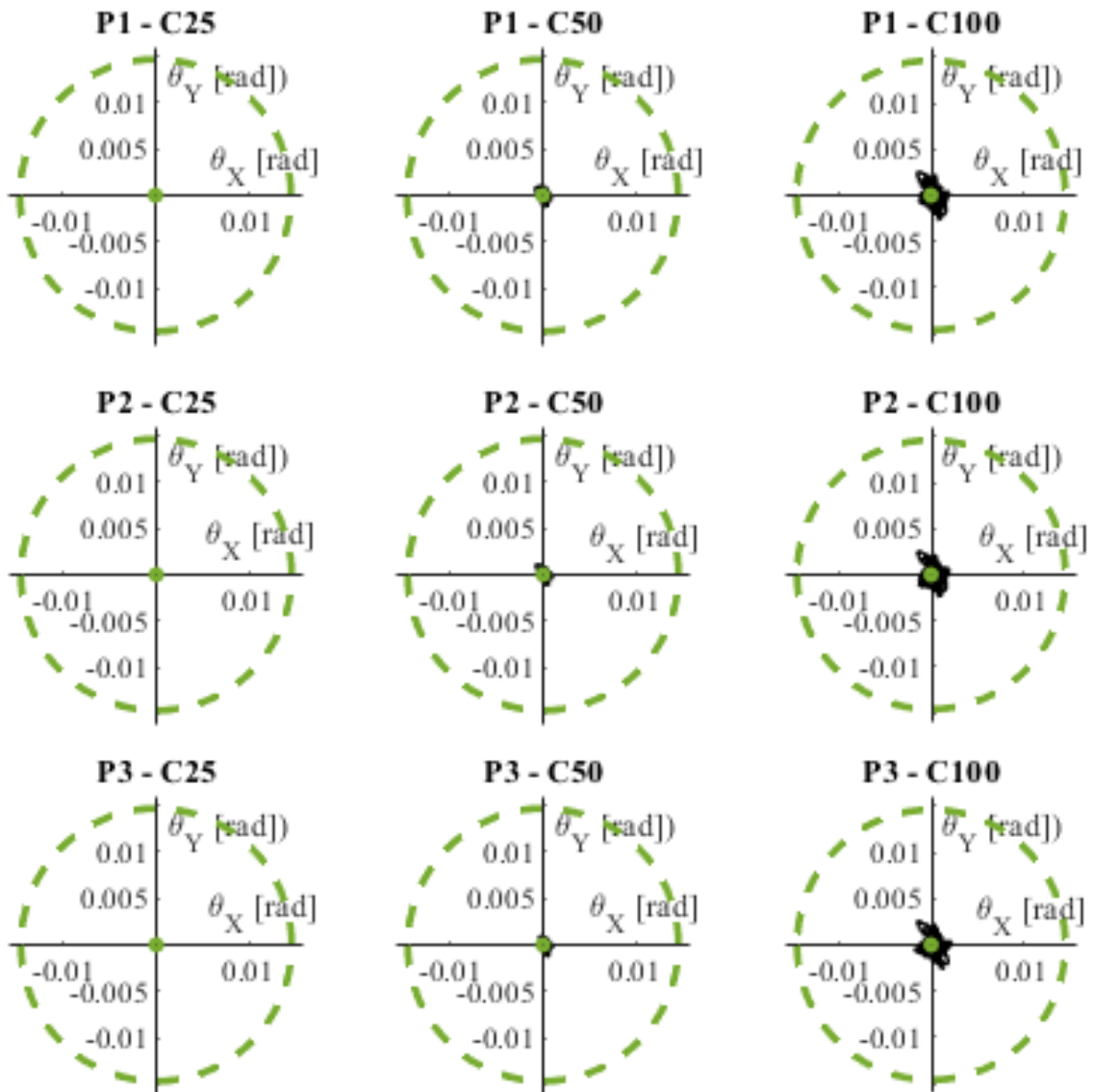


Figura 6.40: Rotación de columnas para cada pilar de la planta de abajo (secciones de los niveles A-B). **a)** Ensayo C25; **b)** Ensayo C50 y **c)** Ensayo C100.



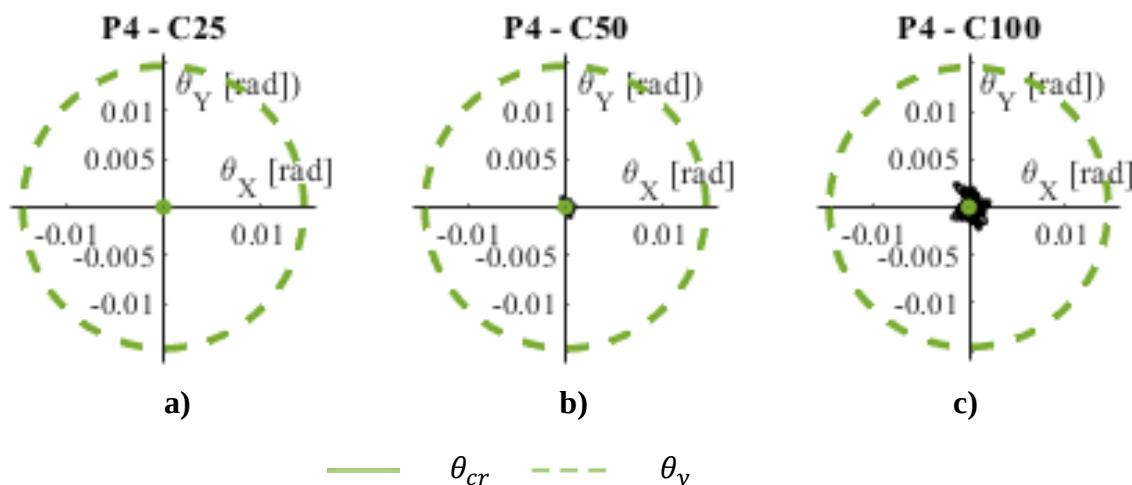


Figura 6.41: Rotación de columnas para cada pilar de la planta de arriba (secciones del nivel C). **a)** Ensayo C25; **b)** Ensayo C50 y **c)** Ensayo C100.

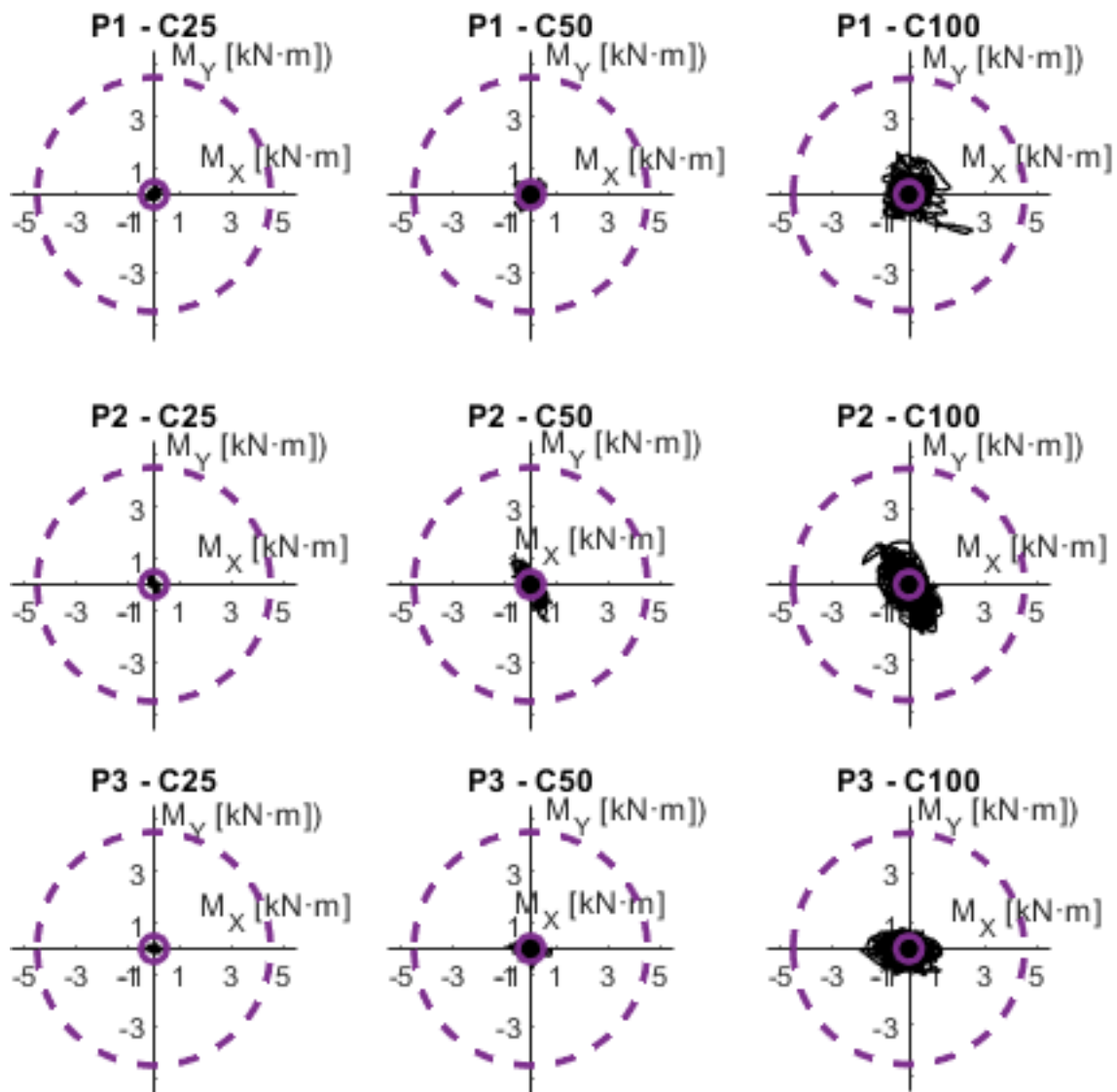
En la **Tabla 6.12** se muestra la relación entre el módulo de la rotación máxima, es decir, de $\theta_{sqr} = \max(\sqrt{\theta_X^2 + \theta_Y^2})$, y la rotación última θ_u . Se observa que en los ensayos C25, C50 y C100 los pilares no llegaron a consumir ni un 21 % de su capacidad última de rotación.

Tabla 6.12: Respuestas máximas de las secciones del espécimen FVED-1.

Pilar-Nivel	C25	C50	C100
	θ_{sqr} / θ_u	θ_{sqr} / θ_u	θ_{sqr} / θ_u
P1-A	0.041	0.118	0.191
P2-A	0.042	0.113	0.189
P3-A	0.039	0.116	0.201
P4-A	0.041	0.111	0.199
P1-B	0.041	0.118	0.191
P2-B	0.042	0.113	0.189
P3-B	0.039	0.116	0.201
P4-B	0.041	0.111	0.199
P1-C	0.011	0.028	0.056
P2-C	0.012	0.026	0.055
P3-C	0.012	0.029	0.059
P4-C	0.013	0.027	0.057

Respecto a los momentos en los extremos de los pilares, solo es posible obtenerlos directamente en las secciones del nivel C correspondiente a la planta superior, puesto que se conoce la fuerza aplicada en los extremos de los pilares directamente medida por las células de carga. Estos momentos flectores se obtienen simplemente multiplicando las fuerzas registradas por las células de carga por el brazo de palanca que separa el eje de la célula con la sección

instrumentada. La **Figura 6.42** muestra los resultados de los momentos máximos en las secciones del nivel C y los momentos de fluencia M_y y de fisuración M_{cr} predichos con las fórmulas de la segunda generación del EN 1998. En los ensayos C25, C50 y C100 los momentos se quedaron muy por debajo de los valores de inicio de la plastificación, pero superan el momento de fisuración. En resumen, se puede concluir, que los pilares se quedaron muy lejos de la plastificación, pero es de esperar que disiparan cierta energía de deformación plástica a través de la fisuración del hormigón (no del acero) porque se superaron θ_{cr} y M_{cr} .



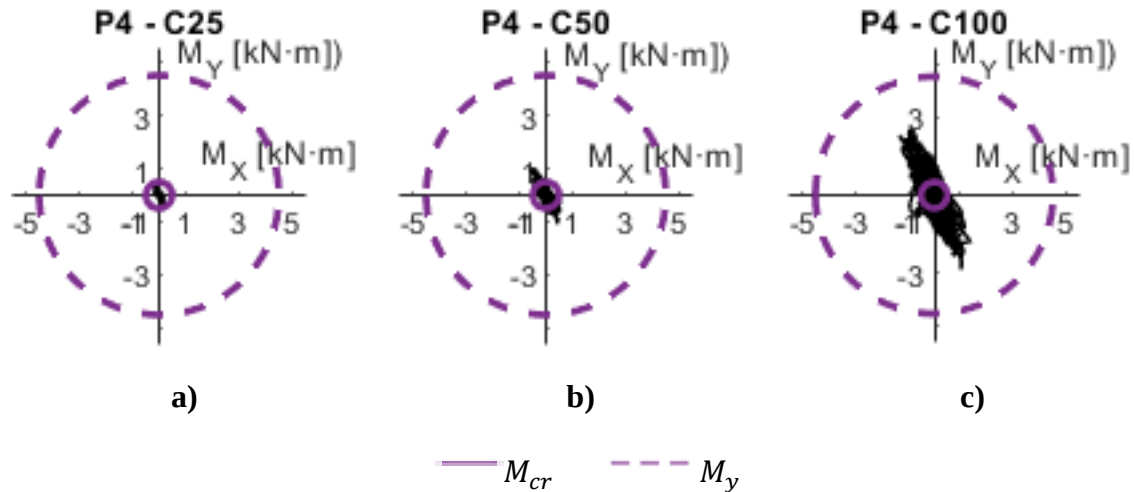


Figura 6.42: Momentos flectores de columnas para cada pilar de la planta de arriba (secciones del nivel C). **a)** Ensayo C25; **b)** Ensayo C50 y **c)** Ensayo C100.

6.3.4. Disipación de energía

El análisis de la disipación de energía durante los ensayos C25, C50 y C100 se aborda desde tres puntos de vista: de manera local calculando la energía disipada y almacenada por los pilares de la estructura principal E_{ST} , de manera local calculando la energía disipada y almacenada por los disipadores E_{EDD} y de manera global por todo el espécimen FVED-1. La ecuación de balance energético se expuso en el **Capítulo 4** y se repite por conveniencia en la **Ecuación 6.17**.

$$E_{\xi} + E_{pH} + E_e + E_{dv} = E_I \quad (6.17)$$

Siendo E_I la energía introducida por el terremoto en el sistema; E_{ξ} la energía disipada por el mecanismo inherente de amortiguamiento del sistema; E_{pH} la energía de deformación plástica acumulada por la estructura principal; E_e la energía de vibración elástica que es la suma de la energía cinética E_k , de la energía de deformación elástica almacenada por la estructura principal, E_{es} , y de la energía de deformación elástica almacenada por la parte elástica de la componente viscoelástica de los disipadores E_{de} ; y E_{dv} la energía disipada por la parte viscosa de la componente viscoelástica de los disipadores. Recordemos que $E_I - E_{\xi} = E_D$, definido como el input de energía que contribuye al daño. Se ha considerado que únicamente la componente VE de los disipadores esta activada.

Para estimar y monitorizar la energía disipada o almacenada por la estructura principal de HA a lo largo de los ensayos se empleó básicamente la información proporcionada por las galgas extensiométricas de las barras. La disposición de las galgas en los pilares se mostró con anterioridad. La **Figura 6.43** muestra la disposición de las mismas en las barras longitudinales de las vigas.

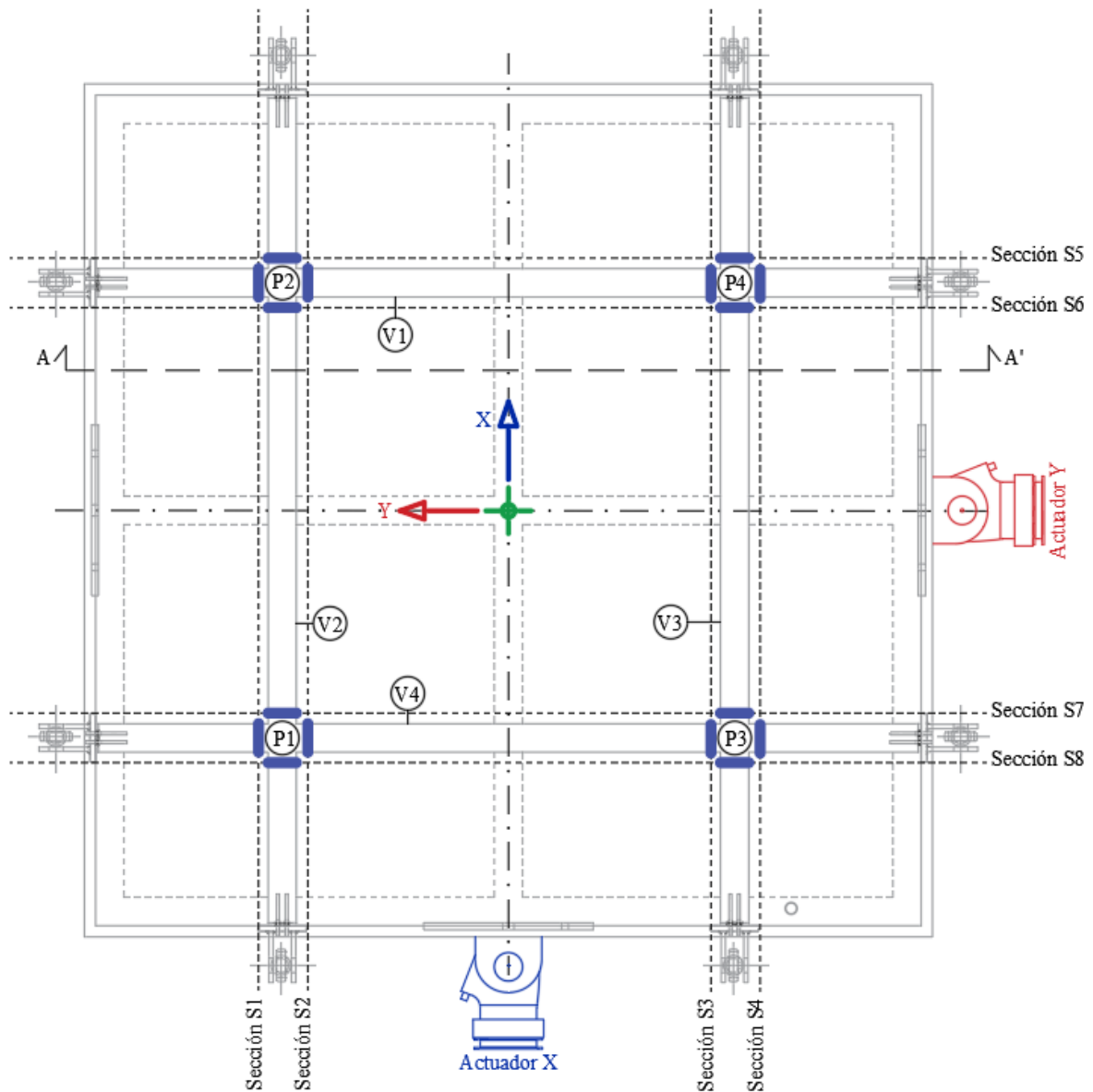


Figura 6.43: Planta con las secciones donde se han instalado las galgas.

La **Figura 6.44** muestra la historia de microdeformaciones en las galgas a lo largo de los tres ensayos realizados.

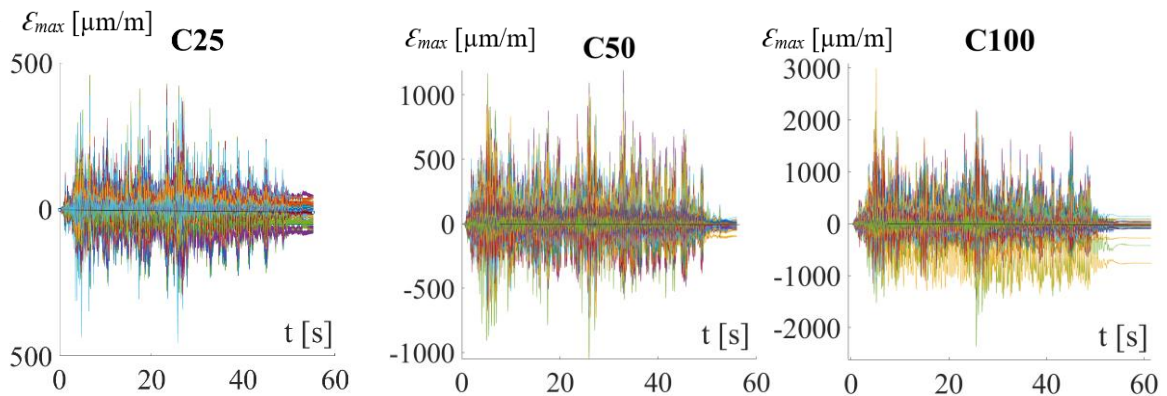


Figura 6.44: Historial de microdeformaciones de todas las galgas empleadas.

La **Tabla 6.13** muestra las máximas microdeformaciones de las galgas instaladas en los pilares en los tres niveles A, B y C de secciones instrumentadas y la **Tabla 6.14** muestra las máximas microdeformaciones de las galgas instaladas en las vigas en las 8 secciones instrumentadas distribuidas como se ha mostrado en la **Figura 6.43**.

Tabla 6.13: Deformaciones máximas de las galgas en los pilares.

Pilar-Nivel	C25 ϵ_{max} [$\mu\text{m/m}$]	C50 ϵ_{max} [$\mu\text{m/m}$]	C100 ϵ_{max} [$\mu\text{m/m}$]
P1-A	284	813	1565
P2-A	459	1191	2160
P3-A	324	1140	2189
P4-A	457	1166	2365
P1-B	299	992	2198
P2-B	264	867	1843
P3-B	239	1008	2993
P4-B	249	921	1772
P1-C	157	559	1660
P2-C	198	470	1621
P3-C	185	634	1583
P4-C	172	508	1460

Tan solo una galga de la sección del pilar 3 en el nivel B, es decir, en la cabeza del pilar 3 de planta baja, superó (por muy poco) la deformación de fluencia establecida en 2500 $\mu\text{m/m}$. El resto se mantuvieron dentro del rango elástico. Las galgas colocadas en las vigas, como se aprecia en la **Tabla 6.14**, muestran unas microdeformaciones medias alrededor del 8 % con respecto a la de los pilares e inferiores al 15% de la deformación de fluencia, por lo que la energía almacenada por las vigas ha sido despreciada en el estudio de este apartado. El código “s” o “i” indica si la barra está colocada en la parte superior o inferior de la sección remarcada de color azul en la **Figura 6.43** e identificada con el código “S” en la **Tabla 6.14**.

Tabla 6.14: Deformaciones máximas de las galgas en las vigas.

Pilar-Sección	C25 ϵ_{max} ($\mu\text{m/m}$)	C50 ϵ_{max} ($\mu\text{m/m}$)	C100 ϵ_{max} ($\mu\text{m/m}$)
P2-S1s	21	50	101
P2-S2s	21	68	96
P2-S5s	45	135	216
P2-S6s	20	55	142
P1-S1s	16	41	66
P1-S2s	16	38	91
P1-S7s	16	24	69

P1-S8s	16	23	62
P4-S3s	17	45	123
P4-S4s	25	73	221
P4-S5s	29	73	170
P4-S6s	23	73	198
P3-S3s	28	83	167
P3-S4s	23	71	91
P3-S7s	60	121	209
P3-S8s	71	155	298
P2-S1i	34	96	257
P2-S2i	58	153	347
P2-S5i	15	36	138
P2-S6i	8	28	57
P1-S1i	18	64	183
P1-S2i	25	74	182
P1-S7i	28	70	215
P1-S8i	15	43	107
P4-S3i	14	52	103
P4-S4i	8	29	50
P4-S5i	15	37	121
P4-S6i	13	37	88
P3-S3i	27	90	121
P3-S4i	384	112	250
P3-S7i	49	137	316
P3-S8i	19	64	82

6.3.4.1. Energía almacenada y disipada por la estructura principal

La estructura principal puede almacenar energía de deformación elástica y disipar energía de deformación plástica. Las zonas donde se pueden desarrollar potenciales rótulas plásticas son los extremos de vigas y pilares y por ello se instrumentaron con galgas extensiométricas las barras de una sección de dichas zonas de cada potencial rótula plástica. Se asume que la parte de las vigas y pilares situadas entre las zonas de las rotulas plásticas se mantiene perfectamente elásticas sin que el hormigón llegue a fisurar. A su vez, las secciones instrumentadas se pueden discretizar en una serie de celdas o fibras que pueden ser de hormigón o de acero. Para este estudio se discretizó la sección en 10 x 10 fibras y a cada una de ellas se les asignaron unas leyes constitutivas de comportamiento de los materiales para obtener las tensiones a partir de las deformaciones. Puesto que solo se conocen las deformaciones de las fibras de acero (que son las instrumentadas con galgas), es necesario realizar una interpolación para conocer las deformaciones unitarias en las fibras de hormigón de la sección. A partir de ahí, empleando la

ley constitutiva del hormigón, se puede obtener la tensión de esa fibra. En este estudio se empleó una función de interpolación de datos dispersos siguiendo el método “natural” que permite conservar todos los valores de referencia proporcionados. Si se eligiese una interpolación lineal, donde se asume que la sección cuando deforma se mantiene plana, de los valores de las 4 barras proporcionadas, siempre habría una cuya deformación unitaria no coincidiría con la realmente medida por las galgas, puesto que para construir un plano solo son necesarios 3 puntos. Por ello, y dado que se dispone de información de las 4 barras, se empleó una superficie no plana de interpolación. En la **Figura 6.45** se muestra la discretización en fibras de la sección de un pilar cualquiera y unas capturas superpuestas de las superficies de interpolación, con un gradiente de color en función de la deformación de cada fibra. Las barras rojas simbolizan las fibras correspondientes a las barras del armado longitudinal instrumentadas con galgas. Conocido el historial de deformaciones de todas las fibras de las secciones instrumentadas, con el software *OpenSEES* se calcularon las tensiones correspondientes a partir de la ley constitutiva del material. Dichas leyes se definen en la **Tabla 6.15** para los pilares de cada planta.

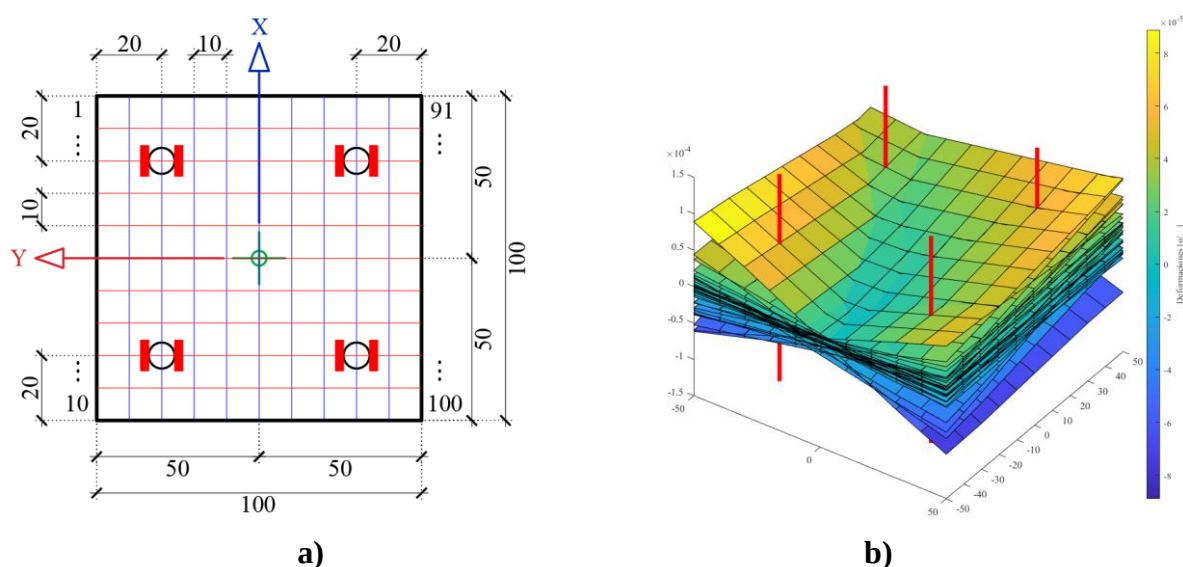


Figura 6.45: Construcción de la sección por fibras de un pilar cualquiera. **a)** Descomposición en fibras de la sección; **b)** Interpolación de superficie aplicada.

Tabla 6.15: Propiedades mecánicas de las leyes constitutivas de los materiales.

Hormigón	Nivel A-B		OpenSEES: “Concrete02”				
E_c [Mpa]	f_{pc} [Mpa]	$\varepsilon_{c,0}$ [‰]	$f_{pc,u}$ [Mpa]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	E_{ts} [Mpa]	f_t [Mpa]	λ
39974,69	56,12	2,54	0,56	3,16	3997,47	4,40	0,10

Hormigón	Nivel C		OpenSEES: “Concrete02”				
E_c [Mpa]	f_{pc} [Mpa]	$\varepsilon_{c,0}$ [‰]	$f_{pc,u}$ [Mpa]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	E_{ts} [Mpa]	f_t [Mpa]	λ
36952,06	39,36	2,31	0,39	3,50	3695,21	3,47	0,10

Acero	Nivel A-B-C	OpenSEES: “Steel02”			
f_y [Mpa]	E_s [Mpa]	b	R_0	c_{R1}	c_{R2}
525,00	200000,00	0,003	18,50	0,925	0,15

Donde E_c es el módulo elástico del hormigón, f_{pc} es la resistencia a compresión del hormigón obtenida mediante los ensayos de probetas, $\varepsilon_{c,0}$ es la deformación del hormigón ante la máxima fuerza, $f_{pc,u}$ es la resistencia alcanzada en la rotura, $\varepsilon_{c,u}$ es la deformación cuando se alcanza la tensión de rotura, E_{ts} es la tensión para la pérdida de rigidez, f_t es la tensión de tracción y λ es el radio entre la pendiente de descarga y la pendiente inicial. Respecto al acero f_y es la tensión de fluencia, E_s es el módulo elástico del acero, b la relación para el endurecimiento por deformación, y R_0 , c_{R1} y c_{R2} son unos parámetros que controlan la transición del tramo elástico al tramo plástico para los cuales el propio software recomienda unos valores por defecto.

A modo de ejemplo, la **Figura 6.46** muestra la ley de comportamiento de cada material empleado en *OpenSEES*.

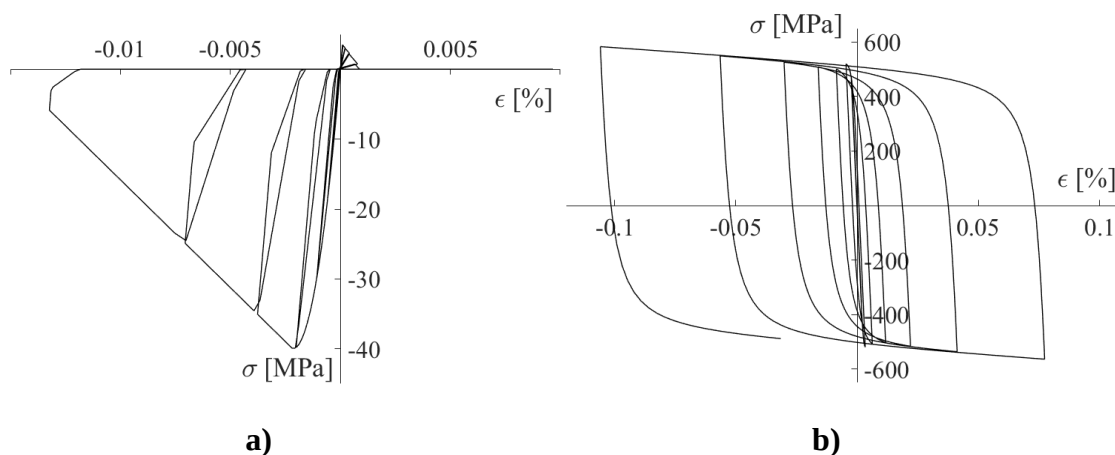


Figura 6.46: Ley tensión-deformación de cada fibra con los materiales empleados en *OpenSEES*. **a)** Hormigón con “concrete02”; **b)** Acero con “steel02”.

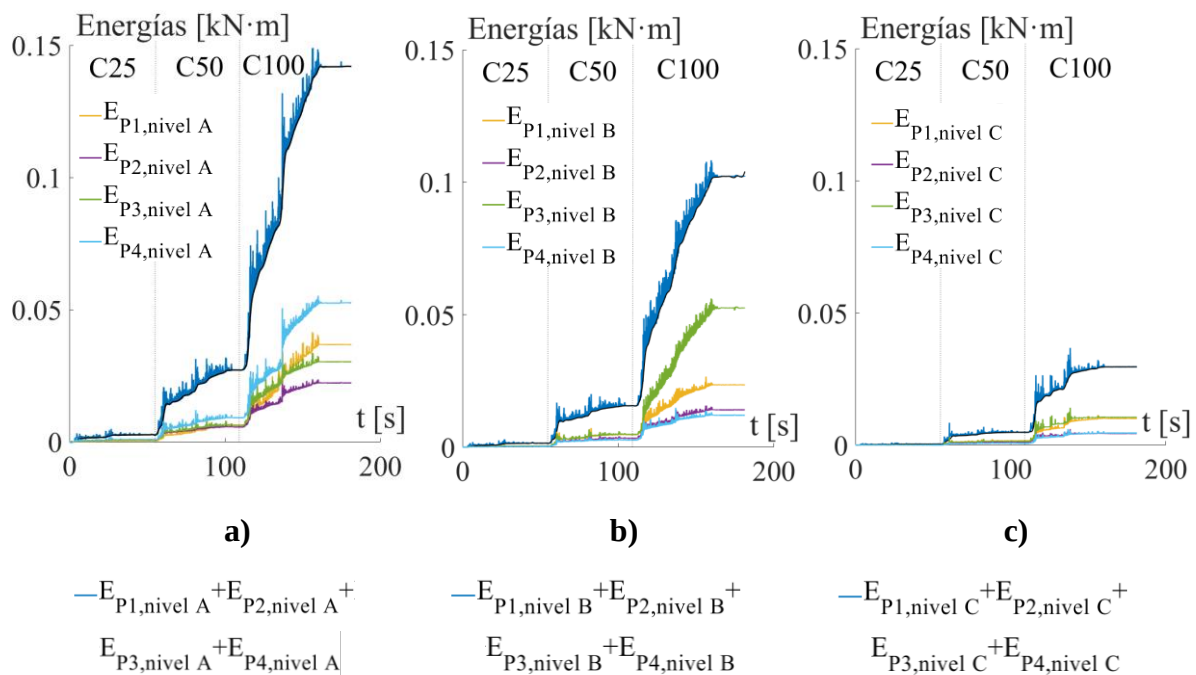
Una vez conocida la tensión $\sigma_{Sr}(t)$ y la deformación $\varepsilon_{Sr}(t)$, de cada fibra en cada instante t , el área de cada barra A_{Sr} y la longitud de la rótula plástica L_p es posible calcular la energía almacenada/disipada por el acero en esa sección. En este estudio se adoptó $L_p = 100$ mm. De igual manera, conociendo también el área de cada fibra de hormigón A_{Cr} es posible calcular la energía disipada por el hormigón en dicha sección. Para ello se aplican las fórmulas de la **Ecuación 6.18** para el acero y la **Ecuación 6.19** para el hormigón.

$$E_{S,k} = \sum_{r=1}^{RS} \int_0^t L_p \cdot A_{Sr} \cdot \sigma_{Sr} \cdot \varepsilon_{Sr} \cdot dt \quad (6.18)$$

$$E_{C,k} = \sum_{r=1}^{RC} \int_0^t L_p \cdot A_{Cr} \cdot \sigma_{Cr} \cdot \varepsilon_{Cr} \cdot dt \quad (6.19)$$

Donde R_s es el número de fibras totales asignadas al acero y R_c es el número de fibras totales asignadas al hormigón. De esta manera, sumando la energía almacenada/disipada por cada fibra, se obtiene la energía almacenada/disipada por cada pilar en cada nivel y el total por nivel, que se muestra en la **Figura 6.47**. Conviene recordar que, aunque en ningún extremo de pilar se alcanzó el momento de plastificación M_y , sí que se superó el momento de fisuración del hormigón y ello explica que el hormigón de los pilares disipe cierta (muy poca) energía de deformación plástica. La energía almacenada mediante deformaciones elásticas se manifiesta en las curvas de la **Figura 6.47.a**, **Figura 6.47.b** y **Figura 6.47.c** mediante pequeños “saltos” u oscilaciones sobre la curva monótonamente creciente que representa la energía disipada. La energía almacenada mediante deformaciones elásticas se puede separar de la energía disipada por deformaciones plásticas simplemente tomando la envolvente mínima de la historia de energía. El resultado es una línea poligonal monótonamente creciente del tipo que se muestra de forma esquemática en la **Figura 6.47.d** para una ventana temporal.

Aplicando este procedimiento se obtuvo la historia de energía de deformación elástica almacenada de todos los pilares (que se asume igual a la energía de deformación elástica de la estructura principal porque se desprecia la contribución de las vigas), E_{es} ; y la historia de energía de deformación plástica total disipada por los pilares (que se asume igual a la energía de deformación plástica total de la estructura principal porque se desprecia la contribución de las vigas) E_{pH} . La **Figura 6.47.e** y la **Figura 6.47.f** muestran las historias de E_{es} y de E_{pH} .



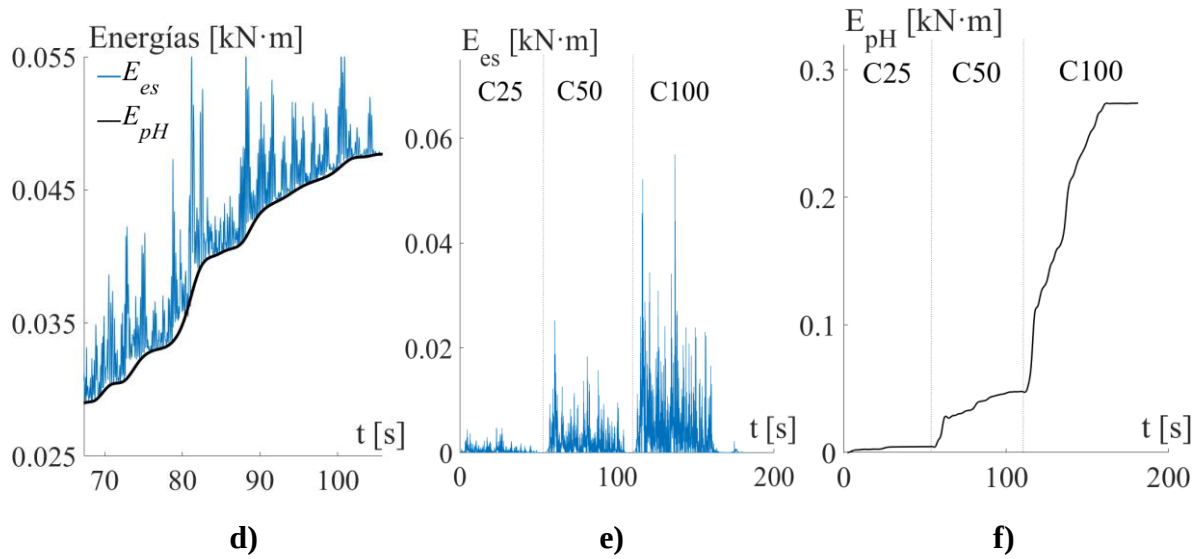


Figura 6.47: Energía disipada por cada pilar y el sumatorio de cada nivel. **a)** Secciones del nivel A; **b)** Secciones del nivel B; **c)** Secciones del nivel C; **d)** Detalle de obtención de la energía de deformación plástica; **e)** Historia de energía de deformación elástica total, E_{es} ; **f)** Historia de energía de deformación plástica total, E_{pH} .

La **Figura 6.48** muestra, para cada nivel A, B, C de rótulas, la energía almacenada y disipada por el acero de los pilares E_{acero} y la energía almacenada y disipada por el hormigón de los pilares $E_{hormigón}$. Se observa que el acero no ha disipado energía porque todas las barras se mantuvieron dentro del régimen elástico, y las pequeñas fluctuaciones son energía de deformación elástica almacenada.

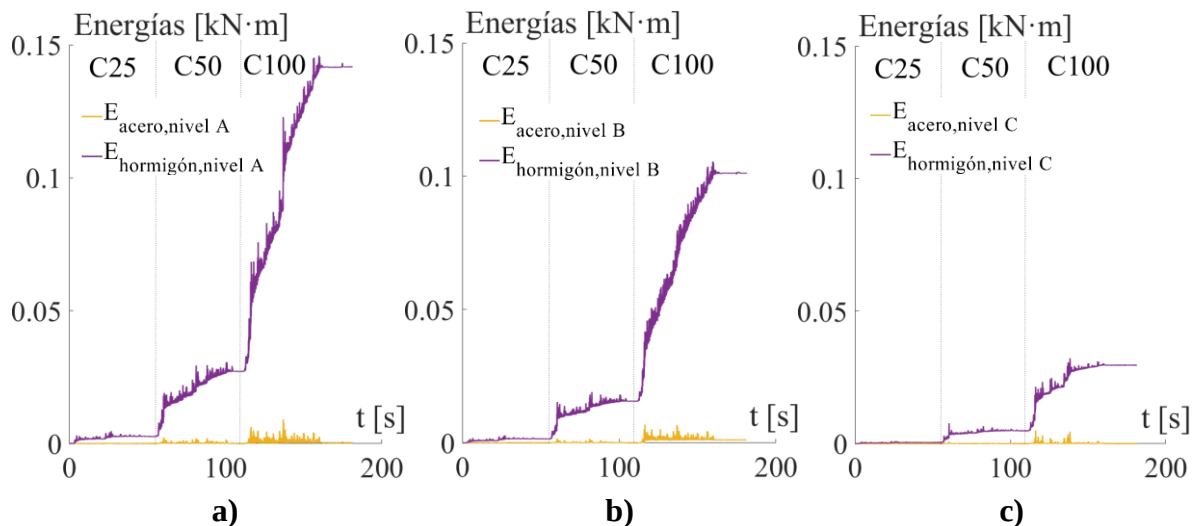


Figura 6.48: Energía disipada por cada material. **a)** Secciones del nivel A; **b)** Secciones del nivel B; **c)** Secciones del nivel C.

La energía almacenada y disipada mediante deformaciones plásticas por la estructura principal de HA en cada ensayo medidas al final del mismo y la acumulada al final del ensayo C100 se resumen en la **Tabla 6.16**. Conviene señalar que tal y como se observa en la **Figura 6.47.e**, al final de cada ensayo la energía almacenada mediante deformaciones elásticas es prácticamente nula. Por lo tanto, los valores de energía de la **Tabla 6.16** son muy cercanos a las energías disipadas mediante deformaciones plásticas. Los nuevos términos $E_{nivel A}$, $E_{nivel B}$ y $E_{nivel C}$ de la **Tabla 6.16** indican las energías en cada nivel de rótulas plásticas, y se obtienen sumando las energías de cada pilar al final de cada ensayo para el nivel correspondiente. Son valores extraordinariamente pequeños si se comparan con la energía introducida por el terremoto y la energía almacenada y disipada por los disipadores que se expone más adelante.

Tabla 6.16: Energías almacenadas y disipadas por la estructura principal de HA en cada ensayo medidas al final del mismo y acumulada al final del ensayo C100.

Nivel A					
Ensayo	$E_{P1,nivel A}$ [kN·m]	$E_{P2,nivel A}$ [kN·m]	$E_{P3,nivel A}$ [kN·m]	$E_{P4,nivel A}$ [kN·m]	$E_{nivel A}$ [kN·m]
C25	0.000	0.001	0.001	0.001	0.003
C50	0.006	0.005	0.006	0.008	0.024
C100	0.031	0.017	0.024	0.043	0.115
Acumulado	0.037	0.023	0.031	0.052	0.142

Nivel B					
Ensayo	$E_{P1,nivel B}$ [kN·m]	$E_{P2,nivel B}$ [kN·m]	$E_{P3,nivel B}$ [kN·m]	$E_{P4,nivel B}$ [kN·m]	$E_{nivel B}$ [kN·m]
C25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
C50	0.004	0.003	0.004	0.002	0.014
C100	0.012	0.011	0.048	0.009	0.080
Acumulado	0.016	0.014	0.052	0.011	0.096

Nivel C					
Ensayo	$E_{P1,nivel C}$ [kN·m]	$E_{P2,nivel C}$ [kN·m]	$E_{P3,nivel C}$ [kN·m]	$E_{P4,nivel C}$ [kN·m]	$E_{nivel C}$ [kN·m]
C25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C50	0.002	0.001	0.001	0.001	0.004
C100	0.008	0.003	0.009	0.004	0.025
Acumulado	0.010	0.004	0.010	0.005	0.029

6.3.4.2. Energía cinética de la estructura en su conjunto

La **Figura 6.49** muestra la historia de energía cinética E_k de la estructura en su conjunto calculada a partir de los valores de las masas y de las velocidades de las mismas obtenidas

derivando los desplazamientos en los centros de masas que proporcionaron los transductores de desplazamiento.

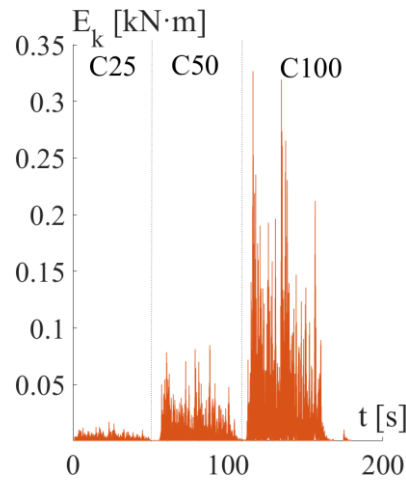


Figura 6.49: Energía cinética de la estructura en su conjunto.

6.3.4.3. Energía almacenada y disipada por la componente viscoelástica de los disipadores

La suma de la energía almacenada (por la parte elástica) y disipada (por la parte viscosa) por un determinado disipador j , $E_{EDD,j}$, se obtiene integrando la curva fuerza-desplazamiento de cada disipador visto en el **Apartado 3.2**.

La **Figura 6.50** muestra las energías obtenidas para cada disipador, agrupadas por plantas (**Figura 6.50.a** y **Figura 6.50.b**) y las totales (**Figura 4.50.c**). Nótese que esta última figura las líneas a puntos son la energía acumulada de los sucesivos disipadores.

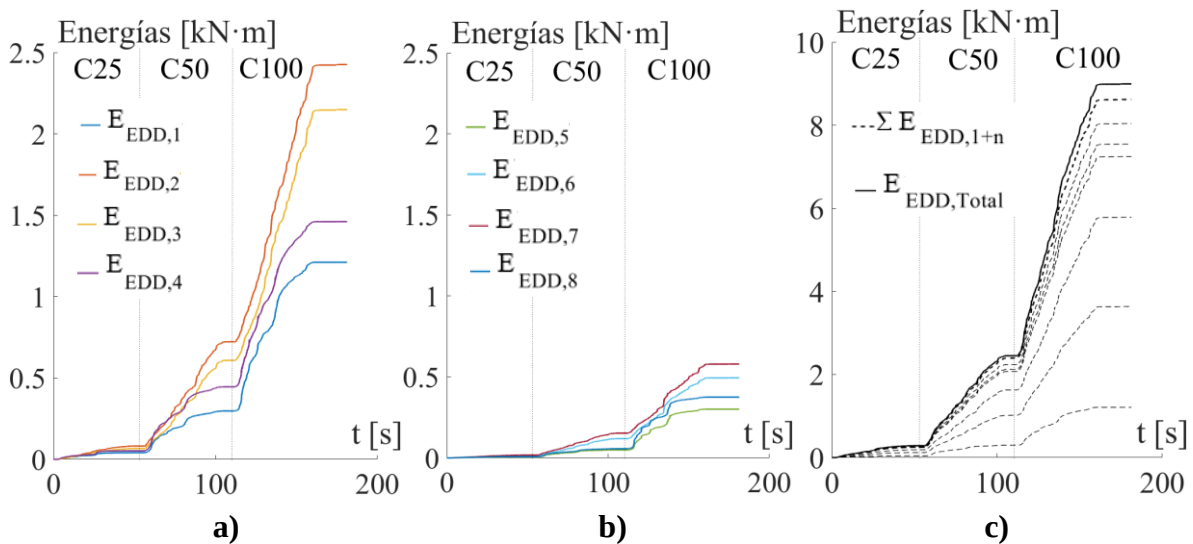


Figura 6.50: Energía disipada por los disipadores. **a)** Disipadores de la planta baja; **b)** Disipadores de la planta alta; **c)** Sumatorio de los disipadores de ambas plantas.

Se aprecia que los disipadores de la planta baja disipan mucha más energía (más de tres veces más) que los de la planta alta, y debe recordarse que los desplazamientos máximos entre plantas eran también más elevados (del orden del doble) en la planta baja que en la planta alta. Sin embargo, aunque los desplazamientos máximos entre plantas de la planta baja fueron muy similares en la dirección X e Y (ver **Tabla 6.9** y **Tabla 6.10**) los disipadores dispuestos en la dirección X ($E_{EDD,2}$ y $E_{EDD,3}$) disipan casi el doble de energía que los disipadores instalados en la dirección Y ($E_{EDD,1}$ y $E_{EDD,4}$). No hay, por lo tanto, una relación directa entre desplazamiento máximo y energía disipada. Se observa también en la **Figura 6.50** que las curvas son aparentemente monótonamente crecientes. Si se ampliase una ventana temporal de las curvas se observa que de hecho hay pequeñas oscilaciones debidas a la energía de deformación elástica almacenada en cada instante. Esta energía de deformación elástica almacenada en la parte elástica de la componente VE de los disipadores es muy pequeña en comparación con la energía disipada por la parte viscosa, pero no tiene porqué ser necesariamente despreciable en comparación con la energía almacenada mediante deformaciones elásticas por la estructura principal de HA que se muestra en la **Figura 6.47.e**. Por ello, siguiendo un procedimiento similar al aplicado en la estructura principal, se ha calculado la energía de deformación elástica E_{de} en los disipadores y se muestra en la **Figura 6.51**.

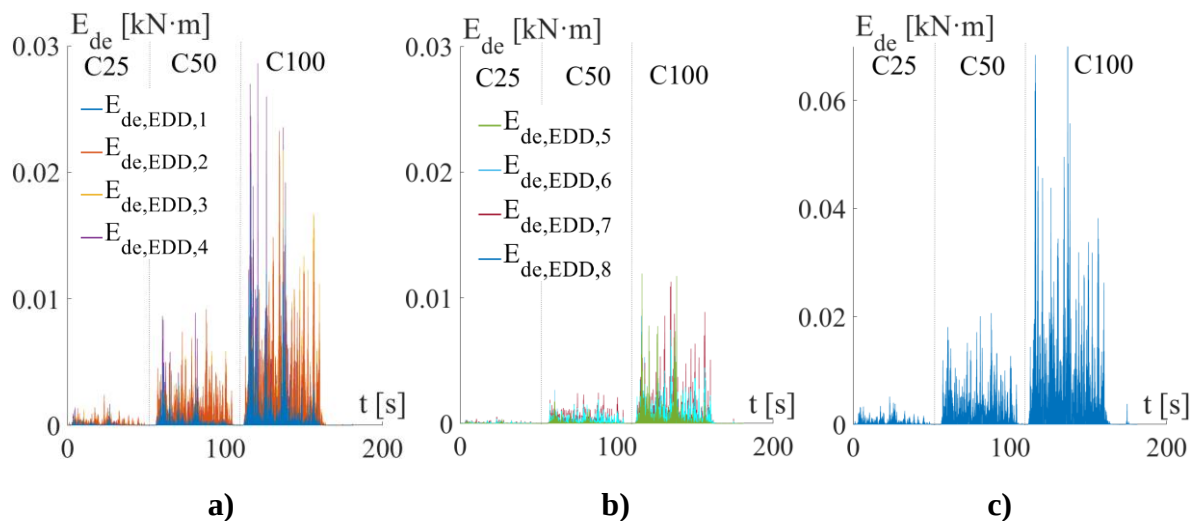


Figura 6.51: Energía de deformación elástica E_{de} almacenada por los disipadores. **a)** Disipadores de la planta baja; **b)** Disipadores de la planta alta; **c)** Sumatorio de los disipadores de ambas plantas.

La **Tabla 6.17** muestra las energías almacenadas y disipadas en cada ensayo medidas al final del mismo y por disipador, y la última columna muestra el total de la planta baja $E_{EDD,PB}$ y el de la planta alta $E_{EDD,PA}$, así como los valores acumulados. Nótese que, tal y como se muestra en la **Figura 6.51**, la energía de deformación elástica en los disipadores al final de cada ensayo es prácticamente cero, por lo que los valores de la **Tabla 6.17** son muy cercanos a la energía disipada por el mecanismo viscoso de los disipadores.

Tabla 6.17: Energías almacenadas y disipadas por los disipadores en cada ensayo medidas al final del mismo y acumuladas al final del ensayo C100.

Planta Baja					
Ensayo	$E_{EDD,1}$ [kN·m]	$E_{EDD,2}$ [kN·m]	$E_{EDD,3}$ [kN·m]	$E_{EDD,4}$ [kN·m]	$E_{EDD,PB}$ [kN·m]
C25	0,041	0,082	0,066	0,052	0,241
C50	0,256	0,641	0,542	0,393	1,832
C100	0,913	1,703	1,541	1,015	5,172
Acumulado	1,210	2,426	2,149	1,460	7,245

Planta Alta					
Ensayo	$E_{EDD,5}$ [kN·m]	$E_{EDD,6}$ [kN·m]	$E_{EDD,7}$ [kN·m]	$E_{EDD,8}$ [kN·m]	$E_{EDD,PA}$ [kN·m]
C25	0,007	0,012	0,018	0,008	0,044
C50	0,043	0,107	0,135	0,049	0,334
C100	0,251	0,375	0,427	0,318	1,372
Acumulado	0,301	0,494	0,580	0,375	1,750

6.3.4.4. Energía disipada por la estructura completa

En la **Figura 6.52.a** se muestran las energías E_{pH} , $E_e = E_{es} + E_k + E_{de}$, E_{dv} y E_I de la **Ecuación 6.17** de balance energético. La **Figura 6.52.b**, **Figura 6.52.c** y **Figura 6.52.d** muestran con más detalle el tramo de tiempo correspondiente a cada ensayo realizado.

El input de energía total E_I se calculó con la **Ecuación 6.20**.

$$E_I = E_{IX} + E_{IY} = \int_0^t \{\dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}_{X,1} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_{gX}\} \cdot dt + \int_0^t \{\dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}_{Y,1} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_{gY}\} \cdot dt \quad (6.20)$$

Dado que $E_D = E_e + E_{pH} + E_{dv}$, la diferencia entre E_I y E_D es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura E_{ξ} , la cual no se puede medir directamente con la instrumentación. E_D es la energía que gobierna la respuesta de la estructura.

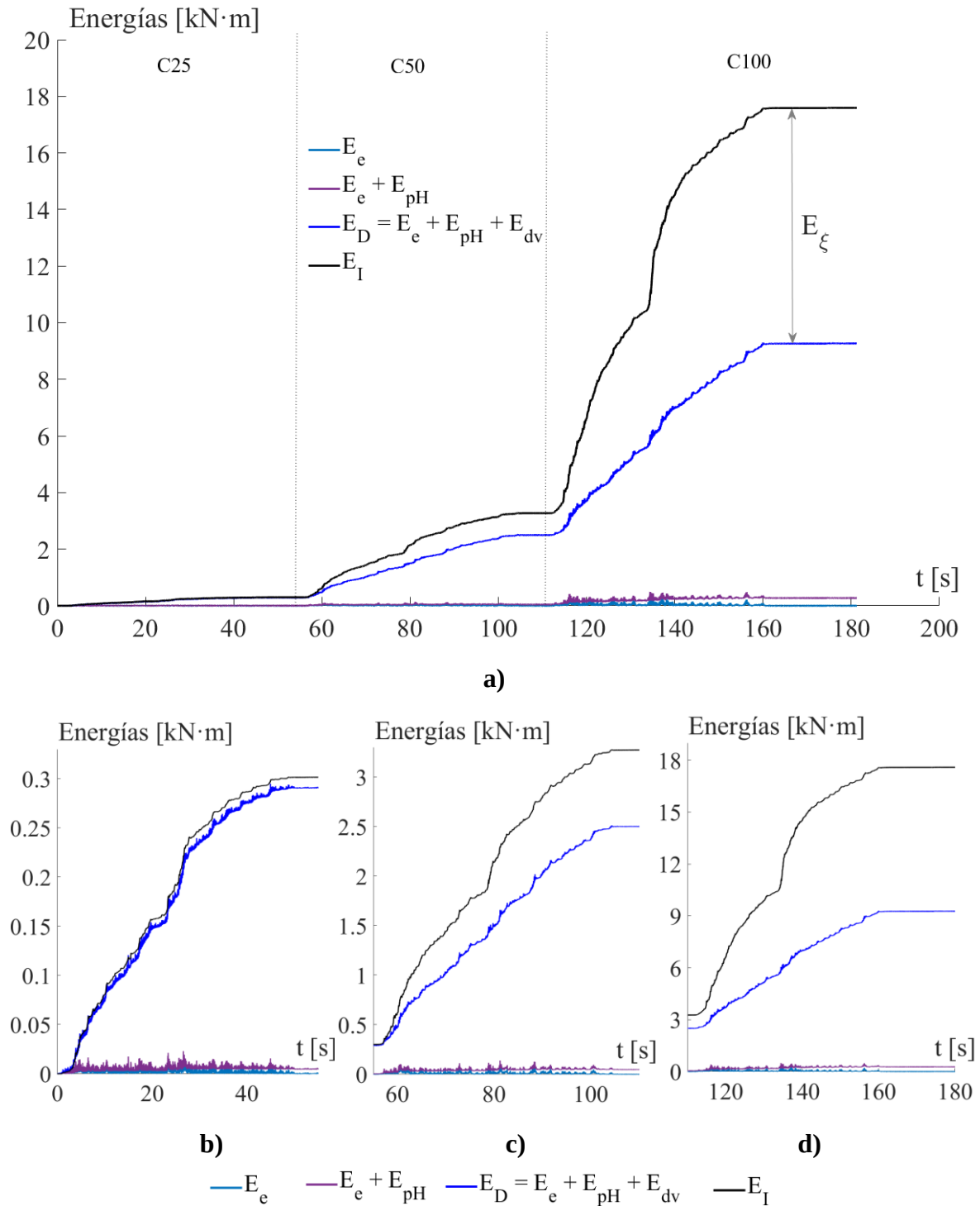


Figura 6.52: Historia de energía disipada y almacenada por la estructura completa FVED-1. **a)** Vista general con los tres ensayos encadenados; **b)** Detalle del ensayo C25; **c)** Detalle del ensayo C50; **d)** Detalle del ensayo C100.

Se observa que la energía de vibración elástica E_e tiene un valor relativamente pequeño comparado con E_{dv} , y que la energía disipada mediante deformaciones plásticas por la estructura principal E_{pH} es despreciable también respecto a E_{dv} . Por otro lado, aunque una parte importante de la energía total introducida por el sismo E_I es la disipada por amortiguamiento

inherente E_ξ , la energía disipada por la parte viscosa de los disipadores es muy relevante, siendo prácticamente la totalidad de E_D . Un aspecto a resaltar de la **Figura 6.52.b**, correspondiente al ensayo C25, es que en estructuras con disipadores VE y para niveles muy bajos de la acción sísmica (es decir, para desplazamientos muy pequeños), prácticamente no se moviliza el mecanismo de amortiguamiento inherente de la estructura, y casi toda la energía introducida por el sismo la disipa la componente VE de los disipadores.

La **Tabla 6.18** proporciona las energías de cada ensayo medidas al final del mismo y las acumuladas al final del ensayo C100. Nótese que E_e (que es una energía que no se acumula) es prácticamente cero al final de cada ensayo ya que la estructura ha cesado en su movimiento. En la **Figura 6.53** se muestra con más detalle para cada ensayo la historia de energía de vibración elástica, indicando la energía en el instante t_m en el que se alcanza el máximo desplazamiento de la cubierta con respecto a la base, y el instante en el que se alcanza el máximo valor de E_e . Se observa que, salvo para el ensayo C25, el máximo valor de la energía de vibración elástica, $E_{e,max}$, es aproximadamente un 20 % mayor que la energía de vibración elástica en el instante t_m , $E_e(t_m)$,

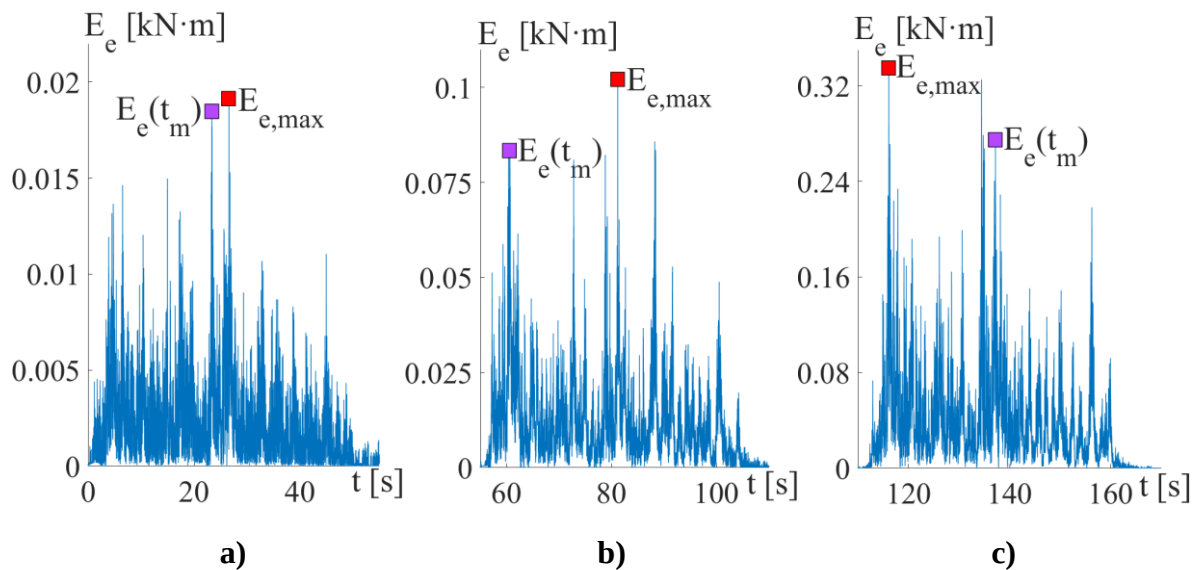


Figura 6.53: Historia de energía de vibración elástica total, E_e visto en detalle para cada ensayo. **a)** Ensayo C25; **b)** Ensayo C50; **c)** Ensayo C100.

Tabla 6.18: Resumen de energías de cada ensayo medidas al final del mismo y valores acumulados al final del ensayo C100.

Ensayo	E_I [kN·m]	E_D [kN·m]	E_{dv} [kN·m]	E_e [kN·m]	$E_e(t_m)$ [kN·m]	E_{pH} [kN·m]	E_ξ [kN·m]
C25	0.301	0.291	0.286	0.000	0.018	0.018	0.011
C50	2.970	2.209	2.166	0.001	0.084	0.087	0.762
C100	14.320	6.770	6.543	0.000	0.270	0.333	7.550
Acumulado	17.592	9.269	8.995	-	-	0.438	8.322

Por conveniencia, tanto E_I como E_D pueden ser normalizados con respecto a la masa total de la estructura $M_{T,eff}$ de la estructura y expresarlos en términos de velocidades equivalentes V_E y V_D definidos como sigue: $V_E = \sqrt{2 \cdot E_I / M_{T,eff}}$ y $V_D = \sqrt{2 \cdot E_D / M_{T,eff}}$. Representados para cada ensayo en la **Figura 6.54**.

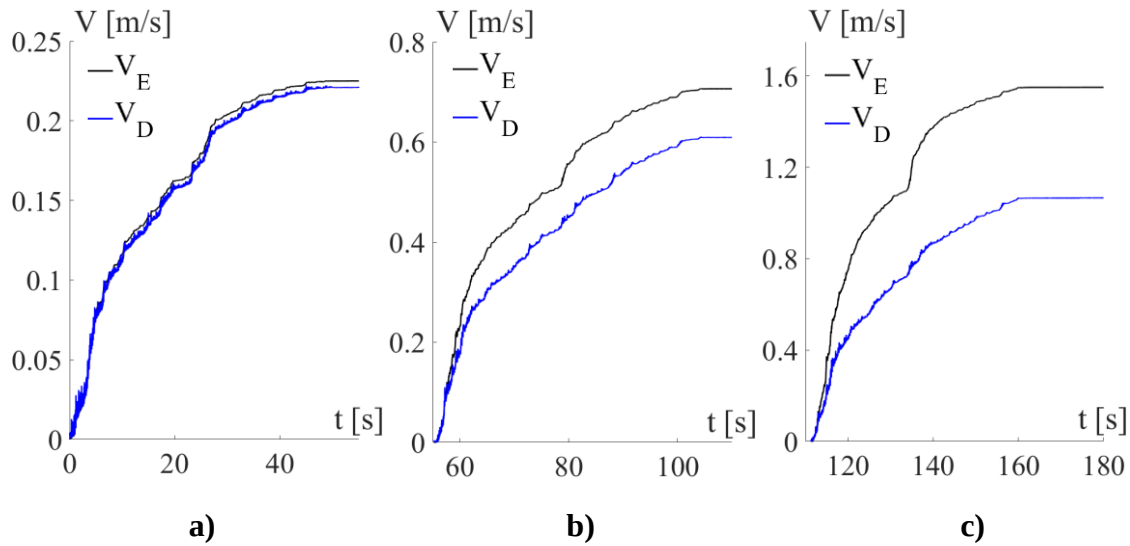


Figura 6.54: Historia de energía en términos de velocidades equivalentes, V_E y V_D visto en detalle para cada ensayo. **a)** Ensayo C25; **b)** Ensayo C50; **c)** Ensayo C100.

Finalmente, los valores de V_E y V_D obtenidos para el modelo escalado ensayados, se pueden referir al prototipo (sin escalar) simplemente multiplicando por el factor de escala de velocidad empleado $\lambda_v = \lambda_L / \lambda_t = 0.577$. Estos resultados se muestran en la **Tabla 6.19**.

Tabla 6.19: Energía en términos de velocidad equivalente.

Ensayo	Especimen FVED-1			Predicción de Akiyama	Prototipo real	
	V_E [m/s]	V_D [m/s]	V_D / V_E	V_D / V_E	$V_{E,p}$ [m/s]	$V_{D,p}$ [m/s]
C25	0,23	0,22	0,98	0,78	0,39	0,38
C50	0,71	0,61	0,86	0,78	1,22	1,06
C100	1,55	1,07	0,69	0,78	2,69	1,85

Es conveniente recordar la formulación propuesta por Akiyama ^[2, 4] para predecir la relación $V_D / V_E = 1 / (1 + 3 \cdot \xi + 1.2 \cdot \sqrt{\xi})$, donde $\xi = 2.7 \%$ según se determinó en el **Apartado 6.3.1**. Por otro lado, $V_{E,p}$ y $V_{D,p}$ son los valores correspondientes al prototipo real sin escalar. Se observa que la predicción de Akiyama proporciona una buena estimación de la energía que contribuye al daño E_D a partir de la energía total introducida E_I .

Capítulo 7. Conclusiones y futuras líneas de investigación

7.1. Conclusiones

En esta tesis se ha investigado un nuevo material viscoelástico pensado para ser utilizado en un nuevo disipador de energía híbrido, y se ha desarrollado un método basado en el balance energético de Housner-Akiyama para el proyecto de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad. El comportamiento sísmico del nuevo material viscoelástico instalado en disipadores de energía híbrido se investigó mediante ensayos dinámicos con mesa sísmica.

El nuevo material viscoelástico se fabrica en láminas de poco espesor (aproximadamente 4 mm) que sometidas a temperaturas controladas (aproximadamente 180 °C) durante un corto período de tiempo, se expanden hasta aumentar su espesor en más de un 50 %. De su desarrollo se desprenden las siguientes conclusiones:

1. Con una proporción óptima de tres componentes químicos básicos (aceite industrial I-40, carbonato cálcico CaCO_3 y negro de carbón C-P-803) se consigue un material viscoelástico capaz de experimentar deformaciones cortantes últimas de $\gamma_u = 302.8 \%$ y que a temperatura ambiente de 25 °C, para una amplitud constante de la deformación a cortante $\gamma = 1.0$ y para una frecuencia de 0.1 Hz, tiene un factor de pérdida de $\tan(\delta) = \eta_{loss} = 0.30$ y un módulo de almacenamieto de $G_e = 0.14$ MPa.
2. Variaciones en las proporciones de estas componentes modifican los valores de η_{loss} y de G_e , y esa variación se puede predecir con fórmulas que se poroponen en esta tesis.
3. A partir de 66 ensayos cíclicos de amplitud constante ($\gamma = 0.17$) de láminas del nuevo material viscoelástico que habían sido sometidas al tratamiento térmico para que expandiesen, se determinó la relación entre el módulo de almacenamiento G_e , el módulo de pérdida G_l y el factor de pérdida η_{loss} , con la frecuencia y con la temperatura. Se observó que el aumento de la temperatura disminuye el módulo de almacenamiento y el módulo de pérdida, mientras que el factor de pérdida se mantiene aproximadamente constante.

Para desarrollar el método de proyecto de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad, se realizó en primer lugar un amplio estudio paramétrico de tipo numérico, en el cual tres estructuras porticadas de hormigón armado de diferentes alturas (3, 6 y 9 plantas), equipadas con disipadores viscosos que proporcionaban diferentes fracciones de amortiguamiento en el primer modo (10 %, 20 %, 30 % y 40 %), se sometieron a terremotos escalados para dos niveles que representaban el terremoto frecuente y el terremoto de proyecto en el sur de España. Las principales conclusiones de estos cálculos han sido que el número de ciclos equivalentes en el instante de desplazamiento máximo de cubierta de los disipadores viscosos bajo la acción del terremoto frecuente y del terremoto de proyecto ($n_{eq,d,e,k}$ y

$n_{eq,d,p,k}$), así como el número de ciclos equivalentes para la estructura principal bajo el terremoto de proyecto ($n_{eq,p,k}$), aunque presentan una dispersión importante fruto de la variabilidad de los propios terremotos, se pueden estimar razonablemente bien mediante las fórmulas que se proponen en la tesis.

Empelando como información básica las expresiones propuestas para predecir $n_{eq,d,e,k}$ y $n_{eq,d,p,k}$, y $n_{eq,p,k}$, y estableciendo las ecuaciones de balance energético de la estructura, se desarrolló la formulación de un nuevo método para diseñar y verificar estructuras equipadas con disipadores dependientes de la velocidad. El método asume que, bajo el terremoto de proyecto, la estructura principal plastifica sólo en el primer modo de vibración. En los modos altos se asume que se mantiene elástica. El método energético proporciona la respuesta máxima en el primer modo de vibración en el instante de máximo desplazamiento. La respuesta máxima en el instante de máxima velocidad se puede obtener a partir de la respuesta máxima en el instante de máximo desplazamiento, aplicando fórmulas aproximadas propuestas en la literatura. Por otra parte, la contribución de los modos altos de vibración en el cálculo de los desplazamientos máximos en el instante de máximo desplazamiento, se puede obtener aplicando métodos espectrales convencionales.

Para validar el método de proyecto propuesto y comparar la respuesta que predice la formulación del método con la obtenida de cálculos dinámicos directos, se proyectó un nuevo prototipo de estructura porticada de hormigón armado de 6 plantas con disipadores dependientes de la velocidad, y se sometió a varios terremotos distintos a los empleados en el estudio paramétrico. De esta comparación se desprenden las conclusiones siguientes:

1. La formulación propuesta para el método energético predice en general de forma satisfactoria la respuesta de las estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con disipadores dependientes de la velocidad, en términos de demanda de energía de deformación plástica en cada planta de la estructura principal, en términos de desplazamientos máximos entre plantas y en términos de velocidades máximas relativas de cada nivel.
2. La variable principal en las fórmulas del método es el valor del número de ciclos equivalentes, y para estudiar su influencia se estudiaron dos valores: la moda (M_o) y el valor asociado a una probabilidad de encontrar valores menores del 15 % (P_{15}). Se concluyó que el valor que proporciona mejores resultados es el correspondiente a P_{15} .

Finalmente, para estudiar experimentalmente el comportamiento sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con disipadores viscoelásticos fabricados con el nuevo material, se construyó un espécimen representativo de las mismas, y se sometió a cargas dinámicas en una mesa sísmica. El espécimen está formado por la estructura porticada de hormigón armado y los disipadores viscoelásticos. La estructura de hormigón armado es una

parte de un prototipo de tres plantas diseñado únicamente para resistir cargas gravitatorias y construida a escala con un factor reductor de longitud $\lambda_L = 1/3$. La estructura se sometió simultáneamente a las dos componentes horizontales Norte-Sur y Este-Oeste registradas durante el terremoto de Campano-Lucano en Calitri (Italia, 1980). El espécimen se sometió a tres ensayos en los que las aceleraciones de las componentes Norte-Sur y Este-Oeste aplicadas a la mesa vibrante se multiplicaron por un factor de valor creciente para representar terremotos de diferente intensidad. Los dos primeros ensayos (C25, C50) representan un terremoto muy frecuente, y el C100 un terremoto frecuente en la zona donde se suponía ubicada la estructura (Granada, España). De los ensayos se han obtenido las siguientes conclusiones:

1. La componente viscoelástica de los disipadores aumentó la rigidez lateral inicial de la estructura un 108 % en el ensayo C25, un 66 % en el ensayo C50 y un 36 % en el ensayo C100.
2. La componente viscoelástica de los disipadores multiplicó aproximadamente por tres (hasta el 9 %) la fracción de amortiguamiento inherente de la estructura de hormigón armado.
3. A partir de las curvas fuerza-desplazamiento medidas en los disipadores durante los ensayos con mesa sísmica se estimaron los valores de G_e , G_l y η_{loss} para diferentes amplitudes γ de la deformación tangencial del material viscoelástico. Con esta información, y a partir de una regresión lineal, se proponen unas ecuaciones que relacionan G_e , G_l y η_{loss} con la amplitud γ y para frecuencia circular ω de 15 rad/s que es la del primer modo de vibración del espécimen. Los valores de G_e , G_l y η_{loss} obtenidos de esta forma se compararon con los valores obtenidos de los ensayos dinámicos cíclicos de amplitud constante realizados a nivel de material aislado, y se comprobó que los resultados eran coherentes.
4. El nuevo material viscoelástico instalado en los nuevos disipadores fue capaz de mantener los desplazamientos máximos entre plantas medidos por debajo del 0.85 % de la altura de la planta (lo que corresponde a un nivel de comportamiento operacional) para terremotos frecuentes, que era el objetivo de proyecto.
5. Durante los ensayos, el nuevo material viscoelástico instalado en los disipadores protegió a la estructura de hormigón armado frente a daños, manteniéndose ésta esencialmente elástica. Tanto las rotaciones máximas en las secciones extremas de pilares como los momentos flectores máximos se quedaron muy por debajo de los valores de fluencia.
6. Para el terremoto de muy baja intensidad, el nuevo material viscoelástico disipa más del 95 % de la energía total introducida por el terremoto, sin que se llegue a activar el mecanismo de amortiguamiento inherente de la estructura principal.

7. Acumulando las energías introducidas desde el inicio del primer ensayo C25 hasta el final del último C100, se observa que la cantidad de energía que contribuye al daño (definida por Housner como $E_I - E_\xi$) obtenida de los ensayos es muy próxima a la que predice la ecuación propuesta por Akiyama.

7.2. Futuras líneas de investigación

Esta tesis ha alcanzado los objetivos particulares propuestos en el **Apartado 1.2.1** para tratar el tema principal sobre el desarrollo y aplicación de los métodos basados en el balance energético a estructuras con disipadores dependientes de la velocidad. No obstante, durante el proceso de elaboración de esta tesis, se han detectado futuras líneas de investigación que se exponen a continuación:

1. Estudiar de manera aislada el comportamiento dinámico del disipador con el material viscoelástico en función de la distorsión angular, al igual que se hizo en el **Apartado 2.4** en función de la temperatura y la frecuencia. Es decir, ensayando el útil imponiendo una serie de distorsiones angulares bajo frecuencia constante y monitorizando la temperatura.
2. Estudiar la predicción de la respuesta sísmica de estructuras porticadas de hormigón armado con disipadores dependientes de la velocidad en el instante de máxima aceleración. Valorando la adecuación de las fórmulas empíricas para estimar los factores $CF1$ y $CF2$ que tiene implementada la norma ^[7] para los métodos basados en el análisis modal espectral, pero aplicado al método basado en el balance energético.
3. Realizar un estudio paramétrico, empleando las señales de aceleración del suelo utilizadas en el **Capítulo 3**, con el espécimen FVED-1 a partir de un modelo numérico calibrado experimentalmente en *OpenSEES*.
4. Desarrollar una ley constitutiva del material viscoelástico capaz de reproducir su comportamiento de manera realista, teniendo en cuenta la degradación del coeficiente de amortiguamiento y de la rigidez elástica en función de la temperatura, la frecuencia y la distorsión angular.
5. Analizar los resultados de los ensayos experimentales realizados en el espécimen FVED-1 bajo los ensayos C200, C300, C400 y C500, como se hizo en el **Capítulo 6**. Sabiendo que durante dichos ensayos la estructura plastifica y entra completamente en el rango no lineal.

7.3. Research conclusions

In this thesis, a new viscoelastic material designed to be used in a new hybrid energy damper has been investigated, and a method based on the Housner-Akiyama energy balance has been developed for the design of structures with velocity-dependent dampers. The seismic behavior of the new viscoelastic material installed in hybrid energy dampers was investigated through dynamic tests with a seismic table.

The new viscoelastic material is manufactured in thin sheets (approximately 4 mm) that, when subjected to controlled temperatures (approximately 180 °C) for a short period of time, expand until their thickness increases by more than 50 %. The following conclusions emerge from its development:

- 1. With an optimal proportion of three basic chemical components (industrial oil I-40, calcium carbonate CaCO₃ and carbon black C-P-803) a viscoelastic material is achieved capable of experiencing ultimate shear deformations of $\gamma_u = 302.8 \%$ and that at an ambient temperature of 25 °C, for a constant shear strain amplitude $\gamma = 1.0$ and for a frequency of 0.1 Hz, has a loss factor of $\tan(\delta) = \eta_{loss} = 0.30$ and a storage modulus of $G_e = 0.14$ MPa.*
- 2. Variations in the proportions of these components modify the values of η_{loss} and G_e , and this variation can be predicted with formulas that are proposed in this thesis.*
- 3. From 66 cyclic tests of constant amplitude ($\gamma = 0.17$) of sheets of the new viscoelastic material that had been subjected to thermal treatment to expand, the relationship between the storage modulus G_e , the loss modulus G_l and the loss factor η_{loss} was determined with frequency and with temperature. It was observed that increasing temperature decreases the storage modulus and loss modulus, while the loss factor remains approximately constant.*

To develop the design method for structures with velocity-dependent dampers, an extensive numerical parametric study was first carried out, in which three reinforced concrete framed structures of different heights (three, six and nine-story buildings), equipped with viscous dampers providing different damping fractions in the first mode (10 %, 20 %, 30 % and 40 %), were subjected to earthquakes scaled for two levels representing the frequent earthquake and the project earthquake in southern Spain. The main conclusions of these calculations have been that the number of equivalent cycles at the instant of maximum roof displacement of the viscous dampers under the action of the frequent earthquake and the design earthquake ($n_{eq,d,e,k}$ and $n_{eq,d,p,k}$), as well as the number of equivalent cycles for the main structure under the project earthquake ($n_{eq,p,k}$), although they present a significant dispersion as a result of the variability of the earthquakes themselves, can be estimated reasonably well using the formulas proposed in the thesis.

Using as basic information the expressions proposed to predict $n_{eq,d,e,k}$ and $n_{eq,d,p,k}$, and $n_{eq,p,k}$, and establishing the energy balance equations of the structure, the formulation of a new method to design and verify structures equipped with velocity-dependent dampers was developed. The method assumes that, under the design earthquake, the main structure plasticizes only in the first vibration mode. In high modes it is assumed that it remains elastic. The energy method provides the maximum response in the first vibration mode at the moment of maximum displacement. The maximum response at the instant of maximum velocity can be obtained from the maximum response at the instant of maximum displacement, applying approximate formulas proposed in the literature. On the other hand, the contribution of high vibration modes in the calculation of maximum displacements at the instant of maximum displacement can be obtained by applying conventional spectral methods.

To validate the proposed design method and compare the response predicted by the method formulation with that obtained from direct dynamic calculations, a new prototype of a six-story reinforced concrete frame structure with velocity-dependent dampers was designed and subjected to several earthquakes other than those used in the parametric study. From this comparison the following conclusions emerge:

1. The proposed formulation for the energy method generally satisfactorily predicts the response of reinforced concrete frame structures equipped with velocity-dependent dampers, in terms of plastic deformation energy demand in each story of the main structure, in terms of maximum displacements between stories and in terms of maximum relative velocity of each level.
2. The main variable in the method formulas is the value of the number of equivalent cycles, and to study its influence, two values were studied: the mode (M_0) and the value associated with a probability of finding values less than 15 % (P_{15}). It was concluded that the value that provides the best results is the one corresponding to P_{15} .

Finally, to experimentally study the seismic behavior of reinforced concrete frame structures equipped with viscoelastic dampers manufactured with the new material, a representative specimen of that kind of structures was built, and it was subjected to dynamic loads on a seismic table. The specimen is formed by the reinforced concrete frame structure and the viscoelastic dampers. The reinforced concrete structure is a part of a three-story prototype designed only to resist gravitational loads and built to scale with a length reduction factor $\lambda_L = 1/3$. The structure was simultaneously subjected to the two horizontal North-South and East-West components recorded during the Campano-Lucano earthquake in Calitri (Italy, 1980). The specimen was subjected to three tests in which the accelerations of the North-South and East-West components applied to the vibrating table were multiplied by a factor of increasing value to represent earthquakes of different intensity. The first two tests (C25, C50) represent a very frequent earthquake, and C100 a frequent earthquake in the area where the structure was

supposed to be located (Granada, Spain). The following conclusions have been obtained from the tests:

- 1. The viscoelastic component of the dampers increased the initial lateral stiffness of the structure by 108 % in the C25 test, by 66 % in the C50 test and by 36 % in the C100 test.*
- 2. The viscoelastic component of the dampers multiplied approximately threefold (up to 9 %) the inherent damping fraction of the reinforced concrete structure.*
- 3. From the force-displacement curves measured in the dampers during the seismic table tests, the values of G_e , G_l and η_{loss} were estimated for different amplitudes γ of the tangential deformation of the viscoelastic material. With this information, and based on a linear regression, equations are proposed that relate G_e , G_l and η_{loss} with the amplitude γ and for a circular frequency ω of 15 rad/s, which is of the first mode of vibration of the specimen. The values of G_e , G_l and η_{loss} obtained in this way were compared with the values obtained from the cyclic dynamic tests of constant amplitude carried out at the level of isolated material, and it was found that the results were consistent.*
- 4. The new viscoelastic material installed in the new dampers was able to keep the maximum measured inter-story displacements below 0.85 % of the story height (corresponding to an operational performance level) for frequent earthquakes, which was the objective of project.*
- 5. During the tests, the new viscoelastic material installed in the dampers protected the reinforced concrete structure from damage, keeping it essentially elastic. Both the maximum rotations in the end sections of columns and the maximum bending moments were well below the yield values.*
- 6. For the very low intensity earthquake, the new viscoelastic material dissipates more than 95 % of the total energy introduced by the earthquake, without activating the inherent damping mechanism of the main structure.*
- 7. Accumulating the energies introduced from the beginning of the first C25 test to the end of the last C100, it is observed that the amount of energy that contributes to the damage (defined by Housner as $E_I - E_\xi$) obtained from the tests is very close to that predicted by the equation proposed by Akiyama.*

Bibliografía

1. Abrahamson, N., Atkinson, G., Boore, D., Bozorgnia, Y., Campbell, K., Chiou, B., ... & Youngs, R. (2008). Comparisons of the NGA ground-motion relations. *Earthquake Spectra*, 24(1), 45-66. <https://doi.org/10.1193/1.2924363>
2. Akiyama, H. (1985). Earthquake-resistant limit-state design for buildings. *University of Tokyo press*.
3. Akiyama, H. (1999). Earthquake-resistant design method for buildings based on energy balance. *Gihodo Shuppan, Tokyo*, 25-26.
4. Akiyama, H. (2021). Metodología de proyecto sismorresistente de edificios. *Ed. Reverté*.
5. Al Fajar, M. C., Fatmawati, M., Wulandari, P., & Astharini, D. (2020, September). Analysis of dft and fft signal transformation with hamming window in labview. In *2020 2nd International Conference on Broadband Communications, Wireless Sensors and Powering (BCWSP)* (pp. 79-83). IEEE. <https://doi.org/10.1109/BCWSP50066.2020.9249466>
6. Alin, A. (2010). Minitab. *Wiley interdisciplinary reviews: computational statistics*, 2(6), 723-727. <https://doi.org/10.1002/wics.113>
7. American Society of Civil Engineers. (2022, January). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-22. *American Society of Civil Engineers*.
8. Ancheta, T. D., Darragh, R. B., Stewart, J. P., Seyhan, E., Silva, W. J., Chiou, B. S. J., ... & Donahue, J. L. (2014). NGA-West2 database. *Earthquake Spectra*, 30(3), 989-1005. <https://doi.org/10.1193/070913EQS197M>
9. Ashour, S. A. (1987). *Elastic seismic response of buildings with supplemental damping*. University of Michigan.
10. ATC (2018). Seismic performance assessment of buildings. Implementation guide. FEMA. *Applied Technology Council: Redwood City, CA, USA*.
11. Beg, S. (Ed.). (2021). Design of Experiments for Pharmaceutical Product Development: Volume I: Basics and Fundamental Principles. *Springer Nature*.
12. Benavent-Climent, A. (2020). Proyecto de estructuras con disipadores dependientes de la velocidad. *Máster en Ingeniería Sísmica. ETS Ingenieros Industriales, UPM, Madrid*.

13. Benavent-Climent, A., Escolano-Margarit, D., Arcos-Espada, J., & Ponce-Parra, H. (2021). New metallic damper with multiphase behavior for seismic protection of structures. *Metals*, 11(2), 183. <https://doi.org/10.3390/met11020183>
14. Benavent-Climent, A., Escolano-Margarit, D., Yurkin, Y., Ponce-Parra, H., & Arcos-Espada, J. (2023). Shake table tests on a reinforced concrete waffle-flat plate structure with new hybrid energy dissipation devices. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(3), 727-749. <https://doi.org/10.1002/eqe.3785>
15. Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(spec01), 43-91.
16. Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Atik, L. A., Ancheta, T. D., Atkinson, G. M., Baker, J. W., ... & Youngs, R. (2014). NGA-West2 research project. *Earthquake Spectra*, 30(3), 973-987. <https://doi.org/10.1193/072113EQS209M>
17. BSL (2009). The Building Standard Law of Japan. *The Building Center of Japan*. Tokyo, Japan.
18. Castiglia, M., & Santucci de Magistris, F. (2018). Prediction of the number of equivalent cycles for earthquake motion. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(9), 3571-3603. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0336-6>
19. Chan, Y. T., Ma, Q., So, H. C., & Inkol, R. (1997, May). Evaluation of various FFT methods for single tone detection and frequency estimation. In *CCECE'97. Canadian Conference on Electrical and Computer Engineering. Engineering Innovation: Voyage of Discovery. Conference Proceedings* (Vol. 1, pp. 211-214). IEEE. <https://doi.org/10.1109/CCECE.1997.614827>
20. Chang, K. C., Soong, T. T., Lai, M. L., & Nielsen, E. J. (1993). Viscoelastic dampers as energy dissipation devices for seismic applications. *Earthquake Spectra*, 9(3), 371-387. <https://doi.org/10.1193/1.1585721>
21. Chemosil 211. Información técnica. Imprimador y agente adhesivo para elastómeros NBR.
22. Chemosil 411 NL. Información técnica. Imprimador y agente adhesivo para elastómeros NBR.
23. Chioccarelli, E., & Iervolino, I. (2010). Near-source seismic demand and pulse-like records: A discussion for L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(9), 1039-1062. <https://doi.org/10.1002/eqe.987>
24. Chopra, A. K. (1995). Dynamics of structures. *Prentice hall New Jersey*.

25. Clough, R. W., & Penzien, J. (1992). Dynamics of structures. *Berkeley, California: CSI Computers & Structures, Inc.*
26. Constantinou, M. C., Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1998). Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit.
27. Cosenza, E., & Manfredi, G. (2000). Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(1), 50-59.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1528-2716\(200001/03\)2:1%3C50::AID-PSE7%3E3.0.CO;2-S](https://doi.org/10.1002/(SICI)1528-2716(200001/03)2:1%3C50::AID-PSE7%3E3.0.CO;2-S)
28. Cosenza, E., Manfredi, G., & Ramasco, R. (1993). The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 22(10), 855-868.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290221003>
29. Davoodi, M., & Sadjadi, M. (2015). Assessment of near-field and far-field strong ground motion effects on soil-structure SDOF system. *International Journal of Civil Engineering*, 13(3), 153-166. <http://dx.doi.org/10.22068/IJCE.13.3.153>
30. Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1-36.
31. Donaire-Ávila, J., Mollaioli, F., Lucchini, A., & Benavent-Climent, A. (2015). Intensity measures for the seismic response prediction of mid-rise buildings with hysteretic dampers. *Engineering Structures*, 102, 278-295.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.023>
32. EN1998 (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, *European Committee for Standardization, Brussels, Belgium*
33. Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake spectra*, 16(3), 573-592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
34. Fajfar, P., & Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 25(1), 31-46.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199601\)25:1%3C31::AID-EQE534%3E3.0.CO;2-V](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1%3C31::AID-EQE534%3E3.0.CO;2-V)
35. Fardis, M. N. (2009). Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8 (Vol. 8). *Berlin: Springer*.

36. Farida, E., Bukit, N., Ginting, E. M., & Bukit, B. F. (2019). The effect of carbon black composition in natural rubber compound. *Case Studies in Thermal Engineering*, 16, 100566. <https://doi.org/10.1016/j.csite.2019.100566>
37. Ferreira, S. C., Bruns, R. E., Ferreira, H. S., Matos, G. D., David, J. M., Brandão, G. C., ... & Dos Santos, W. N. L. (2007). Box-Behnken design: An alternative for the optimization of analytical methods. *Analytica chimica acta*, 597(2), 179-186. <https://doi.org/10.1016/j.aca.2007.07.011>
38. Gai, P., Xu, Z. D., Guo, Y., & Dai, J. (2020). Gradient chain structure model for characterizing frequency dependence of viscoelastic materials. *Journal of Engineering Mechanics*, 146(9), 04020094. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001834](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001834)
39. Gazi, H., & Alhan, C. (2019). Reliability of elastomeric-isolated buildings under historical earthquakes with/without forward-directivity effects. *Engineering structures*, 195, 490-507. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.081>
40. Gentile, R., & Galasso, C. (2021). Accounting for directivity-induced pulse-like ground motions in building portfolio loss assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 6303-6328.
41. Grimaz, S., & Malisan, P. (2014). Near field domain effects and their consideration in the international and Italian seismic codes. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 55(4). <https://doi.org/10.4430/bgta0130>
42. Hancock, J., & Bommer, J. J. (2006). A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage. *Earthquake spectra*, 22(3), 827-845. <https://doi.org/10.1193/1.2220576>
43. Housner, G. W. (1956). Limit design of structures to resist earthquakes. In *Proc. World Conference of Earthquake Engineering*, 1956. 6.
44. Housner, G., Bergman, L. A., Caughey, T. K., Chassiakos, A. G., Claus, R. O., Masri, S. F., ... & Yao, J. T. (1997). Structural control: past, present, and future. *Journal of engineering mechanics*, 123(9), 897-971. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:9\(897\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:9(897))
45. IDARC 2D Versión 7.0 (2010). Guía de usuario.
46. Iervolino, I. (2013). Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities. A. M. Kaynia, F. Taucer, & U. Hancilar (Eds.). *Publications Office*.

47. Iervolino, I., & Manfredi, G. (2008). A review of ground motion record selection strategies for dynamic structural analysis. *Modern Testing Techniques for Structural Systems: Dynamics and Control*, 131-163.
48. Iervolino, I., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2006). Ground motion duration effects on nonlinear seismic response. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(1), 21-38. <https://doi.org/10.1002/eqe.529>
49. Javanmardi, A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Benisi Ghadim, H., & Hanif, M. U. (2020). State-of-the-art review of metallic dampers: testing, development and implementation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27, 455-478. <https://doi.org/10.1007/s11831-019-09329-9>
50. Kalkan, E., & Kwong, N. S. (2012). Evaluation of fault-normal/fault-parallel directions rotated ground motions for response history analysis of an instrumented six-story building. *US Department of the Interior, US Geological Survey*.
51. Karasek, L., & Sumita, M. (1996). Characterization of dispersion state of filler and polymer-filler interactions in rubber-carbon black composites. *Journal of materials science*, 31, 281-289. <https://doi.org/10.1007/BF01139141>
52. Karavasilis, T. L., Blakeborough, T., & Williams, M. S. (2011). Development of nonlinear analytical model and seismic analyses of a steel frame with self-centering devices and viscoelastic dampers. *Computers & structures*, 89(11-12), 1232-1240. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2010.08.013>
53. Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Manolis, G. D. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 30(4), 157-169. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.10.005>
54. Kempton, J. J., & Stewart, J. P. (2006). Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects. *Earthquake spectra*, 22(4), 985-1013. <https://doi.org/10.1193/1.2358175>
55. Kohrangi, M., Vamvatsikos, D., & Bazzurro, P. (2019). Pulse-like versus non-pulse-like ground motion records: spectral shape comparisons and record selection strategies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(1), 46-64. <https://doi.org/10.1002/eqe.3122>
56. Lancha Fernández, J. C., & Lillo, A. (2011). Coeficiente de conversión de probetas cúbicas a cilíndricas en hormigones de alta resistencia. *Hormigón y Acero*, 62(262).

57. Li, C., Xu, S. A., Xiao, F. Y., & Wu, C. F. (2006). Dynamic mechanical properties of chlorinated butyl rubber blends. *European polymer journal*, 42(10), 2507-2514.
<https://doi.org/10.1016/j.eurpolymj.2006.06.004>
58. Lohse, D. J. (2000). Corporate Research Labs, Exxon Research & Engineering Co., Rte. 22 East, Annandale, NJ 08801-0998. *Applied Polymer Science: 21st Century*, 73.
59. Ma, J., Dong, L., Zhao, G., & Li, X. (2019). Ground motions induced by mining seismic events with different focal mechanisms. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 116, 99-110.
<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2019.03.009>
60. Mahmoodi, P., Robertson, L. E., Yontar, M., Moy, C., & Feld, L. (1987,). Performance of viscoelastic dampers in world trade center towers. In *Dynamics of structures* (pp. 632-644). ASCE. https://doi.org/10.3130/aijs.68.77_1
61. Manfredi, G. (2001). Evaluation of seismic energy demand. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 30(4), 485-499. <https://doi.org/10.1002/eqe.17>
62. Manfredi, G., Polese, M., & Cosenza, E. (2003). Cumulative demand of the earthquake ground motions in the near source. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(12), 1853-1865. <https://doi.org/10.1002/eqe.305>
63. Marshall, J. D., & Charney, F. A. (2012). Seismic response of steel frame structures with hybrid passive control systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 41(4), 715-733. <https://doi.org/10.1002/eqe.1153>
64. Matlab, S. (2012). Matlab. The MathWorks, Natick, MA.
65. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific earthquake engineering research (PEER) center*, 264(1), 137-158.
66. Ministerio de Fomento (2008). Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.
67. Mota Páez, S. F. (2017). Reacondicionamiento sísmico de edificios de hormigón armado con el primer piso blando, mediante disipadores de energía: aplicación a la República Dominicana. *Tesis doctoral, ETS Ingenieros Industriales, UPM, Madrid*.
68. Pinto, P., Bazzurro, P., & Et, A. (2012). Probabilistic performance-based seismic design. In *CEB-FIP Technical Report (Vol. 68)*. CEB-FIP.
69. Power, M., Chiou, B., Abrahamson, N., Bozorgnia, Y., Shantz, T., & Roblee, C. (2008). An overview of the NGA project. *Earthquake spectra*, 24(1), 3-21.
<https://doi.org/10.1193/1.2894833>

70. Ramirez, O. M. (2001). Development and evaluation of simplified procedures for the analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems. *State University of New York at Buffalo*.
71. Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Gomez, J. D., Whittaker, A. S., & Chrysostomou, C. Z. (2002). Evaluation of simplified methods of analysis of yielding structures with damping systems. *Earthquake Spectra*, 18(3), 501-530.
<https://doi.org/10.1193/1.1509763>
72. Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kircher, C. A., & Chrysostomou, C. Z. (2002). Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems. *Earthquake Spectra*, 18(3), 531-547.
<https://doi.org/10.1193/1.1509762>
73. Reinhorn, A., Roh, H., Sivaselvan, M., Kunnath, S., Valles, R., Madan, A., ... & Park, Y. (2009). Idarc2d version 7.0: A program for the inelastic damage analysis of structures (mceer-09-0006). *Multidisciplinary center for earthquake engineering research (MCEER)*. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.2518.8724>
74. Roh, H., Reinhorn, A. M., & Lee, J. S. (2012). Power spread plasticity model for inelastic analysis of reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 39, 148-161. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.01.019>
75. Saiidi, M. (1982). Hysteresis models for reinforced concrete. *Journal of the Structural Division*, 108(5), 1077-1087. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0005945>
76. Sasaki, K., & Kasai, K. New analytical model for viscous wall damper based on refined material testing and analysis. In *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago Chile, January 9th to 13th* (No. 3473, p. H1464307422).
<https://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-4830.pdf>
77. SEAOC (1995). Vision 2000: Performance-based seismic engineering of buildings.
78. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves. *Journal of engineering mechanics*, 126(12), 1224-1231.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:12\(1224\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1224))
79. Singhal, A., & Kiremidjian, A. S. (1998). Bayesian updating of fragilities with application to RC frames. *Journal of structural Engineering*, 124(8), 922-929.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:8\(922\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:8(922))
80. Skinner, R. I., Kelly, J. M., & Heine, A. J. (1974). Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 3(3), 287-296.

- <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030307>
81. Solomon Jr, O. M. (1991). PSD computations using Welch's method. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 92, 23584. <https://doi.org/10.2172/5688766>
 82. Somerville, P. G., & Graves, R. W. (2003). Characterization of earthquake strong ground motion. *Landslide Tsunamis: Recent Findings and Research Directions*, 1811-1828.
 83. Song, B., & Galasso, C. (2022). Directivity-induced pulse-like ground motions and fracture risk of Pre-Northridge welded column splices. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(6), 2754-2772. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1772154>
 84. Soong, T. T., & Spencer Jr, B. F. (2002). Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering structures*, 24(3), 243-259.
[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00092-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00092-X)
 85. Symans, M. D., & Constantinou, M. C. (1998). Passive fluid viscous damping systems for seismic energy dissipation. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 35(4), 185-206.
 86. Symans, M. D., & Constantinou, M. C. (1999). Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review. *Engineering structures*, 21(6), 469-487. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00225-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00225-3)
 87. Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., & McNamara, R. J. (2008). Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments. *Journal of structural engineering*, 134(1), 3-21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(3))
 88. Takada, T., Yasui, K., Nomura, T., Kasai, K., & Yamazaki, H. (2017). Experiment and analytical modeling of high-stiffness viscoelastic material with reduced temperature sensitivity. In *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago Chile, January 9th to 13th* (No. 3473, p. H1463009060).
<https://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-3473.pdf>
 89. Uang, C. M., & Bertero, V. V. (1988). Implications of recorded earthquake ground motions on seismic design of building structures (pp. 1-43). *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley*.
 90. Uang, C. M., & Bertero, V. V. (1990). Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 19(1), 77-90.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290190108>

91. Vargas, R., & Bruneau, M. (2007). Effect of supplemental viscous damping on the seismic response of structural systems with metallic dampers. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1434-1444.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:10\(1434\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1434))
92. Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507-521. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290230504>
93. Wang, G. (2011). A ground motion selection and modification method capturing response spectrum characteristics and variability of scenario earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(4), 611-625.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.11.007>
94. Zhang, R. H., Soong, T. T., & Mahmoodi, P. (1989). Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 18(3), 389-396. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290180307>



POLITÉCNICA

UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE MADRID