



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Disipación de energía sísmica en puentes de luces continuas

Trabajo realizado por:

Nicolás Illarregui Bermejo

Dirigido por:

Yeudy Felipe Vargas Alzate

Luis Miguel Bozzo Rotondo

Máster en:

Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Barcelona, 15 de septiembre de 2021

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

Agradecimientos

A mi familia por apoyarme a lo largo del camino y sobre todo a mis padres por estar siempre ahí y animarme en los momentos más duros.

A mis tutores por la ayuda constante, por responder mis infinitas dudas, por enseñarme tanto sobre tantos aspectos que no conocía dentro del ámbito estudiado y por avivar las ganas de seguir la investigación iniciada más allá de este trabajo.

A mis amigos por estar siempre ahí, por hacer más amenas las tardes de trabajo y por darme ánimos cuando las cosas empezaban a complicarse.

Disipación de energía sísmica en puentes de luces continuas

RESUMEN

El riesgo de catástrofes producidas por terremotos supone un factor relevante en el diseño estructural para zonas de elevada intensidad y frecuencia sísmica. Debido a esto, se han desarrollado diversas tecnologías orientadas a mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras civiles.

En el presente trabajo se ha analizado el comportamiento sísmico de puentes de luces continuas considerando disipadores de energía de bajo costo. Se ha hecho especial énfasis en el análisis de la pila central, la cual sirve como apoyo de continuidad para este tipo de estructuras. Específicamente, se ha analizado el comportamiento de pilas altas, las cuales suelen verse afectadas por efectos de segundo orden (P-Delta) cuando suceden sacudidas del suelo producidas por terremotos.

Dentro de los dispositivos de protección sísmica que existen actualmente se encuentran los disipadores *Shear Link Bozzo* (SLB). Estos dispositivos de bajo costo han sido utilizados con cierta frecuencia en el diseño de edificios sismo-resistentes. Por tal razón, su uso en puentes continuos marca una innovadora propuesta, principalmente en zonas de sismicidad moderada-a-alta. Entre los resultados principales, se destaca que la sección transversal de la pila central puede reducirse considerablemente si se tiene en cuenta la contribución del dispositivo de disipación de energía. Este hecho tiene importantes consecuencias económicas, particularmente en zonas de difícil acceso donde las pilas altas resultan necesarias en la planificación de viaductos de gran longitud.

La caracterización de la amenaza sísmica y el modelado de la estructura se han llevado a cabo de manera exhaustiva. La respuesta sísmica se ha obtenido haciendo uso del análisis dinámico no lineal. En términos de amenaza sísmica, se han obtenido registros reales de bases de datos europeas, los cuales son compatibles con el espectro de diseño propuesto por el Eurocódigo 8 para zonas de amenaza tipo 1; el tipo de suelo se ha supuesto como roca competente.

Respecto al modelo realizado, el puente ha sido caracterizado mediante el clásico enfoque de emparillado plano. Para esto, se ha desarrollado un modelo de elementos finitos tipo barra dentro de un programa de cálculo frecuentemente usado para este tipo de estructuras. Se han considerado los posibles efectos no lineales debido a la plastificación de los elementos estructurales y la geometría.

Los resultados obtenidos muestran una considerable reducción de los esfuerzos inducidos a la estructura debido a los casos de carga sísmica considerados, tanto en el momento flector como en el cortante en la base de la pila. Además, se ha encontrado que estos dispositivos reducen el desplazamiento en la parte superior de la pila, lo cual tiene un impacto directo en los efectos P-Delta. Aunque aún preliminares, los resultados obtenidos son prometedores y abren una futura línea de investigación en el cálculo de puentes en zonas sísmicas.

Finalmente, se presentan valores aproximados enfocados a cuantificar el ahorro potencial de materiales y coste total de la estructura al usar dispositivos SLB. Cabe también mencionar que la búsqueda de elementos estructurales óptimos no sólo tiene consecuencias económicas sino también medioambientales. En otras palabras, reducir el uso de materiales como el hormigón tiene impacto directo sobre la huella de carbono generada por estructuras civiles que usan este material.

Palabras clave: Disipación de energía; diseño sismo-resistente; puentes de luces continuas; análisis dinámico no lineal; efecto P-Delta.

Dissipació d'energia sísmica en ponts de llum continues

RESUM

El risc de catàstrofes produïdes per terratrèmols suposa un factor rellevant en el disseny estructural per a zones d'elevada intensitat i freqüència sísmica. A causa d'això, s'han desenvolupat diverses tecnologies orientades a millorar el comportament sísmic de les estructures civils.

En el present treball s'ha analitzat el comportament sísmic de ponts de llums continues considerant dissipadors d'energia de baix cost. S'ha fet especial èmfasi en l'anàlisi de la pila central, la qual serveix com a suport de continuïtat per a aquesta mena d'estructures. Específicament, s'ha analitzat el comportament de piles altes, les quals solen veure's afectades per efectes de segon ordre (P-Delta) quan succeeixen sacsejades del sòl produïdes per terratrèmols.

Dins dels dispositius de protecció sísmica que existeixen actualment es troben els dissipadors *Shear Link Bozzo* (SLB). Aquests dispositius de baix cost han estat utilitzats amb una certa freqüència en el disseny d'edificis sísmo-resistents. Per tal raó, el seu ús en ponts continus marca una innovadora proposta, principalment en zones de sismicitat moderada-a-alta. Entre els resultats principals, es destaca que la secció transversal de la pila central pot reduir-se considerablement si es té en compte la contribució del dispositiu de dissipació d'energia. Aquest fet té importants conseqüències econòmiques, particularment en zones de difícil accés on les piles altes resulten necessàries en la planificació de viaductes de gran longitud.

La caracterització de l'amenaça sísmica i el modelatge de l'estructura s'han dut a terme de manera exhaustiva. La resposta sísmica s'ha obtingut fent ús de l'anàlisi dinàmica no lineal. En termes d'amenaça sísmica, s'han obtingut registres reals de bases de dades europees, els quals són compatibles amb l'espectre de disseny proposat pel Eurocodi 8 per a zones d'amenaça tipus 1; el tipus de sòl s'ha suposat com a roca competent.

Respecte al model realitzat, el pont ha estat caracteritzat mitjançant el clàssic enfocament d'engraellat pla. Per a això, s'ha desenvolupat un model d'elements finits tipus escombri dins d'un programa de càlcul sovint usat per a aquesta mena d'estructures. S'han considerat els possibles efectes no lineals a causa de la plastificació dels elements estructurals i la geometria.

Els resultats obtinguts mostren una considerable reducció dels esforços induïts a l'estructura a causa dels casos de càrrega sísmica considerats, tant en el moment flector com en el tallant en la base de la pila. A més, s'ha trobat que aquests dispositius redueixen el desplaçament en la part superior de la pila, la qual cosa té un impacte directe en els efectes P-Delta. Si bé encara preliminars, els resultats obtinguts són prometedors i obren una futura línia de recerca en el càlcul de ponts en zones sísmiques.

Finalment, es presenten valors aproximats enfocats a quantificar l'estalvi potencial de materials i cost total de l'estructura en usar dispositius SLB. Cap també esmentar que la cerca d'elements estructurals òptims no sols té conseqüències econòmiques sinó també mediambientals. En altres paraules, reduir l'ús de materials com el formigó té impacte directe sobre la petjada de carboni generada per estructures civils que usen aquest material.

Palabras clave: Disipación de energía; diseño sismo-resistente; puentes de luces continuas; análisis dinámico no lineal; efecto P-Delta.

Seismic energy dissipation in continuous span bridges

ABSTRACT

The risk of catastrophes produced by earthquakes is a relevant factor in the structural design for areas of high intensity and seismic frequency. Due to this, several technologies have been developed aimed at improving the seismic behavior of civil structures. In the present study, the seismic behavior of continuous-span bridges has been analyzed considering low-cost energy dissipators.

Special emphasis has been placed on the analysis of the central pile, which serves as continuity support for this type of structure. Specifically, the behavior of high-rise piles has been analyzed, which are usually affected by second-order effects (P-Delta) when ground shaking occurs caused by earthquakes.

Among the seismic protection devices that currently exist are the *Shear Link Bozzo* (SLB). These low-cost devices have been used with some frequency in the design of earthquake-resistant buildings. For this reason, its use in continuous bridges marks an innovative proposal, mainly in areas of moderate-to-high seismicity. Among the main results, it is highlighted that the cross section of the central pile can be considerably reduced if the contribution of the energy dissipation device is taken into account. This fact has important economic consequences, particularly in areas of difficult access where high piles are necessary in the planning of long viaducts.

The characterization of the seismic hazard and the modelling of the structure have been carried out exhaustively. The seismic response has been obtained using non-linear dynamic analysis. In terms of seismic hazard, actual records have been obtained from European databases, which are compatible with the design spectrum proposed by Eurocode 8 for type 1 hazard zones; the soil type has been assumed as competent rock.

Regarding the modeling, the bridge has been characterized by the classic flat grid approach. For this, a bar-type finite element model has been developed within a calculation program frequently used for this type of structure. Possible non-linear effects due to the plasticization of the structural elements and the geometry have been considered.

The results obtained show a considerable reduction in the stresses induced to the structure due to the seismic load cases considered, both in the bending moment and in the shear at the base of the pier.

In addition, these devices have been found to reduce the displacement at the top of the pile, which has a direct impact on P-Delta effects. Although still preliminary, the results obtained are promising and open a future line of research in the calculation of bridges in seismic zones.

Finally, approximate values are presented focused on quantifying the potential savings in materials and total cost of the structure when using SLB devices. It is also worth mentioning that the search for optimal structural elements not only has economic but also environmental consequences. In other words, reducing the use of materials such as concrete has a direct impact on the carbon footprint generated by civil structures that use this material.

Keywords: Energy dissipation; earthquake-resistant design; continuous-span bridges; non-linear dynamic analysis; P-Delta effect.

Índice

1	Introducción	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Metodología	3
2	Dispositivos de protección sísmica	4
2.1	Disipadores ADAS	5
2.2	Disipadores TADAS	6
2.3	Riostras metálicas BRB.....	6
2.4	Disipadores Shear Link Bozzo (SLB).....	7
3	Caracterización de la amenaza sísmica	9
3.1	Espectros de diseño	9
3.2	Selección de registros de aceleración.....	11
3.3	Efecto P-Delta	13
3.4	Amortiguamiento	15
4	Dimensionamiento de la estructura	17
4.1	Tipología estructural	17
4.2	Geometría transversal y longitudinal	18
4.3	Tablero	19
4.4	Vigas	20
4.5	Diafragma.....	22
4.6	Pila.....	22
4.7	Apoyos	25
4.7.1	Aparatos POT	25
4.7.2	Neoprenos zunchados.....	26
4.8	Disipadores.....	26
4.9	Materiales.....	29
5	Modelización de la estructura	30
5.1	Tablero	31
5.2	Vigas	31

5.3	Diafragma.....	33
5.4	Pila.....	33
5.5	Apoyos POT.....	36
5.5.1	Estribos.....	36
5.5.2	Neoprenos.....	37
5.6	Disipadores.....	41
5.7	Modelo final	42
6	Cálculos.....	44
6.1	Cargas.....	44
6.1.1	Coeficientes usados	45
6.1.2	Cargas muertas	45
6.1.3	Cargas vivas	46
6.1.4	Cargas accidentales	48
6.2	Casos de carga.....	50
6.2.1	DEAD_NL	50
6.2.2	TH_DEAD_AX.....	52
6.3	Verificación de la pila	54
6.4	Grados de libertad	58
6.5	Desplazamientos.....	61
7	Resultados	68
7.1	Esfuerzos	68
7.1.1	Momento flector.....	71
7.1.2	Esfuerzo cortante.....	72
7.1.3	Periodo	73
7.2	Verificación de los resultados	74
7.2.1	Respuesta estructural del modelo	75
7.2.2	Comportamiento de los disipadores SLB.....	77
7.2.3	Redistribución de esfuerzos.....	79
7.2.4	Observaciones	81

7.3	Optimización de la estructura.....	82
7.3.1	Materiales	86
7.3.2	Observaciones	88
8	Conclusiones	89
9	Bibliografía	93

Índice de figuras

Figura 2-1. Disipador tipo ADAS (Genatios et al., 2016).....	6
Figura 2-2. Disipador TADAS (Izquierda: Genatios & Lafuente, 2016; derecha: Bozzo, 2021) .	6
Figura 2-3. Disipador tipo riostra metálica (Genatios et al., 2016).....	7
Figura 2-4. Evolución de los distintos disipadores Shear Link Bozzo – SLB (Bozzo, 2021).....	9
Figura 3-1. Expresiones para definir los espectros de respuesta (EC-8, 2004).....	10
Figura 3-2. Registros de aceleración obtenidos de la base de datos europea, Luzi et al. (2016)	13
Figura 3-3. Espectros de aceleración de los registros seleccionados	13
Figura 3-4. Cargas sobre estructura sin deformar y deformada (Apuntes de ETSECCPB).....	14
Figura 3-5. Modelo de amortiguamiento de Rayleigh	16
Figura 4-1. Sección tipo C de vigas doble T (Obras de paso de nueva construcción)	18
Figura 4-2. Sección transversal de vigas prefabricadas doble T dimensionada	20
Figura 4-3. Valores de diseño del tablero y vigas. (Apuntes de Puentes de ETSECCPB)	21
Figura 4-4. Dimensiones definitivas de la viga doble T.....	22
Figura 4-5. Valores de diseño para pilas huecas. (Apuntes de Puentes de ETSECCPB).....	23
Figura 4-6. Alzado (izquierda) y perfil (derecha) de la pila dimensionada.....	24
Figura 4-7. Aparato POT fijo usado en el estribo 1 (Verdú).....	25
Figura 4-8. Aparato POT guiado usado en el estribo 2 (Verdú)	26
Figura 4-9. Aparatos de apoyo de neopreno zunchado (Apuntes de ETSECCPB).....	26
Figura 5-1. Modelo de barras creado con el software CSiBridge	30
Figura 5-2. Esquema de elementos shell en planta para modelizar el tablero.....	31
Figura 5-3. Vista extruida de los elementos shell con las propiedades del tablero asignadas.....	31
Figura 5-4. Esquema de barras longitudinales en planta para modelizar las vigas	32
Figura 5-5. Sección de la viga doble T dimensionada con la herramienta Section Designer	32
Figura 5-6. Vista extruida de las barras longitudinales con las secciones de viga asignadas	32
Figura 5-7. Esquema de elementos shell en planta para modelizar el diafragma.....	33
Figura 5-8. Vista extruida de los elementos shell con las secciones del diafragma asignadas ...	33
Figura 5-9. Propiedades utilizadas para crear la sección variable del dintel.....	34
Figura 5-10. Sección A (3,80 m x 2,00 m) con armadura longitudinal (cuantía 4,30%)	35
Figura 5-11. Definición de la armadura transversal con el modelo Mander-Confined(R).....	35
Figura 5-12. Modelo de barras (izquierda) y vista extruida de la pila (derecha)	36
Figura 5-13. Condiciones de contorno para el apoyo POT fijo.....	37
Figura 5-14. Condiciones de contorno para los apoyos POT guiados	37
Figura 5-15. Apoyo POT fijo (izquierda) y apoyo POT guiado (derecha)	37
Figura 5-16. Extensión SLBbridge.....	41
Figura 5-17. Conexión pila-tablero con los neoprenos (exteriores) y disipadores (interiores) ...	42

Figura 5-18. Vista general del puente modelizado.....	42
Figura 5-19. Alzado del puente modelizado	43
Figura 5-20. Perfil del puente modelizado	43
Figura 6-1. Representación de los carriles en el modelo de la estructura	46
Figura 6-2. Vista en planta de los carriles sobre el tablero con la separación central.....	47
Figura 6-3. Detalles de aplicación de los modelos (Izquierda: LM1 / Derecha: LM2).....	47
Figura 6-4. Archivo de texto “.txt” para el sismo AX1	49
Figura 6-5. Parámetros asignados al caso de carga para el sismo AX1	50
Figura 6-6. Parámetros asignados al caso de carga DEAD-NL	51
Figura 6-7. Parámetros asignados al caso de carga TH_DEAD_AX1	53
Figura 6-8. Parámetros asignados para el damping en el caso de carga TH_DEAD_AX1	54
Figura 6-9. Parámetros asignados a las rótulas	55
Figura 6-10. Respuesta plástica de las rótulas introducidas en las barras modelizadas	56
Figura 6-11. Modo de fallo longitudinal de la estructura bajo el caso de carga DEAD_NL	59
Figura 6-12. Fuerza – desplazamiento para el disipador SLB2 8_3.....	62
Figura 6-13. Desplazamiento (m) del nodo superior e inferior a lo largo del sismo AX5	64
Figura 6-14. Desplazamiento relativo (m) del disipador SLB2 15_2 para el sismo AX5.....	65
Figura 6-15. Desplazamiento (m) del nodo superior e inferior a lo largo del sismo AX10	65
Figura 6-16. Desplazamiento relativo (m) del disipador SLB2 15_2 para el sismo AX10.....	65
Figura 7-1. Evolución del momento flector en kNm.....	71
Figura 7-2. Evolución del momento flector normalizado	71
Figura 7-3. Evolución del esfuerzo cortante en kN.....	72
Figura 7-4. Evolución del esfuerzo cortante normalizado	73
Figura 7-5. Evolución del periodo de la estructura para todos los disipadores	73
Figura 7-6. Curva histerética de fuerza – desplazamiento del disipador SLB3 25_2	78
Figura 7-7. Curva histerética de fuerza – desplazamiento para del disipador SLB3 50_7.....	78
Figura 7-8. Comparativa entre sección original (izquierda) y sección reducida (derecha)	83
Figura 7-9. Plastificación de los elementos frame de la pila de sección reducida	84
Figura 7-10. Estructura deformada con disipadores SLB2 20_5 para el sismo AX8.....	85

Índice de tablas

Tabla 3-1. Parámetros de los espectros de respuesta del EC-8 tipo 1	11
Tabla 3-2. Parámetros de los espectros de respuesta del EC-8 tipo 2	11
Tabla 4-1. Propiedades mecánicas para los dispositivos SLB2 y SLB3	28
Tabla 4-2. Tipos de hormigón y características para cada elemento.....	29
Tabla 4-3. Tipo de acero y características	29
Tabla 5-1. Dureza del neopreno	38
Tabla 6-1. Coeficientes parciales de seguridad para ELU según EC-8.....	45
Tabla 6-2. Coeficientes parciales de seguridad para ELS según EC-8	45
Tabla 6-3. Coeficientes parciales de seguridad para ELU según EC-8.....	45
Tabla 6-4. Desplazamientos máximos para todos los dispositivos SLB2 y SLB3 estudiados	63
Tabla 6-5. Desplazamientos de cada dispositivo para los 10 sismos	67
Tabla 7-1. Valores del momento flector M2 en kNm para todos los casos estudiados.....	69
Tabla 7-2. Valores del esfuerzo cortante V3 en kN para para todos los casos estudiados.....	70
Tabla 7-3. Volumen y peso total de hormigón para las dos secciones de pila	86
Tabla 7-4. Volumen y peso total de acero estructural para las dos secciones de pila	86
Tabla 7-5. Cálculo del volumen y dinero ahorrado con la reducción de hormigón	87
Tabla 7-6. Cálculo del volumen y dinero ahorrado con la reducción de acero	87

1 Introducción

Los terremotos y la amenaza que estos producen sobre las estructuras civiles son factores determinantes en el dimensionamiento y verificación de la respuesta sísmica. A diferencia de otras acciones externas, los sismos presentan un reto añadido debido a su difícil caracterización y representación de los esfuerzos sobre la estructura.

En España, la sismicidad suele tener un papel mínimo (o incluso despreciable) entre los efectos a considerar en el diseño estructural. Esto se debe a la baja amenaza observada en las zonas sísmogénicas. Por tanto, las verificaciones sísmicas que han de cumplir las estructuras civiles son escasas en muchas zonas.

Esto se ve reflejado en los propios estudios universitarios tanto de grado como de máster de Caminos, Canales y Puertos, donde el diseño sísmo-resistente se aborda de manera superficial. No obstante, a pesar de la baja sismicidad observada en España, y debido a la difícil predictibilidad que esta amenaza supone, en algunas ocasiones suceden sismos destructivos como el terremoto de Lorca (2011), el cual sobrepasó las hipótesis de diseño sísmico supuestas en su momento, conllevando consecuencias devastadoras.

Por otro lado, en zonas sísmicas de amenaza más elevada, donde el dimensionamiento de las estructuras ha sido condicionado por la sismicidad, las estructuras suelen estar mejor preparadas para este tipo de situaciones.

Es aquí donde el diseño sísmo-resistente y los diferentes elementos y dispositivos diseñados para mitigar el impacto que ejercen los sismos sobre las estructuras juega un papel clave. Cabe destacar que, en estas zonas de sismicidad moderada-a-alta, pese a sufrir sismos considerablemente elevados, estos no suelen provocar daños significativos sobre la infraestructura.

La idea original de este trabajo nace como una pregunta: ¿Sería útil usar dispositivos disipadores de energía sísmica, que han sido diseñados y usados únicamente en el ámbito de la edificación, sobre estructuras de otras características como puentes de pilas altas? A partir de esta pregunta, se definen los objetivos descritos a continuación sobre los que centra este trabajo. Es importante destacar que el presente estudio supone una primera aproximación del uso de dispositivos de este tipo a puentes.

De este modo, los resultados obtenidos deben ser evaluados como una primera aproximación sobre la interacción entre los disipadores de energía y la estructura. Sin embargo, estos resultados son prometedores y abren una futura línea de investigación en el cálculo de puentes en zonas sísmicas.

1.1 Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo se centra en la disipación de energía sísmica en puentes de luces continuas. Específicamente, se han estudiado los *Shear Link Bozzo* (SLB). Dichos dispositivos son propiedad intelectual del tutor externo de este trabajo, lo que ha facilitado su correcta modelización e implementación numérica.

A continuación, se establecen una serie de objetivos específicos, todos dentro del mismo ámbito, que permitan obtener resultados orientados a interpretar la disipación de la energía sísmica en puentes.

De los SLB se pretende estudiar si interactúan con los puentes. Particularmente, se quiere analizar cuál es el efecto de estos dispositivos sobre los elementos estructurales que componen la subestructura del puente. Cabe destacar que la respuesta sísmica se analiza en el sentido transversal del puente. Los efectos longitudinales no son tenidos en cuenta debido a las condiciones de apoyo del modelo.

El segundo objetivo específico se establece en el dimensionamiento y modelización de un puente que permita obtener de manera numérica la respuesta sísmica esperada. La caracterización de la amenaza sísmica es otro objetivo clave para el análisis de la interacción disipadores-puente. Para esto, se han seleccionado sismos de una base de datos que son compatibles con el espectro de diseño dado por el Eurocódigo 8.

Un objetivo añadido, enfocado a la aplicabilidad de este trabajo, es cuantificar el impacto en términos económicos que tiene el uso de estos dispositivos en puentes. Si se consigue mostrar valores del ahorro de materiales o de reducción del presupuesto global del proyecto, gracias a la inclusión de los dispositivos SLB, puede suponer un argumento muy favorable a la hora de implementar el uso de los disipadores en este nuevo ámbito de trabajo.

Finalmente, se espera que este trabajo abra una línea de investigación sobre la implementación de los dispositivos SLB considerando no sólo nuevos modelos de la tipología estructural estudiada, sino también nuevas tipologías

Al ser este trabajo una primera aproximación a la aplicación de los SLB en estructuras fuera del ámbito de la edificación, cualquier conclusión o comportamiento destacable que se observe puede suponer un objetivo a estudiar en el futuro.

1.2 Metodología

Para lograr los objetivos mencionados, el primer paso se centra en el dimensionamiento del puente a estudiar. Este dimensionamiento se realiza consultando diferentes materiales como apuntes de clase o trabajos referenciados. Se deciden medidas coherentes que cumplan con la tipología de puente de luz continua definida para este trabajo.

Con el dimensionamiento realizado se procede a la modelización del puente, la cual se realiza con el programa de cálculo estructural *CSiBridge*. El modelo se crea en función de los elementos estructurales requeridos para representar el puente. Sobre este modelo se aplican los casos de carga sísmica considerados. Estos casos de carga se crean en función del espectro de diseño elegido, del que se obtienen 10 registros de aceleración.

Una vez definido el modelo en su totalidad con las cargas a aplicar, se procede a realizar los cálculos necesarios para poder estudiar la respuesta sísmica transversal. Estos cálculos requieren verificar los 52 dispositivos SLB para los 10 sismos seleccionados.

Para el tratamiento de datos se trabaja tanto con tablas de *Excel* como con el programa *MATLAB*, para así poder representar todos los valores obtenidos, definir relaciones entre ellos y, sobre todo, poder interpretarlos en su conjunto para sacar conclusiones.

Dentro de las conclusiones, se incluye la realización de un ejemplo que permite representar los beneficios de la aplicación de disipadores SLB en el puente modelizado. Para ello se supone una reducción de sección que permite calcular la cantidad de material ahorrado y el impacto que estos tienen en el presupuesto.

2 Dispositivos de protección sísmica

Dentro de los diferentes métodos y elementos utilizados para mitigar los efectos de la amenaza sísmica y así proteger las estructuras, se pueden diferenciar dos tipos de dispositivos (Genatios et al., 2016):

- Dispositivos activos: sistemas complejos formados por múltiples elementos como sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, etc. Estos sistemas permiten estudiar el movimiento de la estructura, procesar los esfuerzos inducidos por el sismo y aplicar unas fuerzas equivalentes para contrarrestarlos.
- Dispositivos pasivos: sistemas diseñados para contrarrestar los esfuerzos sísmicos aplicados sobre la estructura de diversos modos gracias a sus propiedades y diseño, sin que ninguno de ellos suponga una respuesta activa en función del sismo aplicado.

A primera vista, los dispositivos activos pueden parecer una solución idónea ante la amenaza sísmica, pero estudiando su funcionamiento y requerimientos se pueden detectar ciertos inconvenientes. En primer lugar, el comportamiento activo de los mismos supone el uso de fuentes de alimentación externas para asegurar el funcionamiento de los dispositivos durante el sismo.

Otro factor importante es la propia naturaleza del sistema, que requiere estudiar en tiempo real el comportamiento de la estructura frente al sismo en cuestión (Martínez-Rueda, 2002).

Esto representa una complejidad elevada en lo referente al modelo matemático usado, ya que este ha de ser capaz de definir las propiedades de la estructura a lo largo del sismo, las cuales pueden verse modificadas (la rigidez puede variar a lo largo del terremoto).

Esta complejidad puede resultar en imperfecciones en los resultados, los cuales pueden llegar a provocar la aplicación de esfuerzos perjudiciales para la estructura.

Debido a los inconvenientes previamente mencionados, es más común la aplicación de dispositivos pasivos en las estructuras frente a la amenaza sísmica. Dichos dispositivos pueden diferenciarse en dos categorías:

- Aisladores: Sistema cuyo objetivo es evitar que las fuerzas sísmicas se transmitan del suelo a la estructura.
- Disipadores: sistema instalado dentro de la estructura para poder absorber las sollicitaciones de carácter dinámico y reducir los daños causados en los elementos estructurales.

Respecto a los disipadores, existen dos tipos en función de la magnitud física de la que dependen:

- Dependientes de la velocidad, conocidos como amortiguadores
- Dependientes de los desplazamientos, conocidos como disipadores.

Debido a la dependencia de diferentes elementos, aunque el efecto de ambos dispositivos tenga el mismo objetivo, reducir el impacto del sismo sobre la estructura, cada dispositivo presenta una respuesta distinta.

Los amortiguadores, como su nombre indica, afectan al amortiguamiento global de la estructura. Este cambio tiene un impacto directo en el espectro del sismo, el cual se ve reducido como resultado del incremento del amortiguamiento. Cabe destacar que estos dispositivos requieren un amortiguamiento global alto o una velocidad muy elevada para poder presentar una reducción satisfactoria.

Por otro lado, los disipadores afectan a la rigidez de la estructura, lo que deriva en un cambio de su periodo de vibración fundamental. Este efecto se produce mediante la plastificación de los dispositivos al absorber la energía provocada por el sismo. La alteración del periodo de la estructura busca desplazar la respuesta de ésta a una zona de menor ordenada espectral.

Como se ha mencionado anteriormente, este trabajo se enfoca en el estudio de los disipadores y su impacto sobre la estructura en situación de amenaza sísmica. De acuerdo con la clasificación de dispositivos de protección sísmica y sus múltiples categorías, se estudiarán dispositivos pasivos disipadores que dependen de los desplazamientos (SLB).

Dichos dispositivos también pueden ser definidos como disipadores histeréticos, los cuales aprovechan las propiedades de deformación inelástica del material para poder asegurar la disipación de energía. Estos suelen ser metálicos, ya que la elevada homogeneidad de dicho material permite la caracterización del comportamiento mediante curvas fuerza-desplazamiento.

A continuación, se describen algunos de los disipadores histeréticos metálicos más comunes.

2.1 Disipadores ADAS

Los dispositivos de disipación ADAS (*Adding Damping and Stiffness*) disipan energía mediante la fluencia en flexión de las placas de acero que lo forman. Es necesario conocer la rigidez, fuerza límite y desplazamiento de dicha fluencia para poder caracterizar el comportamiento y así estimar la disipación de energía que puede llegar a realizar.

Estos dispositivos están empotrados en ambos extremos, permitiendo asumir la plastificación simultánea en todas las placas, con la variación en altura como elemento para optimizar la respuesta estructural.

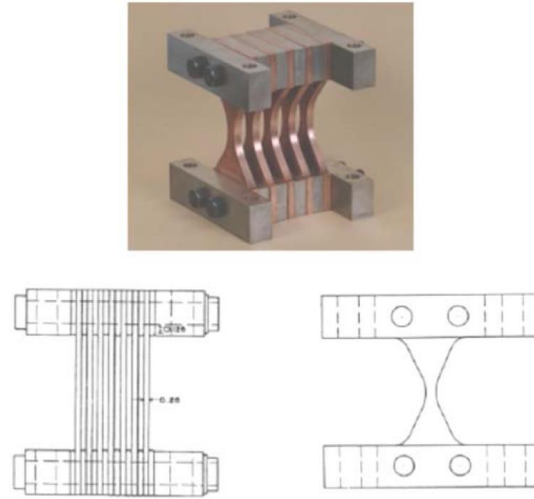


Figura 2-1. Disipador tipo ADAS (Genatios et al., 2016)

2.2 Disipadores TADAS

Los disipadores TADAS son similares a los ADAS, pero presentan una distribución triangular de placas metálicas de espesor constante y sección trapezoidal. Debido a las condiciones de apoyo, empotrado-articulado, estas placas se deforman por flexión provocando una curvatura uniforme que, a su vez, permite su plastificación simultánea a lo largo de la altura.

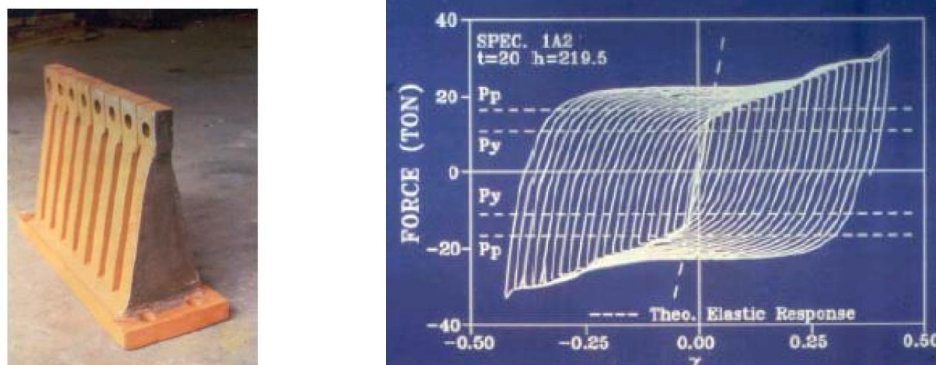


Figura 2-2. Disipador TADAS (Izquierda: Genatios & Lafuente, 2016; derecha: Bozzo, 2021)

2.3 Riostras metálicas BRB

Las riostras metálicas o *buckling restrained braces* (BRB) son dispositivos formados por tres elementos básicos: un núcleo de acero, un tubo metálico externo que lo confina y un mortero de cemento que rellena el tubo.

El núcleo de acero es el encargado de disipar energía cuando sobrepasa su límite de fluencia y se deforma inelásticamente. La distribución de elementos se muestra en la Figura 2-3.

Esta riostra puede ser sometida a efectos de flexión, cortante y deformación axial; para poder asegurar su comportamiento como disipador, requiere que no exista adherencia entre el núcleo de acero y el material de confinamiento.

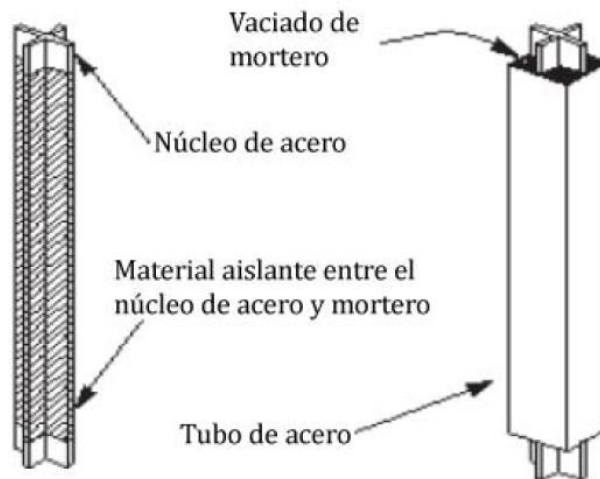


Figura 2-3. Disipador tipo riostra metálica (Genations et al., 2016)

Gran parte del comportamiento de estos disipadores viene definido, no solo por la distribución de sus elementos, sino por la conexión entre los dispositivos y la estructura sobre la que se aplican. Existen tres conexiones típicas:

- Conexión soldada: requiere un procedimiento de instalación largo, pero puede mejorar la transferencia de energía, llegando a permitir la instalación de un BRB de tamaño más reducido.
- Conexión atornillada: no requiere una instalación compleja, por lo que permite simplificar el proceso de conexión.
- Conexión con pasador: se definen los elementos conectores para poder permitir un pasador que los una, obteniendo así una conexión que admite rotación libre.

2.4 Disipadores Shear Link Bozzo (SLB)

Dispositivos con origen en el año 2000, desarrollados por Bozzo y Cahis. Los perfiles iniciales se asemejan a *Shear Link* de aluminio ya existentes, los cuales presentaban problemas de soldabilidad y difícil conexión.

De este modo, Bozzo y Cahis propusieron unos diseños de perfiles verticales metálicos con rigidizadores horizontales para evitar problemas de abolladura. Los elementos disipativos son creados mediante fresado, logrando así dimensiones reducidas y evitando la necesidad de soldar elementos en la zona de plastificación.

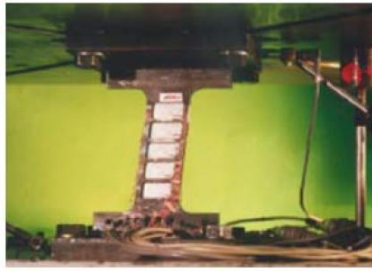
Este diseño presenta una elevada rigidez elástica en el plano deseado para la disipación y, por otro lado, una flexibilidad elevada en el plano normal.

Trabajando sobre el diseño inicial, gracias a la tesis doctoral de Francisco Hurtado (2006), se logra generalizar el dispositivo, pudiendo así generar una gama de disipadores de distintas dimensiones y fuerzas de plastificación. Este nuevo diseño fija la altura disipativa en 110mm y permite crear tablas de diseño para distintas anchuras del dispositivo. De este modo, se crean los disipadores *Shear Link* de segunda generación (SLB2).

El siguiente diseño de disipadores *Shear Link* introduce la conexión almenada o dentada en el dispositivo, la cual permite evitar que estos transfieran carga axial. Estos dispositivos disipan energía a través de las ventanas fresadas, de manera similar a las anteriores presentaciones.

El añadido en lo referente a la conexión dentada permite que los SLB se diseñen como elementos desacoplados a la estructura, evitando así el fallo por corte o pandeo, limitando solo la fuerza máxima que se puede transmitir.

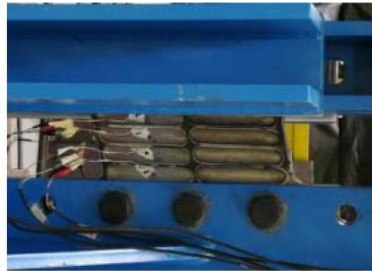
En Figura 2-4 se pueden observar los distintos modelos de disipadores *Shear Link Bozzo*, desde el prototipo inicial hasta el disipador actual, pasando por las propuestas intermedias descritas anteriormente.



Prototipo
Shear Link Bozzo , 1998



Primera Generación
Shear Link Bozzo , 2002



Segunda Generación
Shear Link Bozzo , 2016



Disipador Actual
Shear Link Bozzo, 2019.

Figura 2-4. Evolución de los distintos disipadores Shear Link Bozzo – SLB (Bozzo, 2021)

3 Caracterización de la amenaza sísmica

3.1 Espectros de diseño

Los países donde existe una peligrosidad sísmica significativa tienen normas de diseño sismo-resistente de obligado cumplimiento (Spanos y Loli, 1985). En estas disposiciones se proponen los espectros de diseño en el formato de espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento.

A nivel nacional, en España rige la NCSE-02 y en los países de la Unión Europea se recomienda el uso del Eurocódigo 8 (EC-8, 2005). En general, los espectros de diseño se desarrollan mediante funciones sencillas analíticas considerando tramos de aceleración, velocidad y desplazamiento constante.

En el EC-8, los espectros de respuesta de las componentes horizontales de la acción sísmica se definen por medio de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : \quad sa(T) &= a_g * S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : \quad sa(T) &= 2.5 * a_g * S * \eta \\
 T_C \leq T \leq T_D : \quad sa(T) &= 2.5 * a_g * S * \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : \quad sa(T) &= 2.5 * a_g * S * \eta \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}$$

Figura 3-1. Expresiones para definir los espectros de respuesta (EC-8, 2004)

Donde:

- $sa(T)$ es el espectro de respuesta elástica como función del periodo
- T es el periodo de vibración de un sistema lineal de un grado de libertad
- a_g es la aceleración de diseño en el suelo para un suelo tipo A (Roca)
- T_B es el límite inferior del periodo en el tramo de aceleración constante
- T_C es el límite superior del periodo en el tramo de aceleración constante y, a su vez, el inicio del tramo de velocidad constante
- T_D es el periodo que define el final del tramo de velocidad constante y el comienzo de la respuesta de desplazamiento constante
- S es un factor de suelo que tiene en cuenta la respuesta de suelos blandos
- η es el factor de corrección del amortiguamiento ($\eta=1$ para 5% de amortiguamiento)

En el EC-8 se proponen dos tipos de espectros que se diferencian por la magnitud M_w . Concretamente, esta normativa recomienda usar los espectros tipo 1 si la M_w es mayor a 5.5, de lo contrario se recomienda usar los espectros tipo 2.

Este hecho es interesante ya que permite calificar de una mejor manera las zonas con peligrosidad sísmica entre moderada y baja. Los valores numéricos de los parámetros que sirven para construir el espectro tipo 1 y tipo 2 se muestran en la Tabla 3-1 y en la Tabla 3-2:

Tabla 3-1. Parámetros de los espectros de respuesta del EC-8 tipo 1

Tipo de suelo	S	T _B	T _C	T _D
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B	1.20	0.15	0.50	2.00
C	1.15	0.20	0.60	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00
E	1.40	0.15	0.50	2.00

Tabla 3-2. Parámetros de los espectros de respuesta del EC-8 tipo 2

Tipo de suelo	S	T _B	T _C	T _D
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

Debido a que el cálculo de la respuesta de la estructura se obtiene a partir del análisis tiempo-historia, ha sido necesario obtener registros de aceleración compatibles con un espectro de diseño. Para esto, se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del EC-8 tipo 1 para suelo B.

3.2 Selección de registros de aceleración

En el presente trabajo se ha usado una técnica de selección de registros de aceleración cuyos espectros de respuesta sean compatibles con un espectro de respuesta dado. Para esto se ha usado la base de datos europea publicada por Luzi et al. (2016), la cual cuenta con más de 1000 acelerogramas registrados en Europa.

El objetivo es que los espectros de los acelerogramas obtenidos sean compatibles con un espectro dado (Katsanos et al, 2010), el cual viene definido por la normativa de diseño sismo-resistente de la zona de estudio. Específicamente, se buscan acelerogramas cuyos espectros sean compatibles con el espectro del EC-8 tipo 1 para suelo B.

A continuación, se describen los pasos para obtener los registros de aceleración compatibles con el espectro objetivo:

1. Seleccionar la base de datos; para el presente estudio se ha usado la base de datos europea publicada por Luzi et al. (2016)

2. Calcular los espectros de respuesta de los registros de la base de datos
3. Obtener el error cuadrático medio entre cada uno de los espectros de la base de datos y el espectro objetivo
4. Seleccionar los n sismos que tienen menos error cuadrático medio respecto al espectro objetivo; para el caso de estudio $n = 10$

De esta manera, se han obtenido 10 registros de aceleración los cuales se muestran en la Figura 3-2.

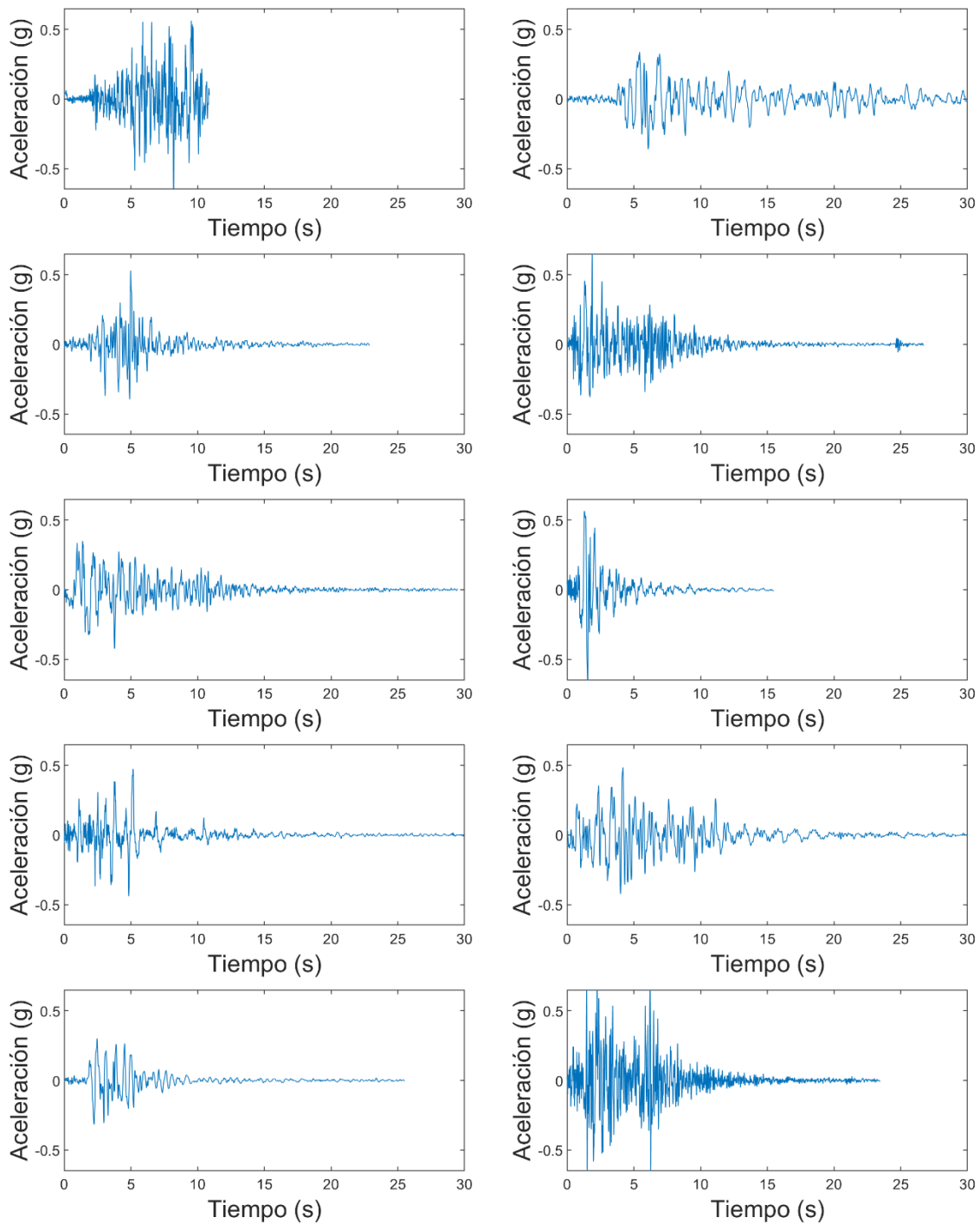


Figura 3-2. Registros de aceleración obtenidos de la base de datos europea, Luzzi et al. (2016)

El espectro de las señales seleccionadas se presenta en la Figura 3-3; en esta figura se muestra la comparación con el espectro del EC-8 tipo 1 para suelo B. Puede verse que el espectro medio de los registros seleccionados es compatible con el espectro objetivo dado por el EC-8.

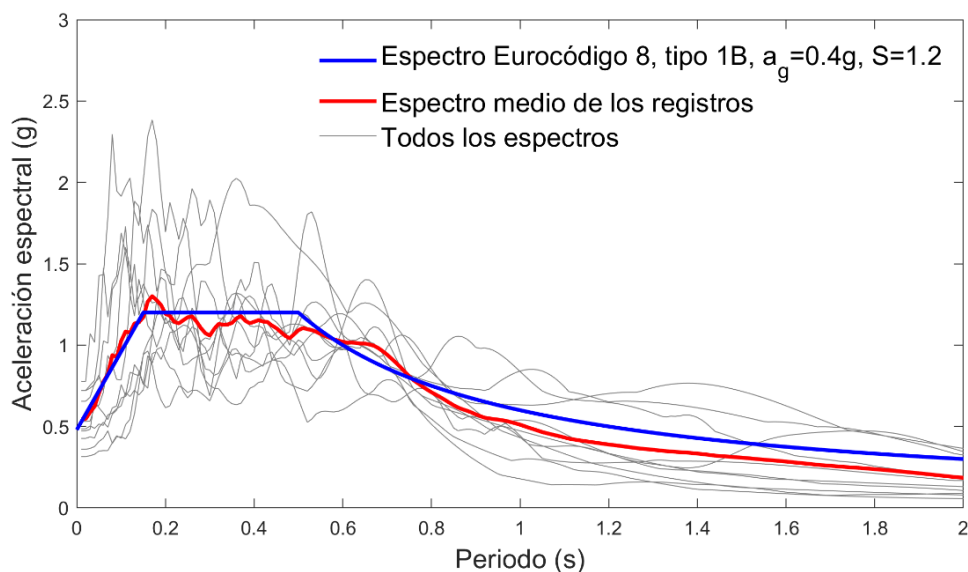


Figura 3-3. Espectros de aceleración de los registros seleccionados

3.3 Efecto P-Delta

En el estudio de la amenaza sísmica y el efecto que esta puede tener sobre la estructura estudiada es relevante considerar el efecto conocido como efecto P-Delta. Para ello, primero es necesario definir el efecto y sus propiedades y así poder establecer porqué este efecto tiene una importante relevancia en este trabajo (Scholz, 1987).

El efecto P-Delta aparece en estructuras verticales de altura considerablemente alta sujetas a la aplicación de cargas gravitacionales (o de aplicación vertical) cuando estas sufren una deformación lateral (ver Figura 3-4).

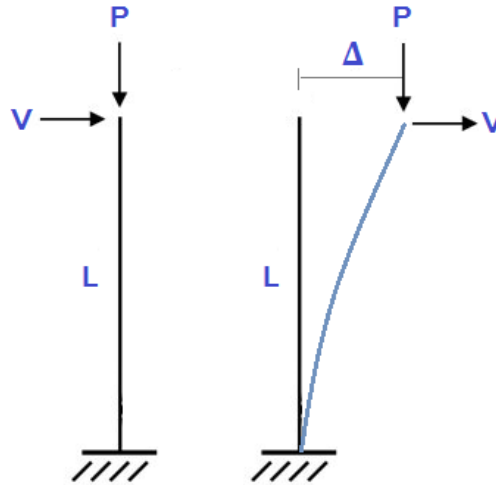


Figura 3-4. Cargas sobre estructura sin deformar y deformada (Apuntes de ETSECCPB)

Como puede observarse en la Figura 3-4, la situación mostrada en el ejemplo de la derecha presenta un elemento vertical de longitud elevada (por ejemplo, una pila de un puente), el cual está sujeto a una carga gravitacional (P) y a una horizontal (V).

Para esta estructura, el momento obtenido en la base (M) viene definido como:

$$M = V \cdot L \quad \text{Ec. 3-1}$$

En otras palabras, si no se consideran los efectos P-Delta, el momento resultante sólo depende de la carga horizontal y de la longitud del elemento. En el ejemplo de la derecha (Figura 3-4), se considera la deformación lateral en la parte superior de la estructura debido a la carga V .

Esta deformación añade una nueva componente que afecta el momento esperado en la base de la pila, ya que, al desplazar la parte superior de la estructura del eje vertical, se está generando una excentricidad sobre el punto de actuación de la carga gravitacional.

De este modo, el momento en la base viene definido como:

$$M = V \cdot L + P \cdot \Delta \quad \text{Ec. 3-2}$$

El hecho de considerar la aparición de un término nuevo en el cálculo del momento, el cual viene definido al considerar la deformación lateral de la parte superior de la estructura, es conocido como análisis P-Delta (Gaiotti y Smith, 1989).

Cabe destacar que, en estructuras convencionales, los desplazamientos habituales suelen ser relativamente reducidos, sobre todo si se comparan con la longitud del elemento.

Pese a eso, no debe menospreciarse la aportación que estos tienen al momento total mediante el efecto P-Delta, ya que por muy pequeña que sea la excentricidad de aplicación de la carga gravitacional, estas cargas suelen ser tener magnitudes considerables que impactan a la estructura.

Este tipo de análisis debe realizarse con especial énfasis en situaciones de aplicación de cargas lateral relevantes, como pueden ser las cargas de viento o sísmicas.

Considerando el ámbito de estudio de este trabajo, en el que se pretende analizar la respuesta sísmica de un puente de luz continua, al cual se le define una pila de altura relevante (como se muestra más adelante en este documento), el efecto P-Delta debe ser considerado en los cálculos.

3.4 Amortiguamiento

El amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema de disipar energía cinética transformándola en otro tipo de energía. Típicamente la energía cinética es transformada en energía térmica, en energía de deformación o en ambas. Existen diversas formas de modelizar el amortiguamiento (Kelly, 1999).

La más simple consta de una partícula o masa concentrada que va perdiendo velocidad bajo la acción de una fuerza de amortiguamiento proporcional a su velocidad. Este modelo es aproximadamente válido para modelizar el amortiguamiento por fricción entre superficies de sólidos o el frenado de un sólido en el seno de un fluido en régimen laminar. Otro modelo que generaliza al anterior es el del amortiguamiento que se produce en una estructura durante un movimiento sísmico u otro movimiento dinámico equiparable.

Para propósitos prácticos, la matriz de amortiguamiento C se aproxima mediante el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh, que es una combinación lineal de la matriz de masa M y de rigidez K usando los coeficientes α y β :

$$C = \alpha M + \beta K \quad \text{Ec. 3-3}$$

Los coeficientes α y β se obtienen suponiendo que se conoce el amortiguamiento de dos frecuencias distintas usando la ecuación 3-3, cuya gráfica se muestra en la Figura 3-5:

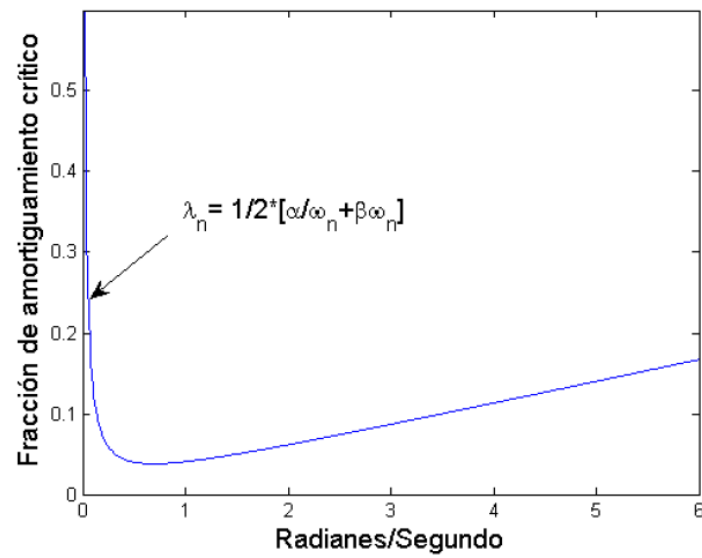


Figura 3-5. Modelo de amortiguamiento de Rayleigh

Para este procedimiento, lo más común es suponer conocidos los amortiguamientos de la frecuencia fundamental del sistema y aquella en la cual se haya activado más del 90% de la masa modal de la estructura.

4 Dimensionamiento de la estructura

Para poder estudiar el impacto de los sismos mencionados anteriormente debe definirse una estructura que pueda ser sometida a dichos esfuerzos que permita analizar el impacto que tienen a lo largo de esta y, también, poder estudiar el efecto de los elementos disipadores.

Es importante destacar que, como se ha mencionado anteriormente, el objetivo de este trabajo es el de poder estudiar la amenaza sísmica y el impacto que tiene los disipadores sobre esta. De este modo, el diseño de la estructura se realiza utilizando valores generales de dimensionamiento para asegurar el correcto funcionamiento y la coherencia de dimensiones a lo largo de los diferentes elementos estructurales que la componen.

En el entorno de este trabajo, la estructura diseñada es una herramienta más que permite estudiar el efecto de los disipadores frente los diferentes sismos aplicados. En ningún momento se pretende realizar un diseño exhaustivamente detallado de la estructura, ya que no pertenece al objetivo principal del y, por otro lado, supondría la realización de otra tesina en toda su extensión para poder estudiar y verificar cada elemento en toda su totalidad.

4.1 Tipología estructural

La tipología estructural seleccionada para realizar el estudio sísmico es de viga continua. El número de vanos se establece en dos, para así poder tener la pila central como elemento sobre el que centrar el análisis de la amenaza sísmica.

Como se desea estudiar la estructura en una situación sísmica que tenga un gran impacto para así poder llevar la estructura al límite y así poder observar el impacto de los disipadores en todo su espectro, se intenta definir un puente de características que influyan en el efecto que tiene el sismo sobre este.

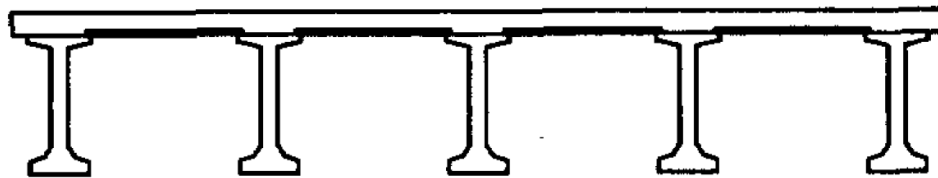
El elemento principal alterado es la pila central. Se decide utilizar una que pueda definirse como una pila alta. El hecho de definir una pila de altura elevada implica la obtención de un momento más elevado en la base de la pila ya que este es directamente proporcional a la longitud de esta.

El segundo elemento que decide diseñarse de manera poco convencional para potenciar el efecto del sismo es la clasificación estática del puente, la cual se define como hiperestática. Para lograr que el puente viga tenga un comportamiento hiperestático se establece que la viga sea continua. El hecho de tener una viga continua en toda su longitud entre los dos estribos incrementa la respuesta transversal de la estructura.

Para poder seleccionar valores que puedan considerarse adecuados para el dimensionamiento de los elementos estructurales del puente, se consultan diversos documentos con información pertinente, los cuales figuran en la bibliografía de este trabajo: *Obras de paso de nueva construcción*, *Apuntes de la asignatura de "Puentes" del MECCPB*, etc.

4.2 Geometría transversal y longitudinal

Para la geometría transversal de la estructura seleccionada se decide usar una sección de tablero de vigas prefabricadas doble T de canto normal. Según la guía de diseño *Obras de paso de nueva construcción*, este tipo de sección se cataloga como sección C, y tiene un rango de utilización entre los 5,00 y los 50,00 metros, aunque no suele ser frecuente superar los 45,00 metros.



SECCIÓN TIPO C

Figura 4-1. Sección tipo C de vigas doble T (Obras de paso de nueva construcción)

Considerando el carácter hiperestático asignado al puente viga, se necesita poder asegurar la continuidad entre los dos vanos del puente, de manera que la viga trabaje como una viga continua.

Cabe destacar que el hecho de trabajar con elementos hiperestáticos suele ser algo más común para secciones cajón o de vigas artesas, las cuales, permiten asegurar de manera más factible la continuidad de los elementos mediante pretensados que conecten ambos elementos.

Pese a eso, existen ejemplos donde se han utilizado procedimientos constructivos con el objetivo de dar continuidad a los dos vanos prefabricados. Estos procedimientos se basan en hormigonar la zona sobre el apoyo, donde los dos tramos de viga se encuentran, para lograr un elemento macizo.

También se suele añadir una conexión metálica entre los dos tramos, incrementando así la conexión entre estos y pudiendo asegurar que, pese a ser dos elementos independientes, trabajan de forma solidaria, representando la viga continua deseada.

Otro factor justificante de esta elección es el poder trabajar con una tipología nueva, ya que en la asignatura de Puentes el trabajo final consideraba una tipología estructural de sección cajón.

De este modo, aunque no sea la solución más comúnmente usada, la geometría transversal para el puente de viga continua se establece como una sección de vigas prefabricadas doble T

En lo referente a la geometría longitudinal del puente, se considerando el rango de utilización previamente mencionado de 5,00 a 50,00 metros en esta tipología de puentes. Añadiendo el factor de continuidad del tablero, el cual ya se ha mencionado que no es algo muy común, la búsqueda de puentes similares muestra que para este tipo de puentes las luces más elevadas rondan los 30,00 metros.

Para mantener el criterio mencionado previamente, donde el objetivo es obtener unos valores que se encuentren dentro de los generalmente usados para el dimensionamiento de puentes similares, se decide definir la luz de los vanos en 25,00 metros.

Así se logra un valor general pero que también está próximo a los máximos conocidos, creando una situación cercana al límite y que pueda verse influenciada frente la amenaza sísmica.

4.3 Tablero

Para poder dimensionar el tablero, es necesario establecer el uso del puente en cuestión. Dicho puente se define como un puente de carretera convencional con un carril en cada dirección, obteniendo así un total de dos carriles.

El ancho de carril se define de 3,50 metros. Dimensión normativa a nivel nacional y equivalente, o en algunos casos ligeramente superior, a las dimensiones normativas de otros países.

El ancho del arcén situado a la derecha de ambos carriles se establece en 2,00 metros. Este valor suele definirse entre 2,00 y 2,50 metros por lo que el seleccionado cumple con las medidas requeridas. En carreteras convencionales se pueden admitir arcenes inferiores a 2,00 metros, pero se ha decidido usar el ancho previamente definido para estar del lado de la seguridad.

Al ser carriles de circulación en sentido opuesto, se decide definir una separación entre ambos de 1,50 metros. El hecho de definir el puente una carretera convencional y no un puente de autopista, la separación central no ha de cumplir el ancho establecido de 2,00 metros para las medianas en cuestión. Sobre el ancho central se sitúa un elemento de barrera que trabaje como separación de carriles.

Las bermas se definen de 0,75 metro de ancho para cumplir con los anchos convencionales. Sobre estas se sitúan los elementos de barrera exterior. El espesor del tablero se define de 0,20 metros según los valores de diseño de la Figura 4-3.

De este modo, se obtiene un ancho total de 14,00 metros ($2 \cdot 3,50 + 2 \cdot 2,00 + 2 \cdot 0,75 + 1,50$). Si se compara este valor con el de carreteras convencionales que tengan una similar distribución de elementos (número de carriles, arceles, etc.), en la gran mayoría de casos se puede observar que el ancho obtenido para el tablero del puente a estudiar es más elevado.

Pese a eso, para estar del lado de la seguridad y siguiendo el proceso de dimensionamiento definido, se decide no reducir el tablero y trabajar con el calculado.

4.4 Vigas

El dimensionamiento de las vigas doble T se realiza siguiendo los apuntes de la asignatura de “Puentes” del MECPPB. Es importante remarcar que el diseño de las vigas presenta dos elementos de carácter diferente: el número de vigas y las dimensiones de estas.

Para realizar el dimensionamiento de las vigas a utilizar en el puente, se siguen las medidas e instrucciones mostradas en la Figura 4-3Figura 2-1. Estas permiten definir la separación entre vigas, el canto total (tablero + altura de viga), el espesor del alma de las vigas, etc.

Considerando el ancho de tablero de 14,00 metros obtenido en el apartado se plantean las opciones de 4 vigas o 5 vigas. En el primer caso, considerando la disposición de 4 vigas se obtiene una separación de $S = 3,50$ m. Para la opción de 5 vigas, la separación obtenida es de $S = 2,80$ m.

Observando los rangos de valores considerados para la separación entre vigas de la Figura 4-3, se decide usar un total de 5 vigas de doble T debido a la menor separación entre ellas (2,80 metros).

De este modo, se obtiene la distribución mostrada en la siguiente figura:

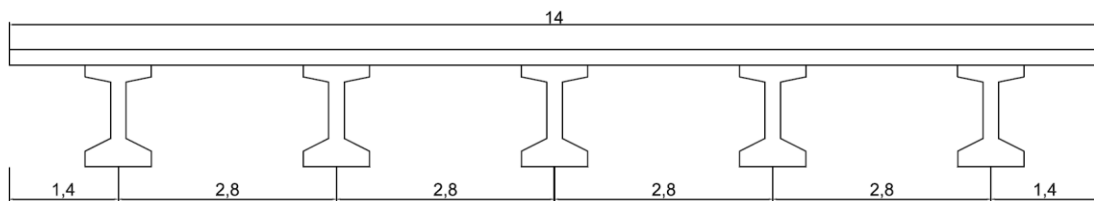


Figura 4-2. Sección transversal de vigas prefabricadas doble T dimensionada

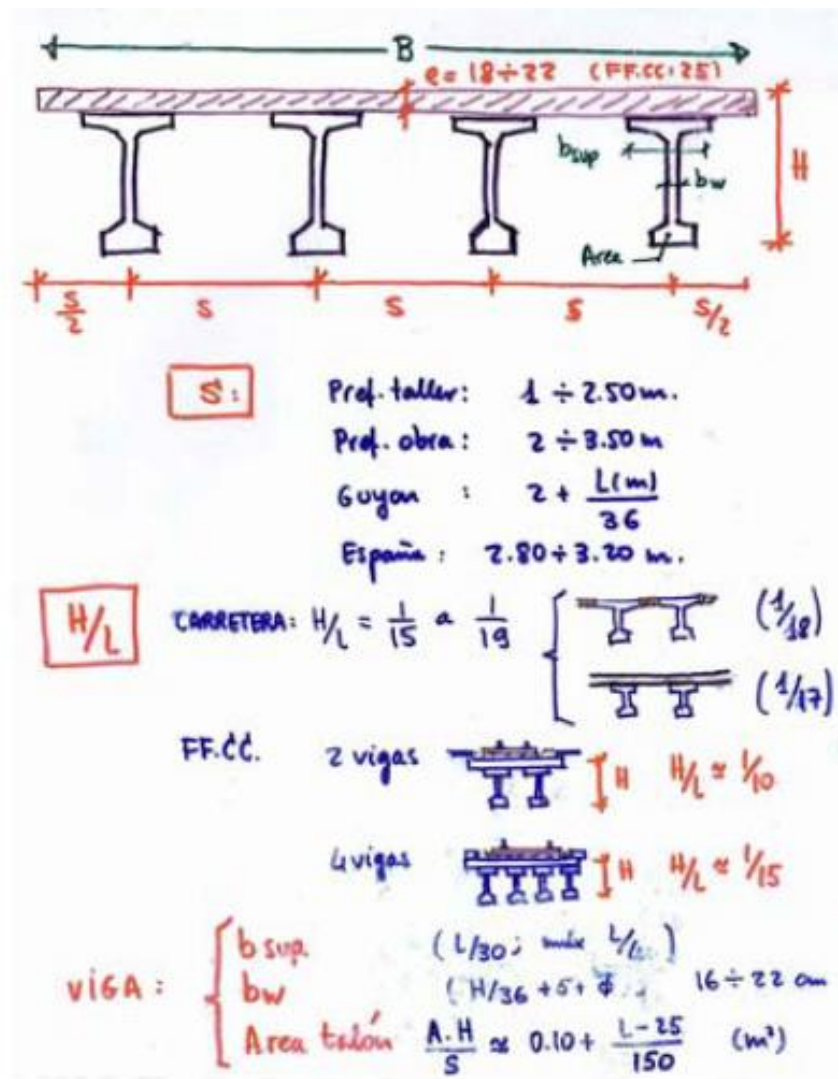


Figura 4-3. Valores de diseño del tablero y vigas. (Apuntes de Puentes de ETSECCPB)

Una vez definido el número de vigas, el siguiente paso requiere obtener las dimensiones de estas. Para ello es necesario establecer una ratio canto/luz. Como puede observarse en la Figura 4-3, las relaciones habituales oscilan entre 1/15 y 1/20. Para este trabajo y el puente dimensionado se establece una relación canto/luz de 1/17.

Con esta relación, considerando la luz definida en el apartado 4.2 de 25,00 metros para cada vano, se obtiene que el canto total es de 1,50 metros. Este canto se considera desde la base inferior de la viga hasta la parte superior del tablero, por lo que, considerando los 20 centímetros del tablero, la altura de la viga es de 1,30 metros.

El resto de las dimensiones de las vigas se definen según los valores de diseño previamente mencionados. El ancho superior viene definido por la relación $L/30$ con un valor máximo de $L/40$. El ancho de las vigas debe situarse en el rango de 0,16 – 0,22 metros. Para ambas dimensiones se seleccionan valores promedio.

La siguiente figura muestra la viga dimensionada según los criterios previamente mencionados:

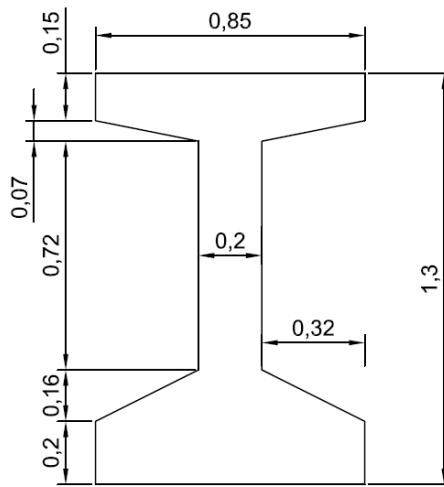


Figura 4-4. Dimensiones definitivas de la viga doble T

4.5 Diafragma

En el dimensionamiento del puente se decide introducir diversos diafragmas a lo largo del tablero. Estos incrementan la rigidez lateral de la estructura, por lo que presentan una ventaja para el análisis de la respuesta sísmica lateral del puente.

Los diafragmas se definen con un espesor de 30 cm y se distribuyen dos en cada vano. También se definen en las secciones de apoyo de la estructura (estribos y apoyo central).

De este modo, el tablero presenta una estructura considerablemente rígida en comparación a los elementos viga individuales.

Esta estructura rígida es la que se define sobre los elementos de apoyo, por lo que, tanto en los estribos como en la pila central, el elemento que se sitúa sobre los aparatos de apoyo es el diafragma que comprende todos los elementos viga doble T.

4.6 Pila

La pila definida para el puente estudiado es una pila alta, siguiendo el razonamiento previamente mencionado donde, pese a usar dimensiones que permitan obtener una estructura sensible a los efectos sísmicos, se mantenga dentro de los valores generales de dimensionamiento.

Según los diferentes documentos consultados, las pilas altas se establecen a partir de los 20,00 metros.

Pese a querer establecer una pila alta para el puente, también se quiere mantener cierta coherencia a lo largo del puente. Son conocidos los casos de puentes con pilas de elevadas dimensiones, pero también es cierto que estos puentes no suelen presentar secciones convencionales como una sección de vigas prefabricadas.

De este modo se establece una altura de 20,00 metros para la pila, valor que permite definir la pila en cuestión como una pila alta, y a la vez mantener una coherencia dimensional entre los diferentes elementos estructurales del puente viga.

El diseño de la pila presenta cierta semejanza a puentes de características similares, donde se encuentra un dintel en la parte superior del ancho igual o semejante al del tablero, permitiendo así una superficie de apoyo para las pilas, y el resto de la pila de dimensiones reducidas que presenta una sección cajón en toda su longitud, permitiendo así aligerar la estructura de la pila.

Las dimensiones del dintel son de 14,00 m x 2,50 m. De este modo, presenta una superficie suficientemente elevada sobre la que situar los aparatos de apoyo y los disipadores para conectar las vigas y el tablero con la pila. Esta sección del dintel se mantiene constante a lo largo de los primeros 1,40 metros de la pila. La parte final del dintel (0,60 metros) presenta una sección variable que se ve reducida hasta conectar con la sección cajón de la pila.

El dimensionamiento del resto de la pila se ha realizado siguiendo los apuntes de la asignatura de “Puentes” del MECCPB. En pilas con parte maciza superior seguida una sección cajón, se recomienda que la longitud del elemento macizo no sea inferior a 1,00 metro (el dintel macizo comprende los primeros 2,00 metros de la pila por lo que si verifica).

Por otro lado, para la sección cajón de una pila, se dimensiona un solo cajón cuando el ancho sea inferior a 8,00 metros y superior a $L/12$, que en este caso supone $25/12 = 1,67$ m. El espesor de la sección cajón debe definirse en un rango de 0,25 – 0,40 metros.

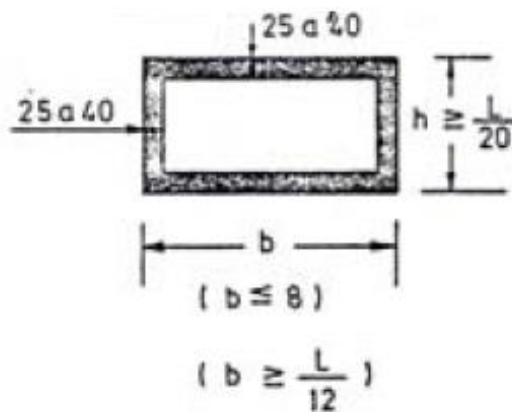


Figura 4-5. Valores de diseño para pilas huecas. (Apuntes de Puentes de ETSECCPB)

Para el dimensionamiento de la sección de canto variable de la pila, la cual debe cumplir los valores mencionados previamente, se ha realizado mediante un proceso iterativo. Dicho proceso tiene como objetivo conseguir la sección de la pila más reducida que permita asegurar que esta no plastifica para ninguno de los sismos estudiados. Así se consigue asegurar que el diseño es el más optimizado y que reduce al máximo la cantidad de hormigón y acero usado. Este proceso se explica en más detalle en el apartado 6.3.

Mediante dicho proceso iterativo, la pila resultante presenta un canto variable con una sección en la base de la pila de 4,00 m x 2,00 m y una sección en la parte superior de 2,00 m x 2,00 m donde conecta con el dintel macizo. Al ser el ancho de la pila inferior a 8,00 y superior a 1,67 m en toda su sección, ambas secciones verifican. A lo largo de la pila se mantiene un espesor de 30 cm, que también verifica los valores mostrados en la Figura 4-5.

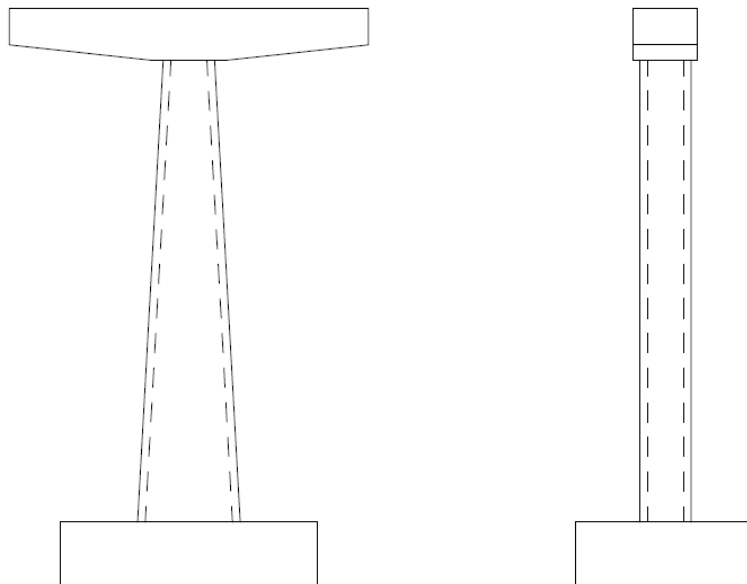


Figura 4-6. Alzado (izquierda) y perfil (derecha) de la pila dimensionada

La armadura de la pila se ha dimensionado centrándose en la cuantía de armadura longitudinal, la cual nos permite reforzar la pila frente las acciones sísmicas. Según el Anejo 10 del Eurocódigo “*Requisitos para estructuras sometidas a acciones sísmicas*”, para pilas que formen parte de un sistema de resistencia sísmica, la cuantía no debe ser inferior a 1% ni superior a 6%.

El dimensionamiento de la armadura también se incluye en el proceso iterativo de optimización de la pila. Para la sección definida como definitiva, la armadura longitudinal definida es de barras de 32 cm de diámetro con una separación entre ellas de 12,5 cm ($\phi 32 / 0,125$). Con esta distribución de armadura se obtiene una cuantía de 4,30%, que verifica los límites establecidos en el Anejo 10 del EC-8.

En lo referente a la armadura transversal, para poder asegurar el confinamiento de las armaduras longitudinales y evitar un fallo por corte en la pila, se definen cercos formados por barras de 10 cm de diámetros cada 10 cm ($c\phi 10 / 0,10$). Es una cuantía elevada, pero en situaciones de amenaza sísmica suelen definirse valores similares.

4.7 Apoyos

4.7.1 Aparatos POT

El puente estudiado presenta apoyos diferentes a lo largo de su estructura. En los estribos de los puentes se definen apoyos diferentes para cada uno de ellos, ambos definidos con diferentes tipos de apoyos POT.

Los aparatos de apoyo POT posibilitan la posibilidad de absorber las rotaciones de la estructura cuando se ejercen cargas y movimientos elevados alrededor de cualquier eje horizontal.

En el estribo 1 se decide aplicar unas condiciones de contorno que restringen los movimientos en todas las direcciones. Para ello se determina el uso de aparatos de apoyo POT fijos, los cuales actúan como una articulación que permite rotaciones y restringe todos los movimientos en el plano horizontal.

Al restringir todos los movimientos, estos aparatos transmiten reacciones en las tres direcciones del espacio.



Figura 4-7. Aparato POT fijo usado en el estribo 1 (Verdú)

En el estribo 2 se deciden aplicar unas condiciones de contorno similares a las del estribo 1, donde se restringen los movimientos en todas las direcciones, pero en este caso se permite el desplazamiento en el sentido longitudinal del puente. Para ello se determina el uso de aparatos de apoyo POT guiados.

Al permitir movimiento en una dirección, estos aparatos transmiten reacciones tanto verticales como en el sentido no restringido.

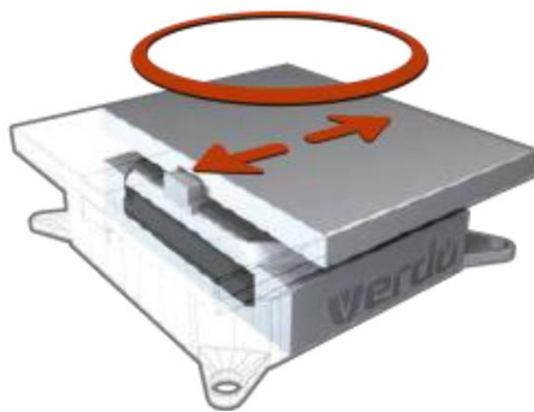


Figura 4-8. Aparato POT guiado usado en el estribo 2 (Verdú)

4.7.2 Neoprenos zunchados

En la parte central del puente, para realizar la conexión tablero – pila, se sitúan aparatos de apoyo del tipo neopreno zunchado. Estos apoyos están formados por un elemento de material elastómero con chapas de acero en su interior y permiten transmitir las cargas entre los dos elementos que conectan.

El dimensionamiento de estos apoyos se realiza en función de las cargas aplicadas sobre este y se explica en más detalle en el apartado 5.5.2



Figura 4-9. Aparatos de apoyo de neopreno zunchado (Apuntes de ETSECCPB)

4.8 Disipadores

Los disipadores utilizados son *Shear Link Bozzo* (SLB), definidos en el apartado 2.4 como unos dispositivos pasivos disipadores y dependientes del desplazamiento. Dentro de los diferentes tipos de disipador SLB, se ha decidido utilizar los dos últimos dispositivos: *Shear Link Bozzo* de 2ª y 3ª generación.

La nomenclatura usada para referirse a cada uno de los distintos dispositivos es la siguiente:

SLB2 6_2

El primer dígito es el utilizado para especificar la generación del dispositivo (en este caso 2ª generación). El segundo dígito detalla el ancho de la base del dispositivo (para este disipador son 6 cm de base). El tercer y último dígito define el espesor de la ventana fresada, el cual representa el elemento disipador de energía (en este dispositivo es de 2 cm).

Para los SLB de 2ª generación existen 5 series de diferente ancho de base (6, 8, 10, 15 y 20 cm). En cada una de estas series, se consideran 4 espesores distintos para las ventanas fresadas (de 2 a 5 cm). De este modo se obtiene un total de 20 dispositivos SLB2.

Para los SLB de 3ª generación existen 4 series de diferente ancho de base (25, 30, 40 y 50 cm). En cada una de estas series, se consideran 8 espesores distintos para las ventanas fresadas (de 2 a 9 cm). De este modo se obtiene un total de 32 dispositivos SLB3.

En este trabajo se consideran todos los dispositivos de 2ª y 3ª generación, un total de 52 disipadores SLB.

En la siguiente tabla se muestran los valores correspondientes a las propiedades mecánicas para cada uno de los 52 disipadores SLB considerados en este trabajo.

Tabla 4-1. Propiedades mecánicas para los dispositivos SLB2 y SLB3

DISPOSITIVO	Rigidez inicial K_1 (kN/cm)	Rigidez post-plastificación K_2 (kN/cm)	Fuerza de plastificación F_y (kN)	Fuerza máxima F_{MAX} (kN)
SLB2 6_2	363.33	9.75	35.60	69.01
SLB2 6_3	397.80	10.75	41.00	79.21
SLB2 6_4	421.73	11.65	44.90	88.58
SLB2 6_5	439.60	12.78	47.40	96.67
SLB2 8_2	592.87	13.86	48.10	92.76
SLB2 8_3	676.27	15.38	58.00	107.57
SLB2 8_4	737.00	16.28	66.30	120.87
SLB2 8_5	784.27	17.43	72.70	133.29
SLB2 10_2	893.40	19.15	68.00	128.71
SLB2 10_3	1039.13	21.57	81.10	148.63
SLB2 10_4	1149.53	22.96	93.00	166.26
SLB2 10_5	1237.80	14.93	112.20	182.26
SLB2 15_2	1571.47	31.17	101.80	199.61
SLB2 15_3	1961.47	37.36	126.10	240.45
SLB2 15_4	2290.27	42.03	149.70	276.57
SLB2 15_5	2575.60	45.69	172.50	310.13
SLB2 20_2	2073.33	37.83	124.60	243.14
SLB2 20_3	2630.13	46.27	156.90	298.30
SLB2 20_4	3105.53	53.03	188.30	348.53
SLB2 20_5	3520.20	58.63	218.40	395.71
SLB3 25_2	3214.07	58.98	194.80	383.50
SLB3 25_3	4046.67	70.69	238.20	457.15
SLB3 25_4	4783.20	81.04	279.60	526.49
SLB3 25_5	5447.47	90.85	319.00	592.39
SLB3 25_6	6064.13	99.65	357.10	655.63
SLB3 25_7	6644.13	107.41	394.50	716.83
SLB3 25_8	7191.47	114.57	430.70	776.40
SLB3 25_9	7711.07	120.73	466.40	834.90
SLB3 30_2	3666.73	64.22	212.10	415.33
SLB3 30_3	4717.00	78.76	265.70	507.23
SLB3 30_4	5661.33	92.21	316.90	594.62
SLB3 30_5	6525.67	104.99	366.10	678.62
SLB3 30_6	7336.60	116.45	414.20	759.77
SLB3 30_7	8106.07	126.92	461.30	838.79
SLB3 30_8	8840.00	135.98	508.00	915.50
SLB3 30_9	9542.20	145.74	552.50	992.12
SLB3 40_2	4571.07	76.44	248.30	482.60
SLB3 40_3	6043.67	97.23	321.00	609.64
SLB3 40_4	7393.67	116.17	391.60	732.20
SLB3 40_5	8650.00	133.79	460.80	851.48
SLB3 40_6	9843.00	149.92	528.70	967.95
SLB3 40_7	10988.00	165.19	595.40	1082.30
SLB3 40_8	12091.27	179.81	660.90	1195.00
SLB3 40_9	13156.07	194.00	725.10	1306.30
SLB3 50_2	5479.60	88.67	284.90	551.27
SLB3 50_3	7367.13	114.64	377.50	713.65
SLB3 50_4	9116.00	138.30	468.10	871.40
SLB3 50_5	10759.13	160.81	557.00	1025.70
SLB3 50_6	12328.87	181.80	644.40	1177.30
SLB3 50_7	13844.20	202.03	730.30	1326.80
SLB3 50_8	15312.67	221.80	814.70	1474.50
SLB3 50_9	16737.00	241.37	897.70	1621.20

4.9 Materiales

A nivel estructural, la gran mayoría de elementos mencionados en el dimensionamiento del puente son de hormigón estructural.

Debe destacarse que se usan diferentes tipos de hormigón para cada uno de los elementos, hormigón postesado de alta resistencia para las vigas prefabricadas doble T, hormigón armado para la pila, etc.

En la siguiente tabla se muestran los distintos tipos de hormigón utilizados con sus correspondientes propiedades:

Tabla 4-2. Tipos de hormigón y características para cada elemento

Elemento	Tipo de hormigón	f_{ck} (N/mm ²)	E_{cm} (N/mm ²)
Vigas	HP-40	40	30.891
Tablero	HA-30	30	28.600
Diafragma	HA-30	30	28.600
Pila	HA-50	50	32.902

El acero utilizado en esta estructura se encuentra sobre todo definido por las armaduras del hormigón armado y el del pretensado. Como se menciona más adelante en este trabajo, aunque las vigas sean elementos prefabricados postesados, no se llega a dimensionar ni calcular el pretensado en cuestión.

De este modo, el único acero estructural a especificar es el de las respectivas armaduras.

Tabla 4-3. Tipo de acero y características

Elemento	Tipo de acero	f_y (N/mm ²)	f_{max} (N/mm ²)	E_{cm} (N/mm ²)
Armaduras	Acero pasivo	500	575	200.000

5 Modelización de la estructura

La modelización de la estructura dimensionada en el apartado anterior se realiza con el programa *CSiBridge*, software diseñado para el análisis estructural y sísmico de puentes. Dicho programa permite definir el puente con todos sus elementos estructurales, asignar las propiedades materiales y mecánicas a cada uno de ellos, definir las cargas aplicadas sobre la estructura y realizar el análisis estructural de la misma.

La definición de la estructura se inicia en un plano 2D con la creación de 5 barras longitudinales correspondientes a las vigas prefabricadas, unas barras transversales cada 7,50 m correspondientes a los diafragmas y un elemento superficial sobre esta red de barras correspondiente al tablero.

La componente tridimensional de la altura se introduce en las barras transversales de los diafragmas estableciendo la altura correspondiente al canto total del puente. En los extremos del puente se definen los apoyos y en la parte central se define una barra transversal, que hace la función de dintel, y una vertical de altura total 20 m correspondiente a la pila.

De este modo, la distribución de barras correspondiente a la estructura modelizada mediante el programa *CSiBridge* es la siguiente:

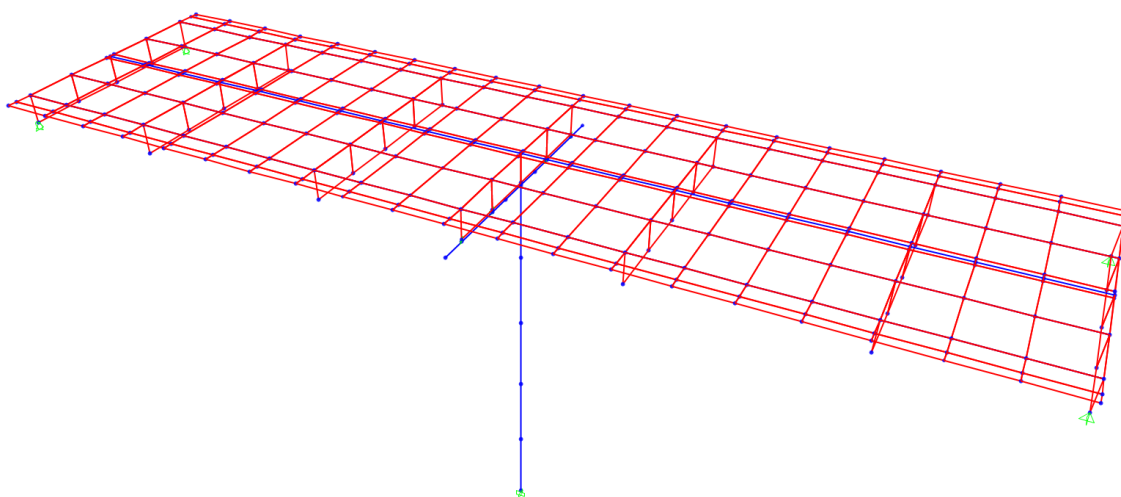


Figura 5-1. Modelo de barras creado con el software *CSiBridge*

El siguiente pase requiere introducir las secciones, propiedades y materiales correspondientes a cada elemento estructural del puente.

5.1 Tablero

Los elementos *shell* definidos sobre las barras longitudinales y transversales corresponden al tablero del puente. A estos elementos es necesario asignarles un espesor de 20 cm y el material correspondiente (hormigón HA-30).

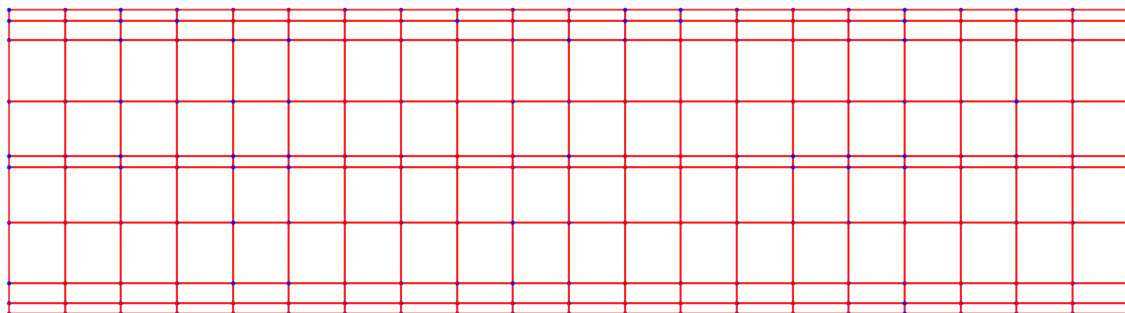


Figura 5-2. Esquema de elementos shell en planta para modelizar el tablero

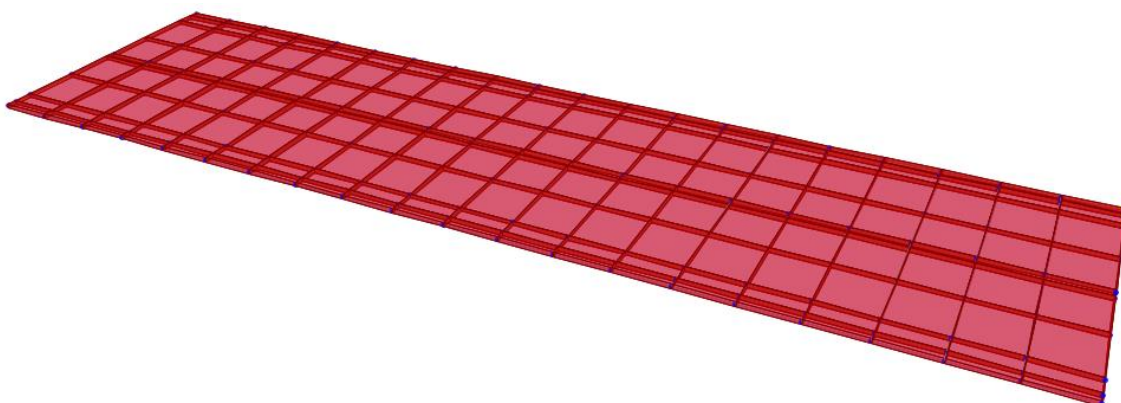


Figura 5-3. Vista extruida de los elementos shell con las propiedades del tablero asignadas

5.2 Vigas

Las vigas, como se ha mencionado previamente, están representadas mediante barras longitudinales. Estas barras se sitúan en el sentido longitudinal del puente, simulando las vigas continuas de la estructura.

A dichas barras se les debe asignar la sección de viga doble T dimensionada en el apartado 4.4 de este documento es creada mediante la herramienta *Section Designer*, la cual permite definir perfiles fuera de los predeterminados proporcionados por el propio programa.

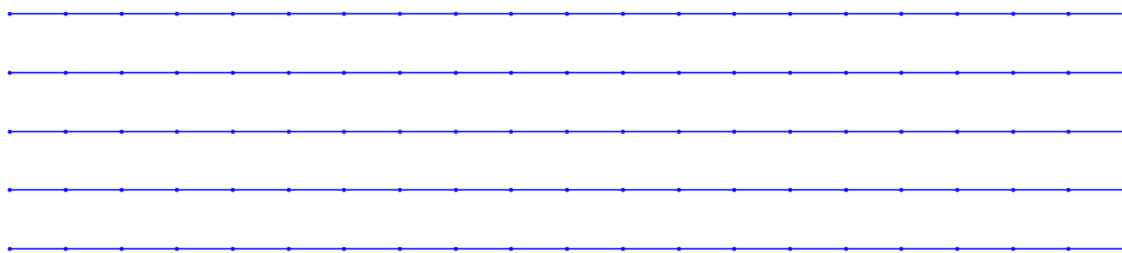


Figura 5-4. Esquema de barras longitudinales en planta para modelizar las vigas

En la Figura 5-5 se muestra la sección de viga prefabricada creada con las medidas seleccionadas y el material adecuado (hormigón HP-40).

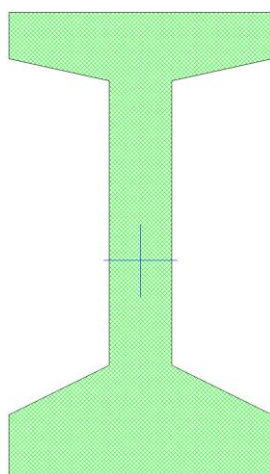


Figura 5-5. Sección de la viga doble T dimensionada con la herramienta Section Designer

Para facilitar la representación del modelo, aunque no tenga ningún efecto a niveles de cálculo estructural, se establece que la sección de vigas asignada a las barras longitudinales se proyecte con el punto cardinal en la parte superior de la viga. De este modo, la vista extruida sitúa las secciones de las vigas justo debajo de los elementos *shell* que representan el tablero, de manera similar a la distribución real.

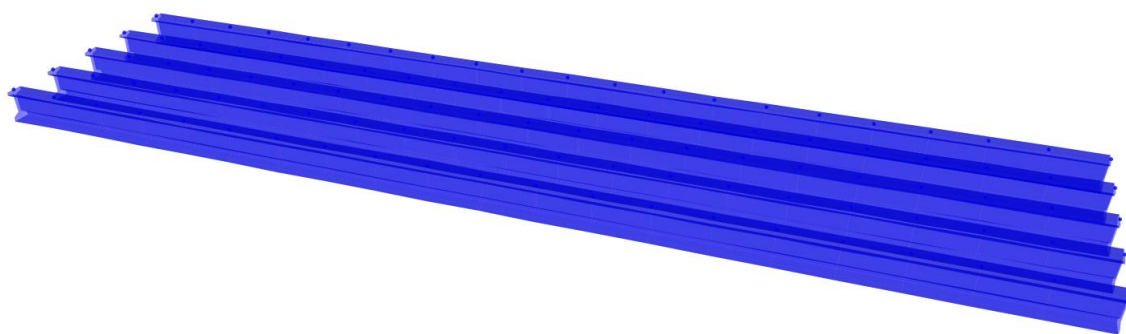


Figura 5-6. Vista extruida de las barras longitudinales con las secciones de viga asignadas

5.3 Diafragma

Para representar los diafragmas rigidizadores del tablero, estos se definen como elementos *shell* verticales siguiendo la distribución mostrada en las siguientes figuras, donde se sitúan dos diafragmas por vano y uno en cada apoyo del puente (estribos y pila central).

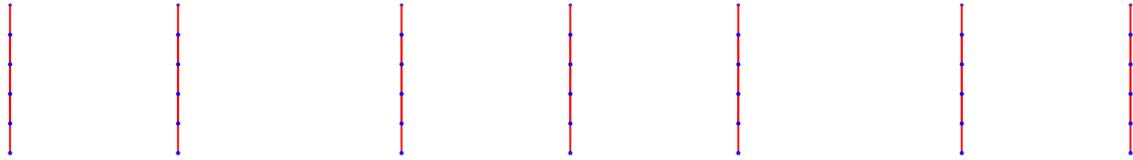


Figura 5-7. Esquema de elementos *shell* en planta para modelizar el diafragma

A estos elementos transversales se les atribuyen las propiedades definidas en el apartado 4.5, estableciendo el espesor en 30 cm y el tipo de material correspondiente (hormigón HA-30). La figura mostrada a continuación representa la versión extruida

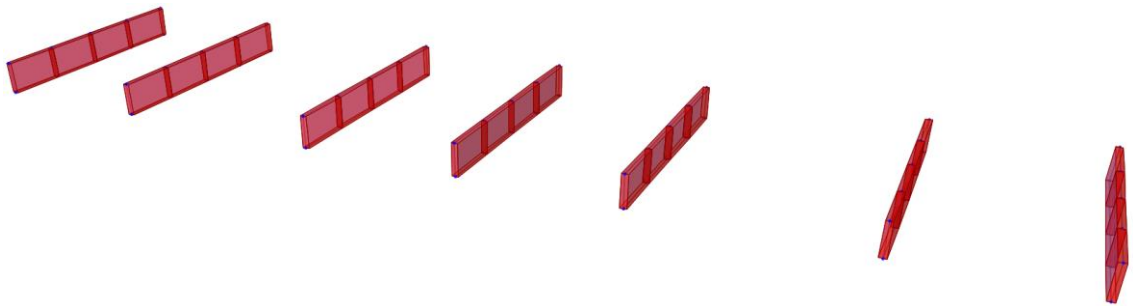


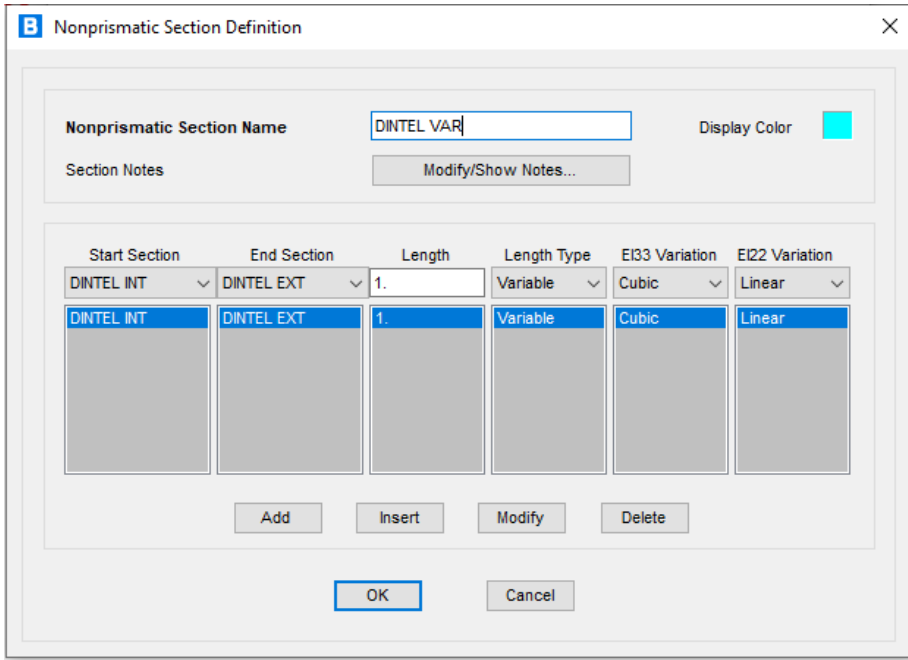
Figura 5-8. Vista extruida de los elementos *shell* con las secciones del diafragma asignadas

5.4 Pila

La pila viene definida por dos barras perpendiculares entre sí, donde una de ellas se presenta en el plano horizontal y la otra en el vertical. La barra horizontal corresponde al dintel, el cual trabaja en ese sentido y debe ser definido así ya que son sus propiedades mecánicas en esa dirección las que contribuyen a la estructura. La vertical corresponde a la sección cajón de la pila que trabaja en ese sentido.

Para definir el dintel, la respectiva barra debe dividirse en 3 elementos independientes. Al elemento central del dintel se le asigna una sección constante ya que esta se mantiene igual en toda su extensión. En los extremos se define una sección variable, la cual tiene como sección inicial la respectiva de los extremos del dintel y como final la de la barra central.

La variación de esta sección se define con una variación lineal en el eje EI22 y cúbica en el eje EI33.



Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
DINTEL INT	DINTEL EXT	1.	Variable	Cubic	Linear
DINTEL INT	DINTEL EXT	1.	Variable	Cubic	Linear

Figura 5-9. Propiedades utilizadas para crear la sección variable del dintel

La sección cajón presenta un problema para poder ser definida y asignada a la barra vertical de la estructura. Después de realizar múltiples intentos se descubre que el programa *CSiBridge* no es capaz de procesar bien una sección variable que tiene definidas en sus extremos dos secciones huecas, ya que no representa de manera correcta el cajón interior de la pila con la variación de canto en sentido vertical.

Para solucionar esta interacción fallida del programa, se decide dividir la barra vertical en 5 elementos distintos. La pila es dividida de manera similar en 5 secciones distintas, donde cada una de ellas presenta una sección equivalente a la parte correspondiente de la pila, de modo que el conjunto de secciones es similar a la pila en su forma continua.

A continuación, se muestran las propiedades de las 5 secciones definidas:

- Sección A: 3,80 m x 2,00 m
- Sección B: 3,40 m x 2,00 m
- Sección C: 3,00 m x 2,00 m
- Sección D: 2,60 m x 2,00 m
- Sección E: 2,20 m x 2,00 m

Para cada una de estas secciones es necesario dimensionar el cajón correspondiente mediante la herramienta *Section Designer* y definir la armadura, tanto longitudinal como transversal. La longitudinal se dibuja especificando las coordenadas del trazado y asignando las barras utilizadas y el correspondiente espaciado entre ellas.

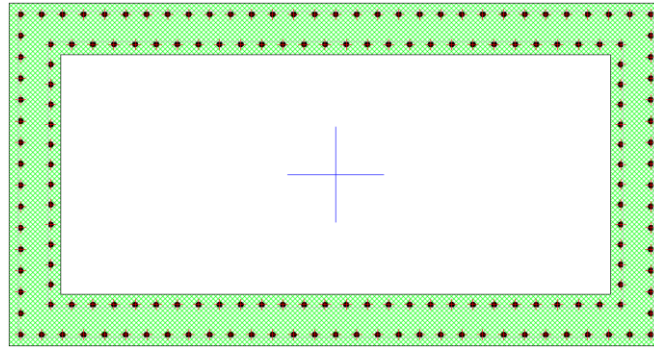


Figura 5-10. Sección A (3,80 m x 2,00 m) con armadura longitudinal (cuantía 4,30%)

La armadura transversal, a diferencia de la longitudinal, se define mediante las propiedades del material de la pila (hormigón HA-50), el cual debe definirse como Mander-Confined (R). Al hacerlo aparece un menú que permite especificar el diámetro de barras usadas, la separación entre ellas, cuantas se especifican en cada dirección, etc.

Todos estos parámetros varían en función de la sección definida.

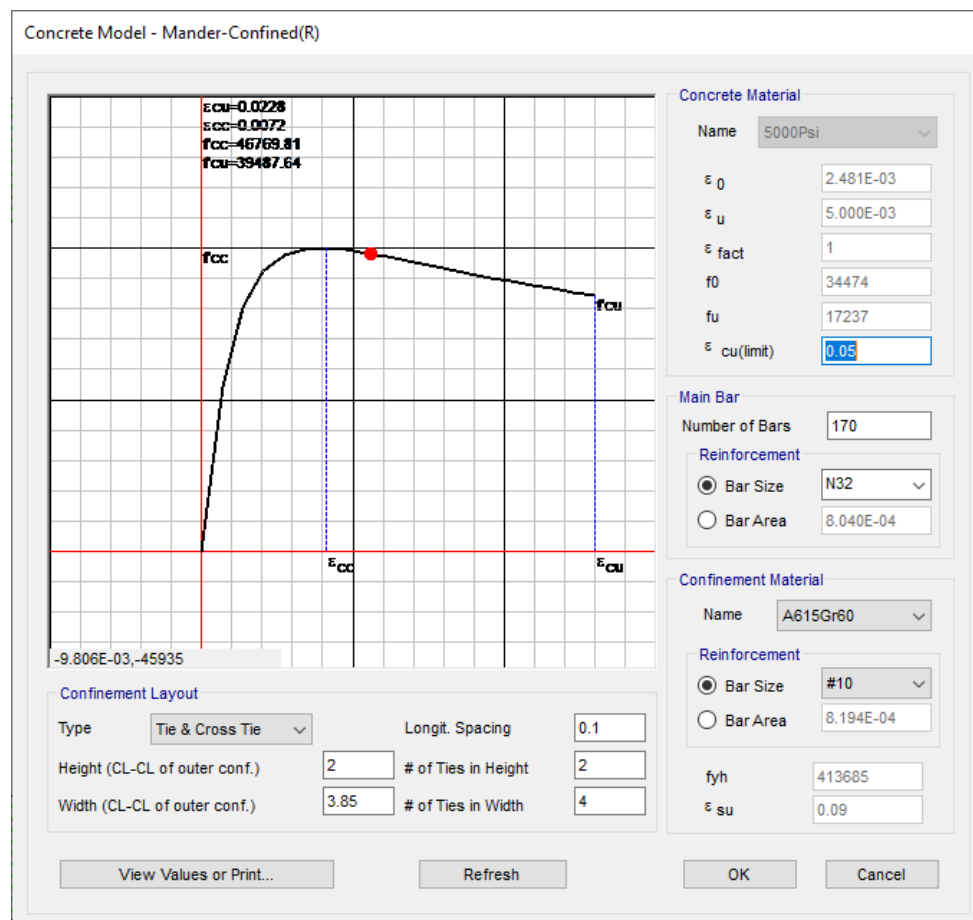


Figura 5-11. Definición de la armadura transversal con el modelo Mander-Confined(R)

Cada sección se asigna a su correspondiente barra, de manera que se obtiene la pila proporcional a la dimensionada en el apartado 4.5. Como ha sido mencionado previamente, el dimensionamiento de la pila y la verificación de esta se ha realizado mediante un proceso iterativo explicado en más detalle en el apartado 6.3. Por otro lado, en este apartado del documento solo se especifica como se definen las secciones y se asignan a la estructura modelizada.

El último factor por definir es la base de la pila, a la cual se le asignan unas condiciones de contorno equivalentes a un empotramiento, restringiendo tanto el desplazamiento en las tres direcciones (U1, U2 y U3) como la rotación en todos los ejes (R1, R2 y R3).

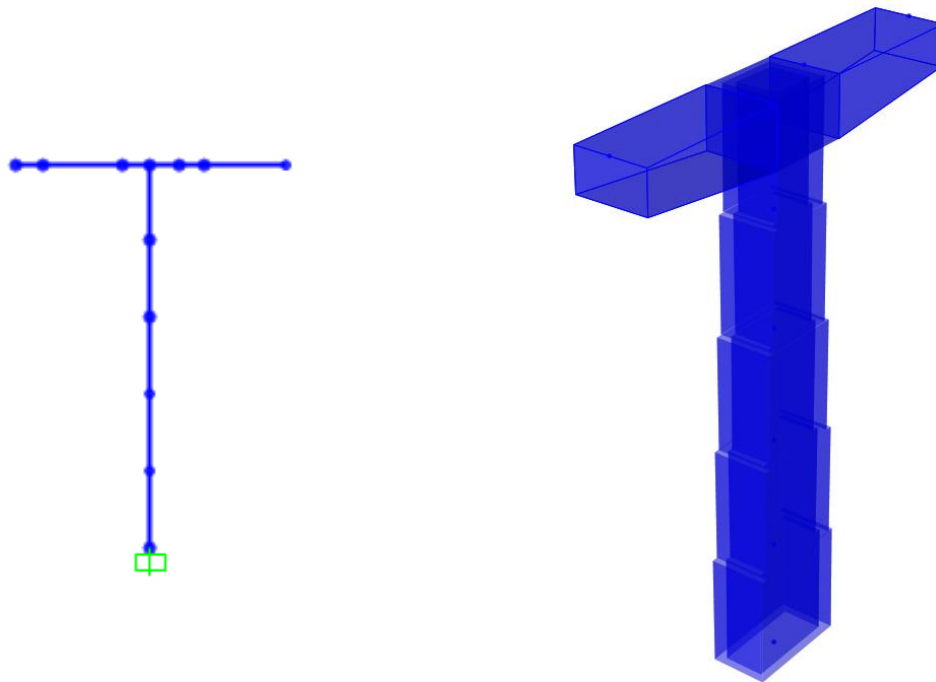


Figura 5-12. Modelo de barras (izquierda) y vista extruida de la pila (derecha)

5.5 Apoyos POT

5.5.1 Estribos

Siguiendo la distribución de apoyos definidos en el apartado 4.7, los nudos exteriores de la estructura en los dos estribos se definen acordemente.

En el estribo 1, se definen las condiciones de contorno equivalentes a los aparatos de apoyo POT fijos. Como ha sido mencionado previamente, estos apoyos no permiten desplazamiento en ninguna de las tres direcciones posibles, por lo que quedan restringidos u_1 , u_2 y u_3 .

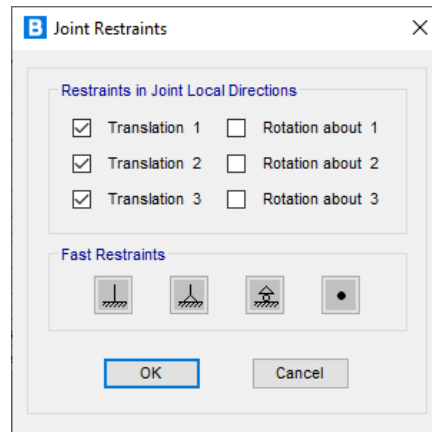


Figura 5-13. Condiciones de contorno para el apoyo POT fijo

En el estribo 2, las condiciones de contorno definidas son las definidas para los apoyos POT guiados. A diferencia de los otros aparatos de apoyo, estos permiten el desplazamiento en sentido longitudinal, por lo que solo deben restringirse u_1 y u_3 .

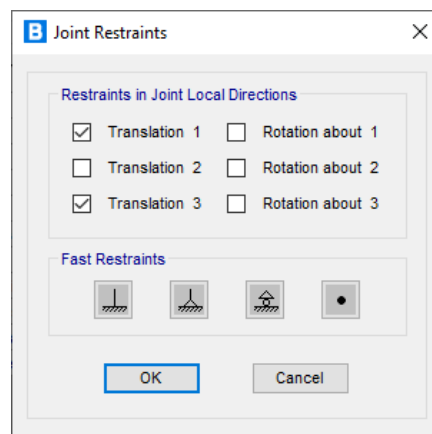


Figura 5-14. Condiciones de contorno para los apoyos POT guiados



Figura 5-15. Apoyo POT fijo (izquierda) y apoyo POT guiado (derecha)

5.5.2 Neoprenos

Los apoyos utilizados en la sección central corresponden a los neoprenos zunchados definidos en el apartado 4.7. Estos apoyos se modelan mediante elementos *2-Joint link*, los cuales permiten conectar dos nodos, conectando así la barra correspondiente al dintel y la correspondiente al diafragma. Así se consigue conectar el elemento longitudinal del tablero de vigas prefabricadas con el elemento vertical de la pila, dando continuidad a la estructura modelizada.

Para dimensionar los aparatos de apoyo centrales, se han llevado a cabo las siguientes verificaciones:

Paso 1: estimar las reacciones debidas a peso propio (R_D) y a carga viva (R_L)

Las reacciones se obtienen considerando los casos de carga muerta (peso propio + elementos sobre el tablero) y las cargas vivas (cargas de tráfico). Ambos casos se definen más en detalle en el siguiente apartado.

Los valores para estas reacciones son los siguientes:

- $R_D = 2.238 \text{ kN}$
- $R_L = 1.425 \text{ kN}$
- $R_{TOT} = 2.238 + 1.425 = 3.663 \text{ kN}$

Paso 2: seleccionar dureza del neopreno

En la Tabla 5-1. se presentan las propiedades del neopreno para tres tipos de dureza:

Tabla 5-1. Dureza del neopreno

Dureza (Shore A)	Módulo de Young (N/mm ²)	Módulo de corte (N/mm ²)	Factor K
50	2.20	0.68	0.73
60	4.40	1.04	0.57
70	7.20	1.69	0.53

Para el caso de estudio se ha seleccionado una dureza (Shore A) igual a 70. De aquí se tiene que $G=1.69 \text{ MPa}$. El esfuerzo vertical admisible para esta dureza y debido al refuerzo de acero es $\tau_{adm} \leq 8,6 \text{ MPa}$.

Paso 3: estimar área del neopreno

Con la reacción total y el esfuerzo admisible se hace una primera aproximación del aparato:

$$A = \frac{R_s}{\tau_{adm}} = \frac{366.300 \text{ kg}}{86 \text{ kg/cm}^2} = 3.914,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 5-1}$$

Se asume $L = 65 \text{ cm}$

Paso 4: calcular el factor de forma

Para llevar a cabo varias verificaciones que deben cumplir los apoyos es necesario calcular el factor de forma como se describe a continuación:

$$S = \frac{W \cdot L}{2hri(W + L)} \quad hri = 8 - 15mm \quad \text{Ec. 5-2}$$

Donde:

- hri : espesor de cada capa de neopreno; se asume que es igual a 1,0.

De este modo:

$$S = \frac{65365}{231(65 + 65)} = 16,25 \quad \text{Ec. 5-3}$$

Al ser un apoyo cuadrado se define que $W = L$.

Paso 5: número de capas

Para el cálculo del número de capas debe cumplirse que:

$$\frac{Si^2}{nc} < 22 \quad \text{Ec. 5-4}$$

Donde:

- nc : número de capas

De esta manera, para un número de capas de 13 se tiene que:

$$20,31 < 22 \quad \text{cumple} \quad \text{Ec. 5-5}$$

Paso 6: estimar la deformación vertical por carga muerta y viva

$$\varepsilon_1 = \frac{\tau_0}{4,8 \cdot 16,9 \cdot Si^2} = \frac{223.800/65^2}{4,8 \cdot 16,9 \cdot 16.25^2} = 0,0025 \quad \text{Ec. 5-6}$$

$$\delta_D = \varepsilon_1 \cdot hri = 0.025mm \quad \text{Ec. 5-7}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{0_2}{4,8 \cdot 16,9 \cdot Si^2} = \frac{142500/65^2}{4,8 \cdot 16,9 \cdot 16.25^2} = 0.0015 \quad \text{Ec. 5-8}$$

$$\delta_L = 0.016mm \quad \text{Ec. 5-9}$$

Paso 7: verificar límites

$$\delta_D < 0,09 \cdot hri \quad 0,025 \text{ mm} < 0,9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-10}$$

$$\delta_D < 0,09 \cdot hri \quad 0,016 \text{ mm} < 0,9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-11}$$

Paso 8: calcular deformación horizontal total (Δs)

Inicialmente, es necesario calcular la deformación debida al cambio de temperatura. Para esto, se asume un gradiente de temperatura, Δ_{Temp} , igual a $25^\circ C$:

$$\Delta_{Temp} = 25^\circ C \quad \alpha_T = 9,9 \cdot 10^{-6} / C^\circ \quad \text{Ec. 5-12}$$

$$\Delta_T = \alpha_T \cdot \Delta_{Temp} \cdot Lp = 6,2 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-13}$$

Donde:

- α_T : representa el coeficiente de dilatación térmica del hormigón
- Lp : representa la longitud de un vano del puente

El siguiente paso consiste en calcular la deformación debido a la retracción de fraguado (Δ_{SM}):

$$\Delta_{SM} = \text{retracción de fraguado} \quad \alpha_{SM} = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{Ec. 5-14}$$

$$\Delta_{SM} = \alpha_{SM} \cdot Lp = 10 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-15}$$

Donde:

- α_{SM} representa el coeficiente de dilatación por fraguado del hormigón

De esta manera, la deformación total que debe resistir el apoyo central viene dada por:

$$\Delta_S = \Delta T + \Delta_{SM} = 16,2 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-16}$$

Paso 9: verificar que $hrt \geq 2\Delta S$

El parámetro hrt representa la suma de los espesores de todas las capas de neopreno.

$$hrt = 13 \cdot 10 \text{ mm} = 130 \text{ mm} \geq 16,2 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-17}$$

Paso 10: verificación de la estabilidad

La verificación de la estabilidad viene dada por la siguiente expresión:

$$hrt < \frac{L}{3} = \frac{650mm}{3} = 216.66mm \quad \text{Ec. 5-18}$$

Paso 11: chequeo de refuerzo

Para verificar si el refuerzo de acero cumple con los esfuerzos inducidos por las cargas actuantes sobre el neopreno, se asume un espesor de acero, $hs = 1.5 \text{ mm}$, cuyo $fy = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

$$hs = 1.5 \text{ mm}; fy = 2400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A33 \quad \text{Ec. 5-19}$$

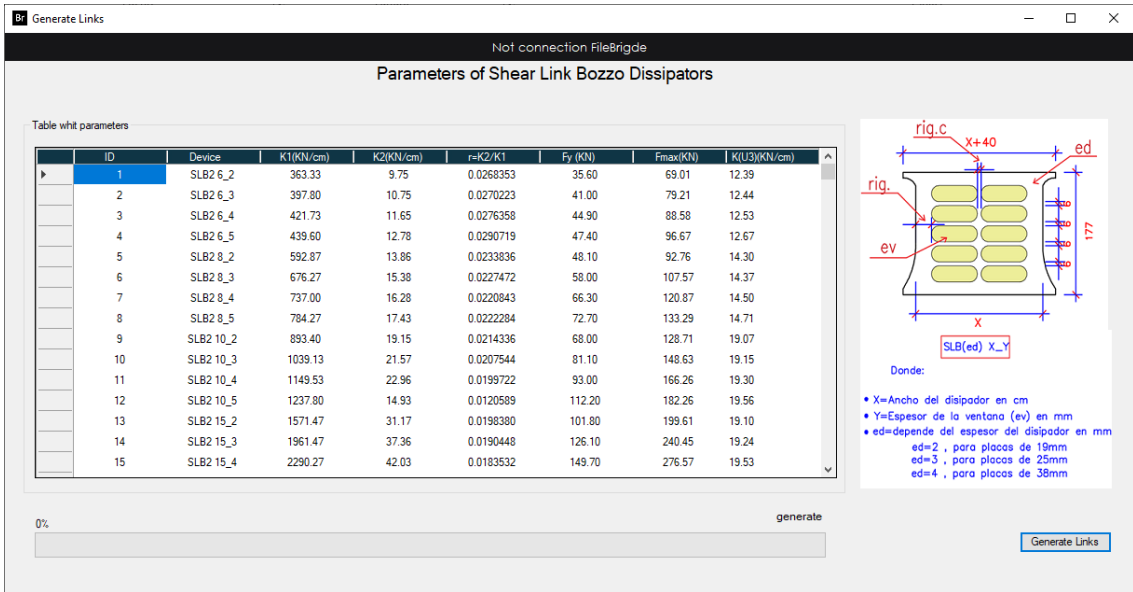
$$hs \geq \frac{3 * hri * \sigma_T}{fy} = \frac{3 * 1 * 86.69}{2400} = 1.084 \text{ mm} \quad \text{Ec. 5-20}$$

Con todos los pasos realizados, se puede afirmar que los aparatos de neopreno zunchado se han verificado y, por tanto, el dimensionamiento puede ser aplicado en el modelo.

5.6 Disipadores

Los elementos disipadores se definen de forma similar a los neoprenos, asignando un *2-Joint link* entre la barra correspondiente al dintel y la equivalente al diafragma en la parte central de la estructura.

Mediante la extensión externa *SLBbridge* a instalar en el programa, la cual contiene todos los distintos tipos de disipadores SLB de diferentes generaciones con sus propiedades.



Parameters of Shear Link Bozzo Dissipators

ID	Device	K1(KN/cm)	K2(KN/cm)	r=K2/K1	Fy (KN)	Fmax(KN)	K(U3)(KN/cm)
1	SLB2 6_2	363.33	9.75	0.0268353	35.60	69.01	12.39
2	SLB2 6_3	397.80	10.75	0.0270223	41.00	79.21	12.44
3	SLB2 6_4	421.73	11.65	0.0276358	44.90	88.58	12.53
4	SLB2 6_5	439.60	12.78	0.0290719	47.40	96.67	12.67
5	SLB2 8_2	592.87	13.86	0.0233836	48.10	92.76	14.30
6	SLB2 8_3	676.27	15.38	0.0227472	58.00	107.57	14.37
7	SLB2 8_4	737.00	16.28	0.0220843	66.30	120.87	14.50
8	SLB2 8_5	784.27	17.43	0.0222284	72.70	133.29	14.71
9	SLB2 10_2	893.40	19.15	0.0214336	68.00	128.71	19.07
10	SLB2 10_3	1039.13	21.57	0.0207544	81.10	148.63	19.15
11	SLB2 10_4	1149.53	22.96	0.0199722	93.00	166.26	19.30
12	SLB2 10_5	1237.80	14.93	0.0120589	112.20	182.26	19.56
13	SLB2 15_2	1571.47	31.17	0.0198380	101.80	199.61	19.10
14	SLB2 15_3	1961.47	37.36	0.0190448	126.10	240.45	19.24
15	SLB2 15_4	2290.27	42.03	0.0183532	149.70	276.57	19.53

Diagrama de un disipador SLB(ed) X_Y. Se muestran las dimensiones: X (Ancho del disipador en cm), Y (Espesor de la ventana (ev) en mm), ed (depende del espesor del disipador en mm), y rig (rigidez). Se indica que X=40 y ed=177.

Donde:

- X=Ancho del disipador en cm
- Y=Espesor de la ventana (ev) en mm
- ed=depende del espesor del disipador en mm
- ed=2, para placas de 19mm
- ed=3, para placas de 25mm
- ed=4, para placas de 38mm

0% generate

Generate Links

Figura 5-16. Extensión SLBbridge

En la siguiente imagen se muestran los distintos elementos *2-Joint link* situados en la conexión diafragma – dintel, correspondiente a la parte superior de la pila central del puente.

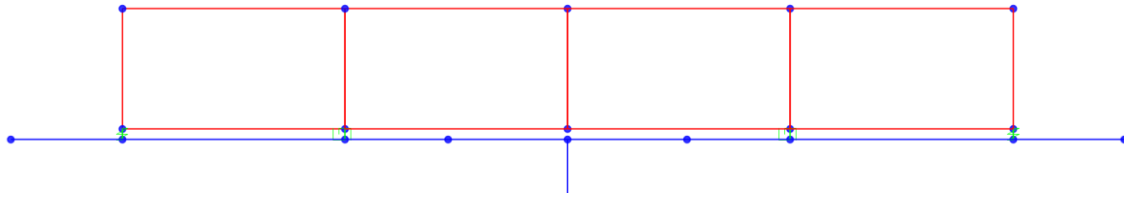


Figura 5-17. Conexión pila-tablero con los neoprenos (exteriores) y disipadores (interiores)

5.7 Modelo final

Con todos los elementos estructurales definidos y asignados a cada una de las barras/superficies del modelo, se puede considerar que el puente dimensionado para este trabajo está correctamente modelizado.

De este modo, los cálculos correspondientes pueden ser realizados sobre el modelo sabiendo que la respuesta obtenida es similar a la que proporcionaría el puente dimensionado en los apartados anteriores.

Las siguientes imágenes muestran la versión extruida del modelo definitivo.

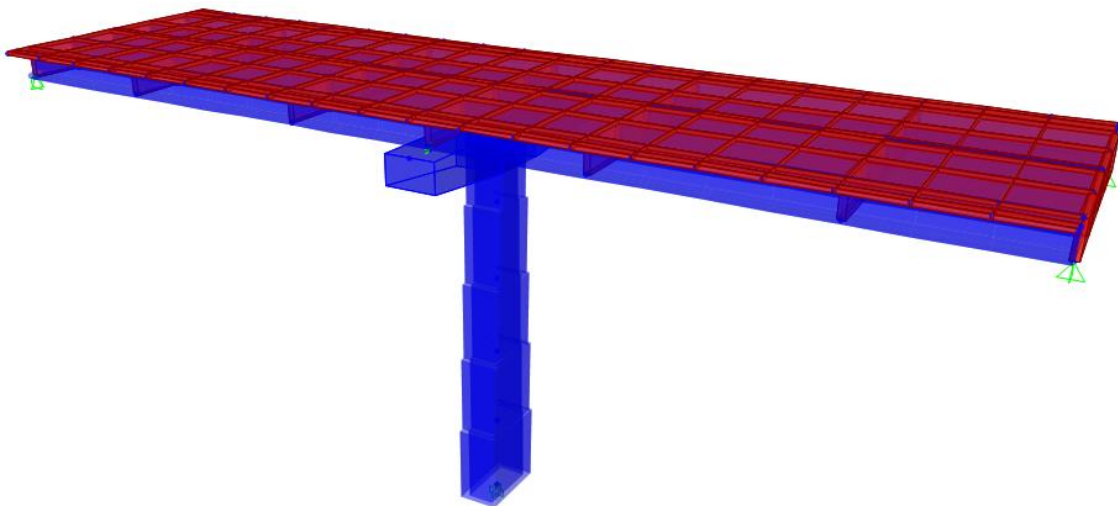


Figura 5-18. Vista general del puente modelado

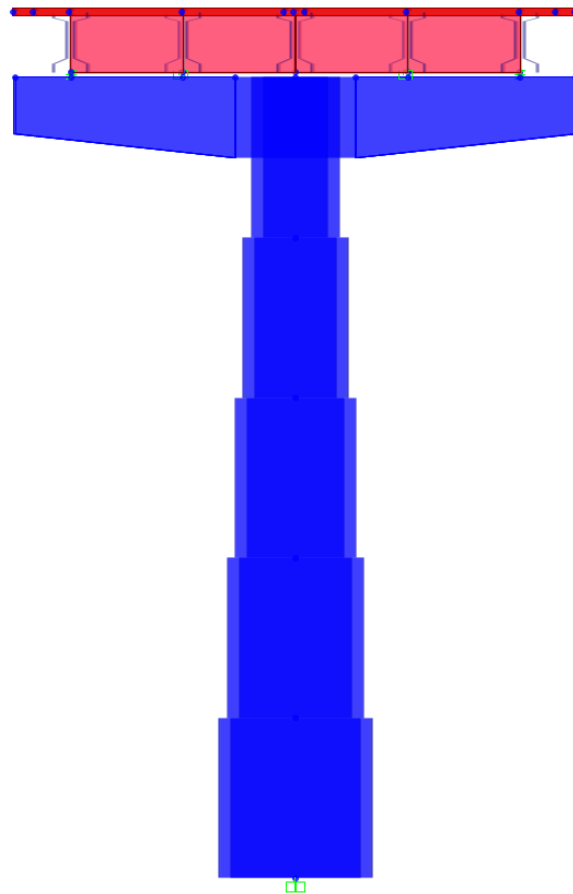


Figura 5-19. Alzado del puente modelizado

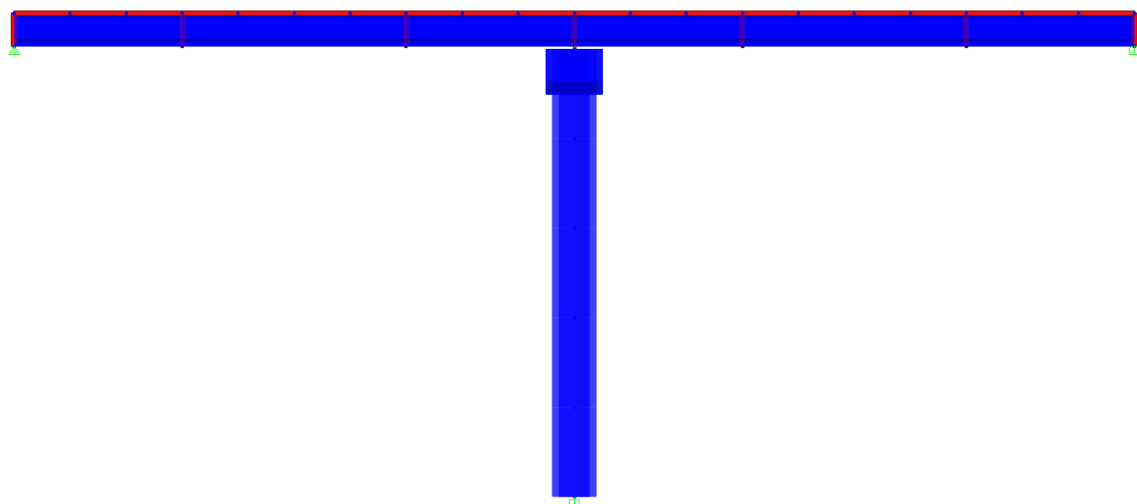


Figura 5-20. Perfil del puente modelizado

6 Cálculos

Con el modelo definitivo definido en el apartado anterior, se procede a la realización de los cálculos pertinentes y las operaciones necesarias a definir para poder realizar estos. Siguiendo la línea de este trabajo y los objetivos definidos al principio, todo el proceso de cálculo tiene como meta poder estudiar la respuesta longitudinal del puente, y para ello realizarse cálculos que permitan obtener resultados relacionados con dicha respuesta.

Los cálculos que se deben realizar requieren la previa definición de distintos casos de carga, combinaciones de estos, estudio de los grados de libertad deseados para las operaciones, etc. En este apartado se explican estos términos en profundidad.

También cabe destacar que, pese a realizarse de manera previa a todos los cálculos definitivos, el proceso iterativo de optimización de la pila para poder obtener la sección definida en el apartado 4.6, este se ha decidido incluir dentro de la sección de cálculos debido a la similitud con los otros puntos tratados en esta sección.

6.1 Cargas

El primer paso fundamental para poder realizar las operaciones necesarias requiere definir las cargas aplicadas sobre la estructura modelizada. Existen múltiples cargas de distinto carácter a considerar sobre la estructura y aún más posibles combinaciones a realizar con dichas cargas, en función de la situación considerada a evaluar.

En este apartado del documento se definen las diferentes cargas consideradas, los factores aplicados para cada una de ellas, las combinaciones realizadas y todos los elementos del mismo ámbito.

Cabe destacar que, al central el estudio de la respuesta longitudinal frente a la amenaza sísmica, las cargas consideradas han sido las mínimas y necesarias para representar un modelo realista y que considere acciones como las cargas muertas de los elementos sobre el tablero y cargas vivas como las aplicadas por los vehículos que circulan sobre el puente.

Si se quisiese entrar en más detalle, se podrían haber modelizado otras cargas como las acciones permanentes de valor no constante (retracción, fluencia, etc.) o acciones variables como el impacto del viento.

Como ya se ha mencionado previamente, profundizar mucho más en el diseño del modelo se aleja del objetivo principal del trabajo e implicaría pivotar un poco hacia el diseño de un puente en todo su detalle, cosa que no corresponde con la meta de este trabajo.

De hecho, como se desarrolla más adelante, las únicas cargas consideradas para el estudio de la respuesta sísmica longitudinal son la combinación de la acción sísmica con la carga muerta aplicada sobre este. Las cargas vivas consideradas solo se han utilizado para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

6.1.1 Coeficientes usados

Los coeficientes considerados para las comprobaciones en Estado Límite Último (ELU) y Estado Límite de Servicio (ELS) son los siguientes:

Tabla 6-1. Coeficientes parciales de seguridad para ELU según EC-8

Acción	Favorable	Desfavorable
Permanente	1,00	1,35
Variable	0,00	1,50

Tabla 6-2. Coeficientes parciales de seguridad para ELS según EC-8

Acción	Favorable	Desfavorable
Permanente	1,00	1,00
Variable	0,00	1,00

Cabe destacar que dichos coeficientes se utilizan para la verificación del dimensionamiento de elementos como los neoprenos zunchados.

En lo referente al caso de situación sísmica, este solo considera las cargas muertas y la carga sísmica, ambas con un coeficiente de mayoración de 1,0.

Por otro lado, también se definen los coeficientes parciales de seguridad asignados a los materiales usados según el apartado 4.9:

Tabla 6-3. Coeficientes parciales de seguridad para ELU según EC-8

Situación	Hormigón	Acero
Permanente	1,5	1,15
Variable	1,3	1,00

6.1.2 Cargas muertas

Dentro de las diferentes cargas a considerar, las cargas muertas son aquellas de carácter constante y que no varían a lo largo del tiempo, ya que se atribuyen principalmente al peso propio de la estructura y de los elementos situados sobre ella.

Las diferentes cargas muertas definidas sobre la estructura son:

- Peso propio: no es necesario calcular el valor atribuido a dicha carga, ya que, mediante la asignación a cada barra y superficie de la estructura de su correspondiente sección, el programa calcula directamente el peso atribuido a estos en función del material de dicha sección.
- Pavimento: se considera un pavimento con un espesor de 10 cm y densidad de 2 kN/m^3 (2 T/m^3). Esta carga se aplica en toda la superficie del tablero.
- Barreras centrales: las barreras centrales se definen como barreras New Jersey, las cuales presentan una carga lineal de 5 kN/m (500 kg/ml).
- Barreras laterales: las barreras laterales se definen como perfiles de hormigón y acero con una carga lineal de 2 kN/m (200 kg/ml).

6.1.3 Cargas vivas

En el caso de las cargas vivas consideradas en el diseño del puente, se han utilizado las cargas debidas al tráfico producidas sobre un puente. Estas cargas consideran diferentes direcciones de aplicación: vertical, horizontal (debido al frenado y arranque del vehículo) y centrífuga.

La definición de las cargas y su aplicación se realiza siguiendo los parámetros indicados en el Eurocódigo 1: Parte 2 – Cargas de tráfico en puentes. El primer elemento por definir son los carriles o *lanes* sobre los que se aplican dichas cargas. Siguiendo la distribución de elementos del tablero previamente definida, en el modelo se definen dos carriles de 3,50 m cada uno en su posición.

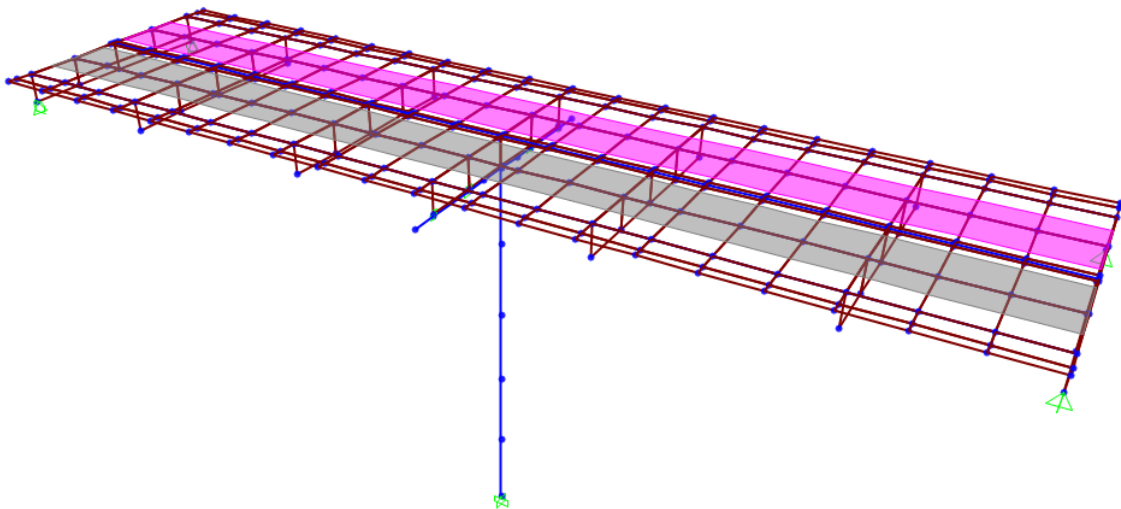


Figura 6-1. Representación de los carriles en el modelo de la estructura

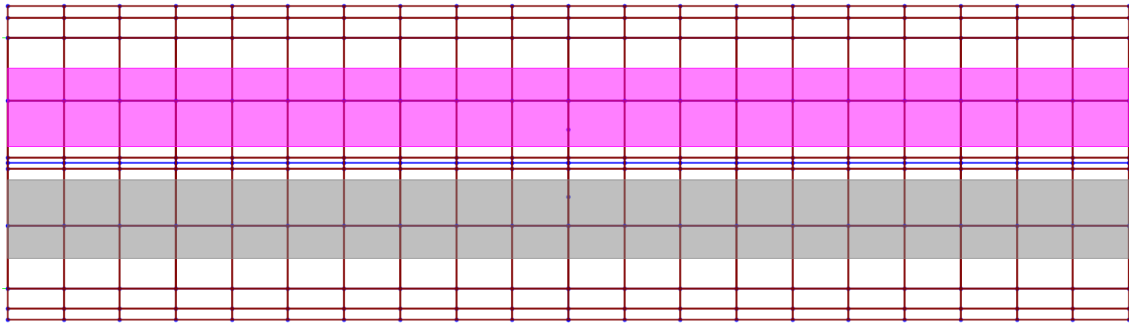


Figura 6-2. Vista en planta de los carriles sobre el tablero con la separación central

Con los carriles definidos, el siguiente elemento a definir son los tipos de vehículos usados. Siguiendo las especificaciones del EC, existen 4 modelos de carga a considerar para las cargas de tráfico.

Los dos primeros modelos o *Load Models* (LM1 y LM2) corresponden a vehículos con diferente distribución de ejes y cargas para cada eje. En función de en qué carril se apliquen estos también varían. Por suerte, el programa *CSiBridge* trae incorporados los casos de carga correspondiente a cada vehículo en los diferentes carriles posibles de aplicación.

Ambos modelos pueden ser aplicados tanto en el carril 1 como en el carril 2, pero a diferencia del LM2 que solo presenta un tipo de distribución, el LM1 puede definirse como característico o frecuente, afectando así al coeficiente de aplicación de las cargas.

Las siguientes figuras muestran los detalles de los modelos de carga correspondientes a los dos primeros modelos:

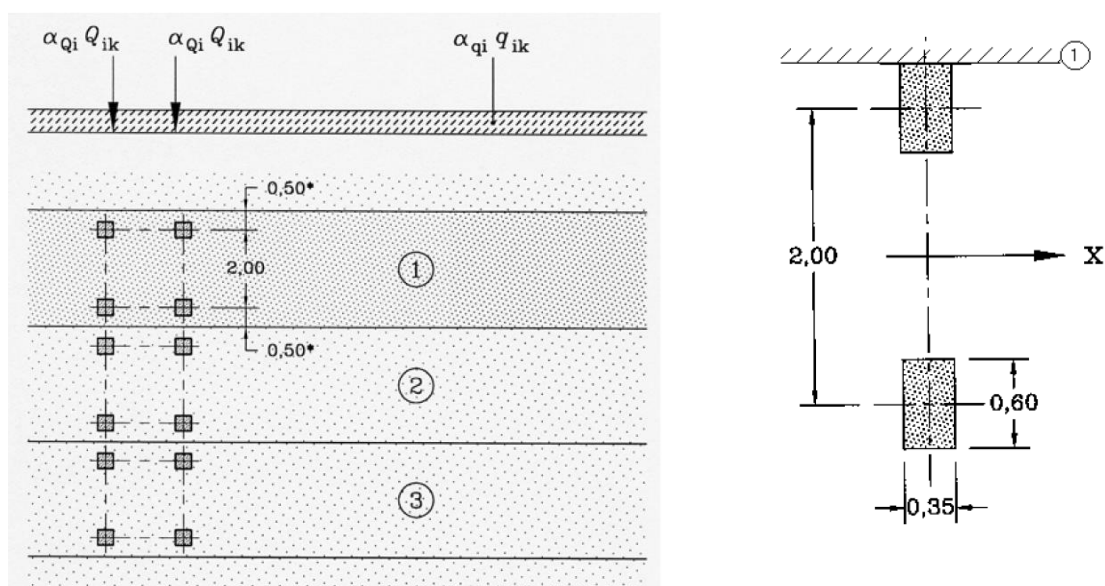


Figura 6-3. Detalles de aplicación de los modelos (Izquierda: LM1 / Derecha: LM2)

Los modelos de carga 3 y 4 no se consideran en el diseño de este trabajo debido a sus especificaciones. El modelo LM3 define vehículos especiales que solo deben ser considerados cuando sean relevantes según las características del puente (en nuestro caso no es así) y el modelo LM4 hace referencia a la carga por multitud de gente o *crowd loading* (al no ser un puente con zona peatonal no se considera).

Con los modelos ya definidos por el propio programa *CSiBridge*, es necesario definir los diferentes casos de carga a considerar para los cálculos. Se establecen 9 combinaciones diferentes, las cuales consideran los dos vehículos de carga, el carril donde se aplican y, en el caso LM1, su naturaleza (característica o frecuente):

- LM1 Lane 1 Char + LM1 Lane 1 Char
- LM1 Lane 1 Char + LM1 Lane 2 Char
- LM1 Lane 1 Freq + LM1 Lane 1 Freq
- LM1 Lane 1 Freq + LM1 Lane 2 Char
- LM1 Lane 1 Char + LM2 Lane 2
- LM1 Lane 1 Freq + LM2 Lane 2
- LM1 Lane 1 Char + LM2 Lane 2
- LM1 Lane 1 Freq + LM2 Lane 2
- LM2 Lane 1 + LM2 Lane 2

La siguiente figura muestra los diferentes parámetros a definir en el programa para uno de los casos de carga mencionados:

6.1.4 Cargas accidentales

Dentro de las cargas accidentales a definir, se encuentran los 10 sismos seleccionados. Aunque el caso de carga general para las acciones sísmicas se explique en detalle más adelante en este documento, es necesario introducir previamente cada sismo en el programa.

Para ello deben crearse 10 funciones del tipo tiempo-historia a las que se les atribuye las propiedades características de cada sismo. El primer paso requiere definir el sismo en su totalidad en un archivo de texto “.txt”, donde la información esté distribuida en dos columnas. De este modo, los valores del sismo están definidos en función del tiempo, factor relevante para el caso de carga del sismo.

En la Figura 6-4 se muestran las primeras líneas del archivo de texto “.txt” correspondientes al sismo AX1.

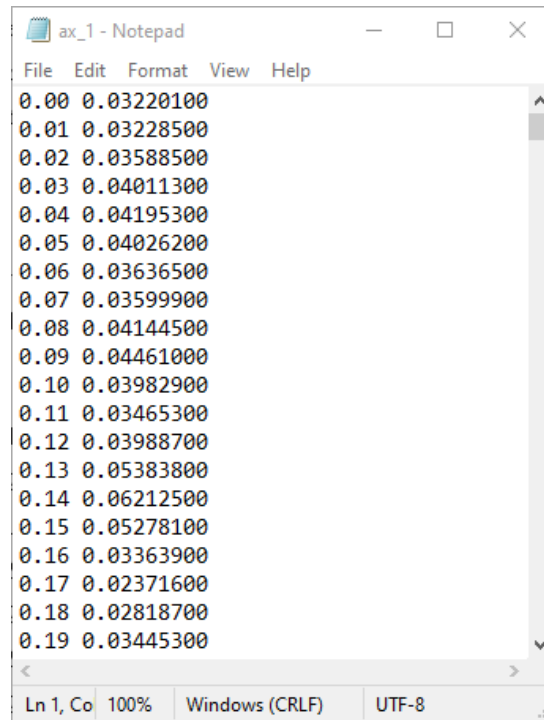


Figura 6-4. Archivo de texto “.txt” para el sismo AX1

Con los 10 sismos definidos en sus correspondientes archivos de texto, se procede a crear los diferentes casos de carga. Como se muestra en la Figura 6-5, en la creación del caso de carga debe especificarse la ruta correspondiente a la ubicación del archivo de texto, para así facilitar la importación de los valores del archivo por el programa.

Para que este sea capaz de interpretarlos y crear el sismo a aplicar sobre la estructura, se deben especificar diferentes parámetros. Primero de todo, como se ha mencionado previamente, es necesario definir que los valores del sismo están dados en función del tiempo.

También debe definirse que no existen líneas o valores a saltarse del archivo de texto, ya que como se puede observar en la figura anterior, la primera línea de texto del archivo indica el primer valor del sismo. Por último, el número de puntos por línea se establece en 1, ya que solo se define 1 valor e instante de tiempo del sismo por línea.

Con todos los parámetros introducidos, el programa *CSiBridge* es capaz de interpretar correctamente los datos proporcionados por el archivo de texto, y de este modo crear el gráfico de la función correspondiente al sismo (en este caso el sismo AX1).

Como puede observarse, el gráfico en cuestión presenta la típica distribución de los espectros de respuesta, sino que es una función a lo largo del tiempo de todos los valores del sismo. Esta es una de las ventajas principales de las funciones tiempo-historia por encima de los espectros de respuesta.

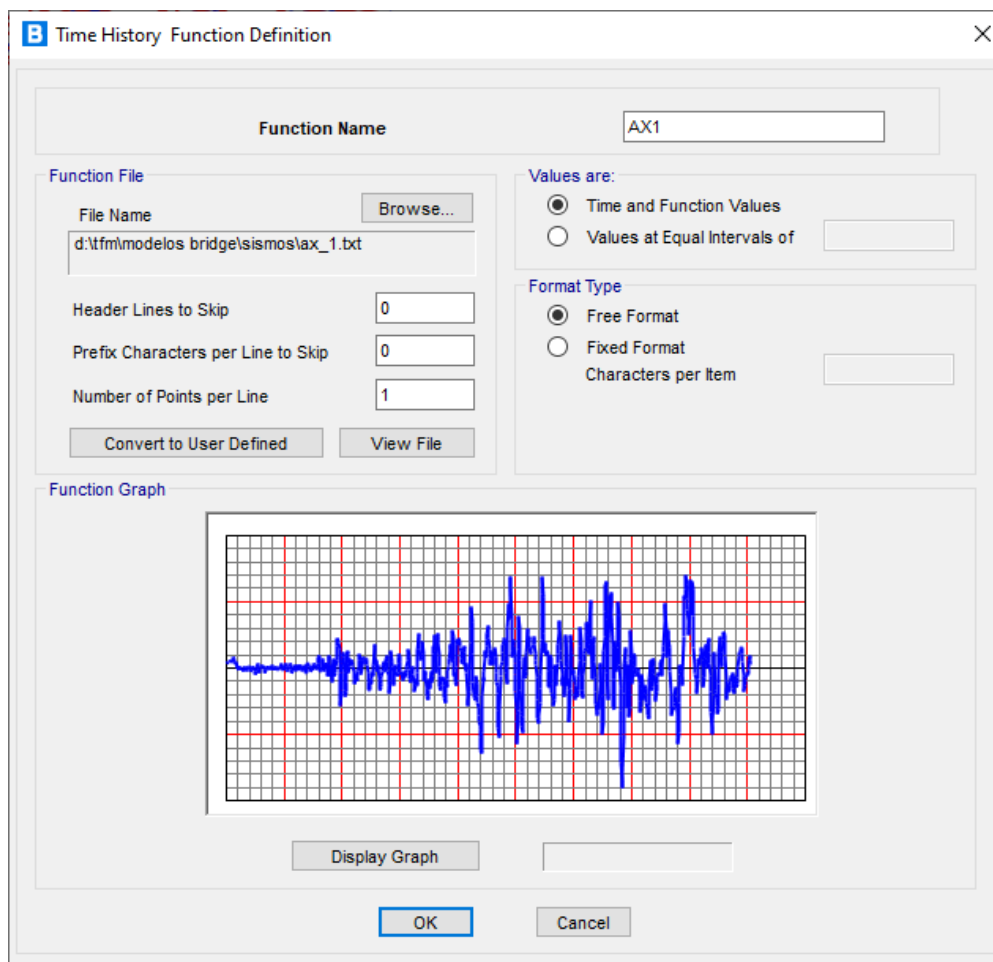


Figura 6-5. Parámetros asignados al caso de carga para el sismo AX1

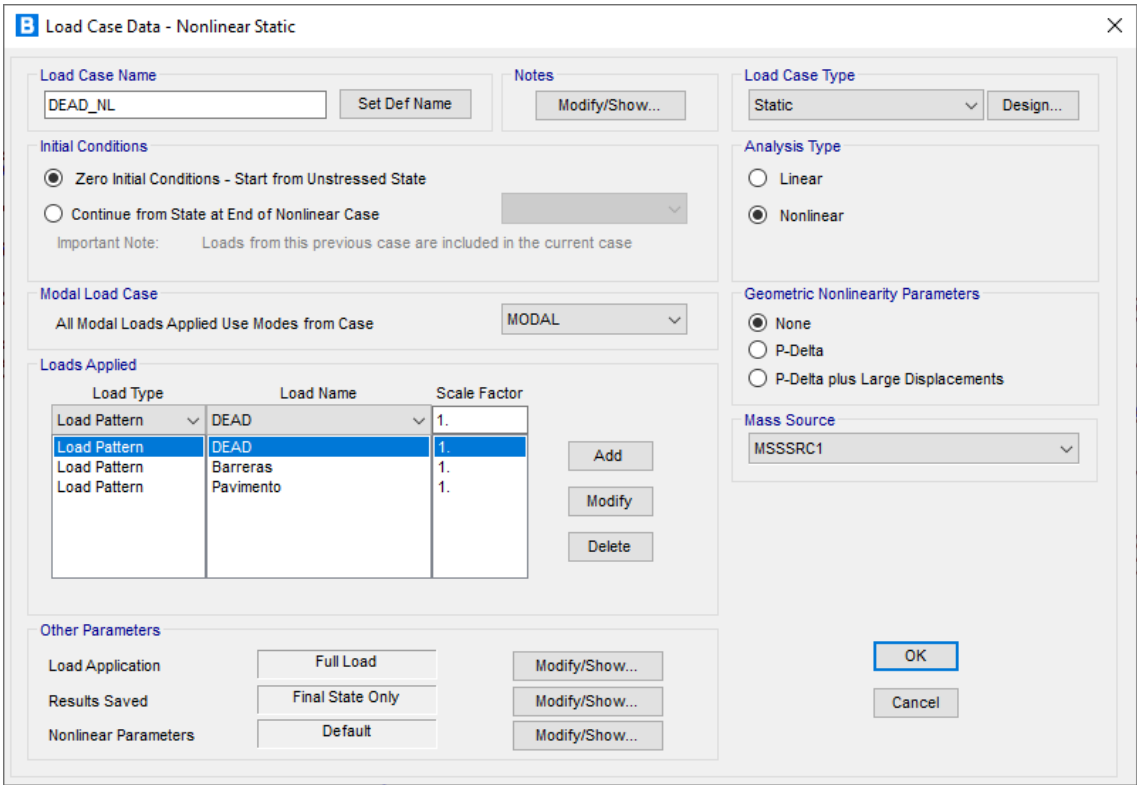
6.2 Casos de carga

6.2.1 DEAD_NL

Siguiendo el procedimiento explicado anteriormente, se define un caso carga que combina las tres cargas muertas de la estructura: el peso propio y las cargas muertas ejercidas por los elementos situados sobre el tablero.

En la Figura 6-6 se muestran los distintos parámetros asignados al caso de carga, de nombre DEAD_NL. Esta carga considera las tres cargas mencionadas (DEAD para el peso propio de la estructura, barreras y pavimento) y a las tres se les asigna un coeficiente de mayoración de 1.0.

Como este caso de carga se usa para el cálculo de la respuesta sísmica y esta se considera una situación accidental, las cargas muertas se mayoran con el coeficiente correspondiente.



Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	Barreras	1.
Load Pattern	Pavimento	1.

Figura 6-6. Parámetros asignados al caso de carga DEAD-NL

Otro parámetro que debe destacarse son las condiciones iniciales definidas para el caso de carga DEAD_NL. El objetivo de este caso es obtener la estructura deformada a causa de las cargas muertas aplicadas sobre la misma. Por eso es necesario definir que el caso se aplique considerando unas condiciones iniciales nulas y que realice los cálculos desde un estado sin esfuerzos aplicados.

En lo referente al efecto P-Delta, como ha sido mencionado previamente, este se considera más relevante en casos donde la estructura es sujeta a esfuerzos laterales considerables, como pueden ser casos de carga por empuje de viento o esfuerzos sísmicas. Como el caso de carga DEAD_NL solo considera las cargas muertas de la estructura, y éstas presentan una distribución uniforme y simétrica a lo largo del modelo, no se considera necesario aplicar el efecto P-Delta.

El elemento principal de este caso de carga es el hecho de establecer el tipo de análisis como no lineal. Al definir el caso de carga como un caso no lineal, se está especificando al programa que considere el comportamiento tenso-deformacional de los materiales, los cuales para esfuerzos muy elevados pueden provocar que se superen los límites elásticos y que la estructura plastifique.

Al considerar el caso de carga DEAD_NL de manera no lineal, se está asegurando que la estructura resultante obtenida es la correspondiente a la aplicación de las cargas muertas sobre esta y puede presentar plastificaciones y comportamientos no lineales de alguno de sus materiales.

6.2.2 TH_DEAD_AX

Los casos de carga más importantes, y los necesarios para poder obtener los resultados deseados, son los casos que definen las acciones sísmicas aplicadas sobre la estructura.

Se definen 10 casos de carga distintos, acorde con la selección de sismos del apartado 0 de este documento. En la Figura 6-7 se muestran los diferentes parámetros asignados a uno de los casos de carga sísmica, en concreto el caso del primer sismo TH_DEAD_AX1.

El sismo considerado para el caso de carga se define en las cargas aplicadas, al cual se le debe asignar un factor de escalado. En este caso el factor de escala es de 9,81 ya que los sismos vienen definidos en función de G , por lo que debe multiplicarse por dicho valor para obtener su valor equivalente. También debe establecerse el número de *time steps* y el tamaño de estos en función del sismo considerado.

El sismo AX1 tiene una duración de 10,89 segundos y el archivo de texto utilizado para importar el espectro de este define los *time step* en centésimas de segundo, para el caso de carga se establece el número de *time steps* en 1089 y el tamaño de estos en 0,01.

De manera similar al caso de carga anterior, el tipo de análisis se establece como no lineal, ya que se desea estudiar todo el espectro de respuesta sísmica de la estructura, considerando también la posibilidad de plastificación del algún elemento estructural.

Por otro lado, las condiciones iniciales deben cambiarse. Como se ha mencionado previamente, el caso de carga DEAD_NL se define para poder obtener la estructura deformada como resultado de las cargas muertas aplicadas.

Este es el motivo por el que se define que el caso sísmico TH_DEAD_AX1 no inicie los cálculos desde un estado de reposo, si no que continúe desde el estado obtenido al final del caso no lineal de carga DEAD_NL. Así se consigue que el modelo aplique las cargas sobre la estructura ya deformada, obteniendo unos resultados más próximos a la situación real.

A diferencia del anterior caso de carga, para la situación sísmica sí que es relevante considerar el efecto P-Delta en los cálculos a realizar. Como se ha mencionado en los apartados iniciales de este documento, el efecto P-Delta presenta elevada relevancia en situaciones donde una estructura se ve sujeta a esfuerzos laterales, ya que el momento provocado por estos esfuerzos se puede ver incrementado en gran medida en función de la deformación inicial que presente la estructura.

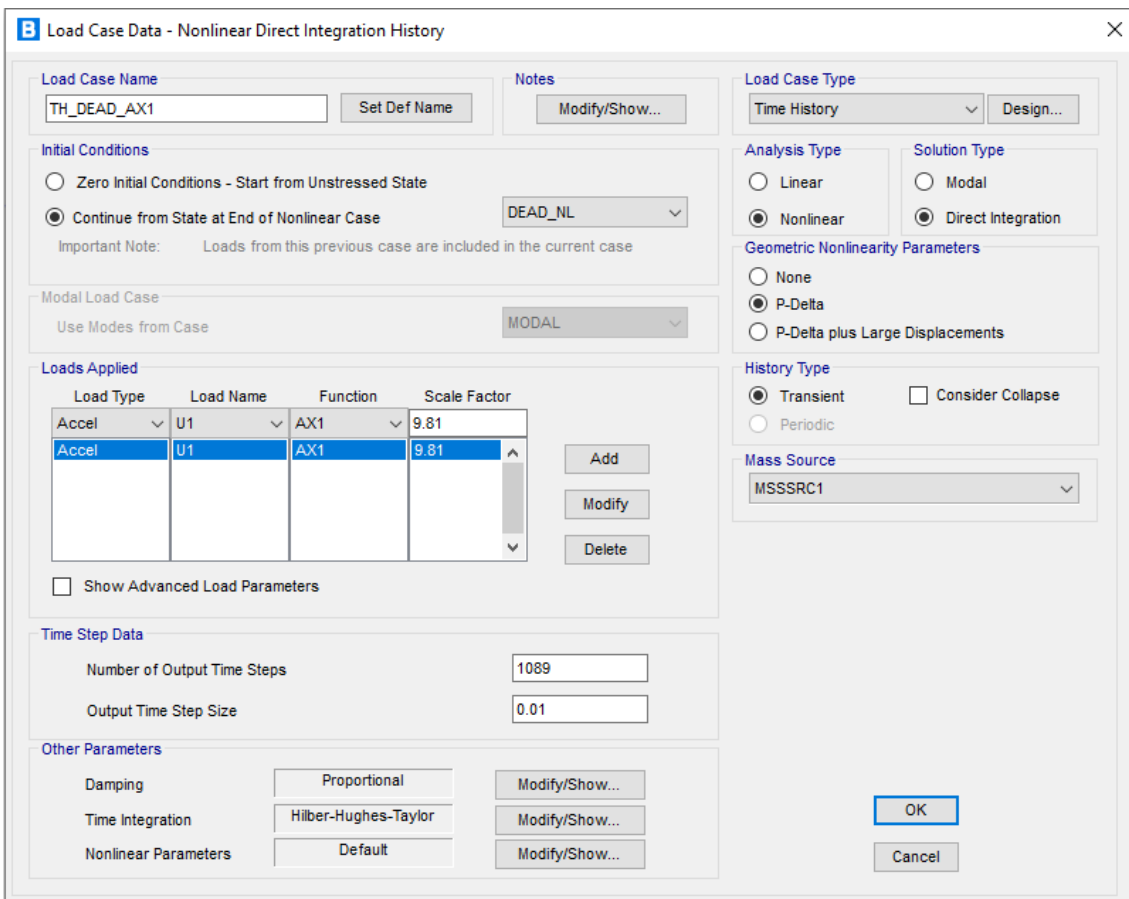


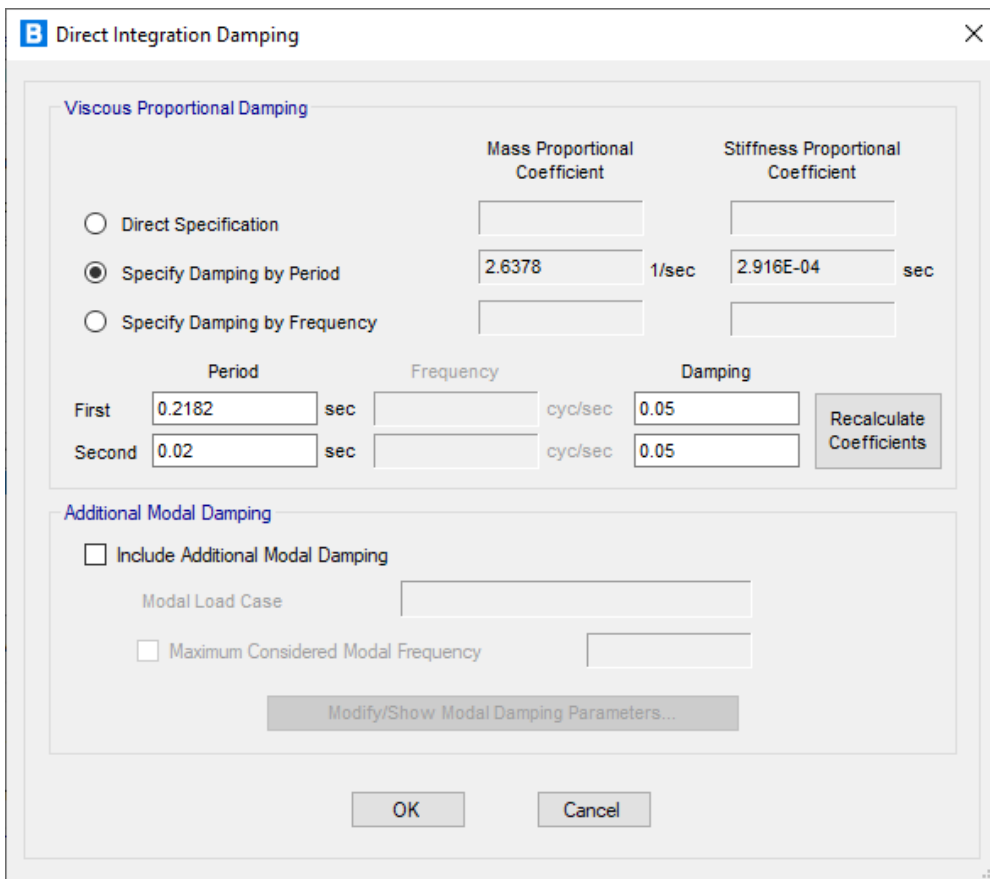
Figura 6-7. Parámetros asignados al caso de carga TH_DEAD_AX1

El último parámetro que debe definirse para este caso de carga es el amortiguamiento o *damping*. En la Figura 6-8 se pueden observar los diferentes elementos a definir para el amortiguamiento en cuestión. El primero de todos requiere especificar que el amortiguamiento viene definido por el periodo de la estructura. Dicho periodo se obtiene con el cálculo MODAL del puente y correspondo al periodo del primer modo de vibración de la estructura (0,2182 s en este caso).

El segundo valor se establece en 0,02 para los 53 casos estudiados en este trabajo (52 disipadores + estructura sin disipadores). Este valor hace referencia al periodo del modo que consigue excitar la estructura en las tres direcciones (UX, UY y UZ) en un 90% del valor total. Se ha verificado que, para los 53 casos analizados, con un periodo de 0,02 s se logra la excitación deseada.

El valor correspondiente al amortiguamiento se establece en un 5% (0,05), ya que es el valor que suele asignarse a las estructuras de hormigón.

Es importante remarcar que los 10 casos de carga deben actualizarse para cada nuevo caso estudiado, ya que el cambio de disipador supone una variación en el periodo de la estructura y, por tanto, una variación del amortiguamiento definido en función del periodo.



B Direct Integration Damping

Viscous Proportional Damping

☐ Direct Specification
 ☒ Specify Damping by Period
 ☐ Specify Damping by Frequency

Mass Proportional Coefficient: 2.6378 1/sec
 Stiffness Proportional Coefficient: 2.916E-04 sec

	Period	Frequency	Damping
First	0.2182 sec		0.05
Second	0.02 sec		0.05

Recalculate Coefficients

Additional Modal Damping

☐ Include Additional Modal Damping
 Modal Load Case:
☐ Maximum Considered Modal Frequency:

Modify/Show Modal Damping Parameters...

OK Cancel

Figura 6-8. Parámetros asignados para el damping en el caso de carga TH_DEAD_AX1

6.3 Verificación de la pila

La verificación de la pila es uno de los procesos que más tiempo conlleva de este proyecto. Esto es debido a la naturaleza iterativa de dicho proceso, la cual se ve perjudicada por la falta de herramientas proporcionadas por el programa y la interfaz “poco amigable” en ciertos aspectos del diseño de la estructura.

Como se ha referenciado a lo largo del documento, el dimensionamiento de la pila se ha realizado mediante iteraciones de esta en la que se han probado diferentes secciones hasta lograr encontrar la óptima. Debe destacarse que todo el proceso se ha realizado con el modelo en condiciones iniciales sin la aplicación de ningún disipador, ya que quiere estudiarse la respuesta sísmica de la estructura sin dispositivos mitigadores.

Primero de todo debe definirse la pila óptima. El requerimiento que se le asigna a esta es que ninguna sección de la pila plastifique bajo la aplicación de la combinación de cargas DEAD_NL y TH_DEAD_AX. De este modo se puede asegurar que la sección elegida presenta un comportamiento elástico a lo largo de todo el proceso, tanto de la aplicación de las cargas muertas como de los esfuerzos provocados por el sismo.

Para poder asegurar el comportamiento elástico de la estructura, se introduce una rótula en cada uno de los 5 elementos *frame* que componen la pila.

Estas rótulas reflejan el comportamiento de la estructura y se pueden utilizar como señal de que la pila plastifica, ya que les puede definir que indiquen cuando la estructura falla y como falla para cada caso de carga.

Esto se logra asignando a las rótulas las propiedades mostradas en la siguiente imagen:

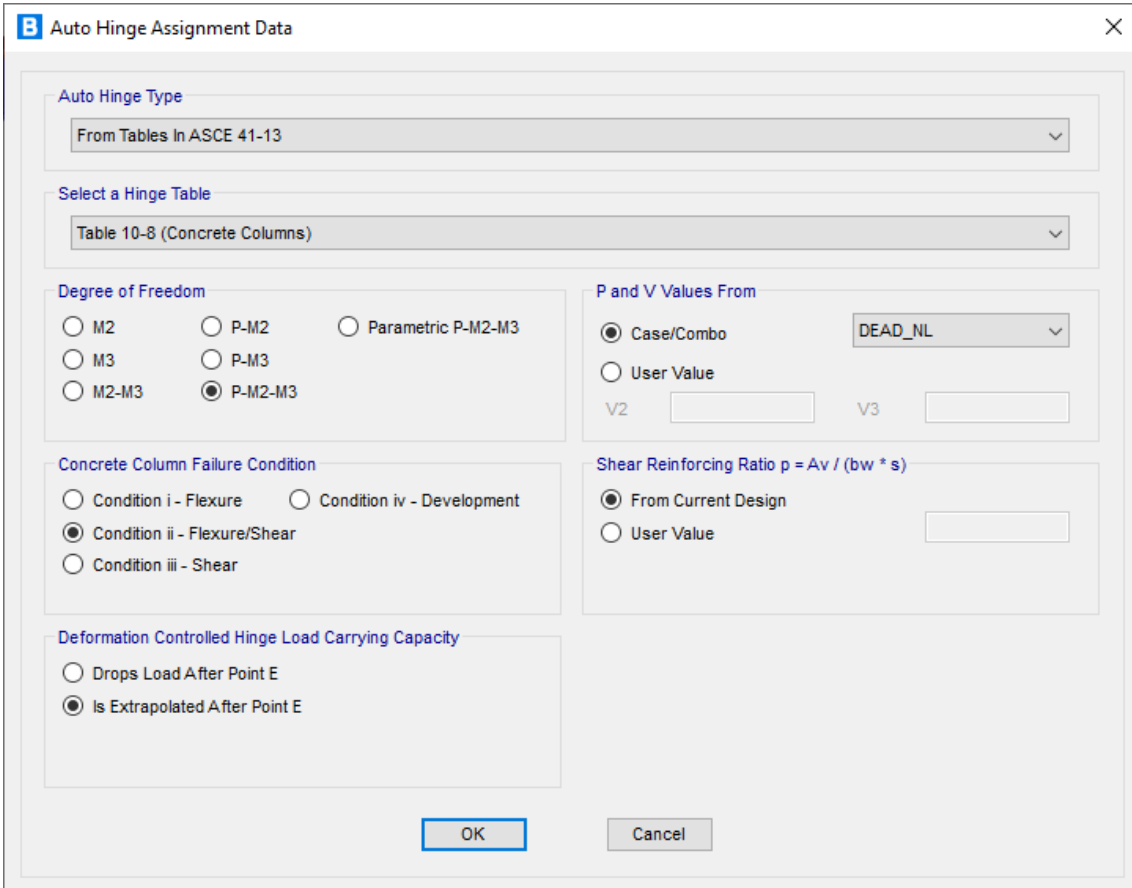


Figura 6-9. Parámetros asignados a las rótulas

El tipo de las rótulas viene definido por las tablas de la normativa 41-13 de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civil (ASCE). Se les asigna la tabla 10-8, que corresponde a columnas de hormigón, las cuales se asemejan a los elementos modelados para la pila.

Los grados de libertad se definen para los tres esfuerzos (P, M2 y M3), la condición de fallo de la columna se establece para flexión / cortante y, por último, se le asigna los valores de esfuerzos correspondientes al caso de carga muerta no lineal (DEAD_NL).

Una vez han sido asignadas y bien definidas las rótulas en cada uno de los elementos que componen la pila modelada, se procede a iniciar el proceso iterativo para encontrar la pila óptima.

Dicho proceso se inicia predimensionando una pila que cumpla los valores definidos en los apuntes de la asignatura de “Puentes” del MCCPB y que sean coherentes con puentes estudiados de tipología similar. A esta pila se le asigna una armadura longitudinal y transversal que sea coherente (entre 1% y 6%).

Con el diseño inicial de la pila establecido, se asignan las correspondientes secciones a las cinco barras que forman la pila en el modelo y se procede a verificar el comportamiento de dicha sección bajo la acción sísmica.

Es importante remarcar que, antes de poder evaluar la pila se requiere correr el modelo para el caso de carga MODAL, con el que se obtiene el periodo de la estructura. Una vez obtenido dicho valor, este se actualiza en el amortiguamiento de cada caso de carga sísmica como se muestra en la Figura 6-8. Como los cambios en la geometría de la estructura afectan al periodo de la misma, es necesario calcular y actualizar el periodo de esta cada vez que se modifique la sección de la pila.

Con los 10 casos sísmicos actualizados en función del periodo obtenido para la pila inicial dimensionada, se procede a evaluar el comportamiento de esta bajo la acción sísmica de cada sismo. Como puede observarse en la siguiente imagen, las rótulas definidas para los diferentes elementos *frame* de la pila dan una respuesta plástica, por lo que se puede afirmar que la pila, frente los sismos evaluados, plastifica.

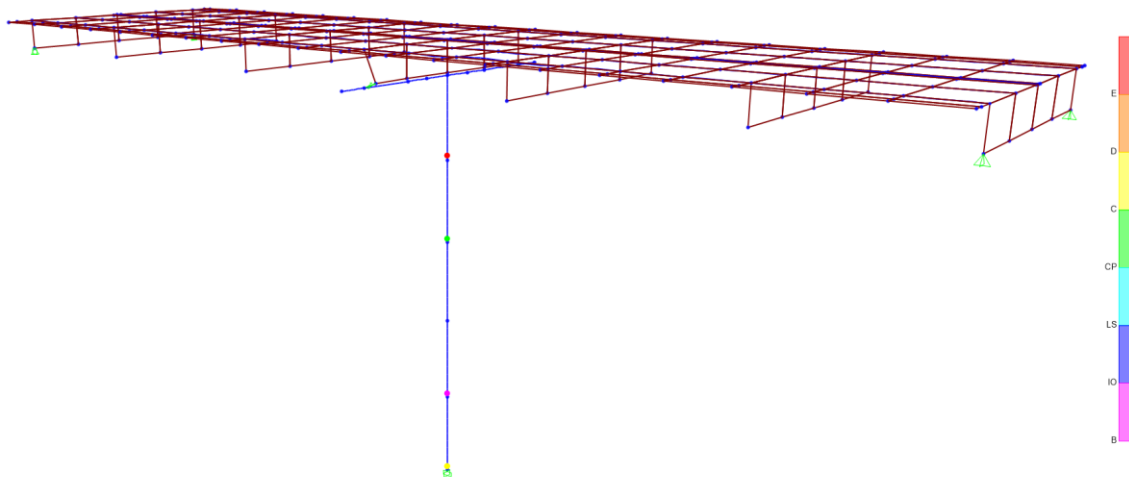


Figura 6-10. Respuesta plástica de las rótulas introducidas en las barras modelizadas

Anteriormente se ha definido que el objetivo principal para dimensionar la pila era lograr la respuesta elástica de la pila. De este modo, se puede afirmar que la sección inicial presenta unas dimensiones demasiado reducidas, que deben incrementarse y volver a ser evaluadas.

El proceso de cálculo para verificar la respuesta de la pila aplica cada caso de carga siguiendo la distribución definida del sismo tiempo-historia, de este modo sigue iniciando cada caso de carga en el instante 0,0 segundos del sismo incrementando según el tamaño de *time step* que se ha definido previamente.

Gracias a este proceso, no solo se puede obtener si la pila plastifica o no, sino también se puede determinar en qué momento del sismo plastifica la pila. De este modo se consigue establecer que los dos sismos más determinantes para la verificación de la pila son los sismos AX2 y AX8. Este factor es muy importante ya que, como se menciona más adelante, el coste computacional de verificar la estructura para los diez sismos diferentes es muy elevado. Así que, el hecho de saber que sismos son los que ejercen los máximos esfuerzos, permite reducir considerablemente el tiempo de cálculo al solo tener que aplicar dos casos de carga en vez de diez distintos.

Es importante destacar la elevada duración del proceso de optimización de la pila, la cual viene dada por el coste computacional requerido para los cálculos (aunque se reduzca la verificación a solo dos casos de carga cada verificación del modelo dura 10 minutos) y también por la dificultad para definir los cambios de sección (la herramienta *Section Designer* del programa no está muy actualizada y por desgracia falla bastante y ralentiza todo el proceso).

Estas iteraciones se repiten siguiendo el siguiente patrón:

- Si la sección definida plastifica esta debe incrementarse en alguno de sus parámetros (dimensiones de la sección, espesor o cuantía de acero) hasta lograr que tenga un comportamiento elástico.
- Si la sección definida no plastifica se debe reducir alguno de sus parámetros (dimensiones de la sección, espesor o cuantía de acero) hasta lograr que tenga un comportamiento plástico en alguno de los elementos *frame*.

Siguiendo estas dos directrices se acaba llegando a la sección definida en el apartado 4.6, la cual tiene una sección de 4,00 m x 2,00 m en la base de la pila y 2,00 m x 2,00 m en la parte superior en la conexión con el dintel, un espesor constante de 30 cm y una cuantía de acero de 4,30%.

Esta pila puede considerarse la más optimizada ya que cumple los dos requisitos mencionados previamente. La sección verifica los diez casos de carga, por lo que se puede asegurar que no plastifica para ningún sismo y mantiene su comportamiento elástico.

Por otro lado, cualquier reducción de alguno de sus materiales (si se reduce el espesor de 30 cm a 25 cm o si la cuantía de acero baja del valor inicial de 4,30%) la pila plastifica en alguna de sus secciones.

6.4 Grados de libertad

Con el modelo y todos sus elementos estructurales definidos, la pila optimizada diseñada y los casos de carga a evaluar introducidos, solo queda un elemento por concretar: los grados de libertad a analizar en los cálculos realizados.

En este apartado del documento se explica porque se decide desactivar el grado de libertad en la dirección longitudinal (eje Y) y las razones que han llevado a tomar esta decisión. Puede considerarse uno de lo más relevantes en el desarrollo del proyecto, ya que supone un “punto de inflexión” en el trabajo realizado y los resultados obtenidos.

Para poder entender el proceso que se ha seguido para llegar a la conclusión y la justificación de esta, se cree conveniente explicar en detalle todo el desarrollo del proceso de obtención de resultados desde el inicio, para así poder ver el razonamiento detrás de esta decisión.

Existe un modelo inicial previo al descrito en los apartados de dimensionamiento, el cual se realiza considerando todos los grados de libertad a la hora de evaluar la estructura para las cargas definidas sobre esta.

Este modelo se realiza siguiendo el mismo proceso explicado hasta ahora, la definición de todos los elementos estructurales del puente (menos la pila) son equivalentes a las definidas en este documento. Las cargas aplicadas sobre la estructura y los sismos estudiados también se repiten.

La única diferencia principal es la pila obtenida mediante el proceso iterativo de verificación del comportamiento elástico. Esta pila tiene unas dimensiones considerablemente superiores a las de la pila definitiva (5,00 m x 3,00 m en la parte inferior y 3,00 m x 3,00 m en la parte superior).

Pese a eso, al ser este el primer modelo estudiado y como los resultados obtenidos referentes a los esfuerzos como el momento y cortante presentan valores coherentes, en primera instancia no se considera que haya ningún error en el dimensionamiento.

El siguiente paso supone crear un modelo extra partiendo del puente original, ya que una de las ideas originales implicaba la creación de 3 modelos distintos para poder lograr una parametrización de resultados en función de la luz del puente.

El modelo evaluado suponía un incremento en 5 metros de luz, obtenido una viga continua de 60 m, con el incremento correspondiente a las vigas (siguiendo la relación canto/luz), las cuales pasan a ser de 1,80 m. Este nuevo modelo supone una carga muerta considerablemente elevada comparada con la del modelo anterior, por lo que la pila obtenida también debería incrementar sus dimensiones.

El problema aparece con el proceso de verificación de la pila para el nuevo modelo. Siguiendo los pasos descritos previamente, se llega a una sección “optimizada” que no presenta unas dimensiones coherentes con todo lo obtenido hasta entonces, ya que dicha pila requiere un canto considerablemente superior en el sentido longitudinal al que tiene en sentido transversal para verificar los diez sismos.

Esta pila no tiene sentido con todo el proceso del trabajo, ya que el objetivo principal es lograr estudiar la respuesta sísmica del puente, pero que dicha respuesta sea en sentido transversal. Para ello se ha definido la viga continua juntando los vanos y los sismos correspondientes. Que se obtenga una pila más larga que ancha en el sentido contrario al deseado no solo no interesa para el trabajo, sino que tampoco tiene ningún sentido según el modelo y cargas asignadas.

Para lograr entender la causa de este sobredimensionamiento, se estudia el modelo en detalle buscando algún error, pero tanto los elementos estructurales como las cargas aplicadas están correctamente definidos.

El problema, después de buscar y analizar el modelo repetidas veces, se encuentra en la estructura deformada después de aplicar el caso de carga DEAD_NL. Se puede observar que la estructura, bajo las cargas muertas del tablero y sus elementos, se deforma en el sentido longitudinal del puente y, por tanto, el modo de fallo de la pila se produce en el mismo sentido longitudinal como se muestra en la siguiente figura:

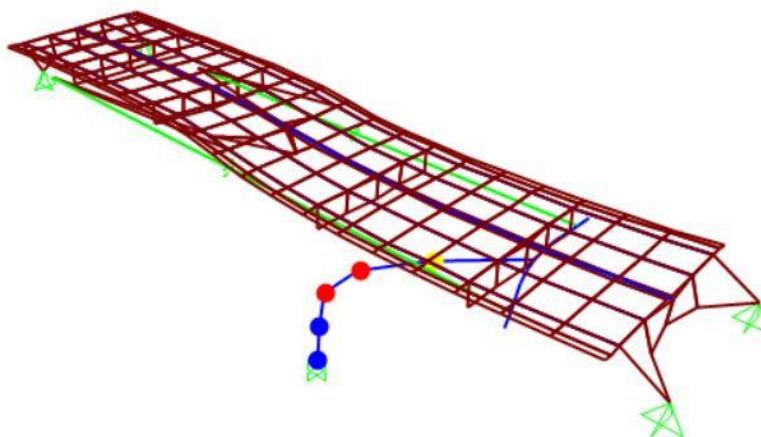


Figura 6-11. Modo de fallo longitudinal de la estructura bajo el caso de carga DEAD_NL

Analizando la situación, la preocupación principal no radica tanto en el modo de fallo de pila sino en la causa de este. La causa principal viene dada por la definición de las condiciones de contorno y el elevado peso del tablero. En un principio, al ser los dos vanos del puente de la misma luz, la carga aplicada sobre la pila está definida exactamente sobre el eje principal y no debe presentar una excentricidad o descompensación.

Al introducir unos apoyos que permitan el desplazamiento en sentido longitudinal en uno de los extremos del puente, el peso elevado del tablero causa que la pila se deforme en la dirección en la que se le permite el desplazamiento, provocando la deformación que causa el fallo longitudinal de la pila.

Este desplazamiento es una situación que difícilmente puede producirse en la realidad, ya que las vigas que forman el tablero son elementos pretensados. Este pretensado introduce un esfuerzo suficiente en la estructura como para evitar la deformación excesiva de las vigas, y así estas nunca podrían llegar a deformarse tanto y, por consecuencia, no causarían la deformación en sentido longitudinal de la pila.

En el modelo no se han introducido los esfuerzos de pretensado ya que se han considerado fuera del ámbito del trabajo (requeriría un cálculo complejo para dimensionar el trazado de este y nunca se ha trabajado con pretensado en el programa utilizado por lo que supondría añadir demasiadas complicaciones a las ya existentes).

Al ver que el hecho de estudiar la estructura en todos sus grados de libertad altera los resultados, que provoca modos de fallo en el sentido longitudinal y, sobre todo, que la manera de resolverlos introduciendo el pretensado supone una solución compleja, se decide establecer que no se considere el grado de libertad en sentido longitudinal de la estructura (eje Y) a la hora de realizar los cálculos.

Debe tenerse presente a la hora de analizar los resultados obtenidos que estos no representan la respuesta real de la estructura en su totalidad, ya que se omite uno de los grados de libertad de esta. Por otro lado, se puede asegurar que la respuesta sísmica de la estructura obtenida se presenta solo en el sentido transversal del puente, que al final y al cabo, era el objetivo principal de este trabajo.

Una vez se establece que los cálculos se deben realizar quitando el grado de libertad en el eje Y, la pila definida para el modelo inicial puede considerarse sobredimensionada, ya que el modo de fallo para el que se ha verificado era en el sentido omitido. Realizando el proceso de verificación omitiendo el grado de libertad se obtiene la pila dimensionada en el apartado 4.6.

De este modo, con el modelo ya se puede establecer como definitivo, la pila está verificada solo en el sentido transversal (el principal para este trabajo) y se ha establecido que los cálculos de la respuesta sísmica de la estructura omitan el grado de libertad en el eje Y (longitudinal).

Pese a eso, existe una última verificación a realizar antes de poder pasar al análisis de los resultados que se especifica en el siguiente apartado.

6.5 Desplazamientos

Como se menciona en el apartado anterior, antes de poder realizar un análisis de los resultados se requiere verificar un elemento que permite definir qué resultados pueden usarse y cuáles no. Esta verificación requiere establecer el desplazamiento máximo para cada disipador y verificar si el desplazamiento obtenido para cada disipador en los diferentes sismos sobrepasa este límite o no.

A lo largo de este trabajo se han definido los disipadores SLB utilizados como unos dispositivos que presentan comportamiento elástico y plástico. Este comportamiento se ve reflejado en la tabla definida en el apartado 4.8 donde se definen los valores para las propiedades mecánicas de cada uno de los dispositivos.

Utilizando estos valores se puede llegar a establecer el valor de desplazamiento máxima para los disipadores. De este modo, es posible verificar si el dispositivo supera dicho valor y, por tanto, invalida el resultado obtenido o si se mantiene dentro del rango plástico y disipa energía.

A continuación, se muestra del procedimiento utilizado para calcular el desplazamiento máximo usando el disipador SLB2 8_3 como ejemplo. Para este disipador los valores usados son:

- Rigidez inicial (K_1): 676,27 kN/cm
- Rigidez post-plastificación (K_2): 11,65 kN/cm
- Fuerza de plastificación (F_y): 58 kN
- Fuerza máxima (F_{MAX}): 107,57

El valor de las rigideces K , al venir definidos como la pendiente de la recta fuerza – desplazamiento, se puede obtener el valor del desplazamiento:

$$F = K \cdot d \quad ; \quad d = \frac{F}{K} \quad \text{Ec. 6-1}$$

$$d_1 = \frac{F_y}{K_1} = \frac{58}{676,27} = 0,08577 \text{ cm} \quad \text{Ec. 6-2}$$

De este modo se obtiene el punto A de coordenadas (0,08577, 58) donde el dispositivo empieza a plastificar y, por tanto, la recta cambia de pendiente. Para obtener el punto final de la recta de plastificación se aplica la ecuación de la recta usando la pendiente de la segunda recta (K_2) y el punto A de coordenadas conocidas:

$$y = mx + n \quad ; \quad 58 = 18 \cdot 0,08577 + n \quad ; \quad n = 56,68 \quad \text{Ec. 6-3}$$

Aplicando los parámetros obtenidos de la recta con el valor de la fuerza máxima (F_{MAX}) se obtiene el desplazamiento máximo (d_{MAX}):

$$107,57 = 18 \cdot d_{MAX} + 56,68 \quad \text{Ec. 6-4}$$

$$d_{MAX} = 3,31 \text{ cm} \quad \text{Ec. 6-5}$$

En la siguiente figura se representan estos valores, donde K_1 es la pendiente de la primera recta (comportamiento elástico), K_2 la pendiente de la segunda recta (comportamiento plástico), el cambio de pendiente entre rectas es el punto A (0,08577, 58) y el punto de desplazamiento y fuerza máximos es el punto B (3,31, 107,57):

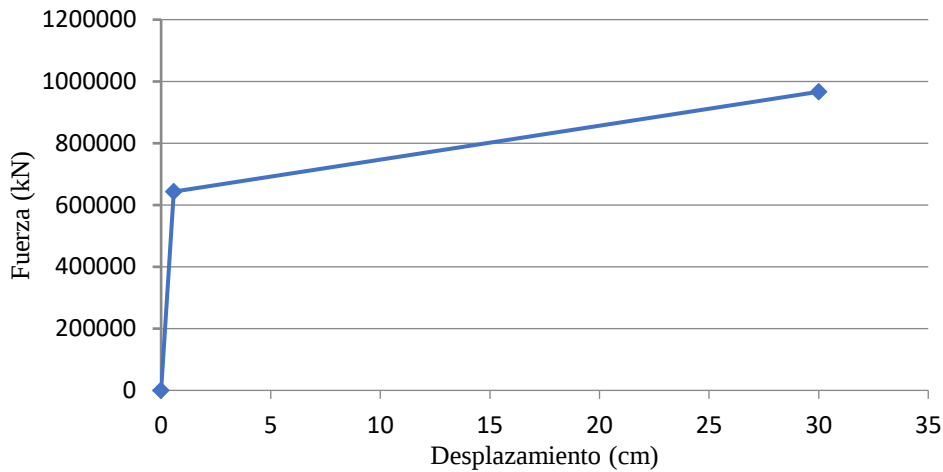


Figura 6-12. Fuerza – desplazamiento para el disipador SLB2 8_3

Este procedimiento puede aplicarse al resto de disipadores definiendo una ecuación general que permita obtener directamente el desplazamiento máximo (d_{MAX}) en función de los parámetros mecánicos de cada uno de ellos:

$$F_{MAX} = K_2 \cdot d_{MAX} + n \quad \text{Ec. 6-6}$$

$$n = F_y - K_2 \cdot d_1 \quad ; \quad n = F_y - \frac{K_2 \cdot F_y}{K_1} \quad \text{Ec. 6-7}$$

$$F_{MAX} = K_2 \cdot d_{MAX} + F_y - \frac{K_2 \cdot F_y}{K_1} \quad \text{Ec. 6-8}$$

$$d_{MAX} = \frac{F_{MAX} - F_y + \frac{K_2 \cdot F_y}{K_1}}{K_2} \quad \text{Ec. 6-9}$$

La siguiente tabla se muestran los desplazamientos máximos para los dispositivos SLB2 y SLB3:

Tabla 6-4. Desplazamientos máximos para todos los dispositivos SLB2 y SLB3 estudiados

DISPOSITIVO	d_{MAX} (cm)
SLB2 6_2	3.52
SLB2 6_3	3.66
SLB2 6_4	3.86
SLB2 6_5	3.96
SLB2 8_2	3.30
SLB2 8_3	3.31
SLB2 8_4	3.44
SLB2 8_5	3.57
SLB2 10_2	3.25
SLB2 10_3	3.21
SLB2 10_4	3.27
SLB2 10_5	4.78
SLB2 15_2	3.20
SLB2 15_3	3.13
SLB2 15_4	3.08
SLB2 15_5	3.08
SLB2 20_2	3.19
SLB2 20_3	3.12
SLB2 20_4	3.08
SLB2 20_5	3.09
SLB3 25_2	3.26
SLB3 25_3	3.16
SLB3 25_4	3.10
SLB3 25_5	3.07
SLB3 25_6	3.05
SLB3 25_7	3.06
SLB3 25_8	3.08
SLB3 25_9	3.11
SLB3 30_2	3.22
SLB3 30_3	3.12
SLB3 30_4	3.07
SLB3 30_5	3.03
SLB3 30_6	3.02
SLB3 30_7	3.03
SLB3 30_8	3.05
SLB3 30_9	3.07
SLB3 40_2	3.12
SLB3 40_3	3.02
SLB3 40_4	2.98
SLB3 40_5	2.97
SLB3 40_6	2.98
SLB3 40_7	3.00
SLB3 40_8	3.03
SLB3 40_9	3.05
SLB3 50_2	3.06
SLB3 50_3	2.98
SLB3 50_4	2.97
SLB3 50_5	2.97
SLB3 50_6	2.98
SLB3 50_7	3.01
SLB3 50_8	3.03
SLB3 50_9	3.05

Con los desplazamientos máximos calculados para cada uno de los dispositivos se procede a evaluar para cada uno de los 52 disipadores el desplazamiento que presentan en cada uno de los casos sísmicos definidos previamente.

Para estudiar el desplazamiento máximo de cada dispositivo, este debe evaluarse para los 10 sismos distintos. Con el modelo calculado, se sacan los desplazamientos relativos a lo largo de la duración cada uno de los sismos de los dos nodos que definen el disipador en el modelo (nodo superior e inferior).

Comparando como estos dos nodos se desplazan y el valor de dicho desplazamiento a lo largo del tiempo se puede obtener el desplazamiento relativo del disipador. Es importante evaluar los valores en el mismo momento, ya que, si solo se comparasen los desplazamientos máximos absolutos de cada nodo, podría ocurrir que dichos desplazamientos no sucediesen en el mismo momento de tiempo y, por tanto, el desplazamiento relativo obtenido no ocurriese en la realidad.

Aplicando dicho procedimiento, es necesario calcular para los dos nodos el desplazamiento a lo largo del tiempo para los 10 casos sísmicos. Este proceso también comporta una carga computacional elevada, ya que el proceso de cálculo no lineal involucrado en los dos casos de carga, tanto DEAD_NL como TH_DEAD_AX, se ve reflejado en la duración del proceso de cálculo, que comporta unos 20 – 30 minutos para cada disipador.

Las siguientes figuras muestran los resultados para el disipador SLB2 15_2 obtenidos para dos sismos distintos, AX5 y AX10.

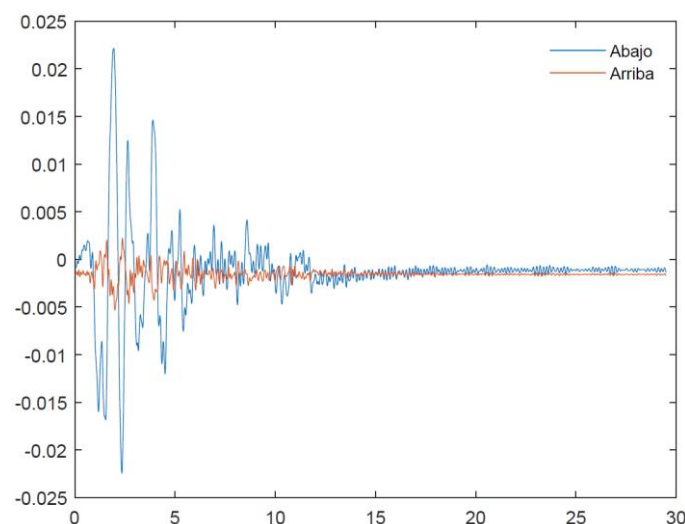


Figura 6-13. Desplazamiento (m) del nodo superior e inferior a lo largo del sismo AX5

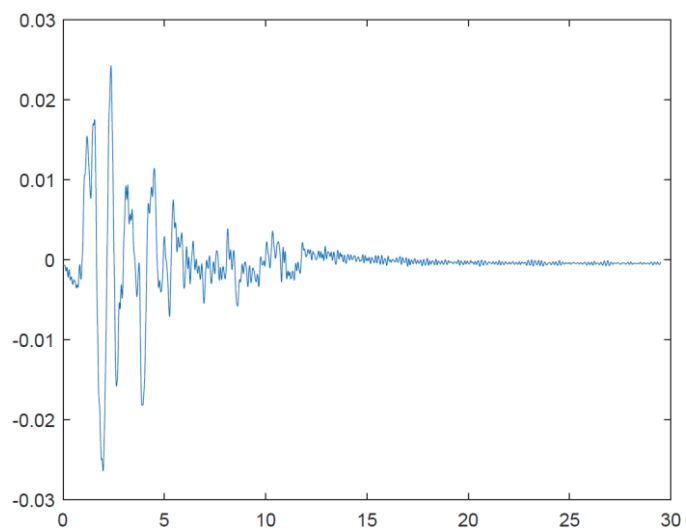


Figura 6-14. Desplazamiento relativo (m) del disipador SLB2 15_2 para el sismo AX5

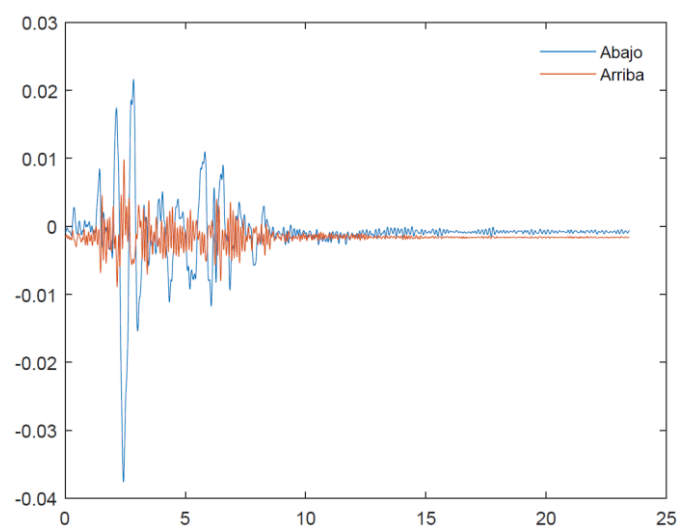


Figura 6-15. Desplazamiento (m) del nodo superior e inferior a lo largo del sismo AX10

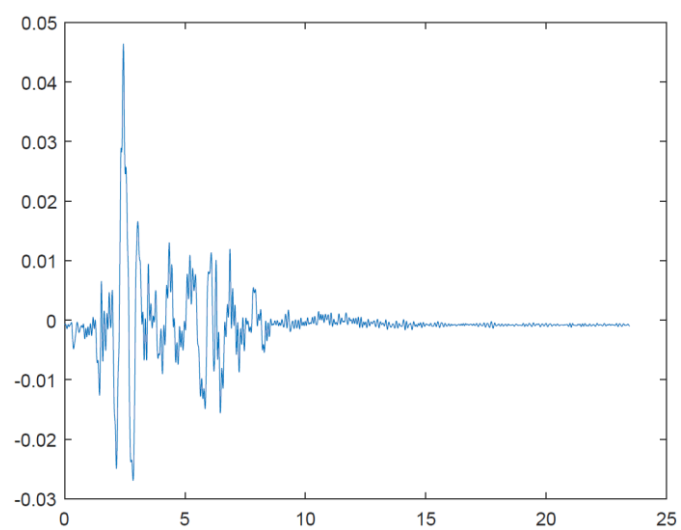


Figura 6-16. Desplazamiento relativo (m) del disipador SLB2 15_2 para el sismo AX10

Como puede observarse en las figuras anteriores, el desplazamiento relativo presenta similitudes con los desplazamientos de cada uno de los nodos que definen el disipador a lo largo del sismo, presentando sus valores máximos en los momentos de máxima intensidad sísmica.

Los desplazamientos obtenidos para el disipador SLB2 15_2 son:

- AX5: 2,64 cm
- AX10: 4,54 cm

Según los datos calculados para la realización de la Tabla 6-4, el desplazamiento máximo admisible para dispositivo SLB2 15_2 es de 3,20 cm. De este modo, se puede afirmar que el dispositivo no asume el desplazamiento máximo para el sismo AX5, pero sí que lo sobrepasa para el sismo AX10.

Con estos resultados, a la hora de calcular la respuesta sísmica de la estructura para el disipador SLB2 15_2, los valores obtenidos para el sismo AX5 son resultados reales que pueden usarse. Por otro lado, los valores obtenidos para el sismo AX10 deben ser descartados ya que en esa situación el disipador ha superado su desplazamiento máximo admisible y, por tanto, no son resultados válidos. Este proceso debe realizarse para los 52 dispositivos en cada uno de los 10 casos de carga sísmica.

Algo positivo a destacar que se ha podido observar realizando las verificaciones de los desplazamientos de los disipadores es que estos presentan un comportamiento relativamente constante.

A medida que se incrementa el tamaño del disipador, el desplazamiento máximo se ve reducido. De manera similar, para los disipadores dentro de la misma serie, a medida que se va incrementando el espesor de las ventanas del dispositivo, el desplazamiento máximo también se ve reducido.

Gracias a estas observaciones, el número total de cálculos a realizar se puede ver reducido, ya que, al verificar ciertos disipadores, se puede deducir que los de mayor tamaño también verifican el desplazamiento máximo. Esto permite ahorrar una cantidad considerable de tiempo al no tener que verificar los 52 dispositivos para cada uno de los casos de carga.

La siguiente tabla se muestran los desplazamientos calculados (los que están especificados) y los que no ha sido necesario calcularlos (las celdas en blanco). Con estas verificaciones se indican los diferentes esfuerzos que pueden ser usados para sacar conclusiones (marcados en verde) y los que deben ser omitidos (marcados en rojo).

Tabla 6-5. Desplazamientos de cada dispositivo para los 10 sismos

DISPOSITIVO	AX1	AX2	AX3	AX4	AX5	AX6	AX7	AX8	AX9	AX10	d _{MAX} (cm)
SLB2 6_2	6.07	6.93	3.22	5.82	6.89	7.16	5.21	7.49	3.82	5.8	3.52
SLB2 6_3											3.66
SLB2 6_4											3.86
SLB2 6_5									3.61		3.96
SLB2 8_2									3.45		3.30
SLB2 8_3									3.22		3.31
SLB2 8_4											3.44
SLB2 8_5	5.2	4.79		4.17	4.37	6.56	4.23	4.83		5.28	3.57
SLB2 10_2	5.21	4.79	2.49	4.24	4.42	6.52	4.23	4.88	2.93	5.3	3.25
SLB2 10_3											3.21
SLB2 10_4	4.68	3.69		3.62	3.33	5.02	3.42	3.54		4.86	3.27
SLB2 10_5	4.4					4.62				4.54	4.78
SLB2 15_2	4.39	3.05		3.31	2.64		3	2.76		4.64	3.20
SLB2 15_3	3.94			2.76						4.33	3.13
SLB2 15_4	3.43										3.08
SLB2 15_5	2.92	1.22			1.4	3.65				3.59	3.08
SLB2 20_2	3.94	2.4		2.76	1.97		2.48	2		4.32	3.19
SLB2 20_3	3.19									3.76	3.12
SLB2 20_4	2.6					3.23				3.2	3.08
SLB2 20_5	2.27				1.14	2.67				2.78	3.09
SLB3 25_2	2.5	0.9	1.22	1.51	1.22	3.02	1.43	1.45	0.55	3.03	3.26
SLB3 25_3			1.14			2.42				2.41	3.16
SLB3 25_4											3.10
SLB3 25_5											3.07
SLB3 25_6											3.05
SLB3 25_7											3.06
SLB3 25_8											3.08
SLB3 25_9											3.11
SLB3 30_2	2.31	0.76	1.18	1.31	1.13	2.66	1.19	1.32	0.54	2.75	3.22
SLB3 30_3											3.12
SLB3 30_4											3.07
SLB3 30_5											3.03
SLB3 30_6											3.02
SLB3 30_7											3.03
SLB3 30_8											3.05
SLB3 30_9											3.07
SLB3 40_2											3.12
SLB3 40_3											3.02
SLB3 40_4											2.98
SLB3 40_5											2.97
SLB3 40_6											2.98
SLB3 40_7											3.00
SLB3 40_8											3.03
SLB3 40_9											3.05
SLB3 50_2	1.63	0.34	0.94	1.15	0.78	2.06	0.53	0.7	0.5	1.83	3.06
SLB3 50_3											2.98
SLB3 50_4											2.97
SLB3 50_5											2.97
SLB3 50_6											2.98
SLB3 50_7											3.01
SLB3 50_8											3.03
SLB3 50_9											3.05

7 Resultados

7.1 Esfuerzos

Para poder estudiar la respuesta sísmica de la estructura y analizar el comportamiento de esta y la influencia que presenta la incorporación de los disipadores SLB2 y SLB3, es necesario realizar el proceso de aplicación de los diferentes casos sísmicos para cada uno de los disipadores definidos.

De este modo, los cálculos deben realizarse para 53 distintas situaciones (52 disipadores y un caso individual donde se estudia el modelo sin ningún disipador para tener una muestra con la que comparar) y a cada una de estas situaciones se le deben aplicar los 10 casos de carga representando los diferentes sismos definidos.

Un elemento que destacar del proceso de obtención de resultados es el elevado coste computacional que conlleva. Es cierto que a lo largo del trabajo se han encontrado procesos que conllevan un tiempo elevado de trabajo (definir secciones en el *Section Designer* o calcular los desplazamientos relativos). Pero pese a eso, este ha sido con diferencia el más costoso debido al elevado número de resultados a obtener.

Considerando que cada proceso de cálculo del modelo para los 10 casos de sismo del tipo tiempo-historia y el análisis no lineal de estos conlleva unos 20 – 30 minutos. Considerando que deben calcularse 53 modelos distintos y añadiendo un margen de error de 10 modelos (error al introducir parámetros, al sacar los resultados, etc.), el tiempo necesario para obtener todos los resultados mostrados a continuación es aproximadamente de 30 horas.

Debido a las características de dicho proceso, no existe la posibilidad de dejar los diferentes modelos en una “cola ficticia” para que se vayan calculando uno tras otro. Al calcular un modelo, se deben obtener los resultados mediante tablas exportadas a un archivo Excel de las que se obtienen los resultados en el postproceso.

Para calcular el siguiente modelo se deben asignar los nuevos dispositivos a verificar, correr primero de todo el caso de carga MODAL, obtener el periodo de la estructura y actualizarlo en el amortiguamiento de cada uno de los casos de carga aplicados y volver a correr el modelo.

El tratamiento de los resultados obtenidos se centra en obtener de las tablas de Excel que definen los esfuerzos en el elemento *frame* inferior de la pila, tanto el valor máximo absoluto del momento flector M2 como el valor máximo del esfuerzo cortante V3.

Las siguientes tablas muestran los valores obtenidos para ambos esfuerzos (momento flector M2 y esfuerzo cortante V3) para todos los disipadores en cada uno de los sismos.

Tabla 7-1. Valores del momento flector M2 en kNm para todos los casos estudiados

ID	Disipador	T (s)	AX1	AX2	AX3	AX4	AX5	AX6	AX7	AX8	AX9	AX10
0	SIN	0.3948	49223	80319	27214	62265	79842	49772	55032	86197	31856	53353
1	SLB2 6_2	0.2647			30033							
2	SLB2 6_3	0.2596			29443							
3	SLB2 6_4	0.2564			28970							
4	SLB2 6_5	0.2542			28677							
5	SLB2 8_2	0.2396			27766							
6	SLB2 8_3	0.2342			26249						21923	
7	SLB2 8_4	0.2310			24900						20656	
8	SLB2 8_5	0.2290			23945						19776	
9	SLB2 10_2	0.2251			24224						20117	
10	SLB2 10_3	0.2215			22684						17880	
11	SLB2 10_4	0.2195			21753						15894	
12	SLB2 10_5	0.2182	31889	24945	20552	23351	22762	37304	21138	23681	13034	27016
13	SLB2 15_2	0.2150		24701	21254		20954		20955	22862	14275	
14	SLB2 15_3	0.2130		20124	19474	17703	16259		17680	17794	11055	
15	SLB2 15_4	0.2119		16210	18219	15285	13848		15300	14976	9395	
16	SLB2 15_5	0.2112	22106	12428	16933	13680	12907		13947	12181	8864	
17	SLB2 20_2	0.2126		20191	19439	17721	16291		17804	17880	11096	
18	SLB2 20_3	0.2111		14694	17535	14518	13404		14761	13749	8915	
19	SLB2 20_4	0.2104	20087	9584	15712	12668	12122		13261	10174	8358	
20	SLB2 20_5	0.2099	18113	8939	14425	11179	11125	19373	11989	9402	8052	19159
21	SLB3 25_2	0.2102	19464	9013	15332	12423	11785	21029	13059	9531	8277	20909
22	SLB3 25_3	0.2095	16961	8596	13590	11039	10420	17819	11066	9498	7857	17195
23	SLB3 25_4	0.2090	14953	7653	13861	10331	9581	15095	9374	9462	7328	15176
24	SLB3 25_5	0.2087	13299	6770	14059	9722	9159	14600	7829	9440	7337	15858
25	SLB3 25_6	0.2085	12058	5669	14264	9432	8895	13571	6393	9073	7191	16335
26	SLB3 25_7	0.2084	11011	5275	14364	9220	8740	12384	6576	8889	6813	16394
27	SLB3 25_8	0.2083	10599	4917	14221	9279	8605	11443	6646	8660	6432	16073
28	SLB3 25_9	0.2082	10453	4724	13965	9539	8441	10975	6712	8380	6037	15514
29	SLB3 30_2	0.2098	18374	8920	14435	11517	11157	19470	12200	9469	7987	19136
30	SLB3 30_3	0.2091	15540	7908	13669	10463	9761	15599	9886	9416	7509	15317
31	SLB3 30_4	0.2087	13322	6653	14019	9678	9186	14542	7809	9472	7349	15782
32	SLB3 30_5	0.2084	11731	5460	14305	9280	8855	13140	6419	9020	7018	16292
33	SLB3 30_6	0.2082	10480	4912	14196	9070	8652	11655	6584	8756	6477	16022
34	SLB3 30_7	0.2081	10365	4647	13870	9451	8418	10844	6662	8367	5947	15286
35	SLB3 30_8	0.2080	10627	4503	13564	9660	8200	10667	6681	7991	5716	15197
36	SLB3 30_9	0.2079	10805	4458	13572	9928	8100	10923	6666	7765	5656	15347
37	SLB3 40_2	0.2091	16331	8203	13573	10811	10033	16649	10499	9483	7706	16287
38	SLB3 40_3	0.2085	13096	6305	13966	9512	9148	14470	7487	9416	7343	15803
39	SLB3 40_4	0.2082	10922	4977	14182	8985	8738	12206	6530	8888	6587	16005
40	SLB3 40_5	0.2080	10346	4546	13742	9384	8364	10705	6616	8321	5771	14949
41	SLB3 40_6	0.2079	10697	4437	13502	9646	8109	10835	6618	7804	5603	15013
42	SLB3 40_7	0.2078	10688	4421	13555	10511	8030	10986	6749	7592	5518	14955
43	SLB3 40_8	0.2077	11048	4459	12981	10329	7966	10704	7175	7470	5410	14314
44	SLB3 40_9	0.2076	11754	4466	12365	10232	7908	10298	7499	7350	5304	14086
45	SLB3 50_2	0.2087	14519	7146	13941	10108	9502	14991	8888	9575	7338	15170
46	SLB3 50_3	0.2082	11245	5071	14180	8975	8794	12564	6497	8984	6664	16003
47	SLB3 50_4	0.2080	10393	4479	13612	9404	8291	10634	6583	8229	5624	14638
48	SLB3 50_5	0.2078	10649	4397	13516	10010	8058	10969	6690	7659	5524	14974
49	SLB3 50_6	0.2077	10949	4318	13079	10299	7962	10720	7093	7480	5378	14305
50	SLB3 50_7	0.2076	11875	4462	12298	10165	7879	10217	7535	7336	5238	14130
51	SLB3 50_8	0.2075	12287	4468	11803	10273	7805	10019	7720	7287	5135	14570
52	SLB3 50_9	0.2075	12262	4470	11705	10165	7736	10717	7781	7238	5057	14863

Tabla 7-2. Valores del esfuerzo cortante V3 en kN para para todos los casos estudiados

ID	Disipador	T (s)	AX1	AX2	AX3	AX4	AX5	AX6	AX7	AX8	AX9	AX10
0	SIN	0.3948	2728	4170	1755	3320	3933	2699	2979	4315	1603	3134
1	SLB2 6_2	0.2647			1986							
2	SLB2 6_3	0.2596			1957							
3	SLB2 6_4	0.2564			1939							
4	SLB2 6_5	0.2542			1929							
5	SLB2 8_2	0.2396			1882							
6	SLB2 8_3	0.2342			1808						1081	
7	SLB2 8_4	0.2310			1742						1032	
8	SLB2 8_5	0.2290			1696						993	
9	SLB2 10_2	0.2251			1707						1012	
10	SLB2 10_3	0.2215			1639						937	
11	SLB2 10_4	0.2195			1602						880	
12	SLB2 10_5	0.2182	1820	1478	1556	1388	1462	1424	1364	1408	825	1820
13	SLB2 15_2	0.2150		1491	1590		1383		1349	1361	815	
14	SLB2 15_3	0.2130		1241	1517	1157	1149		1254	1138	816	
15	SLB2 15_4	0.2119		1033	1483	1098	1000		1183	995	801	
16	SLB2 15_5	0.2112	1323	956	1440	1040	945		1119	945	789	
17	SLB2 20_2	0.2126		1243	1511	1158	1150		1257	1142	810	
18	SLB2 20_3	0.2111		974	1455	1080	974		1162	936	784	
19	SLB2 20_4	0.2104	1236	914	1386	1056	918		1091	952	750	
20	SLB2 20_5	0.2099	1141	896	1376	1041	875	1195	1034	942	721	1507
21	SLB3 25_2	0.2102	1209	913	1387	1071	904	1258	1084	953	741	1595
22	SLB3 25_3	0.2095	1091	889	1358	1035	842	1143	982	936	700	1477
23	SLB3 25_4	0.2090	1004	813	1336	992	783	1077	890	932	639	1506
24	SLB3 25_5	0.2087	990	745	1355	939	783	1118	799	898	628	1543
25	SLB3 25_6	0.2085	990	641	1354	905	789	1133	701	857	619	1548
26	SLB3 25_7	0.2084	980	560	1345	872	798	1144	647	837	591	1538
27	SLB3 25_8	0.2083	974	492	1330	901	800	1140	649	831	581	1501
28	SLB3 25_9	0.2082	973	448	1308	925	799	1110	674	821	586	1451
29	SLB3 30_2	0.2098	1152	893	1379	1057	878	1200	1046	943	717	1542
30	SLB3 30_3	0.2091	1028	834	1334	1004	796	1074	917	933	658	1487
31	SLB3 30_4	0.2087	989	736	1354	935	785	1116	797	900	628	1536
32	SLB3 30_5	0.2084	989	604	1351	888	795	1128	676	849	605	1542
33	SLB3 30_6	0.2082	979	506	1332	888	800	1135	640	836	574	1502
34	SLB3 30_7	0.2081	977	453	1304	921	798	1097	672	822	579	1435
35	SLB3 30_8	0.2080	981	456	1273	944	789	1088	685	806	570	1359
36	SLB3 30_9	0.2079	993	474	1262	957	800	1106	686	790	560	1303
37	SLB3 40_2	0.2091	1062	859	1341	1020	821	1110	949	934	680	1464
38	SLB3 40_3	0.2085	996	707	1352	922	788	1119	778	896	627	1532
39	SLB3 40_4	0.2082	984	530	1337	869	800	1130	636	844	575	1508
40	SLB3 40_5	0.2080	983	446	1297	920	797	1085	669	822	571	1411
41	SLB3 40_6	0.2079	994	472	1266	944	798	1100	672	794	555	1307
42	SLB3 40_7	0.2078	1000	489	1247	999	802	1116	684	781	548	1257
43	SLB3 40_8	0.2077	1060	492	1202	978	804	1089	723	778	541	1311
44	SLB3 40_9	0.2076	1129	492	1156	1004	805	1049	728	774	534	1324
45	SLB3 50_2	0.2087	995	776	1347	972	788	1092	867	934	629	1504
46	SLB3 50_3	0.2082	987	551	1340	858	800	11125	641	850	579	1513
47	SLB3 50_4	0.2080	984	448	1287	924	796	1081	670	818	565	1387
48	SLB3 50_5	0.2078	996	484	1257	963	799	1111	678	781	547	1274
49	SLB3 50_6	0.2077	1042	491	1211	979	802	1093	717	778	538	1306
50	SLB3 50_7	0.2076	1133	491	1148	1010	803	1042	723	771	528	1323
51	SLB3 50_8	0.2075	1212	492	1107	1035	802	1046	745	762	521	1332
52	SLB3 50_9	0.2075	1299	493	1105	1022	799	1095	755	761	515	1332

7.1.1 Momento flector

Las siguientes figuras muestran los gráficos obtenidos para el momento flector de cada disipador en los 10 sismos diferentes estudiados. En la Figura 7-1 se grafica el valor total del momento flector en kNm, mientras que en la Figura 7-2 estos valores han sido normalizados para poder estudiar la disipación relativa en función del valor inicial.

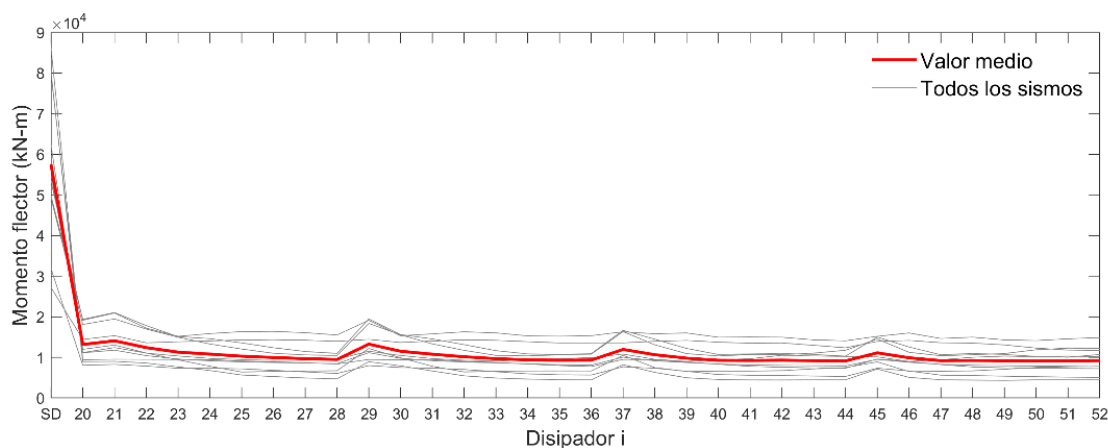


Figura 7-1. Evolución del momento flector en kNm

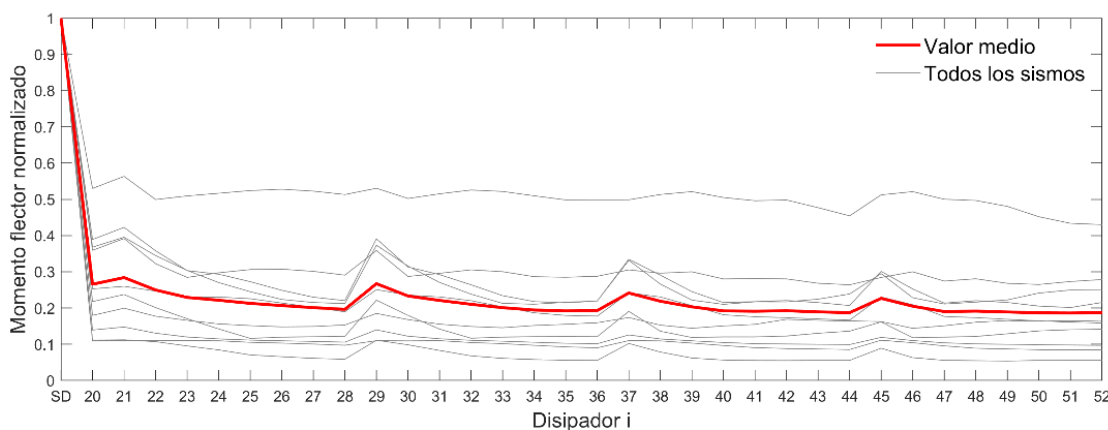


Figura 7-2. Evolución del momento flector normalizado

Al estudiar las figuras de la evolución del sismo, el primer elemento a destacar es el cambio súbito de reducción del momento entre el primer punto y el segundo, es decir, entre la situación inicial y el primer disipador graficado.

Este salto brusco es debido a que, como se puede observar en el número que define el primer punto del gráfico (20), los valores de los momentos solo se han graficado a partir del disipador SLB2 20_5.

Se ha considerado oportuno solo estudiar los valores para aquellos disipadores que verifiquen todos los casos sísmicos aplicados. Si se definiese una curva con los valores de los momentos para todos los disipadores esta presentaría una reducción mucho más regular.

Por otro lado, eso supondría analizar resultados de disipadores que exceden su desplazamiento máximo. Como los disipadores que superan dicho desplazamiento pueden considerarse como dispositivos que ya no trabajan energía, los valores obtenidos para estos disipadores suponen unos valores ficticios que no podrían cumplirse nunca ya que el disipador falla antes de poder disipar la energía calculada.

Analizando la evolución del momento normalizado, se puede observar que la reducción del momento se estabiliza alrededor de un 25-30% para los disipadores que verifican el desplazamiento máximo admisible.

También se puede destacar la reducción constante existente dentro de cada serie de disipadores, donde el disipador de máximo espesor de una serie presenta un momento menor al disipador de menor espesor de la siguiente serie. Este comportamiento es la causa de los picos observables en la evolución del momento.

7.1.2 Esfuerzo cortante

Las siguientes figuras muestran la evolución del esfuerzo cortante para todos los disipadores y sismos estudiados. De manera similar a las figuras anteriores, estas se grafican para los valores obtenidos del disipador SLB2 20_5 en adelante.

La Figura 7-3 presenta una gráfica para el valor del cortante en kN mientras que la Figura 7-4 muestra la evolución del cortante normalizado.

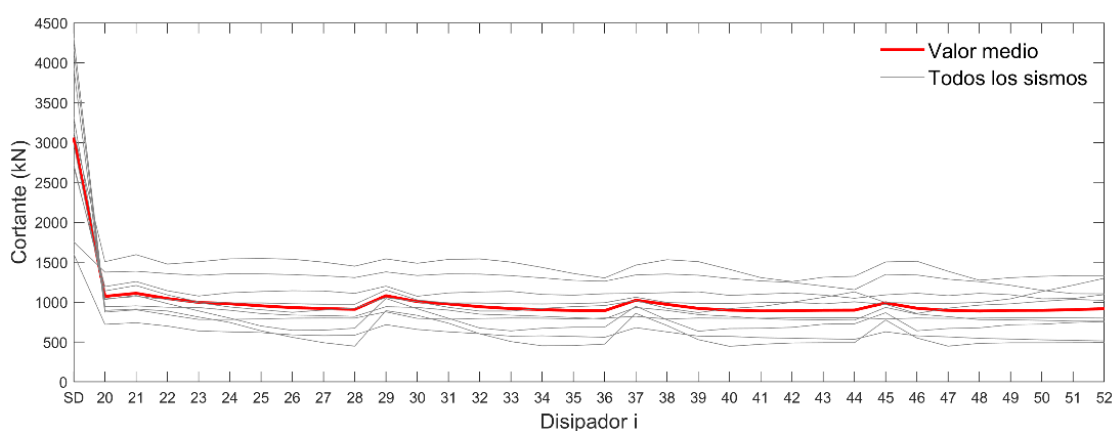


Figura 7-3. Evolución del esfuerzo cortante en kN

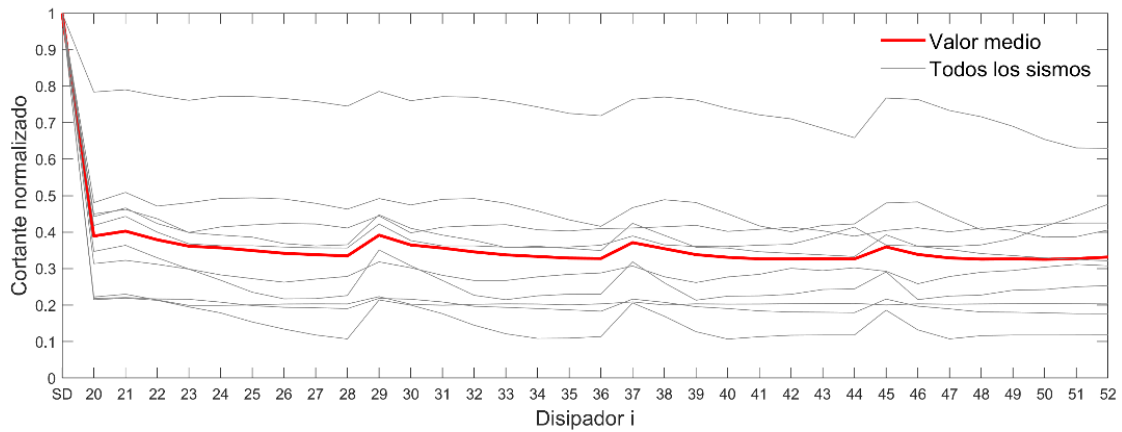


Figura 7-4. Evolución del esfuerzo cortante normalizado

Ambas figuras muestran una evolución similar a la obtenida estudiando los valores de los momentos flectores. Algo destacable es el hecho de que, para cortante, la reducción de los esfuerzos es menor y se estabiliza alrededor del 35-40% respecto al valor inicial.

También puede observarse la tendencia de reducción de esfuerzos dentro de cada serie de disipadores y como esta está directamente relacionada con el aumento del espesor de las ventanas.

7.1.3 Periodo

La siguiente figura muestra la evolución del periodo de la estructura para cada uno de los disipadores estudiados, situando el valor inicial en el periodo para la estructura sin ningún dispositivo.

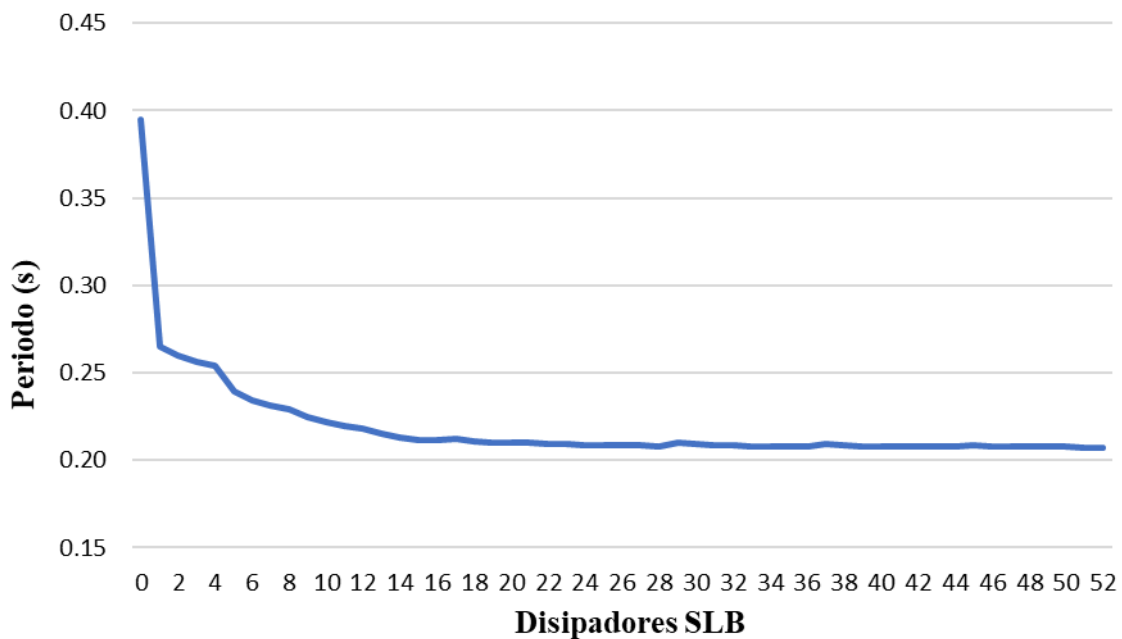


Figura 7-5. Evolución del periodo de la estructura para todos los disipadores

De manera similar a la distribución de esfuerzos con la aplicación de disipadores, la respuesta del periodo también presenta una reducción de su valor respecto al valor inicial en la situación de la estructura sin ningún tipo de dispositivo disipador de energía.

Cabe destacar que, a diferencia de las figuras realizadas para el momento y el cortante, la evolución del periodo se ha realizado para todos los disipadores.

El hecho de que el primer disipador aplicado ya suponga una reducción considerable del periodo, y que esta se estabilice alrededor del dispositivo 20 (SLB2 20_5) es algo destacable, ya que pese a estudiar todos los disipadores aplicados, la evolución resultante presenta resultados muy similares a los de las figuras anteriores, las cuales son consideradas los disipadores que verifican el desplazamiento admisible.

La reducción del periodo a medida que se incrementa el tamaño de los disipadores aplicados puede presentar una posible explicación referente a la considerable reducción de esfuerzos obtenidos.

Observando el espectro de los sismos aplicados mostrado en la Figura 3-3, pese a mantenerse en la misma ordenada del espectro, al desplazar el periodo de la estructura hacia la izquierda de este, la participación de los modos superiores se ve reducida.

Esta reducción de la participación de los modos superiores puede explicar la reducción de esfuerzos obtenidos o, al menos, participar parcialmente en dicha reducción.

7.2 Verificación de los resultados

Observando los resultados obtenidos para los diferentes dispositivos disipadores de energía, se puede observar que muchos de estos resultados presentan una reducción muy elevada comparada con el modelo inicial evaluado sin ningún disipador.

Aunque es cierto que la hipótesis inicial que suponía que la aplicación de disipadores en una estructura de estas características podía resultar en una reducción de los esfuerzos se cumple. Pese a eso, es cierto que la elevada efectividad de estos dispositivos puede plantear alguna duda sobre estos.

Se decide realizar una verificación de los resultados para poder averiguar si estos pueden considerarse como resultados correctos o si existe algún comportamiento no esperado que provoque esta exagerada reducción.

Esta verificación aplicando uno de los conceptos más importantes que he podido adquirir a lo largo de los estudios del grado y máster, el cual se basa en analizar el problema paso a paso, verificando cada uno de sus elementos. Si se consigue asegurar que cada uno de los elementos estudiados tiene un comportamiento razonable, es coherente afirmar que la respuesta obtenida también es una respuesta razonable.

7.2.1 Respuesta estructural del modelo

El primer elemento para verificar es el modelo en sí y la respuesta estructural del mismo bajo la carga sísmica. Es cierto que, para llegar a este punto del trabajo, como ya se ha mencionado en el documento, se han solucionado los diversos problemas que han ido apareciendo. Esto hace pensar que el modelo está bien definido y las cargas bien aplicadas.

Pese a eso, se procede a realizar una verificación estudiando la respuesta estructural del mismo para el caso de carga TH_DEAD_AX1 en tres situaciones distintas: sin ningún disipador, con el disipador SLB3 25_2 (uno de los primeros disipadores que verifica su desplazamiento para los todos los sismos) y con el disipador SLB3 50_7 (uno de los disipadores que presenta una de las disipaciones de energía más relevantes).

Para verificar la respuesta estructural se decide calcular a mano el momento en la base de la pila y comparar este con el obtenido mediante el uso del programa. El cálculo aproximado se realiza considerando la pila como un elemento en voladizo empotrado en su base, sobre el que se aplica una carga vertical y un cortante lateral en su parte superior.

Para calcular el momento, el cortante se multiplica por la altura de la pila y el axil por el desplazamiento transversal de la parte superior de la pila (el ya definido efecto P-Delta).

Los valores de cada parámetro para el caso inicial sin ningún dispositivo disipador son:

- Cortante en el nodo superior (V): 2.423 kN
- Altura de la pila (L): 20,00 m
- Esfuerzo axil (P): 7.905 kN
- Desplazamiento (Δ): 5,97 cm
- Momento M2 según la Tabla 7-1: 49.223 kNm

$$M = V \cdot L + P \cdot \Delta = 48.932 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 7-1}$$

$$48.932 \text{ kNm} \cong 49.233 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 7-2}$$

Para el primer caso estudiado se puede observar que el momento obtenido mediante el cálculo aproximado es similar el proporcionado por el programa.

Para el caso estudiado con el disipador SLB3 25_2, los valores de cada parámetro son:

- Cortante en el nodo superior (V): 949 kN
- Altura de la pila (L): 20,00 m
- Esfuerzo axil (P): 7.908 kN
- Desplazamiento (Δ): 2,15 cm
- Momento M2 según la Tabla 7-1: 19.464 kNm

$$M = V \cdot L + P \cdot \Delta = 19.150 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 7-3}$$

$$19.150 \text{ kNm} \cong 19.464 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 7-4}$$

Para el caso estudiado con el disipador SLB3 50_7, los valores de cada parámetro son:

- Cortante en el nodo superior (V): 553 kN
- Altura de la pila (L): 20,00 m
- Esfuerzo axil (P): 7.914 kN
- Desplazamiento (Δ): 0,79 cm
- Momento M2 según la Tabla 7-1: 11.875 kNm

$$M = V \cdot L + P \cdot \Delta = 11.123 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 7-5}$$

$$11.123 \text{ kNm} \cong 11.875 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 7-6}$$

Observando los valores obtenidos y como estos se acercan a los proporcionados por el programa CSiBridge, se puede afirmar que la respuesta estructural presenta un comportamiento coherente para los diferentes casos estudiados, los cuales consideran las situaciones más “extremas” de la tabla general de resultados.

Es cierto que el verificar que los resultados obtenidos son coherentes con los esfuerzos de la estructura y con el cálculo aproximado a mano realizado, estos no dejan de presentar una disipación muy elevada entre la situación con y sin disipador.

La parte positiva de haber realizado estos cálculos analizando los diferentes parámetros necesarios para calcular el momento en la base de la pila es que se puede observar cuales son los que influyen o provocan esta diferencia.

Como puede observarse, tanto el esfuerzo axial (P) como la altura de la pila (L), presentan unos valores constantes ya que estos no se modifican entre casos estudiados. De hecho, la única diferencia presente entre los modelos es la introducción de los elementos disipadores. De este modo, tras verificar que la respuesta estructural del modelo proporciona resultados coherentes, se procede a verificar el siguiente elemento puede ser la causa de la exagerada disipación.

7.2.2 Comportamiento de los disipadores SLB

La respuesta estructural del modelo ha sido verificada, por lo que el siguiente elemento a analizar son los dispositivos para poder asegurar que estos están bien definidos y que el comportamiento en los casos estudiados es coherente con el esperado.

Previamente en este documento, se ha explicado que las propiedades geométricas y mecánicas de los disipadores SLB son introducidas en el programa mediante el plugin externo *SLBbridge*. Es la primera vez que se utiliza este procedimiento para poder importar y definir los disipadores en el programa *CSiBridge*, por lo que no se debe descartar la opción de que sea la causa del comportamiento que se está estudiando.

Comparando las tablas de propiedades geométricas y mecánicas del plugin externo con las definidas en la Tabla 4-1 se puede afirmar que ambas tablas presentan los mismos valores y, por tanto, los parámetros asignados a los dispositivos en el programa *CSiBridge* son los correctos.

El siguiente paso requiere verificar que los disipadores trabajan en el programa como lo hacen en la realidad. Los disipadores SLB, como se ha mencionado previamente, son unos dispositivos que disipan energía principalmente mediante esfuerzos cortantes. Del mismo modo, estos dispositivos deben transmitir el axial aplicado sobre los mismos en toda su totalidad entre los dos elementos en los que está conectado.

Analizando los esfuerzos sobre el elemento *2-Joint link* utilizado para definir los dispositivos disipadores SLB en el programa, se puede observar que estos presentan esfuerzos de tipo cortante, pero, en lo referente a esfuerzos axiales, estos son nulos en todo el elemento. De este modo se puede afirmar que el esfuerzo axial se transmite entre el tablero y el dintel en toda su totalidad y que los disipadores solo disipan energía mediante el esfuerzo cortante.

El último factor por verificar para asegurar el correcto funcionamiento de los disipadores es que estos no superen el desplazamiento o la fuerza máximos admisibles. Esto se ha verificado previamente en este documento mediante un cálculo lineal usando la fuerza máxima que puede soportar este dispositivo para obtener el desplazamiento máximo.

Por consiguiente, aunque se ha verificado que el desplazamiento de ambos dispositivos no supera el desplazamiento máximo admisible, se desea verificar directamente calculando el valor máximo de esfuerzo que soportan los dos disipadores y, sobre todo, que este no supera el valor de la fuerza máxima admisible para asegurar su actuación.

Para poder obtener el valor de la fuerza máxima ejercida sobre los disipadores se grafican las curvas histeréticas de cada uno de ellos. Estas curvas se obtienen graficando la fuerza y el desplazamiento para cada uno de los momentos estudiados en el caso sísmico tiempo-historia.

A continuación, se muestran las curvas histeréticas de fuerza – desplazamiento para los disipadores SLB3 25_2 y SLB3 50_7 en el sismo AX1:

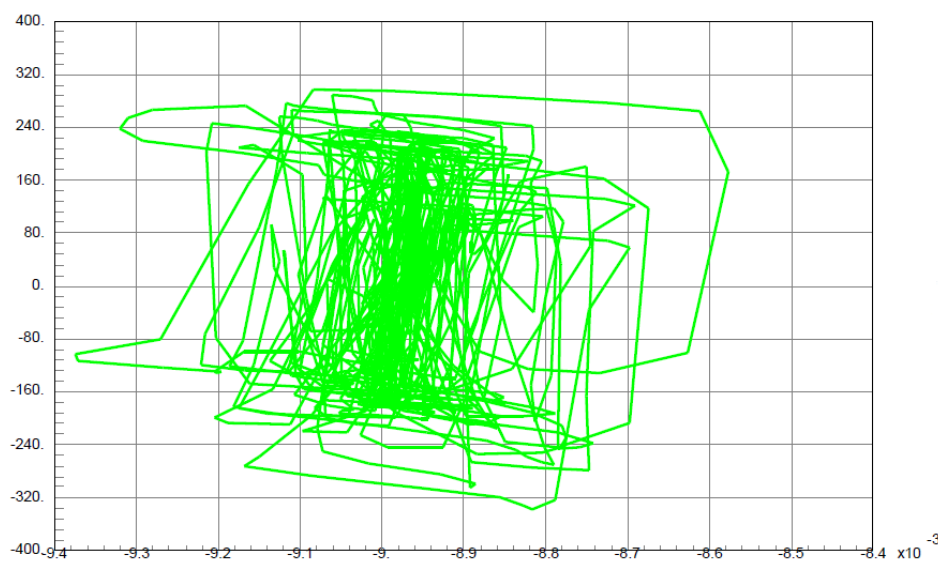


Figura 7-6. Curva histerética de fuerza – desplazamiento del disipador SLB3 25_2

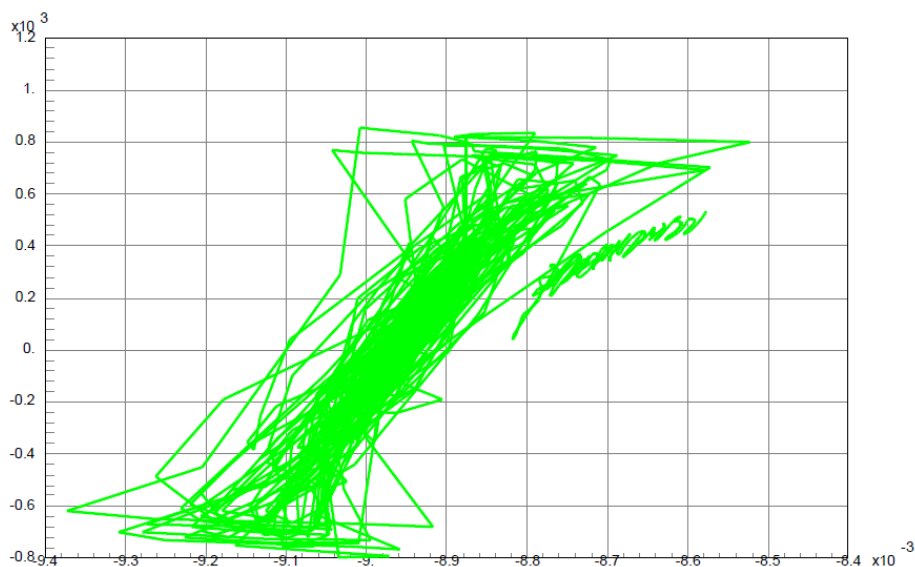


Figura 7-7. Curva histerética de fuerza – desplazamiento para el disipador SLB3 50_7

Puede observarse que las curvas presentan una distribución considerablemente más errática que las curvas obtenidas en ensayos de laboratorio como las que se muestran en la Figura 2-2. Este factor viene determinado por el tipo de análisis realizado en los ensayos, donde se estudia la respuesta para desplazamiento impuestos cíclicos y no para un acelerograma como en el modelo analizado.

Pese a eso, en ambas figuras se puede intuir la estructura característica de este tipo de curvas histeréticas.

En el caso de la curva del disipador SLB3 25_2, el valor de la fuerza máxima es de 344 kN. Considerando que el valor de la fuerza máxima admisible por este dispositivo es de 383,50 kN, se puede afirmar que no se alcanza en ningún momento.

La curva del disipador SLB3 50_7 presenta un valor de fuerza máxima de 857 kN. De forma similar, el valor de la fuerza máxima admisible para este dispositivo en concreto es de 1326,80 kN, por lo que también se puede afirmar que no se sobrepasa en ningún momento.

7.2.3 *Redistribución de esfuerzos*

Tras verificar el correcto comportamiento de los dispositivos disipadores y la respuesta estructural de la estructura, se plantea la opción de una posible redistribución de esfuerzos como resultado de la introducción de los disipadores en el modelo.

Puede observarse que los esfuerzos obtenidos con el uso de disipadores están justificados en los apartados anteriores pese a la considerable disipación de energía ejercida. Como también se ha justificado el comportamiento de los disipadores y, por tanto, se puede afirmar que estos trabajan correctamente, la opción que se plantea es que estos esfuerzos reducidos sean el resultado de una redistribución a lo largo de la estructura.

Partiendo de esta hipótesis inicial, como se ha podido observar en el apartado anterior, los dos términos que alteran los resultados y provocan esta reducción de esfuerzos son el desplazamiento y el cortante de la parte superior de la pila.

Ya se definió que el desplazamiento afecta en una magnitud considerablemente menor comparado con el cortante. Por esta razón, la redistribución de esfuerzos se estudia para el cortante global de la estructura.

Para ello, se calculan los esfuerzos en esa dirección tanto de la pila (ya es conocido), el cortante de los dispositivos disipadores y las reacciones en los extremos del puente en esa dirección.

De manera similar a la anterior verificación, se estudian los tres casos para el sismo AX1: sin disipador, con el disipador SLB3 25_2 y con el disipador SLB3 50_7.

Para el caso inicial donde el modelo se analiza sin ningún disipador los esfuerzos obtenidos son:

- Cortante en el nodo superior (V_1): 2.423 kN
- Reacción 1 en el estribo (R_1): 4.108 kN
- Reacción 1 en el estribo (R_1): 4.205 kN

$$V_{tot} = 10.736 \text{ kN} \quad \text{Ec. 7-7}$$

Para el caso estudiado con el disipador SLB3 25_2, los valores de cada parámetro son:

- Cortante en el nodo superior (V_1): 949 kN
- Cortante de los disipadores (V_2): 349 kN
- Reacción 1 en el estribo (R_1): 3.591 kN
- Reacción 1 en el estribo (R_1): 3.521 kN

$$V_{tot} = 8.410 \text{ kN} \quad \text{Ec. 7-8}$$

Para el caso estudiado con el disipador SLB3 50_7, los valores de cada parámetro son:

- Cortante en el nodo superior (V_1): 553 kN
- Cortante de los disipadores (V_2): 834 kN
- Reacción 1 en el estribo (R_1): 3.318 kN
- Reacción 1 en el estribo (R_1): 3.325 kN

$$V_{tot} = 8.030 \text{ kN} \quad \text{Ec. 7-9}$$

Los resultados obtenidos muestran ciertas relaciones a destacar relacionadas con los apartados anteriores. La primera de ellas es que existe una reducción considerable del cortante total en el plano transversal de la estructura, en concreto una reducción del 22% para el disipador SLB3 25_2 y del 25% para el disipador SLB3 50_7.

Esta reducción del esfuerzo cortante es compatible con los resultados obtenidos y la disipación de energía provocada por los dispositivos disipadores.

En la misma línea, el incremento del valor del esfuerzo cortante a medida que se usa un disipador más grande también es un resultado que permite verificar el comportamiento de estos.

Se ha mencionado previamente que los dispositivos SLB disipan energía mediante esfuerzos cortantes.

Que el esfuerzo cortante sea superior para más disipadores más grandes está directamente relacionado con los resultados anteriores que muestran que la disipación se ve incrementada para disipadores más grandes. Una mayor disipación requiere un esfuerzo cortante en el dispositivo. De este modo, se verifica una vez más que el comportamiento de los dispositivos disipadores parece ser correcto y coherente con el esperado.

Por otro lado, pese a poder verificar los resultados de la aplicación de los disipadores y también la disipación de energía a nivel global de la estructura, como se puede observar las reacciones en los estribos no se ven incrementadas a medida que se reducen los esfuerzos cortantes en la pila. De hecho, estas reacciones disminuyen su valor solidariamente con el cortante en la pila.

De este modo, la hipótesis formulada donde se suponía que los esfuerzos cortantes reducidos eran redistribuidos hacia los extremos del tablero no se ve cumplida, sino que se demuestra que el valor del cortante total se ve reducido a medida que se incrementa la disipación de energía causada por los disipadores.

7.2.4 Observaciones

Tras verificar que la respuesta estructural de la estructura corresponde con la esperada, que los resultados obtenidos se asimilan a los calculados a mano y que el comportamiento de los disipadores cumple todas las verificaciones realizadas, se puede establecer que no se ha encontrado ningún error de cálculo o definición.

De este modo, se puede observar cómo se ha mencionado previamente, que solo hay dos posibles parámetros que puedan influenciar la respuesta estructural causando la elevada disipación de energía: el desplazamiento transversal de la parte superior de la pila y el cortante aplicado en ese mismo punto.

Ambos factores se ven alterados con la introducción de los elementos disipadores en la estructura. Como se ha podido comprobar, los disipadores y sus propiedades geométricas y mecánicas están bien definidos, presentan un comportamiento estructural adecuado al transmitir la fuerza axial en su totalidad y no se ven expuestos a esfuerzos superiores a los admisibles.

La influencia de los disipadores sobre los dos factores que influyen los resultados no está claramente definida. Es cierto que la reducción de cortante es un resultado coherente, ya que verifica la disipación de energía ejercida por los dispositivos, los cuales cumplen su función.

También es importante destacar que, pese a disipar energía como en un inicio se había supuesto, nunca se había llegado a imaginar que la disipación de energía y, por tanto, reducción de los esfuerzos estructurales fuese de una magnitud tan elevada.

Por otro lado, a diferencia de la hipótesis inicial de la reducción de esfuerzos causada por los disipadores, en ningún momento se ha supuesto que la introducción de elementos disipadores en la estructura pudiese causar el cambio radical que se puede observar en el desplazamiento transversal de la parte superior de la pila.

Este es un efecto considerablemente positivo, ya que, si se consigue verificar, puede permitir asegurar que, con el uso de disipadores en estructuras de este tipo, los esfuerzos provocados por el efecto P-Delta decrecen en gran medida como resultado de la reducción del desplazamiento transversal de la pila, la cual reduce la excentricidad sobre la que se ejerce el esfuerzo axial vertical.

7.3 Optimización de la estructura

Siguiendo la línea de este trabajo se quiere realizar un ejemplo de las posibilidades que presenta el hecho de obtener una reducción de momentos como resultado de la introducción de dispositivos disipadores en la estructura.

Uno de los objetivos principales de este trabajo es el de poder realizar una estimación del ahorro de materiales que supone la reducción de la estructura. En este caso el elemento a reducir es la sección de la pila, ya que como se ha demostrado en el proceso iterativo de dimensionamiento de esta, la pila es el elemento estructural que permite verificar si el puente resiste la acción sísmica o si plastifica.

Para realizar este ejemplo, se establece una reducción de 0,50 m en ambos sentidos, tanto en el transversal como en el longitudinal, y el espesor de 30 cm en toda la sección de la pila. También se decide reducir la cuantía de acero.

De este modo, las dos secciones (original y reducida) tienen las siguientes dimensiones:

- Sección original
 - 4,00 m x 2,00 m (inferior)
 - 2,00 m x 2,00 m (superior)
- Sección reducida
 - 3,50 m x 1,50 m (inferior)
 - 1,50 m x 1,50 m (superior)

Siguiendo el proceso para dimensionar la pila original, la sección reducida también debe definirse en 5 elementos *frame* distintos, con una sección calculada para cada uno que permita obtener el área y volumen total equivalente al de la pila de sección reducida dimensionada:

- Sección A: 3,30 m x 1,50 m
- Sección B: 2,90 m x 1,50 m
- Sección C: 2,50 m x 1,50 m
- Sección D: 2,10 m x 1,50 m
- Sección E: 1,70 m x 1,50 m

La comparación entre las diferentes secciones se muestra en la siguiente figura:

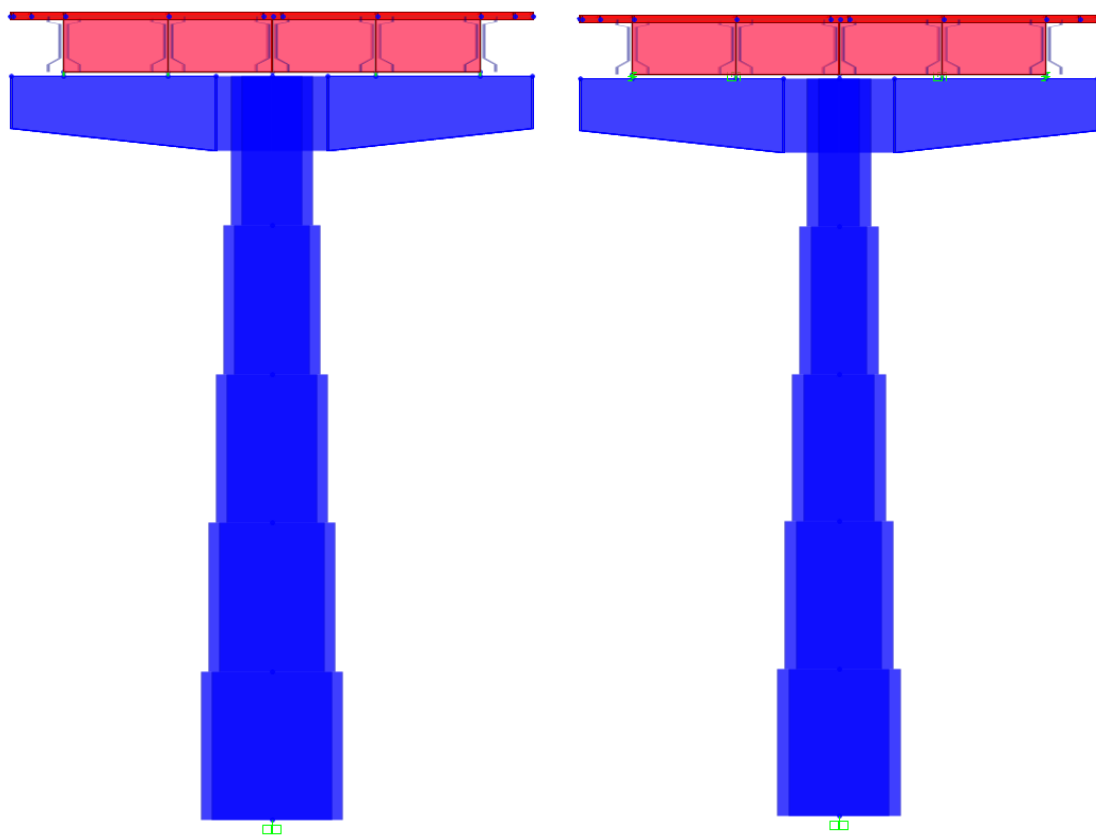


Figura 7-8. Comparativa entre sección original (izquierda) y sección reducida (derecha)

Como puede observarse en la comparación entre ambas secciones, la reducción de 0,50 m respecto la sección original no supone una reducción exagerada.

Pese a eso, al haber sido definida la sección original como la opción más optimizada tanto por sus dimensiones como por la cuantía de acero, cualquier reducción de los elementos debería asegurar que la nueva sección plastifique bajo acción sísmica y, por tanto, no verifique.

Para estar seguros y también poder considerar la reducción del otro parámetro que define la sección, se establece una reducción de la cuantía de acero al considerar barras de un diámetro inferior (de $\phi 32$ se pasa a $\phi 25$) y también incrementando la separación entre ellas (de 12,5 cm se incrementa a 15 cm).

De este modo se obtiene:

- Cuantía original con $\phi 32 / 0,125$: 4,30%
- Cuantía reducida con $\phi 25 / 0,15$: 2,25%

La sección reducida se evalúa para los 10 casos de carga sísmica para poder verificar si esta plastifica al presentar unas dimensiones menores respecto la sección original, la cual supone la versión más optimizada para los casos de carga considerados. En la Figura 7-9. se muestra el resultado de la verificación sísmica, donde aparecen rótulas en todos los elementos que definen la pila.

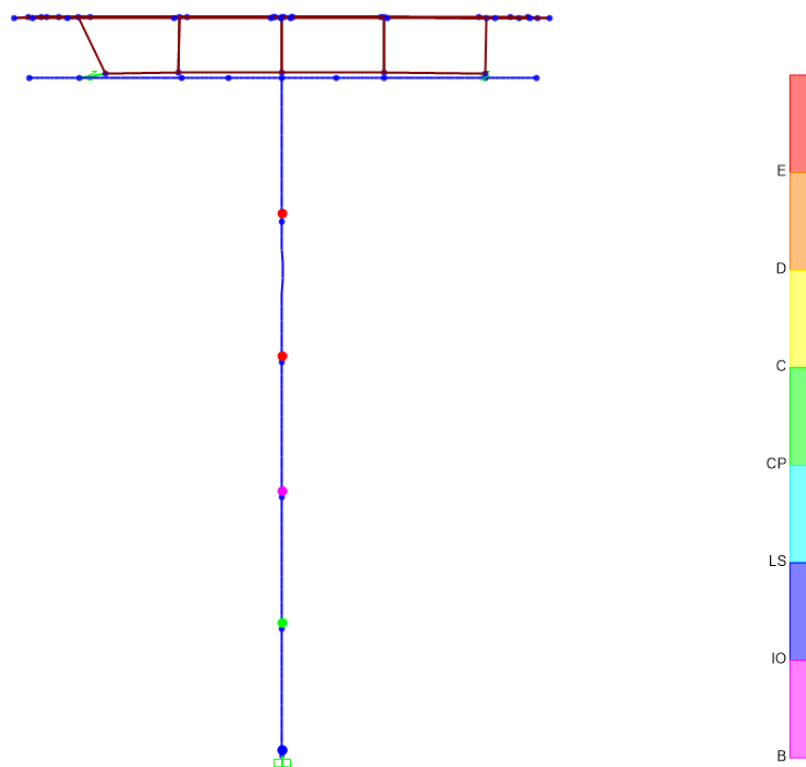


Figura 7-9. Plastificación de los elementos frame de la pila de sección reducida

Que aparezcan rótulas en las secciones de la pila supone una buena noticia, ya que se verifica que la original no admite ningún tipo de reducción, y que cualquier sección de menores dimensiones plastifica para los mismos casos de carga de sismos.

El siguiente paso considera la introducción de dispositivos disipadores en la estructura, para poder verificar si, para los mismos casos de carga, la sección reducida sigue plastificando o si la disipación de energía causada por los dispositivos es suficiente para asegurar el comportamiento plástico de la sección.

De manera similar a la reducción de la pila, no se quiere considerar un caso extremo con la aplicación de alguno de los disipadores que presenta mayor reducción de esfuerzos. Este sigue siendo un ejemplo de las posibilidades de la utilización de los disipadores y no un análisis para obtener la máxima reducción posible de la sección estudiando los casos más radicales.

Se decide utilizar disipadores SLB2 20_5, los cuales son unos de los primeros disipadores que verifican todos los casos de carga sin presentar reducciones tan considerables como algunos disipadores de mayor tamaño.

La siguiente figura se muestra la estructura deformada para el sismo AX8, el cual es uno de los más determinantes, con la introducción de los disipadores SLB2 20_5:

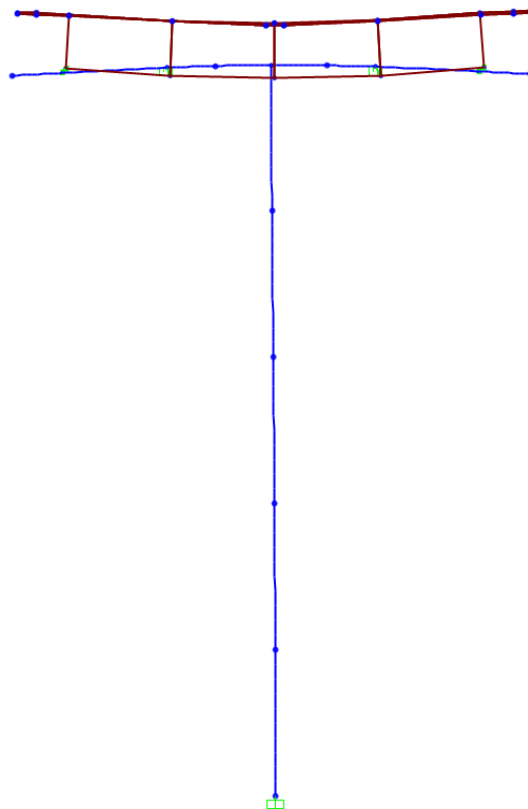


Figura 7-10. Estructura deformada con disipadores SLB2 20_5 para el sismo AX8

Como puede observarse, la estructura deformada no presenta ninguna rótula en los elementos de la pila, por lo que se puede verificar el comportamiento elástico a lo largo del sismo y, por tanto, verificar la sección reducida.

Este resultado es coherente con los resultados obtenidos a lo largo del trabajo, donde se ha visto que la introducción de disipadores supone una reducción de esfuerzos. De este modo se puede asegurar que la disipación de energía y la disminución de los esfuerzos causada por los disipadores permite reducir la sección de la pila, ya que los esfuerzos utilizados en el proceso iterativo de dimensionamiento se ven reducidos y permiten una reducción de materiales.

7.3.1 Materiales

Con la sección reducida verificada para los casos de carga sísmica, se procede a realizar una estimación de la reducción de materiales en comparación a la original, con la que también se puede llegar a obtener un ahorro aproximado a considerar en un posible presupuesto.

Ya que el único elemento reducido entre el modelo original y el dimensionado para el ejemplo es la sección de la pila, los materiales a considerar son el hormigón y la armadura que están definidos en esta.

En lo referente al hormigón, la siguiente tabla muestra el volumen y peso total para las dos secciones pilas estudiadas:

Tabla 7-3. Volumen y peso total de hormigón para las dos secciones de pila

Sección	Volumen (m ³)	Peso (T)	Ahorro (m3)	Ahorro (T)	Ahorro (%)
Original	52,80	132	12,00	30,00	23
Reducida	40,80	102			

En lo referente al acero estructural de las armaduras, se calculan los mismos parámetros en función de la cuantía:

Tabla 7-4. Volumen y peso total de acero estructural para las dos secciones de pila

Sección	Cuantía (%)	Volumen (m ³)	Peso (kg)	Ahorro (kg)	Ahorro (%)
Original	4,30	2,27	17.820	9.813	55
Reducida	2,25	1,02	8.007		

Como puede observarse, la reducción de peso para ambos materiales (hormigón y acero) es considerable, aún más teniendo presente que la reducción de la sección solo ha sido de 0,50 m.

Se puede afirmar viendo estos resultados, que el ahorro de materiales es uno de los impactos más relevantes de la introducción de disipadores en estructuras de este tipo.

Para poder hacer un balance general, se consultan los precios actuales aproximados para ambos materiales, que, junto al porcentaje de material ahorrado, pueden representar de manera más visual y clara el impacto de la reducción de la sección.

Las siguientes tablas muestran el ahorro de ambos materiales:

Tabla 7-5. Cálculo del volumen y dinero ahorrado con la reducción de hormigón

Material	Tipo	Precio (€/m ³)	Ahorro (m ³)	Ahorro (€)
Hormigón	HA-50	75,00	12,00	900

Tabla 7-6. Cálculo del volumen y dinero ahorrado con la reducción de acero

Material	Tipo	Precio (€/kg)	Ahorro (kg)	Ahorro (€)
Acero	B 500 SD	1,90	9.813	18.645

Los valores de las tablas anteriores, tanto las de material como dinero ahorrado, permiten realizar diversas afirmaciones y observaciones relevantes para este trabajo.

En lo referente al hormigón, el factor más importante es la reducción de volumen conseguida de 30 T (23% del total), la cual supone un ahorro considerable en lo referente a la fuerza ejercida por el peso total de la estructura sobre las cimentaciones. Esta reducción del peso total puede permitir un redimensionamiento de las cimentaciones que, a su vez, puede resultar en una reducción de material de estas.

Por otro lado, el ahorro económico que supone la reducción del hormigón no presenta ningún valor a destacar. Esto es esperado ya que el precio del hormigón es un valor considerablemente bajo y no supone un factor relevante a la hora de dimensionar estructuras de hormigón.

De hecho, el factor más restrictivo es el peso total del hormigón que, como se ha podido comprobar, se logra reducir de manera considerable.

Los valores obtenidos para el acero estructural permiten sacar unas conclusiones directamente opuestas a las del hormigón. En el ahorro de acero, pese a suponer una reducción considerable del 55%, el valor total en comparación con el ahorrado del hormigón o incluso a nivel global, es un factor prácticamente omisible.

El gran beneficio de dicho ahorro es en el aspecto económico. La cuantía de acero de una estructura se intenta reducir al máximo en la mayoría de los dimensionamientos por el elevado impacto que esta supone en el presupuesto total. Como puede observarse, el ahorro monetario que supone la reducción de la cuantía de acero a la mitad es un factor determinante.

7.3.2 Observaciones

Es importante contextualizar los resultados obtenidos en este ejemplo de posible optimización de la estructura. El objetivo de dicho ejemplo no es el de afirmar que la sección reducida es la máxima posible o que mediante el uso de los dispositivos disipadores se puede ahorrar exactamente las cantidades definidas en las tablas anteriores.

Este ejemplo se realiza como una manera de demostrar un caso genérico, con un disipador que tampoco presenta las mayores disipaciones obtenidos, como con una reducción de la sección de la pila no muy elevada, los resultados que se obtienen ya suponen un gran impacto en la estructura, tanto a nivel de peso y reacciones sobre las cimentaciones como a nivel económico.

8 Conclusiones

Para poder organizar y estructurar las conclusiones obtenidas mediante la realización de este trabajo, se decide empezar analizando los objetivos definidos al inicio, realizando un balance y especificando si se ha podido cumplir o no, que elementos se pueden destacar del proceso realizado y que observaciones o hallazgos se han realizado.

El principal objetivo de este trabajo ha sido estudiar la disipación de energía generada por los disipadores SLB y como estos afectan a la respuesta sísmica de la estructura. Como se ha mencionado previamente, este trabajo es la primera aproximación realizada para este tipo de disipadores fuera del ámbito de la edificación.

Observando los diferentes resultados obtenidos en términos de la disipación de energía mediante el análisis del modelo con sus respectivos casos de carga, se puede concluir que los resultados son prometedores. Para definirlos como resultados prometedores se tiene en cuenta el hecho de haber podido verificar que los dispositivos funcionan correctamente y disipan energía sísmica en el sentido transversal, tal y como se había supuesto al inicio del trabajo; también por las reducciones significativas obtenidas, tanto en los esfuerzos calculados como en los desplazamientos de la pila central.

Haciendo referencia a los resultados obtenidos en el apartado 7.1, la reducción del momento flector en la base de la pila, que presenta un valor promedio sin disipadores de 58.000 kN-m y un valor promedio con disipadores de 15.000 kN-m, es del 74%.

En el caso del esfuerzo cortante, el valor promedio sin disipadores es de 3.000 kN y el valor promedio con disipadores de 1.200 kN. Esto supone una reducción del 60% respecto el valor sin disipadores.

Como se ha mencionado previamente, los resultados en cuestión son claramente prometedores, pero deben ser contextualizados dentro del estudio realizado, el cual ya se ha definido como el primero de este tipo y, por tanto, no deben tomarse como valores definitivos sino como un indicador de las posibilidades que pueden lograrse mediante el uso de disipadores para fomentar futuras investigaciones.

Un aspecto adicional que destacar es el descubrimiento de la reducción del cortante global y del desplazamiento de la parte superior de la pila al analizar los resultados. Estos elementos no formaban parte de los objetivos iniciales, por lo que su hallazgo supone un factor añadido a los ya prometedores resultados.

La reducción del cortante a nivel global permite explicar en cierta medida la disipación de energía que experimenta la estructura gracias a la aplicación de los disipadores, ya que dicha reducción es proporcional al incremento de tamaño de los dispositivos usados.

Por otro lado, el descubrimiento de la reducción del desplazamiento transversal de la parte superior de la pila, la cual también es directamente proporcional al incremento de tamaño de los dispositivos, presenta una de las ventajas más relevantes observadas en este trabajo.

El control del efecto P-Delta que brindan los disipadores al ser introducidos en la estructura supone un factor clave dentro de los diferentes descubrimientos realizados a lo largo del trabajo. Para la tipología de puentes estudiada, donde estos presentan pilas altas, poder reducir los esfuerzos causados por este efecto es determinando en el dimensionamiento de la sección transversal. Esto permite afirmar que los dispositivos SLB no sólo sirven para controlar este fenómeno no lineal, sino también para reducir el impacto que este tiene en la infraestructura.

Esta es la razón por la que no se puede definir un valor promedio ni un porcentaje de reducción como se ha realizado para los esfuerzos mencionados, ya que para poder tener unos resultados que permitan sacar conclusiones sólidas, más allá del hecho de poder afirmar que es un fenómeno resultante de la aplicación de los disipadores, se necesitaría obtener una muestra similar a la de este trabajo donde se obtengan los valores para todos los disipadores y los diferentes casos de carga considerados.

En lo referente al segundo objetivo, el cual pretendía lograr el dimensionamiento y modelización de un puente que permita obtener la respuesta sísmica esperada también puede considerarse como un objetivo logrado. Como se ha podido demostrar, la estructura dimensionada responde en el sentido transversal a los sismos seleccionados de manera coherente y ajustándose a la respuesta esperada.

Por otro lado, a nivel personal, se ha podido trabajar con una tipología nueva de puentes, que no se ha tratado en profundidad previamente ni en el ámbito universitario ni en el laboral, al menos a nivel personal. También se ha podido profundizar en el uso del programa *CSiBridge*, aprendiendo cosas nuevas relacionadas con el cálculo de elementos finitos y como este interpreta el modelo y permite modificarlo para obtener los resultados deseados.

Un elemento relevante que se ha podido observar con la creación del modelo y, sobre todo, en el proceso de obtención de resultados, es el elevado coste computacional que supone el cálculo de este tipo: no lineal y para casos sísmicos de tipo tiempo-historia.

El objetivo de creación de un ejemplo que pueda servir como una ventaja a la hora de incentivar la aplicación de los dispositivos SLB también se ha cumplido con creces. Pese a definir un ejemplo donde la reducción de sección no se ha definido como una reducción extrema, los resultados obtenidos, de manera similar a los anteriores, pueden considerarse muy prometedores.

Para la reducción de sección de solo 0,50 m y un 50% en la cuantía de acero, el ahorro en materiales es considerablemente elevado: 30 T de hormigón y 9.800€ de acero. La reducción del hormigón supone un gran beneficio para el dimensionamiento de las cimentaciones al aligerar la carga aplicada sobre estas, mientras que la reducción de acero tiene un claro impacto en el aspecto económico de la estructura.

Es importante destacar, como ya se ha mencionado en el apartado 7.3, que el ejemplo utilizado no pretende ser tomado como un caso extremo de optimización ni que los valores obtenidos se establezcan como los valores máximos que se pueden ahorrar con el uso de los disipadores.

De manera similar a los resultados de reducción de esfuerzos, estos deben contextualizarse en el ámbito del trabajo y ser considerados como indicadores del posible beneficio resultante de la aplicación de los disipadores SLB.

Añadidos a los esfuerzos reducidos, el ahorro en materiales y coste supone otra ventaja más para seguir profundizando en la investigación de como estos dispositivos interactúan con las estructuras de este tipo.

El último objetivo se plantea como la definición de posibles estudios o trabajos a realizar sobre este campo de aplicación de los disipadores SLB. A lo largo de este apartado de conclusiones se han mencionado múltiples aspectos que presentan un elevado interés y requieren una futura investigación para poder verificar los resultados iniciales y descubrir otros nuevos.

En el aspecto estructural, el impacto que estos pueden llegar a tener sobre el efecto P-Delta en puentes de gran altura en zona sísmica presenta la principal ventaja. Por otro lado, la disipación de energía no debe ser pasada por alto ya que, como se ha podido observar, el impacto que tiene en los esfuerzos de dimensionamiento puede ser considerablemente favorable.

En lo referente al análisis de los disipadores como dispositivo disipador, se puede estudiar la respuesta incrementando el número de disipadores, considerando combinaciones de distintos dispositivos, probar localizaciones distintas de los disipadores, incluir los nuevos disipadores de 4ª generación dentro de los elementos aplicados, etc.

También se puede profundizar en la investigación del comportamiento e interacción de los disipadores SLB en otras estructuras de este tipo, puentes de tipologías distintas o incluso en otras estructuras que estén sujetas a cargas sísmicas en las que no se haya realizada ningún estudio de este ámbito. En resumen, existen mil ámbitos distintos e investigaciones a realizar sobre este tema que pueden ser de considerable interés.

En lo referente a este trabajo y como conclusión general, se puede afirmar que los objetivos iniciales se han cumplido, que se ha podido estudiar la respuesta transversal de la estructura como se deseaba en un inicio y que, en el proceso, se han podido descubrir observaciones e interacciones no consideradas en las suposiciones iniciales.

9 Bibliografía

Aguiar, R., Bozzo, L., Coyago, H., & Andino, C. (2016). Análisis sísmico de Bloque Estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo. *Ciencia*, 18(2).

Aparicio, A.C. (2019). *Apuntes de puentes del MECCPB* [Presentación de PowerPoint]. ETSECCPB, UPC

Bozzo, G. (2021). *Una nueva generación de disipadores SLB “Shear Link” para el diseño sismorresistente*. Trabajo de Final de Máster. ETSECCPB, UPC.

Bozzo, L.M., & Barbat, A.H. (1999). *Diseño sismorresistente de edificios – Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: REVERTE

British Standards Institution. (2005). *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. London, BSI.

British Standards Institution. (2005). *Eurocode 8: design provisions for earthquake resistance of structures*. London, BSI.

Gaiotti, R., & Smith, B. S. (1989). P-Delta analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 115(4), 755-770.

Genatios, C. & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas: CAF

Handal, L.C. (2014). *Método para el dimensionamiento de pilas esbeltas en puentes*. Trabajo de Final de Máster. ETSICCP, UPM.

Hernández, D. (2016). *Dimensionamiento de pilas esbeltas de un viaducto de ferrocarril de alta velocidad en zona sísmica*. Trabajo de Final de Máster. ETSICCP, UPM.

Hurtado, F. (2006). *Propuesta de disipador genérico “SL” para edificios y su diseño sismorresistente*. Tesis Doctoral.

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.

Kelly, J. M. (1999). The role of damping in seismic isolation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 28(1), 3-20.

Luzi L., Puglia R., Russo E. and ORFEUS WG5 (2016a) Engineering Strong Motion Database, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology. DOI: 10.13127/ESM

Martínez-Rueda, J. E. (2002). On the evolution of energy dissipation devices for seismic design. *Earthquake Spectra*, 18(2), 309-346.

Ministerio de Fomento. (2000). *Obras de paso de nueva construcción – conceptos generales*. Madrid: Centro de publicaciones.

Paz, M. (1980). *Dinámica estructural – Teoría y cálculo*. Barcelona: REVERTE

Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.

Scholz, H. (1987). P-delta effect in elastic analysis of sway frames. *Journal of Structural Engineering*, 113(3), 534-545.

Spanos, P. D., & Loli, L. V. (1985). A statistical approach to generation of design spectrum compatible earthquake time histories. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4(1), 2-8.

Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach. *Bulletin of earthquake engineering*, 11(6), 2007-2032.