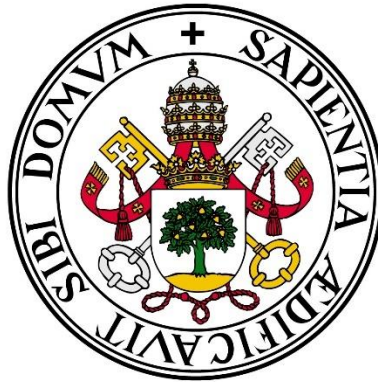


PROYECTO SISMORRESISTENTE AVANZADO

EVALUACIÓN BASADA EN PRESTACIONES DE
PÓRTICOS VIGA DÉBIL - COLUMNA FUERTE



Universidad de Valladolid

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

Grado en Fundamentos de la Arquitectura

Trabajo Fin de Grado

Autor: Francisco Javier Pinto Gómez

Tutor: Leandro Morillas Romero

Septiembre 2017

RESUMEN

Este trabajo evalúa las prestaciones sismorresistentes de un pórtico de hormigón armado proyectado según la norma española en un emplazamiento de peligrosidad sísmica moderada, considerando un terremoto de proyecto con un periodo de retorno de 475 años. El pórtico estudiado atiende a criterios que persiguen la formación de un patrón de colapso lateral del tipo viga débil – columna fuerte que permita disipar la energía introducida por la acción sísmica más eficientemente, asegurando el reparto del daño entre todas las plantas y evitando la concentración del mismo.

La evaluación se realiza mediante cálculos dinámicos directos con acelerogramas históricos registrados en el entorno europeo y escalados para adaptarse a la información sísmica de la zona. Los valores de aceleración máxima por planta y deriva entre plantas obtenidos se comparan con los límites y criterios propuestos tanto por las normativas como por otras autoridades para valorar el posible daño sufrido por la estructura.

Palabras Clave: Evaluación sismorresistente, Proyecto basado en prestaciones, Criterio viga débil – columna fuerte, Cálculos dinámicos, Deriva entre plantas.

ABSTRACT

This academic work evaluates the seismic-resistant performance of a reinforced concrete frame projected according to the Spanish standard on a moderate seismic hazard site, considering a design earthquake with a return period of 475 years. The frame is designed by taking into account criteria that seek a lateral collapse pattern of the weak beam - strong column type, in order to dissipate seismic energy more efficiently, ensuring the distribution of damage among all floors and avoiding its concentration.

The evaluation is carried out through direct dynamic studies with historical accelerograms recorded in the European environment and scaled to adapt to the seismic information of the area. The maximum acceleration values per floor and interstory drifts are compared to the limits and criteria proposed by both regulations and other authorities to determine the possible damage suffered by the structure.

Key Words: Seismic resistance evaluation, Performance-based project, Weak beam - strong column criteria, Time history analyses, Interstory drifts.

Índice

Lista de figuras.....	3
Lista de tablas	5
1. Introducción.....	6
1.1. Objeto del trabajo	6
1.2. Evaluación basada en prestaciones	7
1.3. Estrategia de proyecto viga débil - columna fuerte	10
1.4. La acción sísmica mediante acelerogramas	13
2. Prototipo de estructura porticada de hormigón armado	14
2.1. Descripción y dimensionado de la estructura.....	14
2.2. Secciones y armado del pórtico tipo	15
2.2. Comprobación del criterio viga débil-columna fuerte	17
3. Modelo numérico digital de la estructura	19
3.1. Elaboración del modelo con el software Seismostruct	19
3.1.1. Materiales	21
3.1.2. Secciones	24
3.1.3. Clases de Elementos	29
3.1.4. Nodos	32
3.1.5. Conectividad de elementos.....	32
3.1.6. Vínculos Internos	34
3.1.7. Vínculos Externos.....	35
3.1.8. Cargas aplicadas	35
3.2. Análisis de las propiedades fundamentales	37

4. Cálculos dinámicos con acelerogramas	40
4.1. El cálculo dinámico en la normativa.....	40
4.2. Acelerogramas empleados	41
4.3. Cálculos dinámicos en Seismostruct	44
5. Resultados y conclusiones.....	49
5.1. Aceleración máxima por planta.....	49
5.2. Desplazamiento máximo por planta.....	50
5.3. Conclusiones.....	53
Bibliografía	55
Anejo A: Comprobación nudos VD-CF	57

Lista de figuras

Figura 1.1: Patrón de colapso lateral viga fuerte – columna débil	11
Figura 1.2: Patrón de colapso lateral viga débil – columna fuerte	12
Figura 2.1: Planta tipo y pórtico de estudio	14
Figura 2.2: Cuadro de pilares de pórtico	15
Figura 2.3: Vigas de pórtico	16
Figura 2.4: Comprobación de los nudos 2 y 3.....	17
Figura 3.1: Secciones características del modelo	20
Figura 3.2: Esquema idealizado del pórtico	20
Figura 3.3: Elección de material “Hormigón_HA25”	21
Figura 3.4: Propiedades del material “Hormigón_HA25”	22
Figura 3.5: Propiedades del material “Armaduras_B500”.....	23
Figura 3.6: Graficas de comportamiento de los materiales	23
Figura 3.7: Materiales y dimensiones SECC_PILAR.....	24
Figura 3.8: Esquema de disposición de armadura SECC_PILAR	25
Figura 3.9: Esquema de disposición de armadura SECC_V1	25
Figura 3.10: Barras adicionales de armadura SECC_V1	26
Figura 3.11: Armadura SECC_PILAR	26
Figura 3.12: Características de la sección SECC_PILAR	27
Figura 3.13: Amortiguamiento global del modelo Seismostruct.....	29
Figura 3.14: Clase de elemento PILAR en Seismostruct.....	30
Figura 3.15: Subdivisión de elementos por defecto en Seismostruct	30
Figura 3.16: Clase de elemento VIGA_PB_extremoymedio en Seismostruct.....	31
Figura 3.17: Nodos del modelo digital en Seismostruct.....	32
Figura 3.18: Elementos de pilar y viga definidos en Seismostruct.....	33

Figura 3.19: Vínculos internos en el modelo de Seismostruct.....	34
Figura 3.20: Vínculos externos en el modelo de Seismostruct.....	35
Figura 3.21: Ajustes de gravedad y masa en Seismostruct.....	36
Figura 3.22: Cargas aplicadas en el modelo de Seismostruct.....	36
Figura 3.23: Modo 1 de vibración del pórtico, $T=0.35s$	38
Figura 3.24: Modo 2 de vibración del pórtico, $T=0.12s$	39
Figura 3.25: Modo 3 de vibración del pórtico, $T=0.06s$	39
Figura 4.1: Acelerogramas empleados en el cálculo dinámico.....	42
Figura 4.2: Justificación de los acelerogramas empleados	43
Figura 4.3: Importación de acelerogramas en Seismostruct	44
Figura 4.4: Curva time-history en Seismostruct	45
Figura 4.5: Definición de etapa time-history en Seismostruct.....	45
Figura 4.6: Cargas dinámicas aplicadas en Seismostruct para AC1_TK9907	46
Figura 4.7: Desplazamiento máximo de planta baja para AC1_TK9907	47
Figura 4.8: Aceleración máxima en nodo N5 para AC1_TK9907	48
Figura 5.1: Gráfica aceleración máxima por planta	50
Figura 5.2: Gráfica desplazamiento máximo por planta	51
Figura 5.3: Gráfica deriva máxima entre plantas.....	52

Lista de tablas

Tabla 1.1: Eventos sísmicos definidos por el SEAOC.....	7
Tabla 1.2: Prestaciones objetivo definidas por el SEAOC.....	8
Tabla 1.3: Limitación de la deriva entre plantas según el SEAOC	8
Tabla 1.4: Daño asociado a la deriva entre plantas en pórticos de hormigón.....	9
Tabla 2.1: Cargas consideradas en el dimensionado del pórtico	14
Tabla 2.2: Resultados comprobación nudos VD-CF	18
Tabla 3.1: Dimensiones de secciones Seismostruct	28
Tabla 3.2: Armadura longitudinal de secciones Seismostruct	28
Tabla 3.3: Barras adicionales de secciones Seismostruct.....	28
Tabla 3.4: Armadura longitudinal de secciones Seismostruct	28
Tabla 3.5: Clases de elementos viga en Seismostruct.....	31
Tabla 3.6: Características de los modos de vibración del pórtico.....	37
Tabla 3.7: Modos de deformación del pórtico	38
Tabla 4.1: Datos básicos de los acelerogramas.....	41
Tabla 4.2: Valores de las etapas time-history	46
Tabla 5.1: Aceleración máxima por planta	49
Tabla 5.2: Desplazamiento máximo por planta	51
Tabla 5.3: Deriva máxima entre plantas.....	52
Tabla 5.4: Evaluación del daño en cada planta.....	52

1 Introducción

1.1. Objeto del trabajo

Los eventos sísmicos producidos en los últimos años, tanto en el entorno europeo como en el resto del mundo, han puesto de manifiesto que gran parte de las edificaciones no están adecuadamente preparadas para hacer frente a estos incidentes, lo que conlleva importantes pérdidas tanto humanas como económicas. El problema de las acciones sísmicas es que se caracterizan por un alto grado de incertidumbre combinando una alta intensidad de la acción con una probabilidad muy baja de producirse, siendo necesario asumir la posible aparición de daños para que los costes económicos de la edificación sean razonables.

Por tanto, conocer el comportamiento de las estructuras frente a un terremoto es fundamental para proyectar edificios que limiten en el mayor grado posible los daños producidos por las acciones sísmicas. Este es el principal objetivo del presente Trabajo Fin de Grado, donde se realiza una evaluación basada en prestaciones de un pórtico de hormigón armado proyectado según criterios sismorresistentes avanzados, es decir, aquellos que no se centran exclusivamente en proporcionar resistencia lateral y buscan una mayor eficiencia en el mecanismo de disipación de energía y en el control de daños.

En este primer capítulo se realiza un breve repaso de aquellos temas que conforman la base teórica en la que se sustenta el desarrollo posterior del trabajo: evaluación basada en prestaciones de proyectos sismorresistentes, estrategia de proyecto según un criterio viga débil – columna fuerte, y caracterización de la acción sísmica mediante acelerogramas para realizar estudios dinámicos directos.

En el segundo capítulo se exponen las dimensiones y armado del pórtico de estudio junto a los criterios considerados en su dimensionado, y en el tercer capítulo se muestra el proceso llevado a cabo para generar el correspondiente modelo digital utilizado en los diferentes análisis, comenzando por uno de autovalores para conocer las propiedades fundamentales del pórtico.

En el cuarto capítulo se caracteriza la acción sísmica mediante acelerogramas históricos, que son empleados para llevar a cabo estudios dinámicos del modelo. Los resultados de estos análisis se exponen y comentan en el quinto y último capítulo, terminando con una serie de conclusiones sobre este trabajo.

1.2. Evaluación basada en prestaciones

Las primeras evaluaciones basadas en prestaciones de los daños producidos por acciones sísmicas se desarrollaron a partir de estudios de campo sobre edificios afectados, como en el caso del terremoto de Northridge (EE.UU., 1994) que fue evaluado por el SEAOC (Structural Engineers Association of California). El informe de la evaluación se incluyó en el documento “Vision 2000, a Framework for Performance-Based Engineering” [1], que sentó las bases del denominado “proyecto basado en prestaciones” (PBSD). La metodología propuesta por el SEAOC para la evaluación basada en prestaciones parte de la definición de cuatro niveles de daños, o estados límite, que se definen de la siguiente manera:

- **Completamente operativo:** La edificación no sufre ningún tipo de daño o estos son despreciables, pudiendo continuar con su actividad habitual sin que se produzcan alteraciones en el funcionamiento de ningún sistema.
- **Operativo:** No se han producido daños significativos y la capacidad sísmica de la estructura es prácticamente igual a la inicial. Algunos elementos no estructurales pueden sufrir daños y necesitar reparaciones, pero la actividad del edificio puede continuar sin alteraciones importantes.
- **Seguridad para la vida:** Se producen daños significativos en los elementos estructurales, con reducción considerable de su rigidez, pero manteniendo un margen de seguridad frente al colapso. El edificio no puede ocuparse inmediatamente y aunque sea reparable puede no ser económicamente viable.
- **Cerca del colapso:** Los daños estructurales son muy severos, con gran pérdida de resistencia y rigidez que no deja margen de seguridad frente al colapso, aunque la estructura principal sigue soportando su propio peso. La reparación puede no ser técnicamente posible y en general es económicamente inviable.

Se establece también una clasificación en cuatro categorías de los eventos sísmicos en función de la probabilidad de ser superados en un cierto periodo de tiempo, correspondiéndose con un determinado periodo de retorno. Estos cuatro tipos de eventos sísmicos pueden verse en la tabla 1.1 con sus valores de referencia.

Evento sísmico	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno
Frecuente	50% en 30 años	43 años
Ocasional	50% en 50 años	72 años
Raro	10% en 50 años	475 años
Muy raro	10% en 100 años	970 años

Tabla 1.1: Eventos sísmicos definidos por el SEAOC

1 Introducción

Para determinar las prestaciones objetivo del proyecto, las edificaciones a evaluar se diferencian en tres categorías: edificios o instalaciones críticas para la seguridad (centrales nucleares), edificios esenciales en caso de terremoto (hospitales, estaciones de bomberos), y edificios básicos. Dependiendo de esta categoría y del tipo de sismo considerado, el documento Vision 2000 [1] especifica la prestación objetivo o estado límite que debe alcanzarse, como puede verse en la tabla 1.2.

	Sismo frecuente	Sismo ocasional	Sismo raro	Sismo muy raro
Edificación Básica	Completamente operativo	Operativo	Seguridad para la vida	Casi colapso
Edificación Esencial	Completamente operativo	Completamente operativo	Operativo	Seguridad para la vida
Edificación Crítica	Completamente operativo	Completamente operativo	Completamente operativo	Operativo

Tabla 1.2: Prestaciones objetivo definidas por el SEAOC

Además, para cuantificar cada una de las prestaciones objetivo el documento ha incorporado posteriormente unos límites generales de la deriva entre plantas, que pueden ser consultados en la tabla 1.3.

Estado límite	Máxima deriva entre plantas (%)	Deriva entre plantas remanente (%)
Completamente Operativo	0,2	0,0
Operativo	0,5	0,0
Seguridad para la vida	1,5	0,5
Cerca del colapso	2,5	2,5

Tabla 1.3: Limitación de la deriva entre plantas según el SEAOC

La aplicación de la metodología propuesta en el documento Visión 2000, aunque supuso un avance frente a los planteamientos anteriores, presenta algunas limitaciones. Posteriormente se han desarrollado estrategias más completas para la evaluación de las prestaciones sismorresistentes y metodologías de proyecto que contemplan un mayor número de factores, como por ejemplo económicos. Cabe destacar la labor llevada a cabo por instituciones como el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), el Applied Technology Council (ATC) y la Federal Emergency Management Agency (FEMA); siendo estas dos últimas las responsables del proyecto ATC-58 para el desarrollo del proyecto basado en prestaciones, que se materializó en el documento FEMA P-58 [2].

1 Introducción

Diferentes normativas, como por ejemplo la japonesa, han incorporado estos conceptos y metodologías del proyecto basado en prestaciones. En Europa el Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes [3] recoge estos planteamientos y plantea dos requisitos fundamentales:

- Requisito de no colapso: Resistir la acción sísmica de cálculo sin que se produzca colapso local ni global, es decir manteniendo la integridad estructural y una capacidad portante residual. La posibilidad de excedencia de la acción sísmica considerada será del 10% en 50 años, periodo de retorno de 475 años, pudiendo ser modificada en función de la clase de importancia del edificio
- Requisito de limitación de daño: Resistir una acción sísmica con mayor probabilidad de excedencia que la de cálculo, 10% en 10 años y periodo de retorno de 95 años, sin daños ni limitaciones de uso asociadas cuyos costes sean desproporcionados en relación al de la propia estructura.

Estos requisitos se comprueban mediante estados límite últimos asociados al colapso de la estructura y estados de limitación de daños. Estos últimos, como se indica en el apartado 4.4.3.2, deben comprobarse mediante el desplome entre plantas cuyo valor debe ser inferior al 0,5% si existen elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura, pudiendo ampliar este límite hasta el 1% si no interfieren con el movimiento de la estructura o no existen.

Este valor propuesto por el Eurocódigo para el requisito de limitación de daño no permite determinar la magnitud o consecuencias del mismo, por tanto, para realizar una evaluación basada en prestaciones es necesario emplear otros criterios. Aunque existen más factores que permiten estudiar el daño de un edificio frente a la acción sísmica, como la aceleración máxima en cada planta, es la deriva entre plantas la que más se ha desarrollado y algunos autores [4, 5] han estudiado el efecto que tiene en diferentes tipos estructurales relacionándola con una serie de daños. La clasificación del daño en pórticos de hormigón armado según estos estudios se recoge en la tabla 1.4 [5].

Nivel de daño	Pórtico dúctil	Pórtico no dúctil
Sin daño	< 0,2%	< 0,1%
Daño reparable leve	0,2% - 0,4%	0,1% - 0,2%
Daño reparable moderado	0,4% - 1,0%	0,2% - 0,5%
Daño irreparable	1,0% - 1,8%	0,5% - 0,8%
Daño extremo	1,8% - 3,0%	0,8% - 1,0%
Colapso	> 3,0%	> 1,0%

Tabla 1.4: Daño asociado a la deriva entre plantas en pórticos de hormigón

Los niveles de daño en función de la deriva entre plantas para estructuras porticadas de hormigón armado empleados en la tabla 1.4 se asocian a los siguientes daños en el edificio [5]:

- Sin daño: No se observa ningún daño estructural, pero pueden existir pequeñas grietas en el yeso.
- Daño reparable leve: Se inicia la fisuración en vigas y columnas cerca de las articulaciones. También aparecen grietas entre la estructura y los cerramientos.
- Daño reparable moderado. Se produce fisuración por flexión y cortante en vigas y pilares, pudiendo alcanzarse el límite de fluencia en algunos elementos.
- Daño irreparable: Se alcanza el límite de fluencia del acero en varios elementos y la fisuración del hormigón supera los 2mm, pudiendo producirse deformaciones residuales. La capacidad última puede alcanzarse en algunos elementos y los pilares cortos pueden colapsar. Los cerramientos sufren daños considerables.
- Extremo: Se observa el colapso parcial de los elementos estructurales. Fallo por cortante en vigas y pilares que provocan el colapso total de los cerramientos.
- Colapso: La estructura puede estar al borde del colapso o experimentar un colapso total.

1.3. Estrategia de proyecto viga débil - columna fuerte

Los primeros intentos de desarrollar una estrategia de proyecto sismorresistente se basaron en proporcionar a la estructura suficiente resistencia lateral para resistir la acción sísmica, sin considerar los mecanismos mediante los cuales esta es disipada por los elementos estructurales. El procedimiento de cálculo basado en esta estrategia transforma la acción sísmica de proyecto en fuerzas laterales equivalentes que se combinan con las cargas gravitatorias para comprobar la estructura. En la actualidad muchas normativas contemplan este procedimiento, como la NCSE-02 [6] en España, y sigue siendo muy utilizado en edificación convencional aunque presenta algunas limitaciones e inconvenientes.

La principal limitación tiene su origen en el procedimiento de cálculo, puesto que al considerar la acción sísmica como fuerzas laterales equivalentes estas son compensadas por los pilares, que al estar sometidos a compresión por las cargas gravitatorias ven limitada su capacidad para disipar energía. Además, disipar energía mediante estos puede originar rótulas plásticas en sus extremos dando lugar a un patrón de colapso lateral del tipo viga fuerte - columna débil o, en la situación más desfavorable, podría originarse una planta blanda. Ambas situaciones pueden verse en la figura 1.1.

1 Introducción

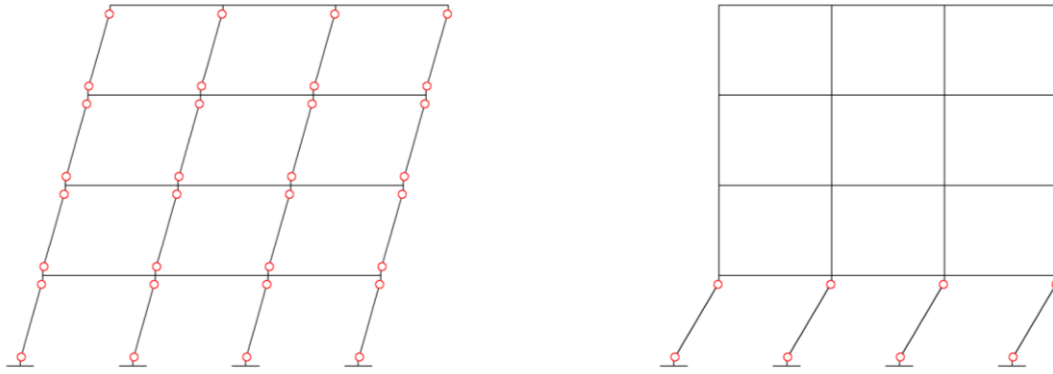


Figura 1.1: Patrón de colapso lateral viga fuerte – columna débil

No obstante, el mayor peligro de disipar el daño mediante los pilares reside en que el colapso de uno de ellos puede provocar el colapso de todo el edificio. Por todas estas razones la estructura proyectada no puede ser muy dúctil, lo que se traduce en una estructura cara y muy poco eficiente a la hora de disipar la energía introducida por un terremoto. Además, en caso de un evento sísmico más intenso que el de proyecto el margen de seguridad es muy escaso.

Frente a este planteamiento de proyecto sismorresistente que podemos denominar convencional, se han desarrollado estrategias que pretenden actuar sobre los mecanismos de disipación de energía de las estructuras para conseguir que estos sean más eficientes, siendo necesarios procedimientos de cálculo más avanzados que permitan obtener con mayor fiabilidad la respuesta de la estructura frente a las acciones sísmicas. Según los objetivos perseguidos por las diferentes estrategias, algunos autores [7] las han clasificado en tres grupos:

- Estrategias enfocadas en incrementar la capacidad de disipación de energía de cada planta: El caso más específico son los disipadores sísmicos, elementos diseñados con el único fin de disipar energía, pero también podemos encontrar en este grupo estructuras mixtas rígido-flexibles.
- Estrategias orientadas a mitigar la concentración de daño: Estructuras con un patrón de colapso lateral del tipo viga débil – columna fuerte, o que incorporan sistemas de dispersión del daño como son las columnas dispersoras.
- Estrategias que utilizan positivamente la concentración de daño: El ejemplo más común son los edificios equipados con aislamiento de base, pero también pueden desarrollarse estrategias que concentren el daño en una planta especialmente preparada para disipar energía.

1 Introducción

Las estrategias de proyecto basadas en generar un patrón de colapso lateral del tipo viga débil – columna fuerte como el que se muestra en la figura 1.2 tratan por un lado de evitar la concentración de daño repartiéndolo equitativamente entre todas las plantas, y por otro, de asegurar la aparición de rotulas plásticas en los extremos de las vigas ya que estas son capaces de disipar una mayor cantidad de energía. Estas consideraciones, como han apuntado algunos autores [7], obligan a estudiar con detalle la jerarquía entre vigas y pilares para que en cada nudo de la estructura la suma de los momentos flector últimos de los pilares $\sum M_P$ sea mayor que la suma de los momentos flectores máximos soportados por los extremos de las vigas $\sum M_V$.

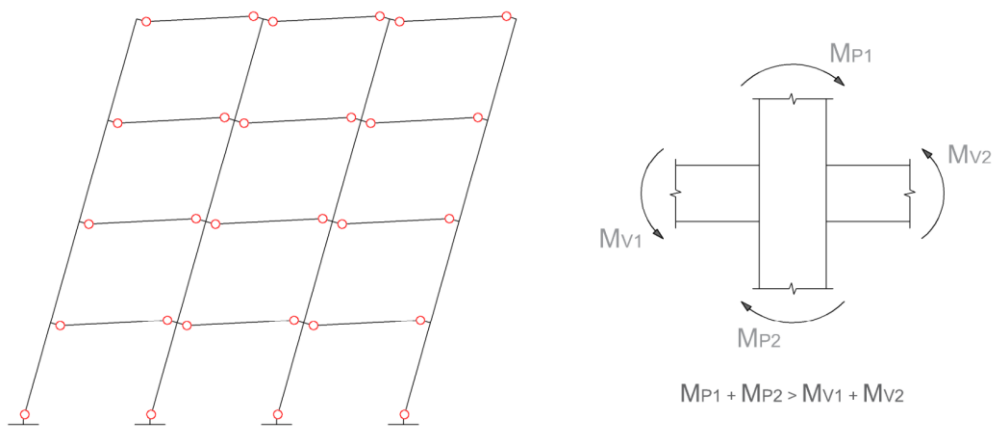


Figura 1.2: Patrón de colapso lateral viga débil – columna fuerte

Realizar esta comprobación y asegurar que la resistencia de los pilares sea superior a la de las vigas no es trivial ya que existen factores difíciles de estimar que modifican estas relaciones como son la diferencia entre la resistencia real de los materiales y la empleada en el cálculo o el endurecimiento del acero al deformarse. Para superar estas limitaciones y simplificar la comprobación de los nudos, algunas normativas han establecido unos valores de referencia para la relación de momentos pilares-vigas. En el caso del Eurocódigo 8 [3] esta relación es $\sum M_P / \sum M_V > 1.3$, pero algunos autores han propuesto relaciones más conservadoras como en el caso de Akiyama [8] que recomienda la siguiente relación entre resistencias nominales a flexión de pilares y vigas: $\sum M_P / \sum M_V > 1.71$.

Como consecuencia de estos criterios los pilares resultan considerablemente sobredimensionados en la práctica, y por otro lado, como la disipación de energía se confía a los extremos de las vigas estas deben tener una elevada ductilidad y evitar el fallo por cortante, lo que obliga a dimensionar la armadura transversal y comprobar las bielas comprimidas en el hormigón de una manera muy rigurosa.

1.4. La acción sísmica mediante acelerogramas

La caracterización más directa de la acción sísmica es mediante acelerogramas donde se recoge el valor de la aceleración del suelo a intervalos determinados de tiempo. Las principales características de un acelerograma son su amplitud, representada por el valor máximo de aceleración del suelo; su contenido en frecuencias y su duración. En función de su origen se distinguen dos tipos:

- Acelerogramas naturales: Son aquellos que proceden del registro de terremotos históricos mediante acelerógrafos y se presentan normalmente en conjuntos de tres acelerogramas, uno por cada dirección del espacio. Estos acelerogramas pueden obtenerse en bases de datos de cualquier lugar del mundo y escalarse para adaptarse a las características sísmicas de una región concreta.
- Acelerogramas artificiales: Son aquellos obtenidos mediante simulación de las características físicas de un terremoto o mediante la modificación del llamado ruido blanco (señal que contiene todas las frecuencias con la misma potencia) con diferentes filtros para alterar su contenido en frecuencias y adaptarlo a la región sísmica deseada.

Los acelerogramas son el punto de partida a la hora de realizar un estudio dinámico directo. El primer paso consiste en seleccionar una muestra representativa de ellos adaptados a la información sísmica de la zona donde se realiza el estudio, que suele recogerse en las diferentes normativas. A continuación, se elabora un modelo numérico de la estructura y se calcula su respuesta para cada uno de los acelerogramas, lo que permite obtener las solicitaciones en la estructura promediando los resultados. Por último, estas se comparan con las resistencias asignadas en el modelo numérico a la estructura.

Este procedimiento de cálculo consigue una gran precisión en la respuesta, pero exige emplear un gran número de acelerogramas para que esta sea fiable ya que es muy improbable que un terremoto se repita con las mismas características. Esto conlleva un esfuerzo de cálculo considerable que solo se justifica en el caso de edificios o instalaciones especiales, como por ejemplo hospitales, o para valorar la idoneidad de métodos de cálculo más sencillos.

2 Prototipo de estructura porticada de hormigón armado

2.1. Descripción y dimensionado de la estructura

Se va a estudiar un pórtico plano de hormigón armado perteneciente a un edificio de viviendas de 3 plantas (baja+2) situado en una zona de sismicidad moderada en Granada, con forjado de viguetas de 25cm de canto y 550cm de luz, y vigas descolgadas. El pórtico tiene tres vanos de 500cm de luz y la altura entre plantas es de 380cm, excepto en planta baja que es de 410cm.

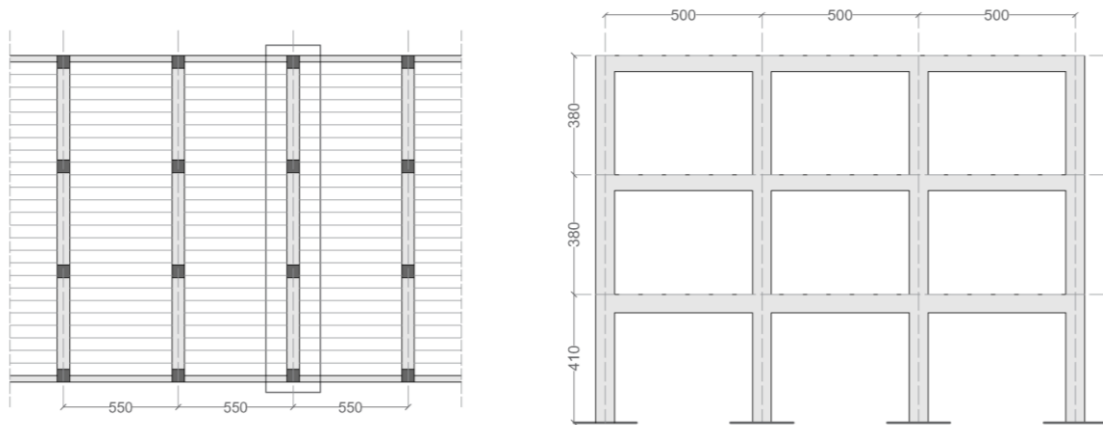


Figura 2.1: Planta tipo y pórtico de estudio

El pórtico se proyecta para cumplir el criterio de viga débil-columna fuerte y en su dimensionado se han tenido en cuenta las acciones definidas por el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico SE-AE [9] y los valores de la acción sísmica definidos por NCSE-02 [6]. Se han considerado las acciones debidas a cargas permanentes (forjado 4.5kN/m², pavimento 1.5kN/m², tabiques 1kN/m², solución de cubierta 1.5kN/m²), la carga variable (sobrecarga de uso 1kN/m² en cubierta y 2kN/m² en viviendas), y la carga accidental introducida por el sismo como fuerzas laterales actuando en cada planta. El resumen de estas acciones puede verse en la tabla 2.1.

Planta	Carga Permanente	Carga Variable	Carga Accidental
Segunda	33,00 kN/m	5,10 kN/m	143 kN
Primera	38,50 kN/m	10,20 kN/m	118 kN
Baja	38,50 kN/m	10,20 kN/m	51 kN

Tabla 2.1: Cargas consideradas en el dimensionado del pórtico

2 Prototipo de estructura porticada de hormigón armado

Los valores de las cargas permanentes (Q) y variables (G) se han tomado según lo especificado por DB SE-AE [9] para los sistemas constructivos empleados en el edificio y los usos previstos. Para el cálculo de las cargas accidentales debidas a sismo se ha aplicado el método simplificado descrito en NCSE-02 [6], de aplicación al tratarse de un edificio de pisos de importancia normal con menos de cinco plantas, partiendo de los siguientes datos:

- Aceleración básica del suelo: $0.24g = 2.35 \text{ m/s}^2$
- Tipo de suelo II: $C = 1.3$
- Periodo fundamental del edificio: 0.352 s
- Masas sísmicas consideradas: $Q + 0,5G$
- Factor de importancia del edificio: 1
- Coeficiente de ductilidad del edificio: 3
- Modos de vibración a considerar: Modo 1
- Modo 1 de vibración: $(1 , 0.677 , 0.29)$

2.2. Secciones y armado del pórtico tipo

Los pilares del pórtico se han proyectado con sección y armado constante en todas las plantas verificando la formación del patrón de colapso lateral viga débil-columna fuerte. Esta decisión conlleva que la única diferencia entre los pilares de las distintas plantas sea el número de estribos, ya que manteniendo el espaciamiento entre ellos constante (15 centímetros) la longitud del pilar determina su número, como puede observarse en el cuadro de pilares de la figura 2.2 además de las dimensiones y armado correspondientes a cada pilar.

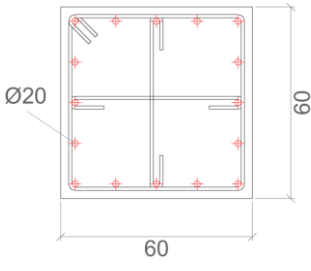
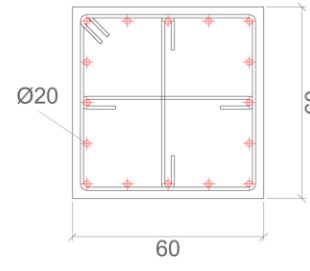
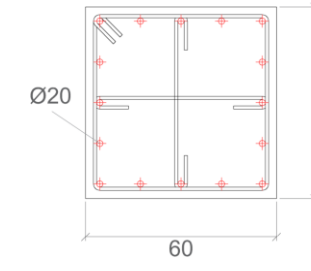
Pilar de Planta Baja	Pilar de Planta Primera	Pilar de Planta Segunda
		
<p>Arm. Long. 16Ø20 Arm. Trans. 24Ø10 / 15</p>	<p>Arm. Long. 16Ø20 Arm. Trans. 22Ø10 / 15</p>	<p>Arm. Long. 16Ø20 Arm. Trans. 22Ø10 / 15</p>

Figura 2.2: Cuadro de pilares de pórtico

2 Prototipo de estructura porticada de hormigón armado

Respecto a las vigas, las dimensiones son 50cm de canto y 40cm de ancho, excepto en planta baja donde son 60cm de canto y 60cm de ancho. El armado específico de cada viga queda reflejado en la figura 2.3, donde lo más destacable es la pequeña separación entre estribos, especialmente en los extremos para evitar la rotura por cortante ya que se persigue que en estos se formen rótulas plásticas con un comportamiento dúctil.

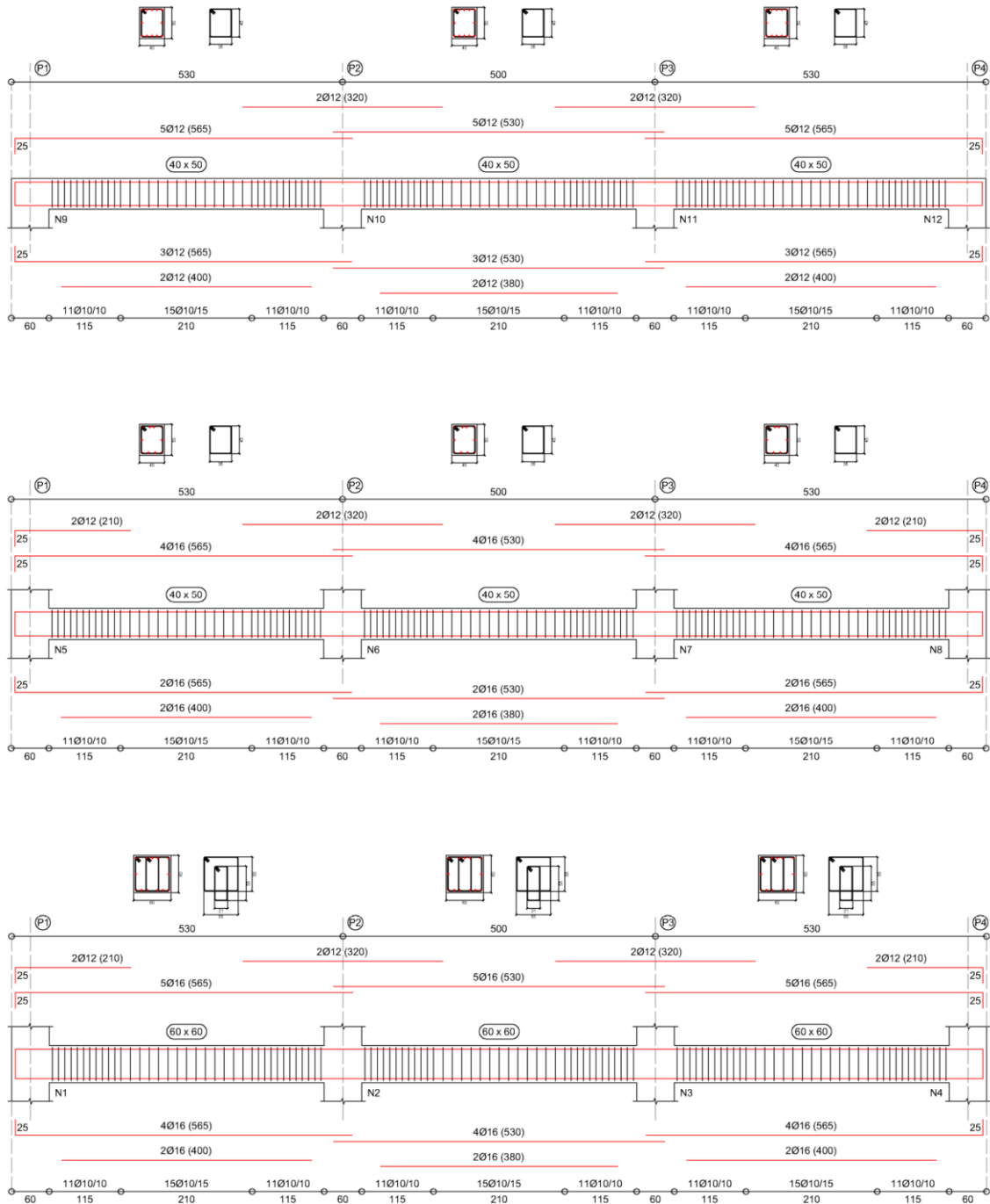


Figura 2.3: Vigas de pórtico

2.2. Comprobación del criterio viga débil-columna fuerte

El pórtico tipo se ha proyectado para cumplir con un patrón de colapso lateral del tipo viga débil-columna fuerte (VD-CF), de modo que se formen rótulas plásticas en las vigas antes que en los pilares como se discute en el primer capítulo. Esto sucede cuando en cada nudo de la estructura la suma de los momentos flector últimos de los pilares $\sum M_P$ sea mayor que la suma de los momentos flectores máximos soportados por los extremos de las vigas $\sum M_V$ [7]. La relación entre las dos sumas de momentos debe superar también los valores definidos por las diferentes normativas, por tanto, se establece el valor definido por el Eurocódigo 8 [3] $\sum M_P / \sum M_V > 1.3$ como referencia y para profundizar en el análisis comparo los resultados con el valor más conservador propuesto por Akiyama [8] $\sum M_P / \sum M_V > 1.71$.

En total se han comprobado 9 nudos, puesto que los nudos centrales del pórtico son exactamente iguales. Para numerarlos se ha establecido el criterio de denominar como nudo 1 al situado en planta baja y representado a la izquierda, e ir numerando en orden ascendente de izquierda a derecha y de planta baja a planta segunda.

El cumplimiento del criterio VD-CF se verifica en cada nudo utilizando el programa RESPONSE 2000, que permite calcular el momento último soportado por las secciones de vigas y pilares. En estos, para calcular el momento último se toma la hipótesis de que no existe interacción entre momento y axil, y con los datos obtenidos se valora cada caso particular como puede verse en la figura 2.4 para los nudos 2 y 3.

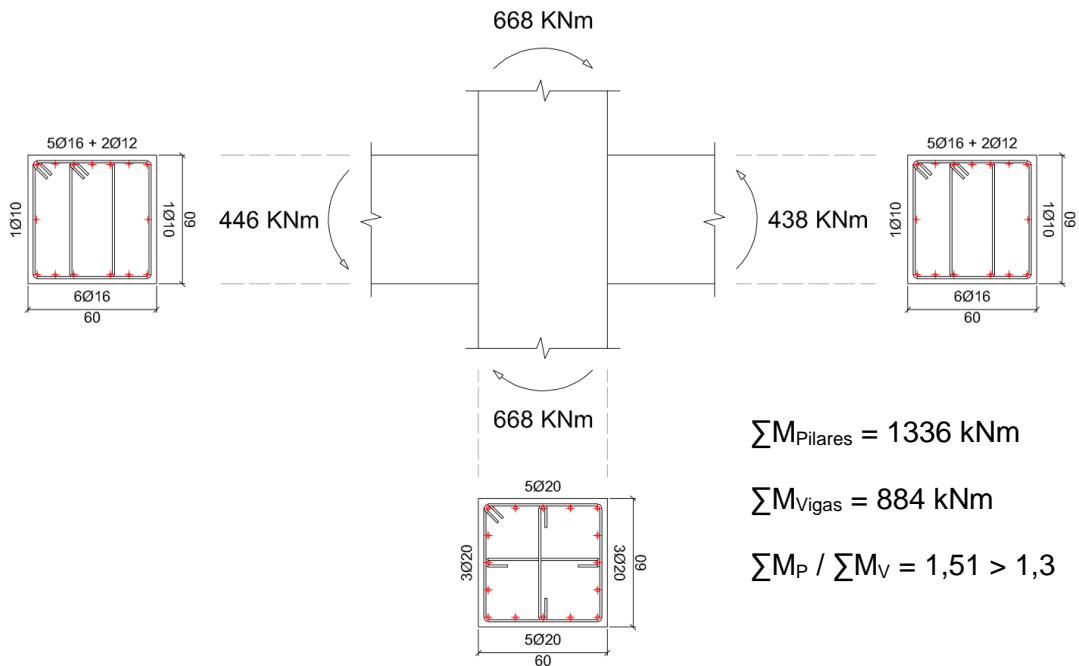


Figura 2.4: Comprobación de los nudos 2 y 3

2 Prototipo de estructura porticada de hormigón armado

La comprobación para los demás nudos se recoge en el anexo A y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.2 permitiendo su consulta y comparación. La condición establecida por el Eurocódigo 8 se cumple en todos los casos, por lo que se considera satisfecho el criterio viga débil-columna fuerte en el pórtico proyectado.

Nudo	$\sum M_{P\text{ilares}}$	$\sum M_{V\text{igas}}$	$\sum M_P / \sum M_V$	EC8 (1,3)	Akiyama (1,71)
1	1336 kNm	438 kNm	3,05	Cumple	Cumple
2, 3	1336 kNm	884 kNm	1,51	Cumple	No Cumple
4	1336 kNm	446 kNm	3,00	Cumple	Cumple
5	1336 kNm	183 kNm	7,30	Cumple	Cumple
6, 7	1336 kNm	414 kNm	3,23	Cumple	Cumple
8	1336 kNm	231 kNm	5,78	Cumple	Cumple
9	668 kNm	134 kNm	4,99	Cumple	Cumple
10, 11	668 kNm	314 kNm	2,13	Cumple	Cumple
12	668 kNm	134 kNm	4,99	Cumple	Cumple

Tabla 2.2: Resultados comprobación nudos VD-CF

El valor establecido por Akiyama no se supera en el caso de los nudos 2 y 3 debido a la mayor capacidad de las secciones extremas de las vigas que concurren a estos nudos intermedios de planta baja, no sucediendo lo mismo en los nudos exteriores. El cálculo del momento flector último del pilar se ha realizado para una hipótesis de esfuerzo axial nulo, pero si se considera el axial actuante en la sección del pilar (679 kN) este momento es mayor (759 kNm) llegando a cumplir también con este criterio:

$$\sum M_P / \sum M_V = 1518 \text{ kNm} / 884 \text{ kNm} = 1.72 > 1.71$$

Analizando los resultados de la tabla 2.2 pueden sacarse las siguientes conclusiones relativas al cumplimiento del criterio para pórticos sin variaciones bruscas de sección y armado. Por un lado, dentro de una misma planta se debe prestar más atención a los nudos interiores (con dos pilares y dos vigas) que a los exteriores (con una viga para dos pilares). Por otro lado, en la última planta el sumatorio de los momentos flector últimos se reduce prácticamente a la mitad, reduciéndose también el margen de cumplimiento del criterio VD-CF, especialmente en los nudos interiores.

3 Modelo numérico digital de la estructura

3.1. Elaboración del modelo con el software Seismostruct

Con el fin de estudiar el pórtico prototipo proyectado en el capítulo anterior se ha elaborado un modelo numérico digital con el software SeismoStruct [10], un software de cálculo por elementos finitos que permite predecir el comportamiento de estructuras sometidas tanto a cargas dinámicas como estáticas, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas como la inelasticidad de los materiales.

El programa permite trabajar con siete tipos diferentes de análisis de los cuales nos interesan dos: el análisis de autovalores para obtener las propiedades fundamentales del modelo, y el análisis dinámico directo para estudiar el comportamiento ante cargas sísmicas definidas mediante acelerogramas.

Para elaborar el modelo digital, el pórtico se idealiza mediante una serie de nodos y elementos conectores entre ellos que definen las vigas y los pilares. Los pilares se modelan considerando una única sección constante en toda la longitud del elemento, mientras que en el caso de las vigas se utilizan dos secciones diferentes, para lo cual se divide el elemento en tres partes: dos en los extremos correspondientes al 30% de la longitud cada una y una central del 40%.

Se ha optado por reducir el número de secciones diferentes, es decir de igual dimensión pero diferente armadura, a dos por cada elemento viga con el fin de simplificar el modelo y los cálculos, ya que un número mayor de secciones no aporta una diferencia significativa en el detalle. Para obtenerlas se ha establecido, en relación con el armado expuesto en el capítulo anterior, una armadura longitudinal inferior y superior igual para ambas secciones, obteniendo así la primera de ellas correspondiente al tramo intermedio de la viga. Para definir la segunda se parte de la primera, añadiendo armadura superior y manteniendo la misma armadura inferior, de manera que la sección resultante se corresponde con la sección en el extremo de la viga.

Estas secciones características de pilar y vigas pueden verse detalladas en la figura 3.1. Por su parte, el esquema idealizado del pórtico que sirve de base para la elaboración del modelo digital se muestra en la figura 3.2, indicando las partes del modelo correspondientes a cada una de las secciones, así como los nodos (N1, N2, etc) que servirán para definir la geometría del pórtico.

3 Modelo numérico digital de la estructura

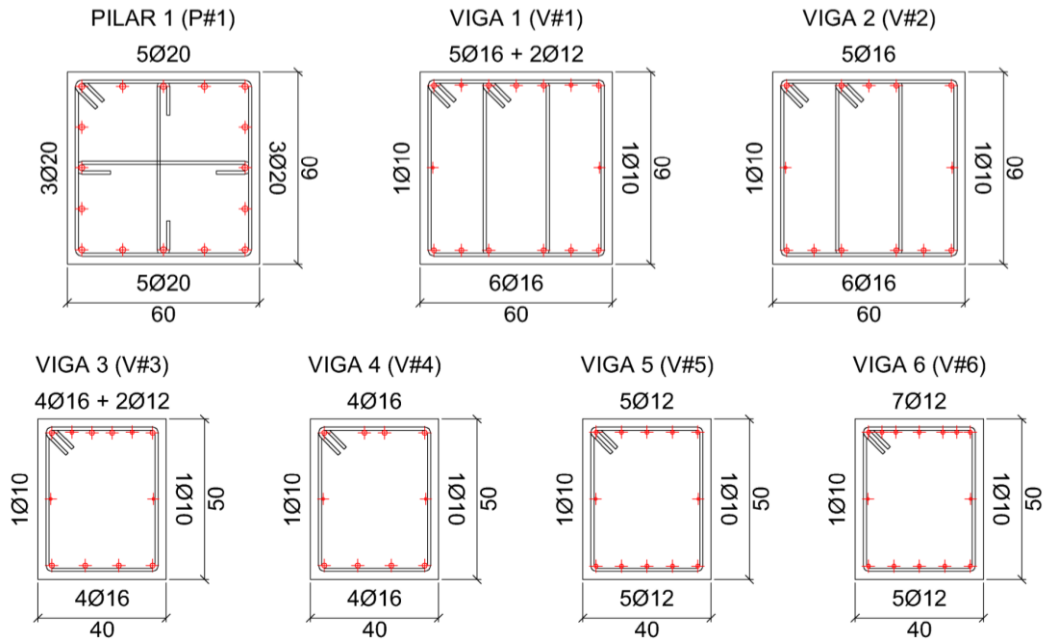


Figura 3.1: Secciones características del modelo

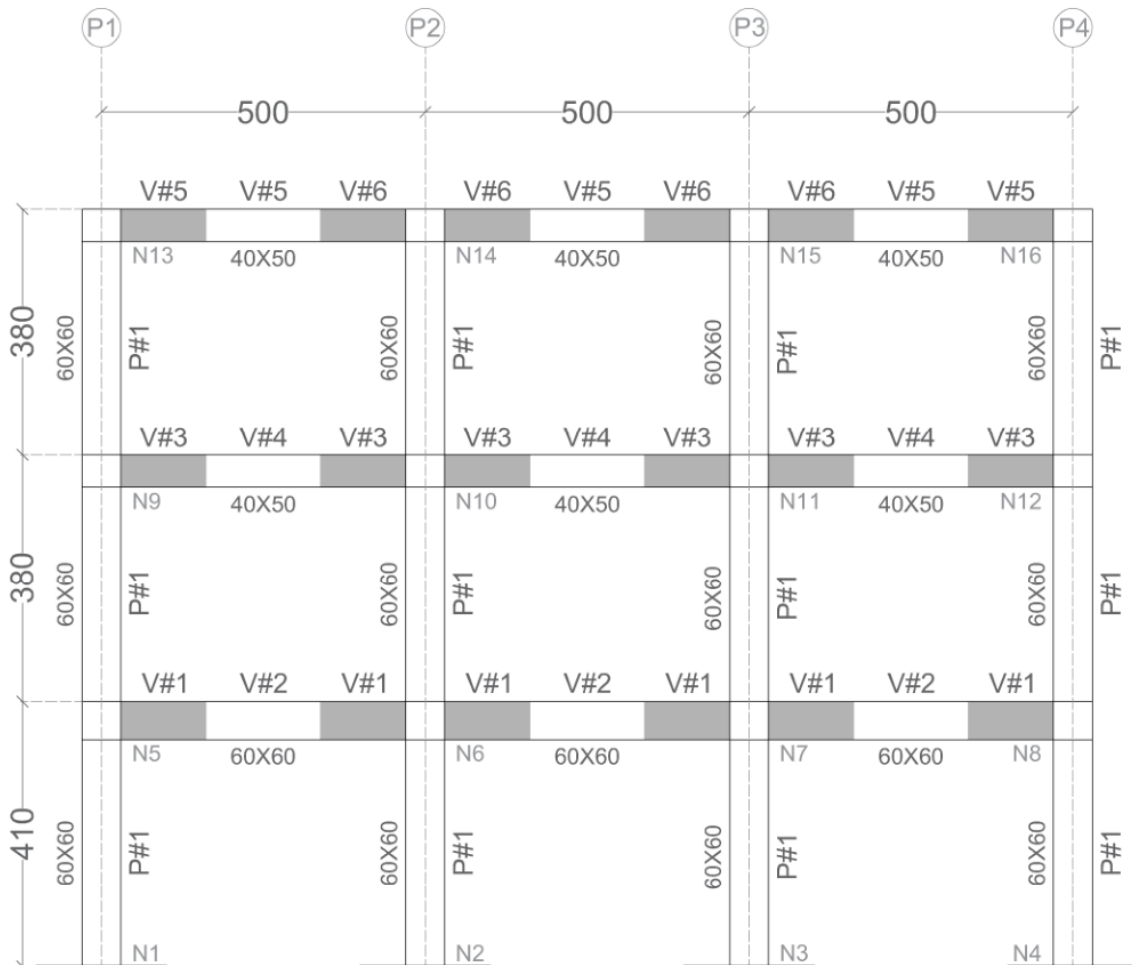


Figura 3.2: Esquema idealizado del pórtico

3 Modelo numérico digital de la estructura

En la elaboración del modelo es necesario ir definiendo, normalmente en un determinado orden, las características del mismo. El programa dispone de una serie de pestañas para introducir de manera ordenada los datos necesarios dependiendo del análisis a realizar, que para el caso más simple de un análisis de autovalores son: Materiales, Secciones, Clases de elementos, Nodos, Conectividad elementos, Vínculos internos, Vínculos externos, Cargas aplicadas y Output del análisis.

Estas pestañas, excepto la última, son utilizadas para definir las características del modelo por lo que son comunes a todos los análisis que se realicen. En los siguientes subapartados se detallan los datos introducidos en cada pestaña de manera que queda reflejado el proceso completo de elaboración del modelo digital.

3.1.1. Materiales

Se han definido dos materiales para este modelo, “Hormigón_HA25” para el hormigón y “Armaduras_B500” para las armaduras del mismo. En ambos casos se parte de elementos predefinidos disponibles en el programa, comprobando que sus características se corresponden con lo exigido por la normativa española de hormigón estructural EHE-08 [11].

El material usado para el hormigón (Hormigón_HA25) se ha definido a partir del tipo de material denominado por el programa “con_ma”, utilizando los ajustes predefinidos para hormigón armado de resistencia característica 25MPa como puede observarse en la figura 3.3, donde también puede verse un gráfico de ejemplo del comportamiento del material ante cargas cíclicas.

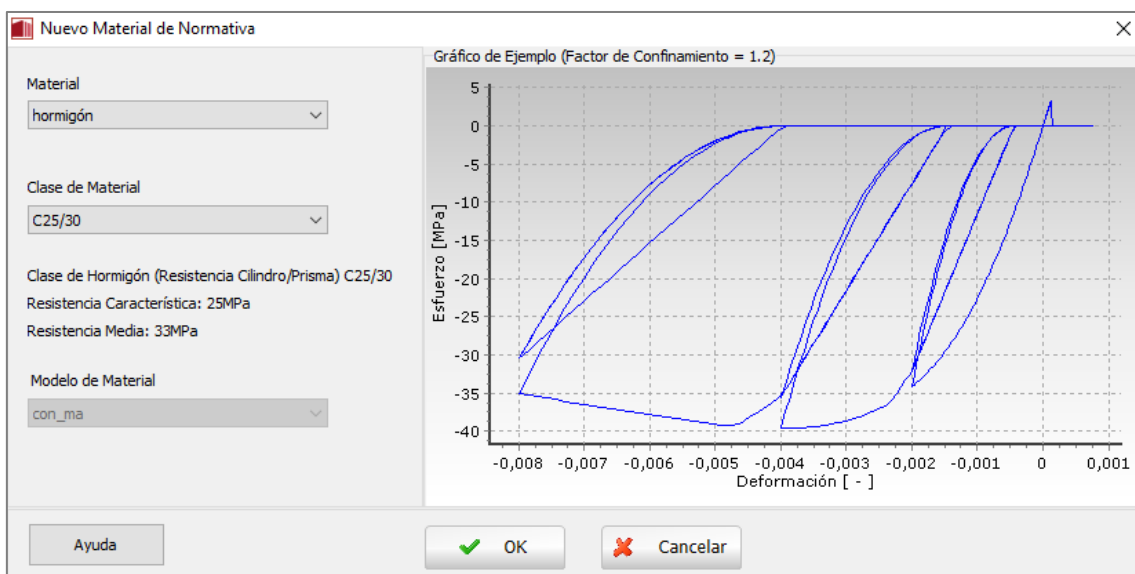


Figura 3.3: Elección de material “Hormigón_HA25”

3 Modelo numérico digital de la estructura

Este material, cuyas propiedades o parámetros pueden verse en la figura 3.4, está basado en el “Modelo no lineal de Mander et al. para hormigón” [12] y es descrito en el manual del programa [13] como un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, programado inicialmente por Madas (1993), que sigue la relación constitutiva propuesta por Maner et al. (1988) y las leyes cíclicas propuestas por Martinez-Rueda and Elnashai (1997). Para el cálculo de los efectos del confinamiento provistos por la armadura transversal se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones.

Editar Propiedades de Material

Nombre de Material:

Tipo de Material: Nota: Vaya al menú de Ajustes de "Modelos Constitutivos" para definir los modelos de materiales que se muestran aquí

Modelo no lineal de Mander et al. para hormigón

Parámetros para Revisiones basadas en Código

Material_Existente Material_Nuevo

Valor de resistencia media

Valor Nominal o Característico

Gráfico de Muestra

Propiedades Material

Esfuerzo de Compresión Medio (kPa)

Esfuerzo de Tracción Medio (kPa)

Modulo de elasticidad (kPa)

Deformación al valor del maximo pico de esfuerzo (m/m)

Peso específico (kN/m³)

Gráfico de Muestra

Factor de Confinamiento (valor indicativo)

El **factor de confinamiento** especificado aquí es solo para **propósitos de muestra**. Los factores de confinamiento empleados en el análisis se definen en el módulo de Secciones, basandose en el refuerzo de las secciones.

(Pseudo)Tiempo	Deformación
1	0,000
2	-0,002
3	0,000
4	-0,002
5	0,000
6	-0,004
7	0,000

Figura 3.4: Propiedades del material “Hormigón_HA25”

Por su parte, el material usado para el acero de las armaduras (Armaduras_B500) se ha definido a partir del tipo de material denominado por el programa “stl_mp”, que es el recomendado para el caso de barras de acero corrugadas en hormigón armado sometidas a historiales de carga complejos. Se han utilizado los ajustes predefinidos para armaduras de acero B500 con resistencia de fluencia de 500MPa.

Este material, cuyas propiedades o parámetros pueden verse en la figura 3.5, se basa en el “Modelo de Menegotto-Pinto para acero” [14] y en el manual del programa [13] se define como un modelo uniaxial para acero, programado inicialmente por Yassin (1994) sobre la base de la relación esfuerzo-deformación propuesta por Menegotto and

3 Modelo numérico digital de la estructura

Pinto (1973), enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. (1983). Su utilización debe ser limitada al modelado de estructuras de hormigón armado, en particular aquellas sometidas a historiales de carga complejos en los cuales pueden ocurrir inversiones de carga significativas.

Nombre de Material:

Tipo de Material: Nota: Vaya al menú de Ajustes de "Modelos Constitutivos" para definir los modelos de materiales que se muestran aquí

Modelo de Menegotto-Pinto para acero

Parametros para Revisiones basadas en Código

Material_Existente Material_Nuevo

Valor de resistencia media

Valor Nominal o Característico

Gráfico de Muestra

Propiedades Material

Modulo de elasticidad (kPa)

Limite de fluencia (kPa)

Parámetro de endurecimiento por deformación (-)

Parámetro de forma inicial de la curva de transición (-)

Coef. de calibración de la forma de la curva de transición A1 (-)

Coef. de calibración de la forma de la curva de transición A2 (-)

Coef. de calibración del endurecimiento isotrópico A3 (-)

Coef. de calibración del endurecimiento isotrópico A4 (-)

Deformación de rotura/pandeo (-)

Peso específico (kN/m3)

Gráfico de Muestra

(Pseudo)Tiempo	Deformación
1	0,002
2	-0,002
3	0,002
4	-0,002
5	0,004
6	-0,004
7	0,004
8	-0,004
9	0,008
10	-0,008
11	0,008
12	-0,008
13	0,008
14	-0,008

Figura 3.5: Propiedades del material "Armaduras_B500"

Por último, en la figura 3.6 se muestran las gráficas de comportamiento cíclico de los materiales utilizados. A la izquierda la del hormigón que trabaja principalmente a compresión, y a la derecha la del acero que trabaja tanto a compresión como a tracción.

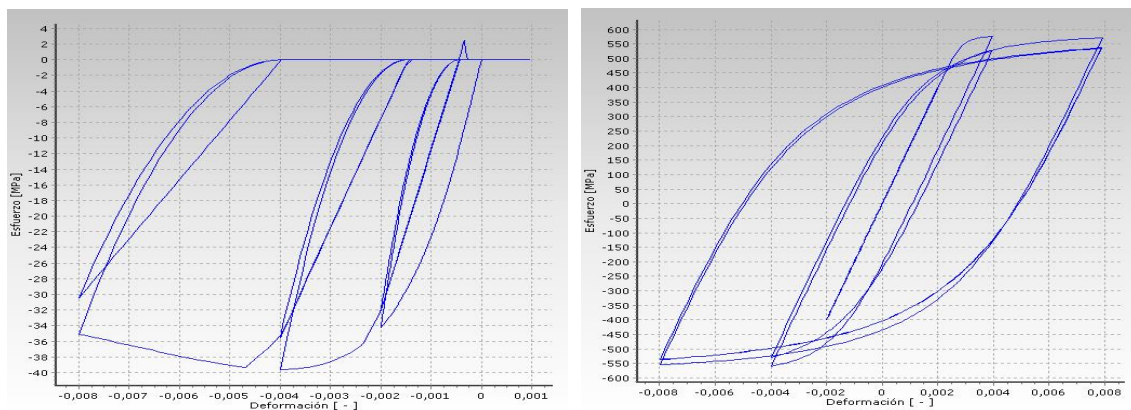


Figura 3.6: Graficas de comportamiento de los materiales

3.1.2. Secciones

Las siete secciones características definidas anteriormente y que pueden consultarse en la figura 3.1 han sido introducidas en esta pestaña del programa, donde se han denominado respectivamente: SECC_PILAR, SECC_V1, SECC_V2, SECC_V3, SECC_V4, SECC_V5 Y SECC_V6.

Para su definición se parte del mismo tipo de sección de entre las disponibles en el programa, “sección rectangular de hormigón armado”, ya que no se distingue entre secciones de pilar o de viga. Al ser todas del mismo tipo el proceso es idéntico y consiste en introducir las características que definen cada una, como se muestra a modo de ejemplo para SECC_PILAR y SECC_V1.

En primer lugar, como puede verse en la figura 3.7, es necesario definir los materiales y dimensiones de la sección. Los datos relativos a los materiales son idénticos en todas las secciones (Armaduras_B500 y Hormigón_HA25) al igual que el espesor de recubrimiento en el apartado de dimensiones que se establece en 0,025m (2,5cm), por tanto, de unas secciones a otras solo varía la altura y el ancho de las mismas. Solo se muestra el caso de la sección SECC_PILAR ya que en el caso de SECC_V1 los datos son exactamente iguales y solo es diferente el nombre.

The screenshot shows a software window for defining section properties. At the top, there is a text input field for 'Nombre de Sección:' containing 'SECC_PILAR'. Below it is a dropdown menu for 'Tipo de Sección:' with 'Concreto reforzado' selected and a secondary dropdown showing 'rcrs: Sección rectangular de hormigón armado'. The main area is divided into three tabs: 'Materiales y Dimensiones' (selected), 'Armadura', and 'Características de la Sección'. Under 'Materiales y Dimensiones', there are two columns. The left column, 'Material(es) de Sección', has 'Armadura' with a dropdown set to 'Armaduras_S500' and 'Hormigón' with a dropdown set to 'Hormigón_HA25'. The right column, 'Dimensiones Sección (m)', has three input fields: 'Altura sección' (0,60), 'Ancho sección' (0,60), and 'Espesor Recubrimiento' (0,025).

Figura 3.7: Materiales y dimensiones SECC_PILAR

A continuación, es necesario definir la armadura de cada sección, tanto longitudinal como transversal. En función de la complejidad y regularidad de la armadura longitudinal el proceso se realiza de un modo u otro existiendo dos opciones diferentes, cuyas diferencias pueden observarse entre SECC_PILAR y SECC_V1.

3 Modelo numérico digital de la estructura

En el caso de que la armadura longitudinal correspondiente a lados opuestos de la sección rectangular sea igual, como es el caso de SECC_PILAR, solo es necesario definir el esquema de disposición de la armadura como puede verse en la figura 3.8.

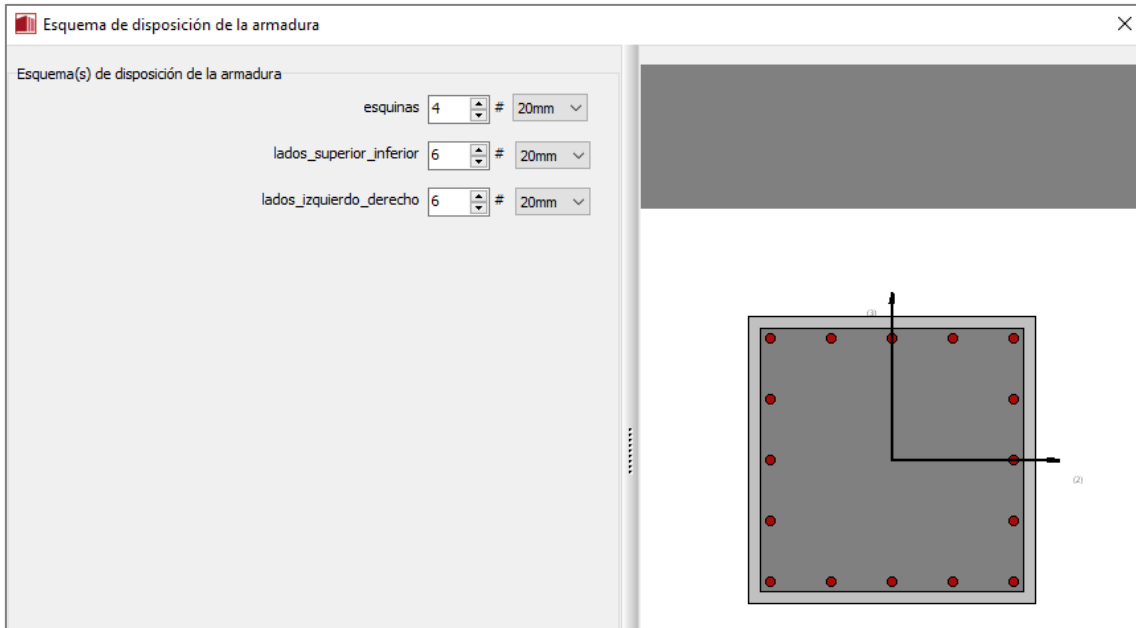


Figura 3.8: Esquema de disposición de armadura SECC_PILAR

Si la condición anterior no se da, como en el caso de SECC_V1, el proceso es más complejo y consiste en introducir un esquema de disposición de armadura al que posteriormente se añaden barras adicionales, como puede verse reflejado en las figuras 3.9 y 3.10.

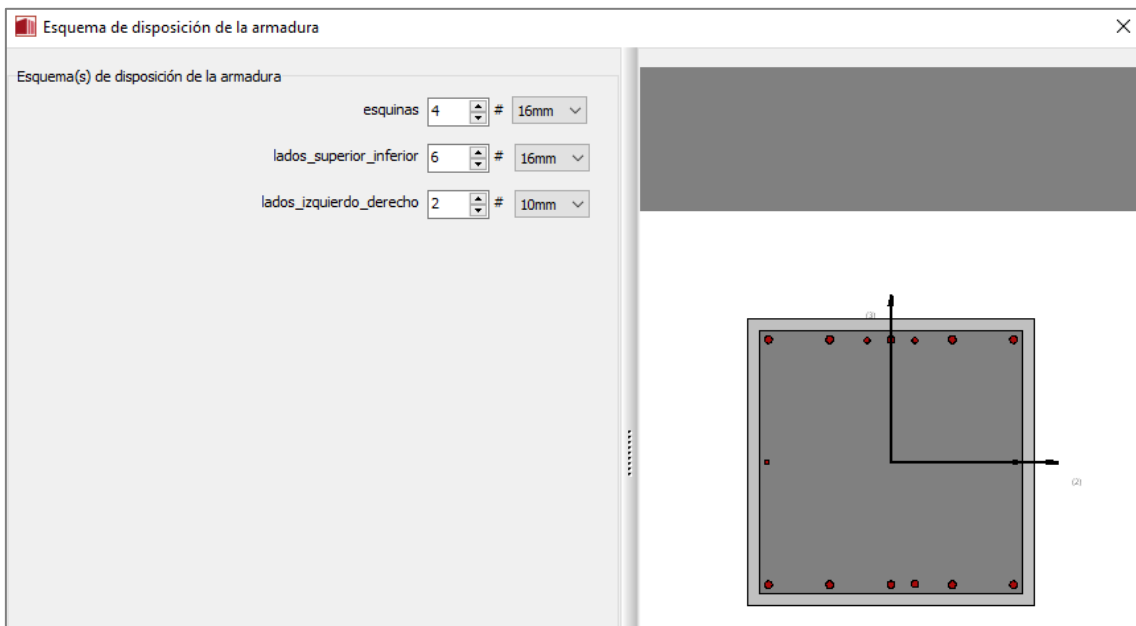


Figura 3.9: Esquema de disposición de armadura SECC_V1

3 Modelo numérico digital de la estructura

Area(m2)	d2(m)	d3(m)
0,00020106	0,05	-0,255
0,0001131	0,05	0,255
0,0001131	-0,05	0,255

Figura 3.10: Barras adicionales de armadura SECC_V1

Una vez introducida la armadura longitudinal, para definir la transversal es necesario definir las características de los estribos y el número de ramas de ellos tanto a lo largo de la altura como de la anchura. En todas las secciones se utilizan barras de 10mm de diámetro para los estribos, por tanto, los únicos datos que varían son el espaciamiento entre ellos y el número de ramas en cada dirección. Un ejemplo de esto para SECC_PILAR se muestra en la figura 3.11, donde además puede verse el acceso a los menús donde se define la armadura longitudinal.

Nombre de Sección: SECC_PILAR

Tipo de Sección: Concreto reforzado | rcrs: Sección rectangular de hormigón armado

Materiales y Dimensiones | **Armadura** | Características de la Sección

Armadura longitudinal

Esquema de disposición: Editar Esquema Disposición Armadura

esquinas(4@20mm) lados_superior_inferior(6@20mm) lados_izquierdo_derecho(6@20mm)

Barras de Armadura Adicional

Armadura transversal

Estribos

barras #: 10mm | Espaciamiento (m): 0,150

No. de ramas de los estribos

A lo largo de la Altura: 3 | A lo largo del Ancho: 3

Fortalecimiento con FRP

FRP Envoltura: Editar FRP Envoltura | No hay envoltura FRP

Figura 3.11: Armadura SECC_PILAR

3 Modelo numérico digital de la estructura

Por último, en el apartado características de la sección, no es necesario introducir ningún dato, solo asegurarse de que todas las opciones de cálculo automático están activadas como se ve en la figura 3.12 para SECC_PILAR. También se ofrecen datos orientativos de las diferentes propiedades de la sección, aunque estos no se corresponden con los utilizados posteriormente en el cálculo, y puede verse el factor de confinamiento que el programa calcula automáticamente para la sección.

Nombre de Sección: SECC_PILAR

Tipo de Sección: Concreto reforzado | rcrs: Sección rectangular de hormigón armado

Materiales y Dimensiones | Armadura | **Características de la Sección**

Resistencia a Corte

Use Valor para Revisiones de Capacidad a Cortante
Llevar a cabo verificaciones de capacidad a corte para los elementos que utilizan la sección actual (Módulo Criterios de Performance)

Cálculo Automático de la Capacidad a Corte

Incluir las Contribuciones del Hormigón y la Fuerza Axial

A lo largo del eje 2-2: 682,860

A lo largo del eje 3-3: 682,860

NOTA: Los valores de resistencia a cortante mostrados arriba son **indicativos** solamente, ya que consideran unicamente la contribución del refuerzo transversal y el concreto (e.g ecuación (A.12) de EC8, Parte 3). La resistencia real a cortante del miembro puede variar durante el análisis, dependiendo de factores como nivel de fuerza axial y la demandada ductilidad de desplazamiento. Además, no se consideró ningún factor de seguridad en laderivación de los valores presentados.

Factores de Confinamiento

Cálculo Automático de los Factores de Confinamiento

No Confinado: 1,000

Confinado: 1,166 ...

Estribos cerrados a 135°

Propiedades de Sección Elástica

EA (kN)	9719640,000
EI2 (kNm ²)	291589,200
EI3 (kNm ²)	291589,200
GJ (kNm ²)	205337,294

NOTA: Las propiedades elásticas de la sección mostradas aquí son computadas sin considerar la presencia de barras de armadura, las cuales son, en cambio, completamente tenidas en cuenta durante los análisis

Masa y Peso de la Sección

Masa Propia de la Sección (tonne/m)	0,908
Peso Propio de la Sección (kN/m)	8,911

Figura 3.12: Características de la sección SECC_PILAR

Como se ha visto existen una serie de características que deben introducirse para definir cada sección, unas comunes a todas y otras que varían. Todas ellas se recogen a modo de resumen en las tablas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4; excepto las referentes a materiales ya que son las mismas para todas las secciones. Cabe mencionar que en la definición de las secciones es posible introducir refuerzos de fibras de carbono, pero en este caso no es necesario.

3 Modelo numérico digital de la estructura

Sección	Altura sección (m)	Ancho sección (m)	Esp. Recubrimiento (m)
SECC_PILAR	0,60	0,60	0,025
SECC_V1	0,60	0,60	0,025
SECC_V2	0,60	0,60	0,025
SECC_V3	0,50	0,40	0,025
SECC_V4	0,50	0,40	0,025
SECC_V5	0,50	0,40	0,025
SECC_V6	0,50	0,40	0,025

Tabla 3.1: Dimensiones de secciones Seismostruct

Sección	Esquinas	Superior e inferior	Izquierda y derecha	Barras adicionales
SECC_PILAR	4Ø20	6Ø20	6Ø20	No
SECC_V1	4Ø16	6Ø16	2Ø10	Si
SECC_V2	4Ø16	6Ø16	2Ø10	Si
SECC_V3	4Ø16	4Ø16	2Ø10	Si
SECC_V4	4Ø16	4Ø16	2Ø10	No
SECC_V5	4Ø12	6Ø12	2Ø10	No
SECC_V6	4Ø12	6Ø12	2Ø10	Si

Tabla 3.2: Armadura longitudinal de secciones Seismostruct

Sección	Area (m ²)	d2 (m)	d3 (m)
SECC_V1	0,00020106	0,05	-0,255
SECC_V1	0,0001131	0,05	0,255
SECC_V1	0,0001131	-0,05	0,255
SECC_V2	0,00020106	0,05	-0,255
SECC_V3	0,00022619	0,00	0,205
SECC_V6	0,0001131	0,05	0,2085
SECC_V6	0,0001131	-0,05	0,2085

Tabla 3.3: Barras adicionales de secciones Seismostruct

Sección	Barras	Espaciamiento (m)	Ramas altura	Ramas ancho
SECC_PILAR	Ø10	0,15	3	3
SECC_V1	Ø10	0,10	2	4
SECC_V2	Ø10	0,15	2	4
SECC_V3	Ø10	0,10	2	2
SECC_V4	Ø10	0,15	2	2
SECC_V5	Ø10	0,15	2	2
SECC_V6	Ø10	0,10	2	2

Tabla 3.4: Armadura longitudinal de secciones Seismostruct

3.1.3. Clases de Elementos

El siguiente paso en la elaboración del modelo consiste en definir los diferentes tipos o clases de elementos utilizados, lo que equivale a definir cada pilar y viga distinto, que como puede deducirse de la figura 3.2 son cinco, un pilar y cuatro vigas. Para ello se utiliza, dentro de la categoría de tipo de elementos viga-columna, los de tipo “infrmFB” o elementos inelásticos tipo pórtico basados en fuerzas ya que según el manual de usuario del programa [13] es el más preciso y permite la definición de diferentes secciones dentro del mismo, en lugar de tener que dividir este en diferentes elementos, lo que resulta de utilidad en el caso de las vigas.

Existen una serie de parámetros que se han definido comunes a todos los elementos, estos son el número de secciones de integración de cada elemento y el número de fibras en que se divide cada sección, cuyos valores son 5 y 150 respectivamente. También es común la decisión de no considerar ninguna masa adicional por unidad de longitud para representar las cargas sobre cada elemento al ser estas introducidas en la pestaña de cargas, así como no considerar un amortiguamiento específico puesto que se define uno global para toda la estructura.

Para definir este amortiguamiento global es necesario acudir a los ajustes de proyecto, concretamente al apartado amortiguamiento, donde como tipo de amortiguamiento se ha escogido el de Rayleigh. Los parámetros utilizados en este modelo para definir el amortiguamiento pueden observarse en la figura 3.13.

The screenshot shows the 'Ajustes de Proyecto' dialog box with the 'Amortiguamiento' tab selected. The 'Tipo de amortiguamiento' section has 'Amortiguamiento de Rayleigh' selected. The 'Parámetro de Masa' is 0,314159 and the 'Parámetro de Rigidez' is 0,00501338. The 'Rigidez Inicial' option is selected. The 'Amortiguamiento de Rayleigh' section shows two modes: Mode 1 with a period of 0,70 and a damping coefficient of 4,00; and Mode 2 with a period of 0,30 and a damping coefficient of 6,00. A note at the bottom states: 'Note que el amortiguamiento definido a nivel del elemento tendra prioridad por sobre el amortiguamiento global definido en los Ajustes de Proyecto.'

Figura 3.13: Amortiguamiento global del modelo Seismostruct

3 Modelo numérico digital de la estructura

Como puede verse en la figura 3.14 para definir el elemento "PILAR", además de los parámetros comunes expuestos solo es necesario seleccionar SECC_PILAR como nombre de sección ya que esta es continua en toda la longitud de los pilares del pórtico.

The screenshot shows the 'Clase de Elemento' dialog box in Seismostruct. At the top, 'Clase de Elemento' is set to 'PILAR'. Below it, 'Tipo de Elemento' is 'infrmFB: Elemento inelástico tipo pórtico basado en fuerzas'. On the left, 'Nombre Sección' is 'SECC_PILAR' and 'Secciones de Integración Diferentes' is unchecked. On the right, 'Secciones de Integración' is 5 and 'Fibras Sección' is 150. At the bottom, 'Masa Adicional/Longitud [tonne/m]' is 0,00 and 'Amortiguamiento' is 'Ningún/uno'. Buttons for 'Ayuda', 'OK', and 'Cancelar' are visible.

Figura 3.14: Clase de elemento PILAR en Seismostruct

En el caso de las vigas, como estas han sido idealizadas mediante dos secciones distintas, es necesario considerar secciones de integración diferentes para definir las correctamente, por lo que conviene asegurarse de cómo divide el programa los elementos dentro de los ajustes de proyecto. Los valores por defecto, que pueden verse en la figura 3.15, son los adecuados para este caso.

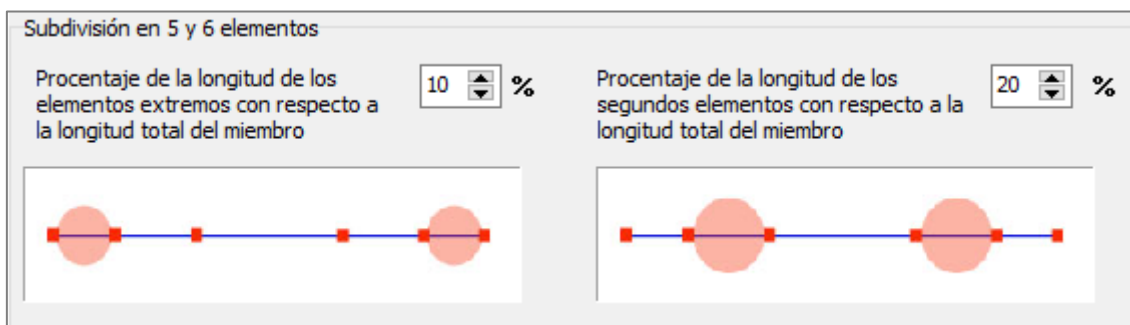


Figura 3.15: Subdivisión de elementos por defecto en Seismostruct

3 Modelo numérico digital de la estructura

Por tanto, solo es necesario seleccionar la opción de secciones de integración diferentes y definir las, como puede apreciarse en la figura 3.16 para el caso del elemento “VIGA_PB_extremoymedio”.

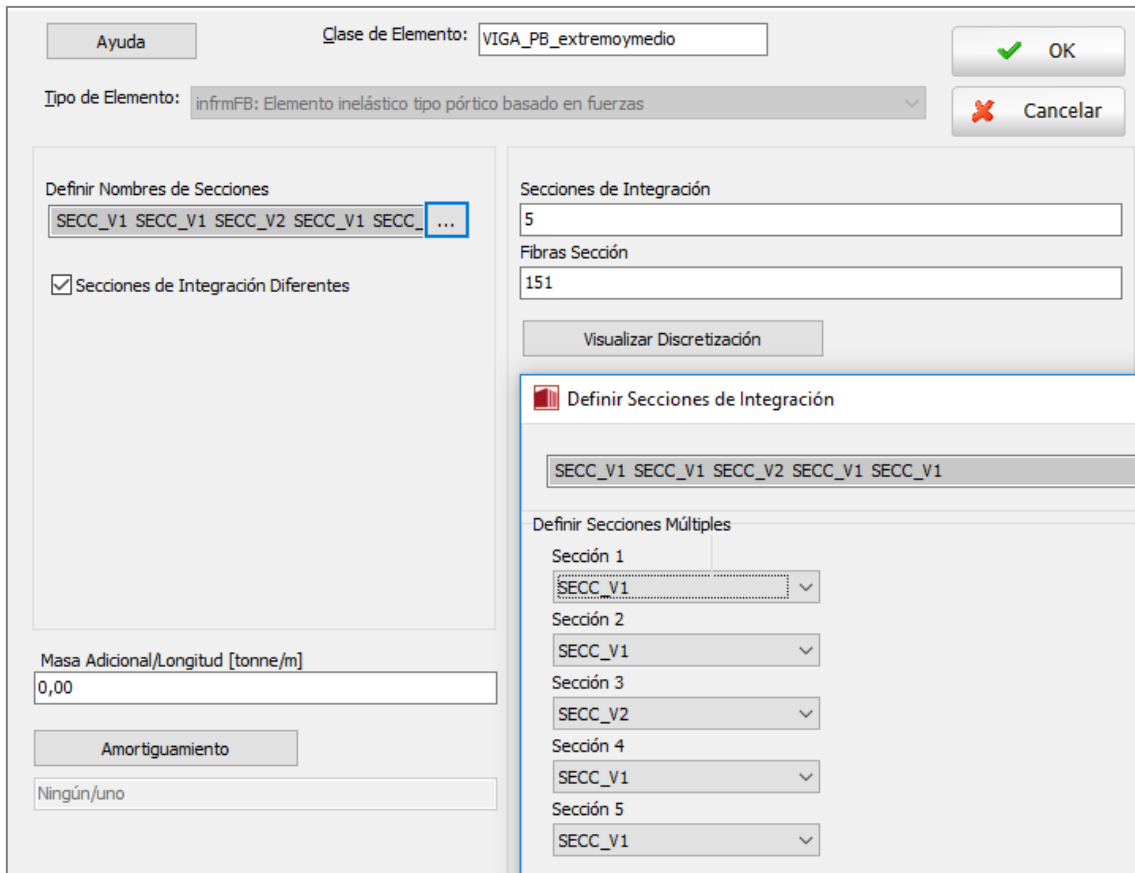


Figura 3.16: Clase de elemento VIGA_PB_extremoymedio en Seismostruct

En este modelo es necesario definir cuatro elementos viga, uno en planta baja y primera y dos en planta segunda, como se puede apreciar en la figura 3.2. El nombre que se ha dado a cada elemento viga permite identificar su posición en el pórtico ya que tienen el formato VIGA_PLANTA_posición, y las diferentes secciones de integración que los componen se encuentran en la tabla 3.5, siendo en cada elemento tanto las secciones 1 y 2 como las 4 y 5 respectivamente la misma.

Nombre del elemento	Sección 1 y 2	Sección 3	Sección 4 y 5
VIGA_PB_extremoymedio	SECC_V1	SECC_V2	SECC_V1
VIGA_P1_extremoymedio	SECC_V3	SECC_V4	SECC_V3
VIGA_P2_extremo	SECC_V5	SECC_V5	SECC_V6
VIGA_P2_medio	SECC_V6	SECC_V5	SECC_V6

Tabla 3.5: Clases de elementos viga en Seismostruct

3.1.4. Nodos

La geometría y dimensiones del pórtico se definen en la pestaña de nodos, donde estos se introducen mediante coordenadas en tres ejes X,Y,Z. Para el pórtico de estudio precisamos de 16 nodos, 4 para la base de los pilares de planta baja y 12 para cada una de las uniones pilar-viga del pórtico, todos ellos de tipo estructural ya que los de tipo no estructural se utilizan para dividir elementos en partes y definir cada una como un elemento independiente, que no es el caso.

El criterio para definir los nodos ha consistido en definir un nodo N1 con coordenadas 0,0,0 correspondiente a la base del primer pilar del pórtico en la esquina inferior izquierda del esquema de la figura 3.2, y a continuación el resto de nodos de izquierda a derecha y de abajo a arriba asignándoles una numeración creciente. De este modo se ha facilitado la introducción de datos en posteriores fases y la localización de los nodos, la totalidad de los cuales pueden verse en la figura 3.17 con sus respectivas coordenadas X,Y,Z donde la coordenada Y es siempre 0 al tratarse de un pórtico plano, mientras que la X sitúa el nodo en horizontal y la Z en altura.

Nombre Nodo	X	Y	Z	Tipo
N1	0,00	0,00	0,00	estructural
N2	5,00	0,00	0,00	estructural
N3	10,00	0,00	0,00	estructural
N4	15,00	0,00	0,00	estructural
N5	0,00	0,00	4,10	estructural
N6	5,00	0,00	4,10	estructural
N7	10,00	0,00	4,10	estructural
N8	15,00	0,00	4,10	estructural
N9	0,00	0,00	7,90	estructural
N10	5,00	0,00	7,90	estructural
N11	10,00	0,00	7,90	estructural
N12	15,00	0,00	7,90	estructural
N13	0,00	0,00	11,70	estructural
N14	5,00	0,00	11,70	estructural
N15	10,00	0,00	11,70	estructural
N16	15,00	0,00	11,70	estructural

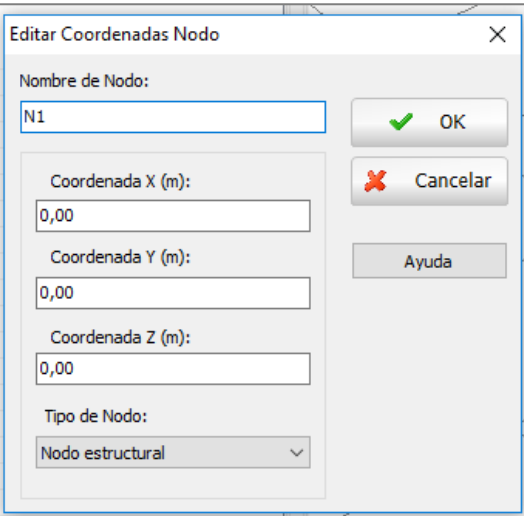


Figura 3.17: Nodos del modelo digital en Seismostruct

3.1.5. Conectividad de elementos

Definida la geometría del pórtico mediante nodos, se pasa a establecer que clase de elemento unen unos con otros en la pestaña de conectividad de elementos, para lo cual solo es necesario darles un nombre, seleccionar la clase de elemento correspondiente y los nudos extremos de cada uno; como puede verse en la figura 3.18. Por defecto el programa define la orientación de cada elemento mediante un ángulo de rotación igual a 0, lo que es válido en este caso, y el resto de parámetros no son necesarios así que no se ha modificado nada.

3 Modelo numérico digital de la estructura

Paralelamente al criterio utilizado para definir los nodos, se han establecido otros dos para nombrar los elementos pilar y viga. En el caso de los pilares el patrón es el mismo que para los nodos, comenzando por el tramo en planta baja del primer pilar, el situado en la parte inferior izquierda y que he denominado PILAR_1, y continuando de izquierda a derecha y de arriba abajo. Para las vigas se utiliza el mismo orden pero la nomenclatura corresponde a la fórmula VIGA_PLANTA_número, ya que así resulta más fácil comprobar que los datos se han introducido correctamente.

En cuanto a la definición de los nodos extremos, para mantener un orden se ha optado por establecer como nudo 1 el de menor numeración, excepto en el caso del elemento VIGA_P2_3 donde es necesario aplicar el criterio opuesto. Esto se debe a que en general como los elementos son simétricos no importa el orden en que se definan los nudos, pero en el caso de los elementos viga extremos de la segunda planta estos no lo son, así que es necesario asegurarse de que el elemento se define correctamente.

El resultado una vez introducidos todos los datos puede verse en la parte izquierda de la figura 3.18, siendo fácil relacionar estos datos con el esquema idealizado de la estructura que se tomó como base del modelo.

Nombre Elemento	Clase de elemento	Nombre(s) nodo(s)
VIGA_PB_1	VIGA_PB_extremoymedio	N5 N6 deg=0,00
VIGA_PB_2	VIGA_PB_extremoymedio	N6 N7 deg=0,00
VIGA_PB_3	VIGA_PB_extremoymedio	N7 N8 deg=0,00
VIGA_P1_1	VIGA_P1_extremoymedio	N9 N10 deg=0,00
VIGA_P1_2	VIGA_P1_extremoymedio	N10 N11 deg=0,00
VIGA_P1_3	VIGA_P1_extremoymedio	N11 N12 deg=0,00
VIGA_P2_1	VIGA_P2_extremo	N13 N14 deg=0,00
VIGA_P2_2	VIGA_P2_medio	N14 N15 deg=0,00
VIGA_P2_3	VIGA_P2_extremo	N16 N15 deg=0,00
PILAR_1	PILAR	N1 N5 deg=0,00
PILAR_2	PILAR	N2 N6 deg=0,00
PILAR_3	PILAR	N3 N7 deg=0,00
PILAR_4	PILAR	N4 N8 deg=0,00
PILAR_5	PILAR	N5 N9 deg=0,00
PILAR_6	PILAR	N6 N10 deg=0,00
PILAR_7	PILAR	N7 N11 deg=0,00
PILAR_8	PILAR	N8 N12 deg=0,00
PILAR_9	PILAR	N9 N13 deg=0,00
PILAR_10	PILAR	N10 N14 deg=0,00
PILAR_11	PILAR	N11 N15 deg=0,00
PILAR_12	PILAR	N12 N16 deg=0,00

Editar Propiedades de Elementos

Nombre de Elemento: OK Cancelar

Clase de Elemento: Ayuda

Nodos Extremos Elemento

Nodo 1: ...

Nodo 2: ...

Orientación Elemento

Definir mediante Ángulo de Rotación

Ángulo de Rotación:

Definir mediante Nodos Adicionales

Nodo de Orientación 1: ...

Liberaciones & Cachos Rígidos

Liberaciones de Momento/Fuerza

M2a M3a F

M2b M3b Mt

Longitud Cachos Rígidos (en coord. globales)

	Nodo 1	Nodo 2
dX	<input type="text" value="0,00"/>	<input type="text" value="0,00"/>
dY	<input type="text" value="0,00"/>	<input type="text" value="0,00"/>
dZ	<input type="text" value="0,00"/>	<input type="text" value="0,00"/>

Tiempo/F.C. de Activación:

Tiempo/F.C. de Desactivación:

Mostrar Márgenes:

expandir X:

expandir Y:

expandir Z:

Figura 3.18: Elementos de pilar y viga definidos en Seismostruct

3.1.6. Vínculos Internos

En este apartado es posible definir vínculos internos dentro de la estructura, o dicho de otro modo, restringir el movimiento de ciertos nodos al de otros. El caso más típico y que se emplea en este modelo es el diafragma rígido que introduce la presencia de un forjado, obligando a todos los nodos de esa planta a rotar y desplazarse manteniendo su posición relativa, como si se encontraran enlazados mediante brazos de palanca rígidos [13].

Para ello, se debe seleccionar el tipo de vínculo interno “diafragma rígido” aplicando la restricción en el plano X-Y, correspondiente al plano horizontal. Cada diafragma rígido se define mediante los cuatro nodos correspondientes a una misma planta, tomando como nodo maestro el de menor numeración y como nodos esclavos el resto para mantener un criterio común. Este proceso puede verse en la figura 3.19, así como las características de los tres diafragmas rígidos definidos.

Tipo de Vínculo ...	Nodos Maestros	GDLs restringidos	Nodo(s) Esclavo(s)
Diafragma Rígido	N5	plano X-Y	N6 N7 N8
Diafragma Rígido	N9	plano X-Y	N10 N11 N12
Diafragma Rígido	N13	plano X-Y	N14 N15 N16

Editar Nuevo Vínculo Interno ✕

Tipo de Vínculo Interno

Nodo Maestro

Tipo de Restricción

Nodos Esclavos

- N1
- N2
- N3
- N4
- N5
- N6
- N7
- N8
- N9
- N10
- N11
- N12
- N13
- N14
- N15
- N16

Figura 3.19: Vínculos internos en el modelo de Seismostruct

3.1.7. Vínculos Externos

En esta pestaña es posible definir todas aquellas restricciones en los grados de libertad de cada nodo que son impuestas por elementos ajenos a la propia estructura. En este modelo solo se han impuesto restricciones en los nodos inferiores de la estructura con el fin de representar la acción de las zapatas como se ve en la figura 3.20, donde se ha optado por restringir todos los grados de libertad de los mismos.

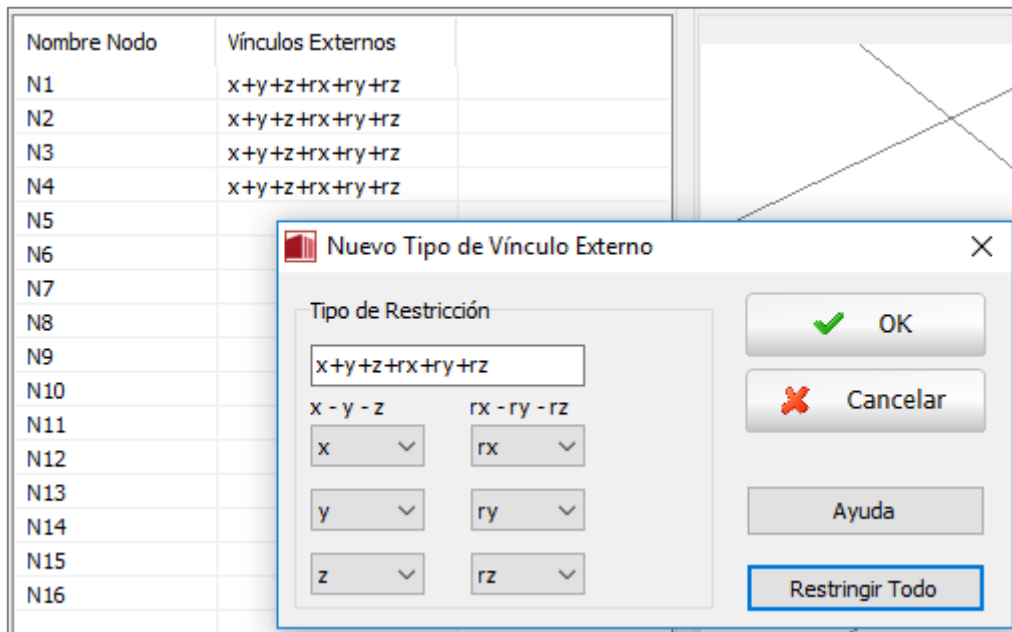


Figura 3.20: Vínculos externos en el modelo de Seismostruct

3.1.8. Cargas aplicadas

Las cargas, tanto las dinámicas como las estáticas, son introducidas en esta pestaña del programa. Es posible definir el peso (cargas gravitatorias) a partir de las masas, o definir las masas a partir del peso. En concreto, las cargas pueden definirse mediante un valor de masa adicional asignado a la sección, mediante elementos específicos de masa o mediante cargas puntuales y/o distribuidas. En este modelo se ha optado por el último método así que como puede verse en la figura 3.21 se han seleccionado las opciones de definir las masas exclusivamente mediante cargas y que estas no se deriven de las masas.

En este apartado de ajustes generales también pueden revisarse los relativos a la gravedad, así como activar o desactivar las direcciones en las que el programa considera masa. En este caso, al trabajar con un pórtico plano, se han desactivado las direcciones Y y Z para no tener en cuenta modos de vibración anómalos.

3 Modelo numérico digital de la estructura

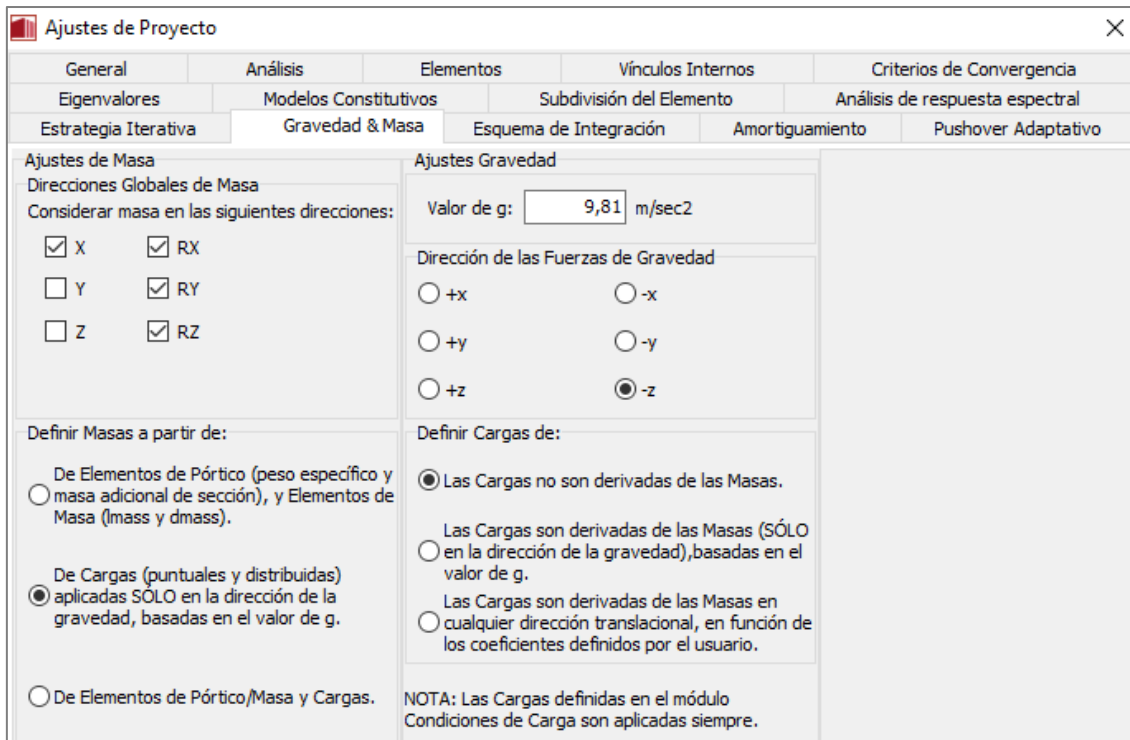


Figura 3.21: Ajustes de gravedad y masa en Seismostruct

Para introducir las cargas bastará con definirlas sobre los elementos viga del modelo, como puede verse en la figura 3.22, seleccionando la opción de carga permanente, el elemento sobre el que se aplica, la dirección z, el tipo “fuerza” y su valor.

Esta carga debe definirse en la misma dirección que la fuerza gravitatoria, para este caso -z, y su valor será según NCSE-02 [6] igual al valor de la carga permanente más la mitad de la sobrecarga de uso, lo que se traduce en 44 kN/m para las vigas de planta baja y primera, y 36 kN/m en planta segunda.

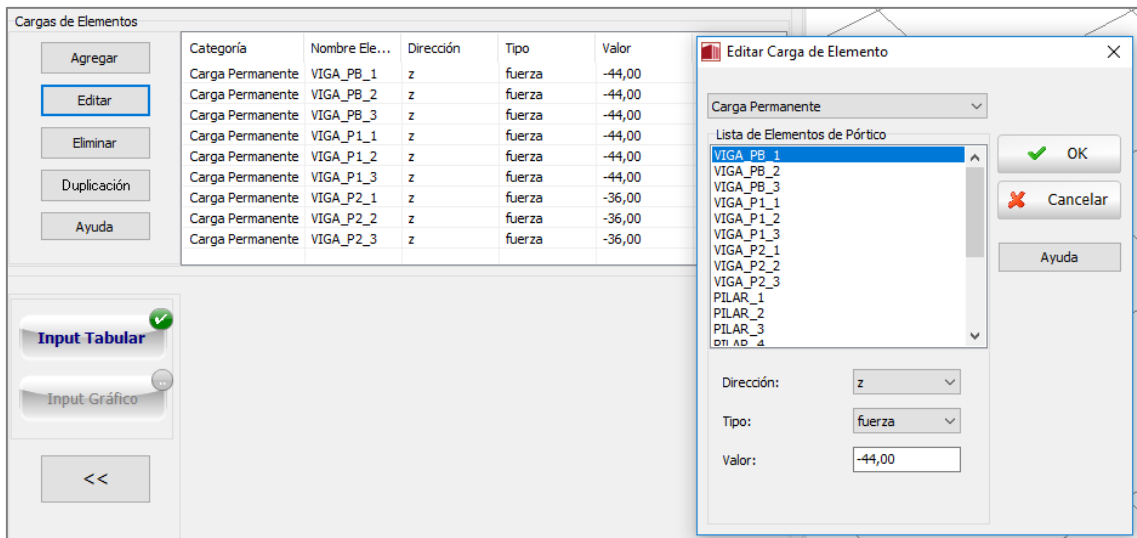


Figura 3.22: Cargas aplicadas en el modelo de Seismostruct

3.2. Análisis de las propiedades fundamentales

El primer análisis realizado al modelo ha sido uno de autovalores para obtener las propiedades dinámicas del mismo relativas a los modos de vibración de la estructura: periodos, frecuencias y masas modales efectivas. También se ha obtenido la forma de cada modo de vibración.

La ejecución del análisis solo requiere ordenar al programa que procese el modelo ya creado para acceder a los resultados. En total se han obtenido cuatro modos de vibración diferentes, pero uno de ellos se descarta debido a que según los resultados no participa en la respuesta dinámica del pórtico al ser tanto su factor de participación modal como su masa modal efectiva iguales a cero.

En la tabla 3.6 se muestran el periodo y la frecuencia de los tres modos de vibración de la estructura, así como su masa modal efectiva expresada en porcentajes. Los valores de esta última nos permiten anticipar que la respuesta de la estructura frente a la acción sísmica estará gobernada por el primer modo de vibración.

Modo de vibración	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Masa modal efectiva (%)
Modo 1	0,3520	2,84	83,10%
Modo 2	0,1150	8,69	14,40%
Modo 3	0,0606	16,49	2,50%

Tabla 3.6: Características de los modos de vibración del pórtico

La información relativa a las deformaciones asociadas a cada modo de vibración obtenida con el programa es difícil de interpretar, ya que muestra las deformaciones para los seis grados de libertad posibles en cada uno de los 16 nodos, siendo los valores iguales a cero cuando se trata de movimientos restringidos; por ello, se ha decidido considerar solo los relativos al desplazamiento en el eje horizontal X al ser los más representativos en un pórtico plano.

Como se definieron diafragmas rígidos en cada planta la deformación de los nodos en cada una de ellas es idéntica, por lo que se toma el valor de un nodo de cada planta y, suponiendo un desplazamiento igual a la unidad en el nodo superior, se modifican los demás valores hasta obtener un sistema equivalente que resulta representativo del modo de vibración.

El resultado obtenido con este procedimiento se corresponde al de un modelo de tres masas concentradas de un grado de libertad equivalente al pórtico analizado y permite comprender mejor los modos de vibración del mismo.

3 Modelo numérico digital de la estructura

En la tabla 3.7 se recogen los valores adimensionales de desplazamiento obtenidos mediante el proceso descrito anteriormente y que reflejan la forma de cada modo de vibración, no siendo relevante por ahora la amplitud de las deformaciones sino sus valores relativos.

Planta	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Segunda	1	1	1
Primera	0,677	-0,735	-2,134
Baja	0,29	-1,107	2,156

Tabla 3.7: Modos de deformación del pórtico

Por último, el programa también ofrece una representación gráfica, tanto estática como animada, de cada uno de los modos de vibración calculados que ayuda a visualizar de una manera más directa los patrones de deformación descritos anteriormente. Estas representaciones pueden verse en las figuras 3.23, 3.24 y 3.25 para los modos de vibración 1, 2 y 3 respectivamente.

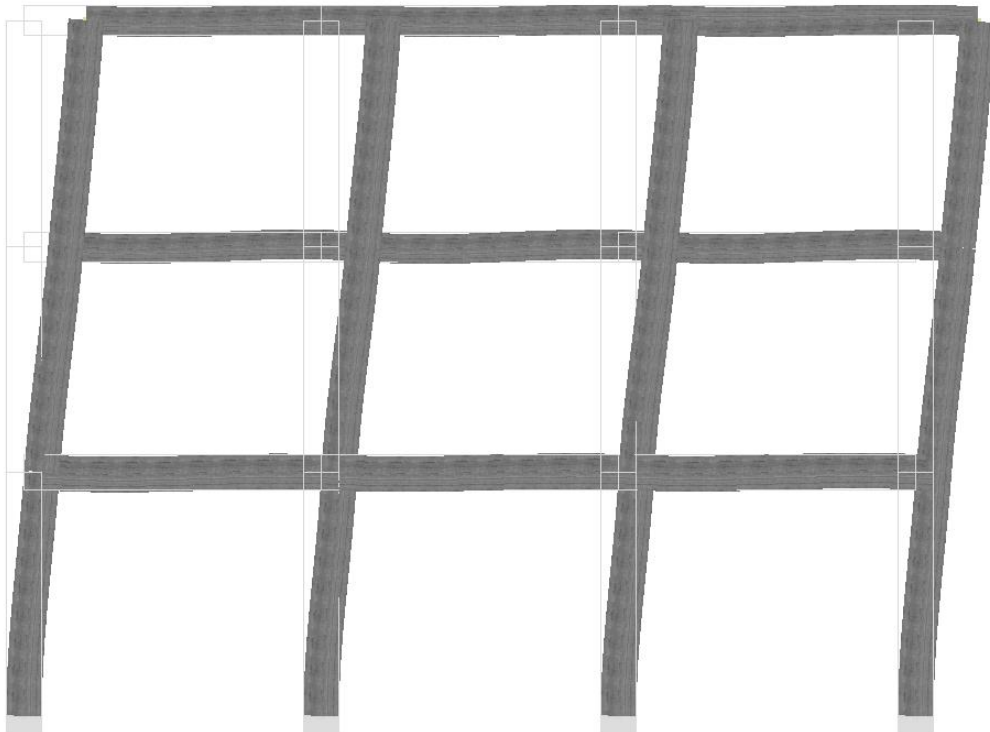


Figura 3.23: Modo 1 de vibración del pórtico, $T=0.35s$

3 Modelo numérico digital de la estructura

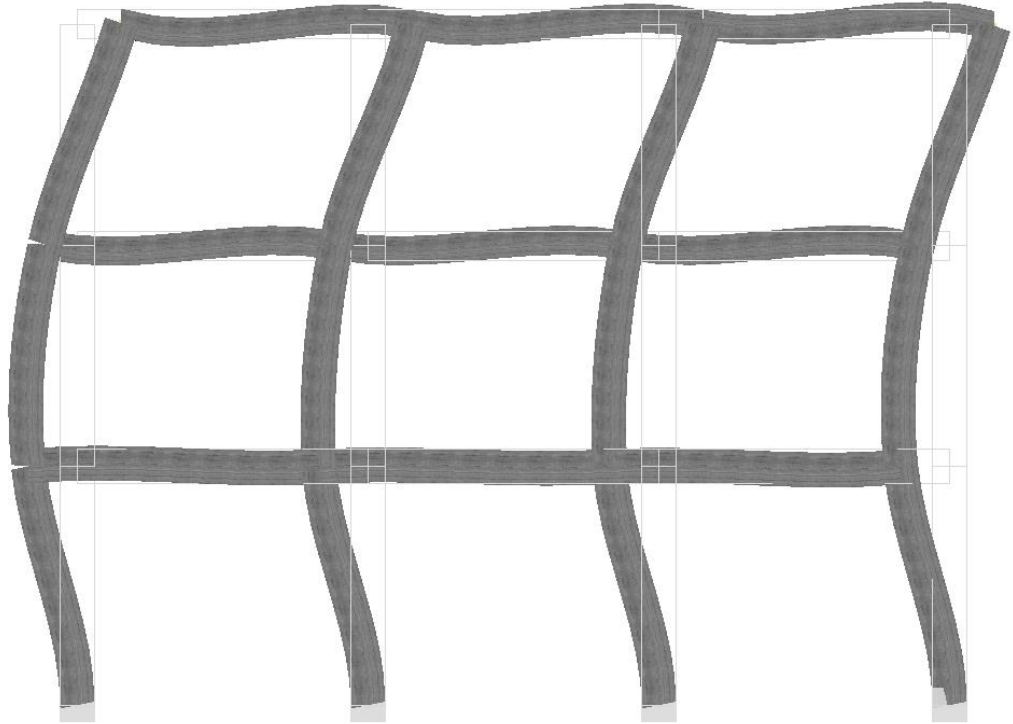


Figura 3.24: Modo 2 de vibración del pórtico, $T=0.12s$

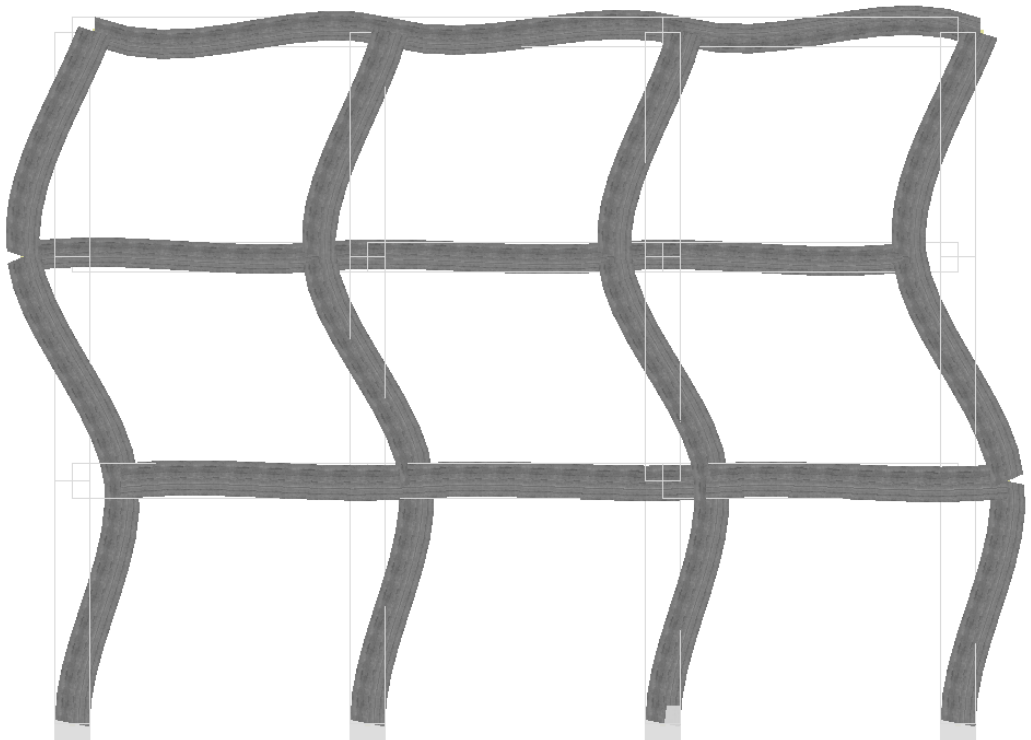


Figura 3.25: Modo 3 de vibración del pórtico, $T=0.06s$

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

4.1. El cálculo dinámico en la normativa

El modelo numérico digital elaborado se somete a una serie de cálculos dinámicos con acelerogramas para obtener los resultados que permitirán valorar la resistencia y el daño del pórtico ante una acción sísmica con un periodo de retorno de 475 años, que es el considerado tanto por la normativa española [6] como el recomendado por el Eurocódigo 8 [3] para el requisito de no colapso.

El cálculo dinámico mediante acelerogramas está contemplado tanto en la norma española como en el Eurocódigo, siendo en este último donde se recogen más detalles y requisitos. La normativa española NCSE-02 [6] especifica que, para llevar a cabo el estudio dinámico tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia deben utilizarse acelerogramas representativos del movimiento del suelo, siendo necesario escalarlos en tiempo y amplitudes para compatibilizarlos con la información sísmica descrita por la norma, concretamente con el espectro de respuesta elástica y la aceleración sísmica de cálculo. Es posible emplear tanto acelerogramas reales escalados como artificiales, debiendo realizarse un mínimo de 5 cálculos a partir de terremotos diferentes, que en el caso de estructuras espaciales requieren de 3 acelerogramas independientes actuando cada uno en una de las direcciones principales consideradas.

Por su parte, EC-8 [3] dice en su apartado 4.3.3.4.3 que cuando la respuesta del modelo se obtenga a partir de 7 estudios dinámicos diferentes, la respuesta de los mismos puede promediarse para obtener la respuesta final del sistema, siendo necesario utilizar la respuesta más desfavorable si se lleva a cabo un número menor. También indica que para poder realizar el estudio dinámico los acelerogramas deben ser acordes a lo definido en el apartado 3.2.3.1 donde, al igual que la norma española, se especifica que para modelos espaciales deben utilizarse tres acelerogramas diferentes, pudiendo ser estos artificiales, registrados o simulados.

Los acelerogramas deberán escalarse para ser representativos de la información sísmica definida por la norma, pero a diferencia de NCSE-02 es posible utilizar acelerogramas generados mediante una simulación física de los mecanismos de la fuente y la trayectoria. Además, se ofrecen unas reglas para determinar si han sido correctamente escalados [3]:

- La media de los valores de la respuesta espectral de la aceleración para el periodo cero (calculada a partir de los acelerogramas individuales) no debería ser menor del valor de $ag \cdot S$ para el emplazamiento en cuestión.
- En el rango de periodos entre $0,2 T_1$ y $2 T_1$, donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura en la dirección en que se aplicará el acelerograma, ningún valor del espectro medio para el 5% de amortiguamiento, calculado a partir de todos los acelerogramas o historias en el dominio del tiempo, debería ser menor del 90% del valor correspondiente del espectro elástico de respuesta para el 5% de amortiguamiento.

En este caso de estudio, al tratarse de un pórtico plano, se ha decidido ejecutar siete análisis dinámicos con siete acelerogramas diferentes, uno para cada análisis, escalados de forma que cumplan las reglas descritas por el Eurocódigo pero adaptadas a la normativa española.

4.2. Acelerogramas empleados

Los acelerogramas utilizados en el análisis se obtienen a partir de acelerogramas históricos escalados con el software Seismomatch [15] para adaptarse al espectro de respuesta correspondiente a la localización del edificio según la norma española.

El origen de los mismos es la European Strong Motion Database [16], una plataforma de libre acceso a una base de datos que recoge la información sísmica registrada en Europa y áreas adyacentes durante los últimos años. En la tabla 4.1 pueden encontrarse los datos básicos de los acelerogramas empleados: localización del terremoto, estación donde se ha registrado, código identificativo, fecha de registro, magnitud del terremoto y duración del mismo. La representación gráfica de los acelerogramas escalados se encuentra en la figura 4.1, donde se muestra la aceleración del suelo como fracción de la gravedad a lo largo del tiempo en segundos.

Terremoto	Estación	ID	Fecha	Magnitud	Duración
Duzce	Ai_159_Fi	TK.9907	12/11/99	7.0	42.325 s
Izmit	Ai_011_Dzc	TK.8101	17/08/99	7.4	27.190 s
Turkey	Ai_137_Din	TK.0302	01/10/95	6.4	27.995 s
Turkey	Ai_022_Cyh_Tim	TK.0105	27/06/98	6.2	29.215 s
Western Iran	Lahijan	I1.LHJ	20/06/90	7.7	60.385 s
Azores Islands	Horta	IP.HOR	09/07/98	6.2	16.840 s
NW Balkan	Veliki Ston-F-K-Soli	CR.VELS	15/04/79	6.9	29.220 s

Tabla 4.1: Datos básicos de los acelerogramas

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

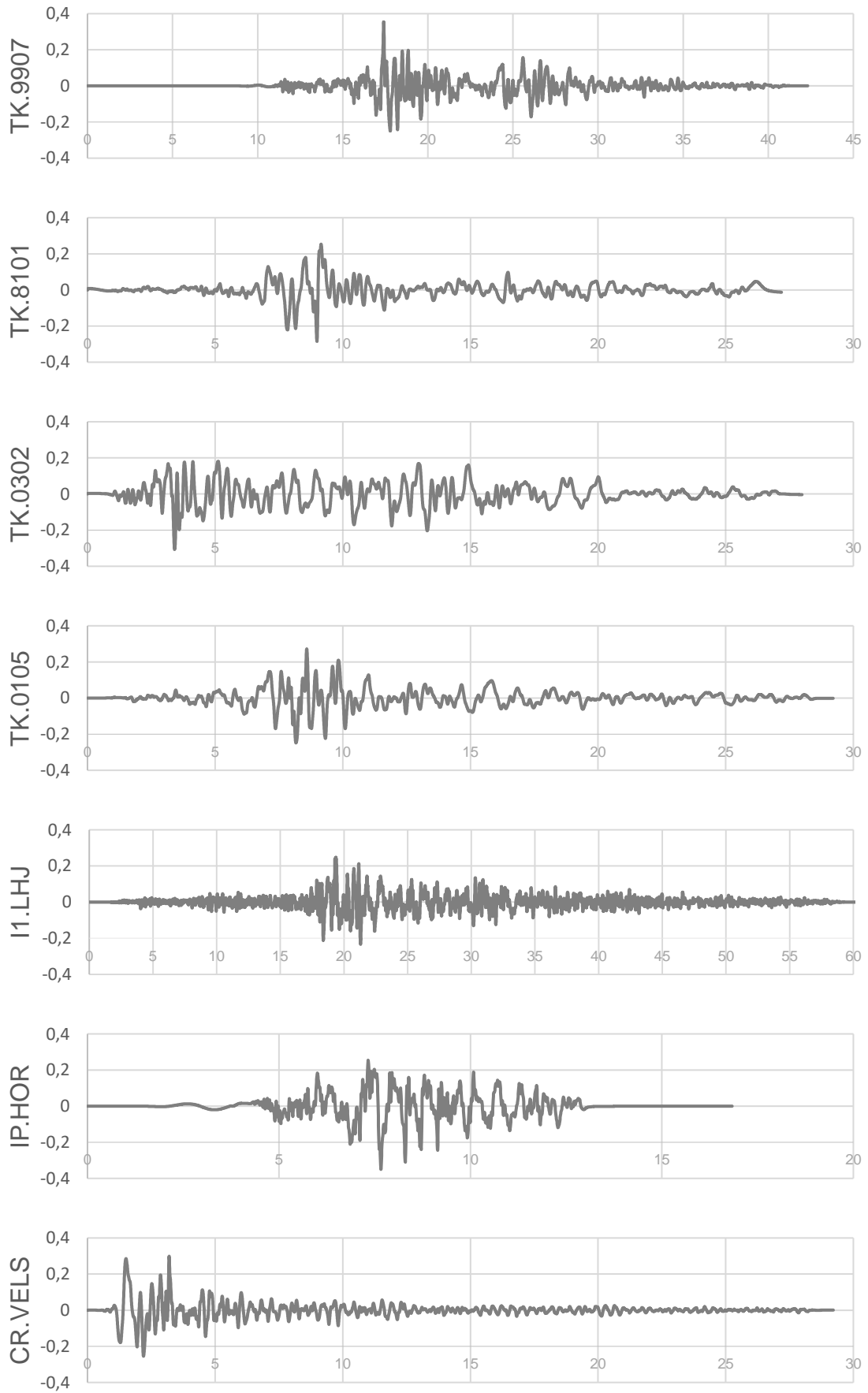


Figura 4.1: Acelerogramas empleados en el cálculo dinámico

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

Para comprobar si los acelerogramas están convenientemente escalados se siguen las reglas propuestas por el Eurocódigo, calculando en primer lugar el espectro de respuesta elástica definido por NCSE-02 [6] para la localización del pórtico.

Es importante tener en cuenta que este espectro se define a partir del coeficiente de amplificación α , siendo el cociente entre la aceleración máxima absoluta experimentada como respuesta por un oscilador simple y la aceleración del terreno que provoca esa respuesta, por lo que deben modificarse los valores para representar la aceleración de respuesta. El espectro resultante y que sirve como referencia puede verse en la figura 4.2 como una línea negra a trazos.

Por otro lado, es preciso calcular el espectro de aceleración de respuesta correspondiente a un oscilador simple de un grado de libertad, como el empleado por NCSE-02, sometido a cada uno de los acelerogramas. Esto conlleva realizar los cálculos para diferentes sistemas con diferentes periodos obteniendo así el espectro de respuesta de cada acelerograma. El conjunto de todos ellos puede verse en la figura 4.2 comparándose con el espectro de referencia calculado previamente.

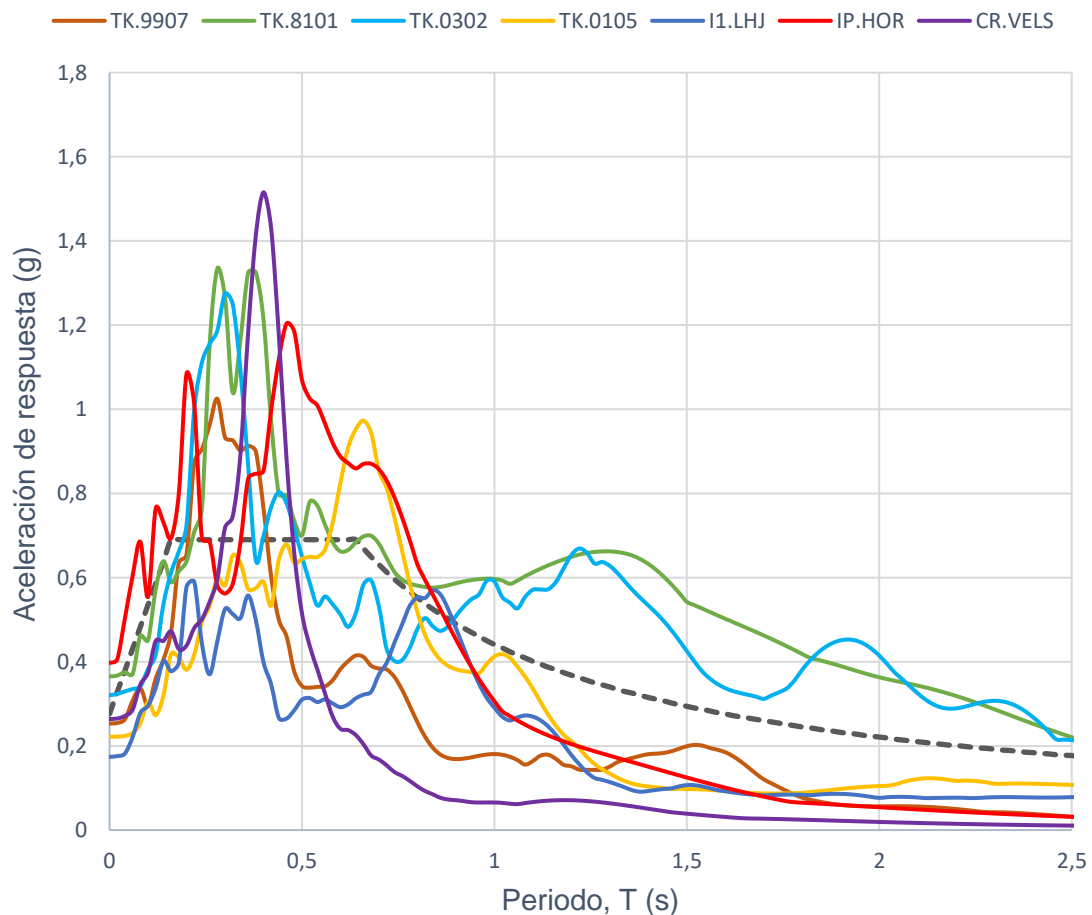


Figura 4.2: Justificación de los acelerogramas empleados

4.3. Cálculos dinámicos en Seismostruct

Para llevar a cabo los análisis dinámicos en Seismostruct es preciso seleccionar esta opción, lo que nos abrirá nuevas pestañas para introducir los datos relativos a los acelerogramas, siendo en la llamada “curvas time-history” donde cargaremos los acelerogramas escalados a partir de archivos de texto. El proceso consiste en seleccionar el archivo de origen y después configurar los parámetros que pueden verse en la figura 4.3 para el acelerograma TK.9907.

Hay que dar un nombre a la curva, en este caso “AC1_TK9907” para identificarla fácilmente. El programa establece el resto de parámetros automáticamente, pero hay que comprobar que el incremento de tiempo entre puntos del acelerograma coincida con el del archivo (0,005s en este caso), así como introducir un factor de escala de 9,81 ya que el acelerograma está como fracción de la gravedad y el programa trabaja en m/s^2 .

Parámetros de Archivo de Entrada

Nombre Curva: Descripción:

Primera Línea: Valor único de aceleración por línea

Última Línea: Valores de Tiempo & Aceleración por línea

Incremento de tiempo dt: Múltiples valores de aceleración por línea

Factor de Escala: SMC Format

Retraso: Peer NGA Format

Columna Aceleración: Columna de Tiempo:

Frecuencia: Valores Iniciales Saltados:

OK Cancelar Ayuda

Archivo de Aceleración

```
Time Series matched accelerogram: TK.9907..HNE.D.19991112.165719.C
Time Step: 0.005 s
Time (sec)      Acc (g)
0.00000         0.00000
0.00500         0.00000
0.01000        -0.00009
0.01500        -0.00018
0.02000        -0.00018
0.02500        -0.00018
0.03000        -0.00018
```

Figura 4.3: Importación de acelerogramas en Seismostruct

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

Una vez comprobados todos los parámetros, el programa mostrará una representación de la curva, como la de la figura 4.4, donde puede comprobarse si el proceso se ha realizado correctamente, sabiendo que el factor de carga está en m/s^2

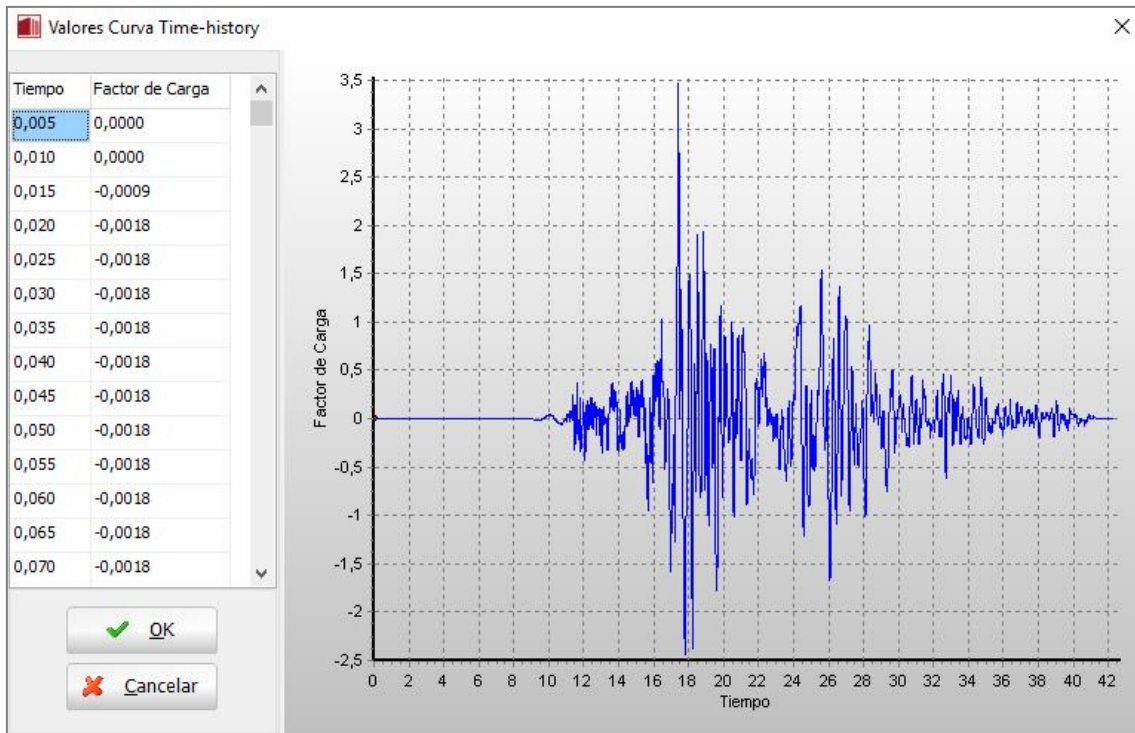


Figura 4.4: Curva time-history en Seismostruct

El siguiente paso consiste en seleccionar los intervalos del acelerograma que se usarán en el análisis, denominados por el programa como etapas time-history, que en este caso corresponde a la duración total del acelerograma empleado. Como se muestra en la figura 4.5 solo es necesario introducir el final de la etapa (42s) y el número de incrementos de tiempo en que se divide. Este valor se ajustará de modo que la duración de cada intervalo sea la mitad del incremento de tiempo utilizado para definir la curva del acelerograma, en este caso $0,005/2 = 0,0025s$, para garantizar la convergencia de los análisis y la estabilidad en el cálculo. En la tabla 4.2 pueden verse los valores de los dos parámetros para cada uno de los acelerogramas empleados.

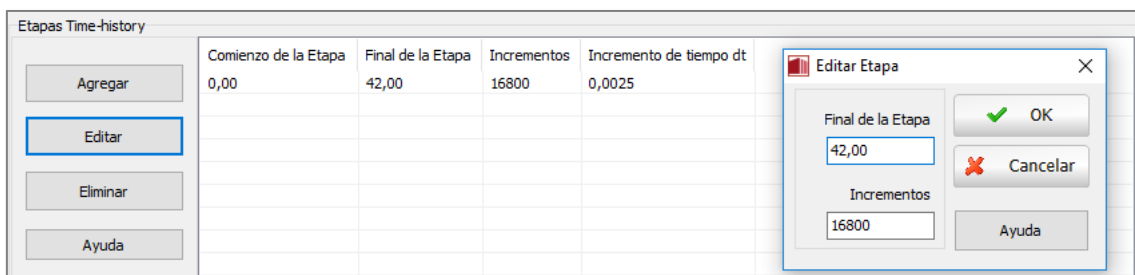


Figura 4.5: Definición de etapa time-history en Seismostruct

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

Acelerograma	Final de la etapa	Nº de incrementos
AC1_TK9907	42,00 s	16800
AC2_TK8101	27,00 s	10800
AC3_TK0302	27,50 s	11000
AC4_TK0105	29,00 s	11600
AC5_I1LHJ	60,00 s	24000
AC6_IPHOR	16,50 s	6600
AC7_CRVELS	29,00 s	11600

Tabla 4.2: Valores de las etapas time-history

Introducidas las curvas y las etapas de análisis, es necesario añadir las cargas dinámicas al modelo en la pestaña “cargas aplicadas” actuando sobre los nodos inferiores de los pilares de planta baja, para lo que se definen cuatro cargas dinámicas del tipo aceleración, una por cada nodo, actuando en la dirección x. El proceso se completa estableciendo el multiplicador de la curva en uno y seleccionando la curva correspondiente, como puede verse en la figura 4.6 para “AC1_TK9907”.

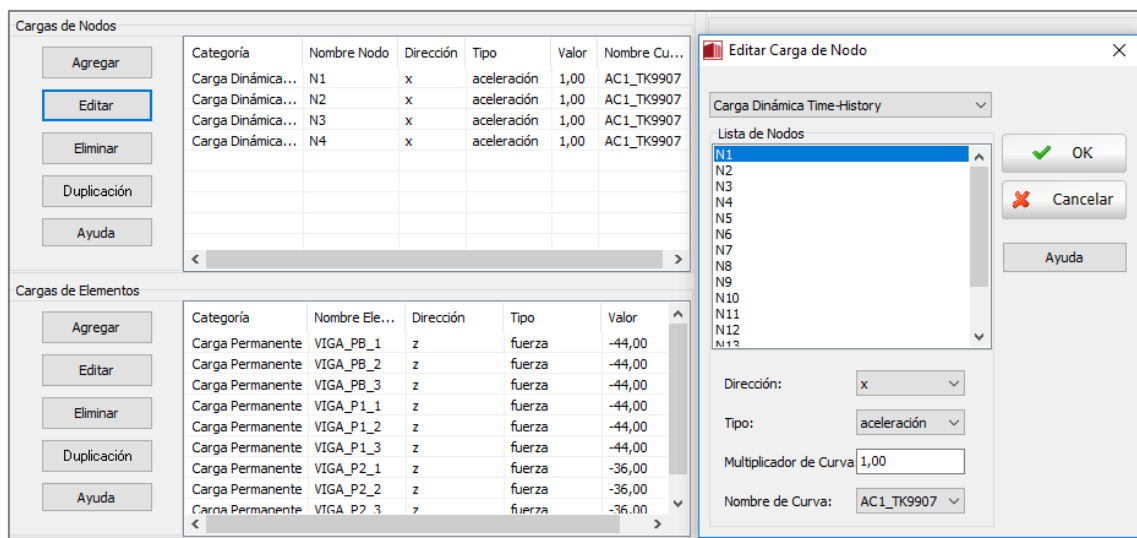


Figura 4.6: Cargas dinámicas aplicadas en Seismostruct para AC1_TK9907

Al igual que en el análisis de autovalores solo es necesario ordenar al programa que realice el análisis para obtener los resultados. Es posible en cada uno de los incrementos de tiempo que forman la etapa completa de análisis comprobar el estado preciso de deformación, velocidad y aceleración en cada nodo de la estructura, así como los esfuerzos y deformaciones de cada elemento que compone el pórtico, sin embargo, los resultados deseados se encuentran en la pestaña “parámetros de respuesta global” donde es posible consultar los datos mencionados anteriormente mediante representaciones gráficas dependientes del tiempo.

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

En primer lugar, se necesita conocer el desplazamiento máximo que experimenta el pórtico en cada planta respecto de la planta inferior, que se obtiene en la subpestaña “desplazamientos estructurales” y que permite valorar la magnitud de este respecto a la altura de cada planta.

El procedimiento para la planta baja puede verse en la figura 4.7 donde se ha escogido mostrar el desplazamiento en el eje x del nodo N5 relativo al nodo base N2. Se selecciona la visualización gráfica y la opción de mostrar el máximo valor absoluto para que el programa dibuje la gráfica del desplazamiento a lo largo del tiempo de análisis, indicando en que momento se alcanza el máximo desplazamiento y cuál es su valor. En este caso, se observa que el desplazamiento relativo es de -12mm en el instante $t = 18.625$ s.

De manera análoga puede obtenerse este resultado para las demás plantas del pórtico seleccionando un nodo perteneciente a cada una y tomando como base uno situado en la planta inferior, sin importar cuál de ellos se elija ya que se definió un diafragma rígido entre los nodos de cada planta, por lo que todos ellos sufren las mismas deformaciones y el valor relativo es exactamente igual. Otro dato interesante que puede obtenerse con este procedimiento es el desplome total que experimenta el pórtico considerando su altura completa.

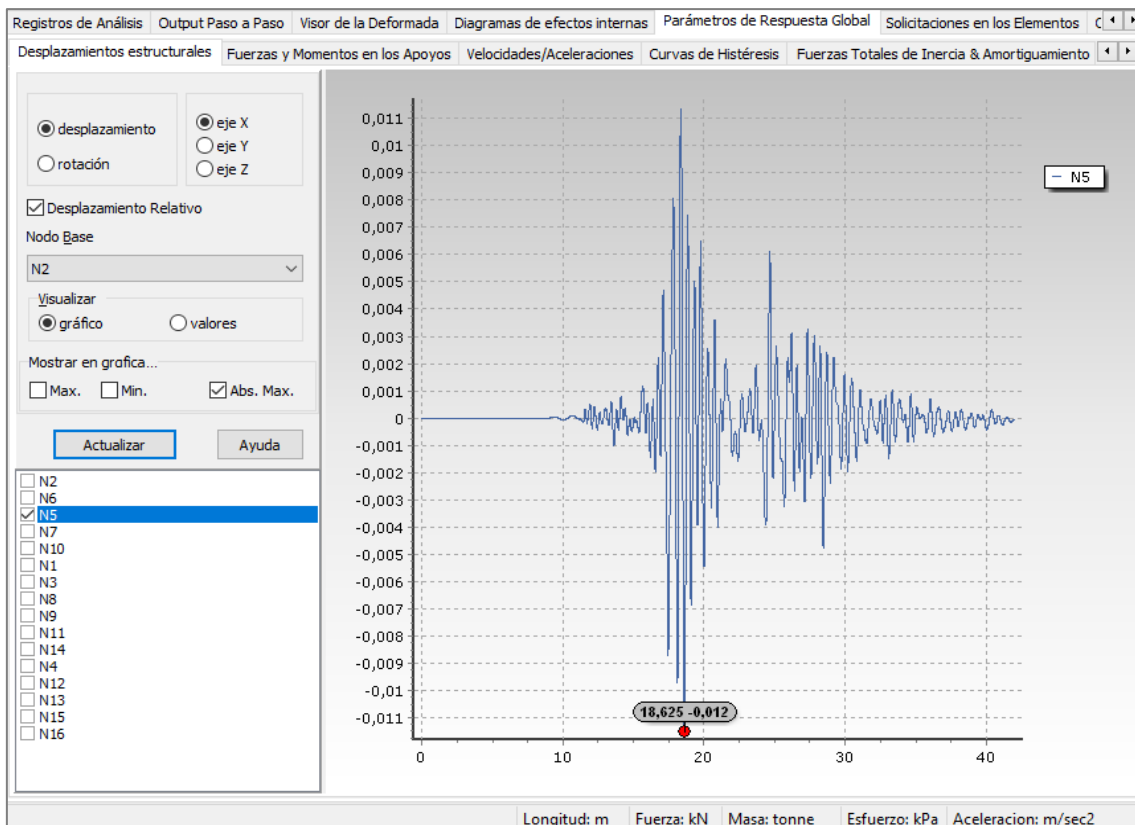


Figura 4.7: Desplazamiento máximo de planta baja para AC1_TK9907

4 Cálculos dinámicos con acelerogramas

El otro resultado que interesa conocer del análisis es el valor de la aceleración máxima que ha experimentado cada una de las plantas del pórtico durante el mismo, para lo que se emplea la subpestaña “velocidades/aceleraciones” en un proceso similar al anterior.

El procedimiento para calcularlo en el nodo 5 de planta baja se muestra en la figura 4.8 y consiste en mostrar la aceleración translacional en el eje x del nodo N5, seleccionar la visualización gráfica y mostrar el valor máximo absoluto para que el programa genere la gráfica, donde se observa que la aceleración máxima es de 3.454m/s^2 en el instante $t = 17.435\text{s}$. Repitiendo el proceso con un nodo de las otras plantas se obtienen todos los resultados y, seleccionando un nodo de la cimentación, el resultado es el acelerograma introducido por lo que puede obtenerse el valor numérico de la máxima aceleración del suelo de manera directa.

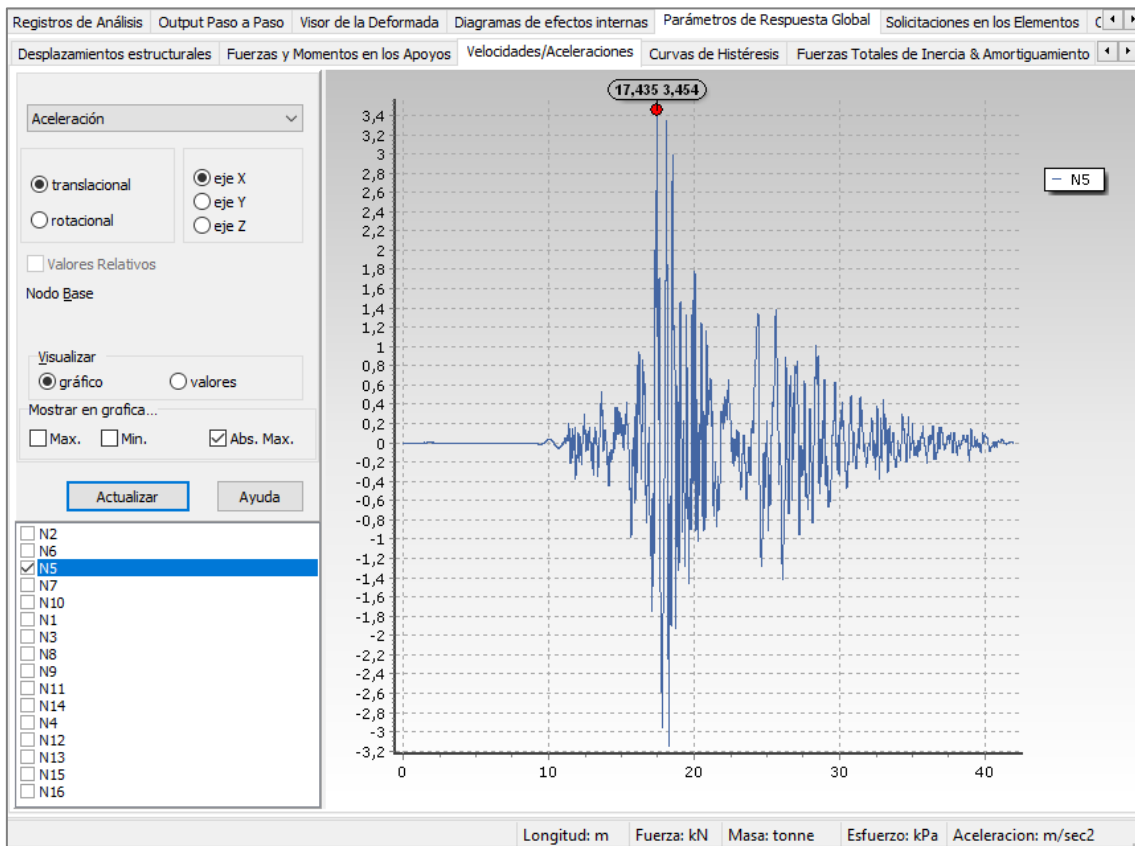


Figura 4.8: Aceleración máxima en nodo N5 para AC1_TK9907

5 Resultados y conclusiones

5.1. Aceleración máxima por planta

Evaluar la aceleración máxima experimentada por cada planta frente a un terremoto permite determinar como la aceleración del suelo se transmite a la estructura, donde es amplificada. También ayuda a estimar el daño que sufren elementos no estructurales presentes en la edificación como es el caso de instalaciones, ascensores o mobiliario; lo que también puede suponer pérdidas económicas sin necesidad de que se produzca daño estructural.

La tabla 5.1 muestra la aceleración máxima en cada planta del pórtico estudiado para cada uno de los análisis y el valor medio del conjunto de los mismos. El valor medio de la aceleración del suelo es de 2.96m/s^2 .

m/s^2	TK9907	TK8101	TK0302	TK0105	I1LHJ	IPHOR	CRVELS	MEDIA
P. Segunda	6,534	5,433	5,757	6,829	6,441	6,835	7,097	6,418
P. Primera	4,382	4,549	4,403	5,280	5,072	4,531	4,719	4,705
P. Baja	3,579	3,119	3,166	3,900	3,825	3,657	3,460	3,529
Cimientos	3,474	2,794	3,015	2,672	2,420	3,435	2,933	2,963

Tabla 5.1: Aceleración máxima por planta

Se observa una tendencia a incrementarse la aceleración con la altura, ya que puede verse como de cimentación a planta baja la aceleración permanece muy similar, mientras que en la última planta adquiere valores superiores al doble de la aceleración del suelo. Este fenómeno puede apreciarse mejor en la figura 5.1 donde se han representado estos valores unidos mediante líneas, de modo que se ve como en general a medida que subimos de planta las líneas son cada vez más horizontales.

No obstante, pueden apreciarse diferencias en el comportamiento del pórtico frente a los diferentes sismos aplicados, especialmente en TK.0105 y I1.LHJ donde a partir de las aceleraciones más pequeñas en el suelo, estas aumentan de una manera constante al subir de planta hasta adquirir valores por encima de la media. Estas diferencias de comportamiento frente a terremotos de un orden de magnitud similar se deben a la respuesta no lineal de la estructura y al contenido en frecuencias del acelerograma, que influyen en los modos de vibración del pórtico.

5 Resultados y conclusiones

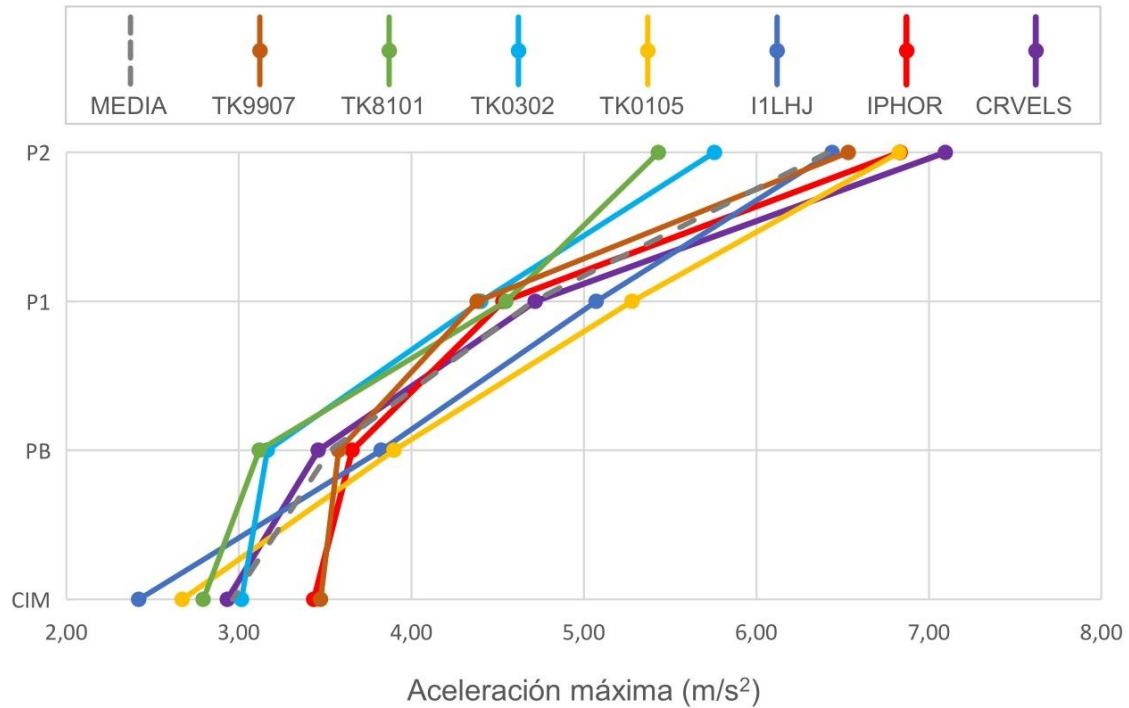


Figura 5.1: Gráfica aceleración máxima por planta

Por último, es fácil relacionar los patrones de transmisión de la aceleración del suelo con los modos de vibración del pórtico. Se comprobó con el análisis de autovalores como la participación del primer modo de vibración en la respuesta global del pórtico era superior al 80%, por eso, aunque la respuesta final es una combinación de los diferentes modos de vibración es el primero el que gobierna la respuesta.

5.2. Desplazamiento máximo por planta

El desplazamiento lateral experimentado por cada planta respecto de la planta inferior es el principal método utilizado para comprobar los posibles daños sufridos por la estructura, como pudo verse en el primer capítulo. Además, el desplazamiento de planta también produce daños en cerramientos, particiones, carpinterías, vidrios y resto de elementos sensibles a este.

Los resultados obtenidos a partir de los diferentes estudios dinámicos directos relativos al desplazamiento entre plantas pueden verse recogidos en la tabla 5.2, donde también se ha incluido el máximo desplome total experimentado por el edificio respecto de la cimentación. Como se han realizado siete estudios dinámicos, el mínimo recomendado por el Eurocódigo 8 [3] para poder promediar los resultados, también se ha añadido este valor a la comparativa.

5 Resultados y conclusiones

cm	TK9907	TK8101	TK0302	TK0105	I1LHJ	IPHOR	CRVELS	MEDIA
P. Segunda	1,30	1,20	1,20	1,50	1,30	1,20	1,30	1,29
P. Primera	1,60	1,50	1,40	1,80	1,70	1,40	1,70	1,59
P. Baja	1,20	1,40	1,20	1,50	1,40	1,20	1,50	1,34
Edificio	4,00	4,10	3,80	4,80	4,40	3,70	4,50	4,19

Tabla 5.2: Desplazamiento máximo por planta

Para facilitar la lectura de los datos, los relativos al desplazamiento entre plantas se han representado gráficamente en la figura 5.2.

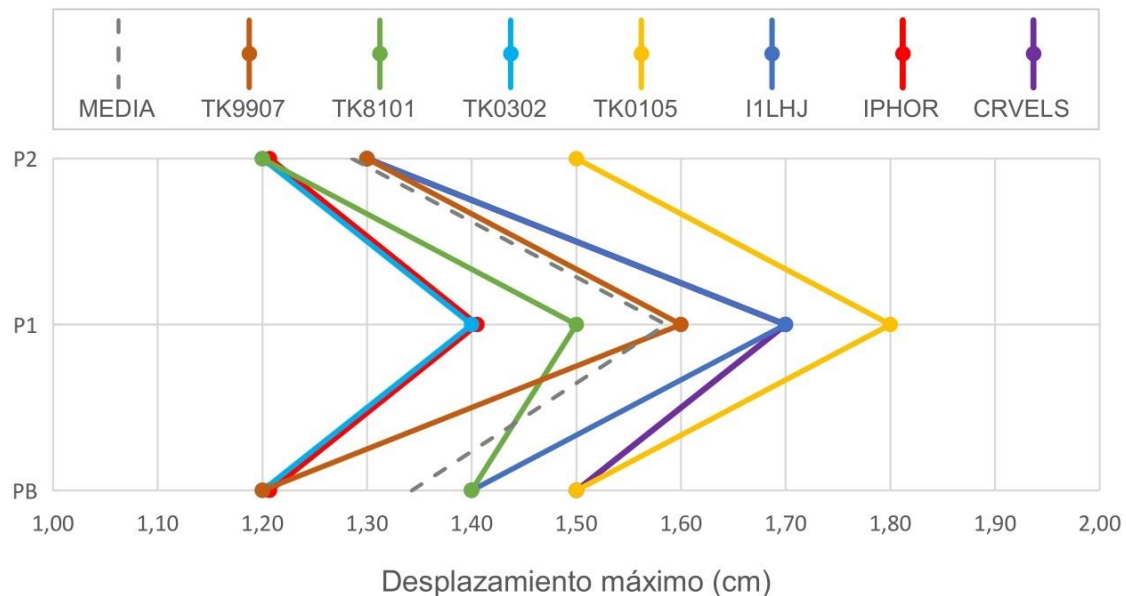


Figura 5.2: Gráfica desplazamiento máximo por planta

Los desplazamientos máximos por planta varían desde 1,20 cm hasta 1,80 cm, siendo el patrón de desplazamientos máximos similar para todos los terremotos. Este patrón permite detectar que la planta primera es más flexible, al ser en todos los casos sus deformaciones mayores que las del resto.

Para valorar correctamente los desplazamientos máximos y compararlos con los criterios tanto del Eurocódigo como los propuestos por otros autores es necesario relacionarlos con la altura de cada planta, obteniendo así lo que se conoce como deriva entre plantas y que se expresa como fracción de la altura de planta. Estos valores se recogen en la tabla 5.5 y de media se sitúan entre el 0,33% y el 0,42%. Para visualizar los datos se han representado en la figura 5.3 sobre una escala que llega hasta el 1%, que se corresponde con el doble del valor más restrictivo propuesto por el Eurocódigo 8 [3] para el requisito de limitación de daño, el cual se cumple.

5 Resultados y conclusiones

%	TK9907	TK8101	TK0302	TK0105	I1LHJ	IPHOR	CRVELS	MEDIA
P. Segunda	0,34	0,32	0,32	0,39	0,34	0,32	0,34	0,34
P. Primera	0,42	0,39	0,37	0,47	0,45	0,37	0,45	0,42
P. Baja	0,29	0,34	0,29	0,37	0,34	0,29	0,37	0,33
Edificio	0,34	0,35	0,32	0,41	0,38	0,32	0,38	0,36

Tabla 5.3: Deriva máxima entre plantas

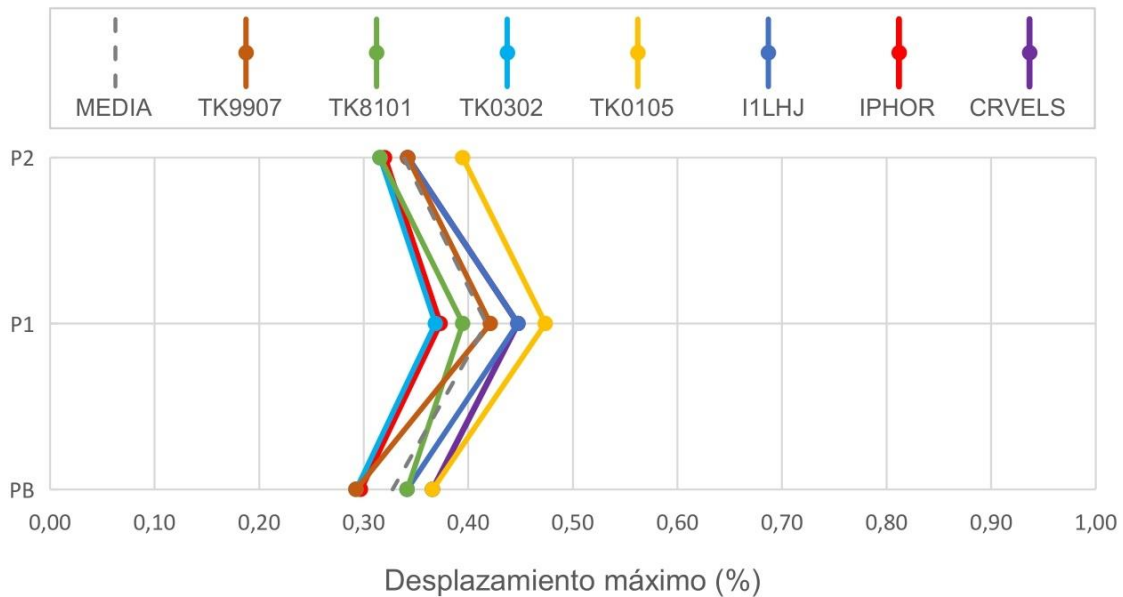


Figura 5.3: Gráfica deriva máxima entre plantas

El patrón de desplazamientos es idéntico al visto anteriormente, ya que la altura entre plantas es casi igual, y si observamos los valores obtenidos podemos comprobar que la deriva de todo el edificio tiene un valor semejante a la deriva entre plantas excepto en planta primera, lo que indica que el pórtico reparte bastante bien el daño entre todas las plantas concentrándose ligeramente más en esta.

En comparación con los valores propuestos por otros autores [5] se extraen conclusiones más precisas sobre el estado de daños que puede presentar el pórtico después de un terremoto como el considerado por la normativa. En la tabla 5.4 se refleja el valor medio de la deriva de cada planta, indicando en que rango se encuentra y el tipo de daño que podría sufrir.

Planta	Deriva de planta	Rango	Tipo de daño
Segunda	0,34%	0,2% - 0,4%	Daño reparable ligero
Primera	0,42%	0,4% - 1,0%	Daño reparable moderado
Baja	0,33%	0,2% - 0,4%	Daño reparable ligero

Tabla 5.4: Evaluación del daño en cada planta

Según este criterio, la estructura de las plantas baja y segunda sufre un daño reparable ligero, con inicio de fisuración en vigas y pilares, y también aparecerían grietas entre la estructura y los cerramientos. Por su parte, la estructura en la planta primera sufre un tipo de daño reparable moderado, con importante fisuración a flexión y cortante en vigas y pilares, pudiendo llegar a alcanzarse el límite de fluencia del acero en algunos elementos.

5.3. Conclusiones

Se ha realizado una evaluación sismorresistente basada en cálculos dinámicos directos con acelerogramas históricos de una estructura porticada de hormigón armado, proyectada según la normativa española en un emplazamiento de sismicidad moderada y teniendo en cuenta los criterios de ductilidad y de proyecto por capacidad recogidos en NCSE-02. En el proyecto de la estructura se ha perseguido la formación de un patrón de colapso lateral del tipo viga débil – columna fuerte con el objetivo de evitar cualquier posible mecanismo de planta blanda y fomentar la distribución del daño de una manera más homogénea en toda la estructura, resultando en una estructura con una mayor eficiencia disipando la energía introducida por las acciones sísmicas.

Para llevar a cabo la evaluación se ha construido un modelo numérico que permite obtener las propiedades sísmicas fundamentales de la estructura y realizar cálculos dinámicos no lineales con siete acelerogramas históricos, escalados para representar la acción sísmica característica de la región para un terremoto de proyecto con un periodo de retorno de 475 años. Los principales resultados obtenidos en los análisis son: periodos fundamentales, modos de vibración, aceleración máxima de planta y desplazamiento relativo máximo por planta.

Los resultados de la aceleración máxima permiten observar como la respuesta sísmica del edificio está gobernada por el primer modo de vibración, aumentando la aceleración con la altura del edificio, hasta llegar a duplicarse en cubierta la aceleración del suelo. Por otro lado, la deriva entre plantas oscila entre el 0.33% y el 0.42% de la altura de planta siendo estos valores inferiores a la limitación del daño del 0,5% propuesta por el Eurocódigo y, por tanto, significativamente inferiores también a las condiciones necesarias para garantizar la seguridad de las personas.

Comparando estos resultados con los criterios para determinar el nivel de daño en estructuras porticadas de hormigón armado propuestos por diversos autores, estos indican la aparición de daños reparables en la estructura debidos principalmente a la fisuración del hormigón a flexión y cortante, aunque en planta primera, que es más

5 Resultados y conclusiones

flexible, algunos elementos pueden llegar a plastificar reduciéndose la rigidez y la capacidad de respuesta de la estructura ante posibles réplicas. También la unión con los cerramientos puede verse afectada. No se han cuantificado los daños en elementos no estructurales como particiones, ventanas, petos, maquinaria, ascensores, tuberías o contenidos del edificio; pero los resultados indican la aparición de estos sin llegar a verse comprometida la ocupación del edificio.

De acuerdo con esta evaluación de daños frente a un terremoto de proyecto cuya probabilidad de ocurrencia durante la vida útil del edificio puede considerarse rara, el sistema estructural cumple con un margen considerable los requisitos de seguridad y de limitación de daño. Sin embargo, es inevitable la aparición de ciertos daños que se encuentran dentro de unos márgenes razonables frente al terremoto de proyecto. Ante terremotos más frecuentes, con un periodo de retorno menor, no se esperan daños estructurales y en los elementos no estructurales, aunque no han sido evaluados, los daños serán poco significativos y no deben alterar el funcionamiento normal del edificio.

Futuras líneas de trabajo e investigación

- Optimizar la distribución de resistencias: Modificando las dimensiones y armado de los elementos del pórtico y evaluando estas nuevas configuraciones podría intentarse plantear unas reglas que optimicen las secciones y materiales sin una pérdida sustancial de prestaciones. También se puede variar los pilares en las diferentes plantas comprobando que se mantenga el criterio viga débil – columna fuerte y una distribución homogénea del daño.
- Evaluar el impacto económico: Incorporar una valoración económica al análisis podría arrojar nuevas consideraciones sobre la optimización del pórtico, permitiendo establecer un criterio para considerar aceptable un daño cuando su reparación sea económicamente más viable que el sobre coste en la estructura.
- Evaluar la respuesta ante terremotos frecuentes: Extrapolar los datos de un terremoto raro para estimar la respuesta frente a terremotos frecuentes simplifica la evaluación, pero no es un procedimiento riguroso, por lo que para profundizar en los análisis propuestos para optimizar el pórtico sería importante caracterizar esta acción sísmica y realizar estudios específicos.
- Incorporar dispositivos antisísmicos: Comparar la estrategia estudiada con otras basadas en dispositivos específicos permitiría comprobar la eficiencia de estas estrategias en relación a su coste económico.
- Mitigar el daño en elementos no estructurales: Desarrollar una metodología para evaluar y limitar los daños no estructurales permitiría llevar a cabo una evaluación basada en prestaciones más completa.

Bibliografía

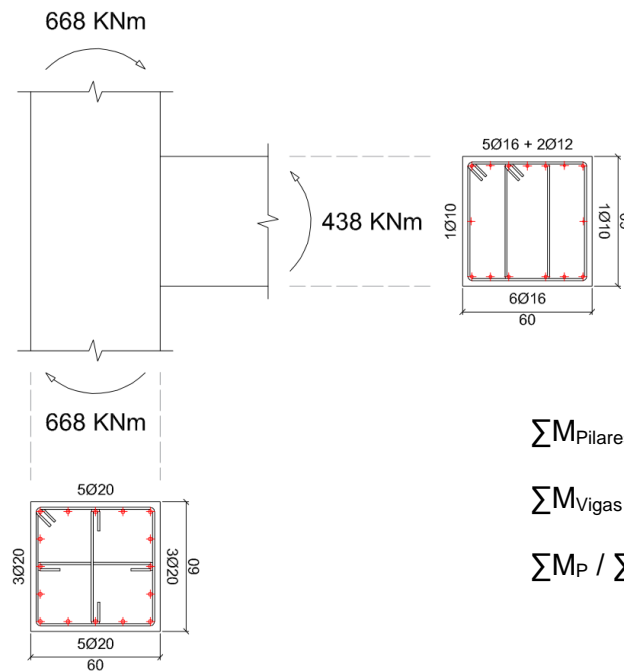
- [1] SEAOC, *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California, EE.UU., 1995.
- [2] FEMA, *Seismic Performance Assessment of Buildings (FEMA P-58)*. Federal Emergency Management Agency, EE.UU., 2012.
- [3] European Committee for Standardization, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings*, 2004
- [4] ASCE, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*. American Society of Civil Engineer, EE.UU., 2007.
- [5] Fajfar, P. and Krawinkler, H., *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation. Proceedings of an International Workshop*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, EE.UU., 2004.
- [6] *Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.
- [7] Amadeo Benavent Climent, *Estructuras sismorresistentes*. Maia ediciones, Madrid, 2010.
- [8] Akiyama, H., *Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*. University of Tokyo Press, Tokio, 1985.
- [9] *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación (CTE DB SE-AE)*. Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.
- [10] Seismosoft, *SeismoStruct 2016. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. 2016.
- [11] *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*. Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [12] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [13] Seismosoft, *SeismoStruct 2016. Manual de usuario*. 2016

Bibliografía

- [14] Menegotto M., Pinto P.E., *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*, *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, pp. 15-22, 1973.
- [15] Abrahamson, N. A., *Program SeismoMatch v2. Software capable of adjusting earthquake accelerograms to match a specific design response spectrum, using the wavelets algorithm proposed by Abrahamson [1992] and Hancock et al.[2006]*. 2006.
- [16] Ambraseys, N., Smit, P., Berardi, R., Rinaldis, D., Cotton, F., & Berge-Thierry, C., *European strong-motion database*. European Council, Environment and Climate Research Programme. 2000.

Anejo A: Comprobación nudos VD-CF

Comprobación para el nudo 1:

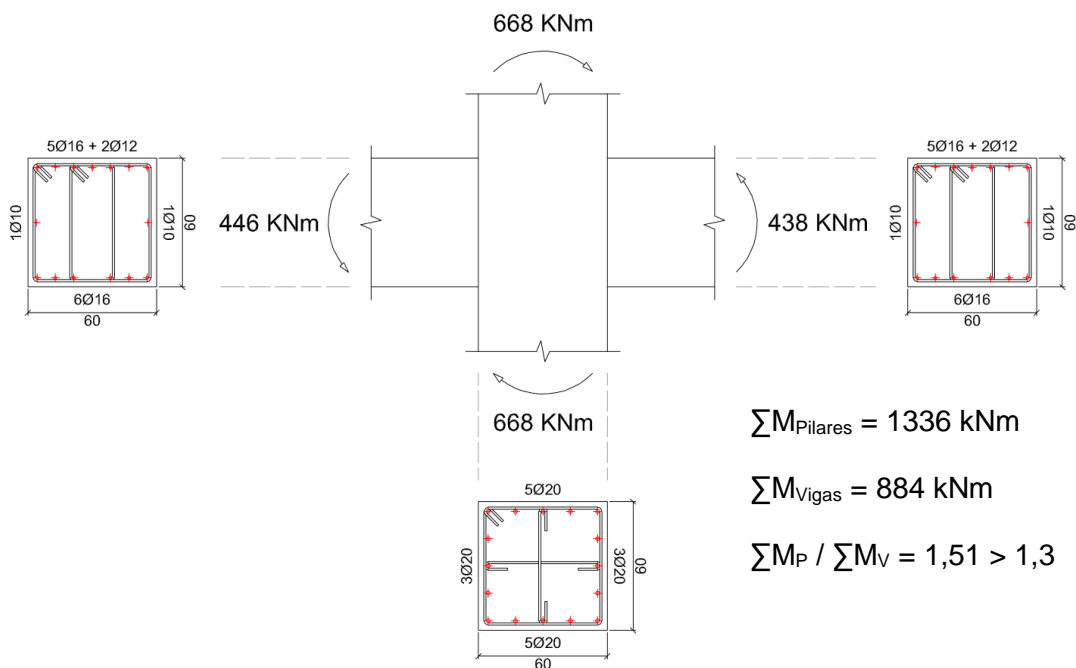


$$\sum M_{\text{Pilares}} = 1336 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{vigas}} = 438 \text{ kNm}$$

$$\sum M_P / \sum M_V = 3,05 > 1,3$$

Comprobación para los nudos 2 y 3:



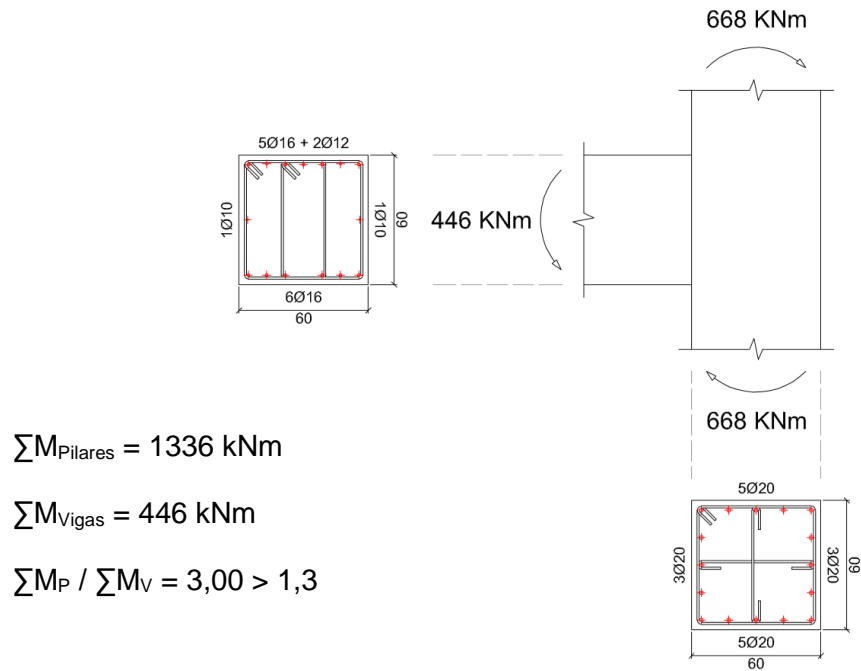
$$\sum M_{\text{Pilares}} = 1336 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{vigas}} = 884 \text{ kNm}$$

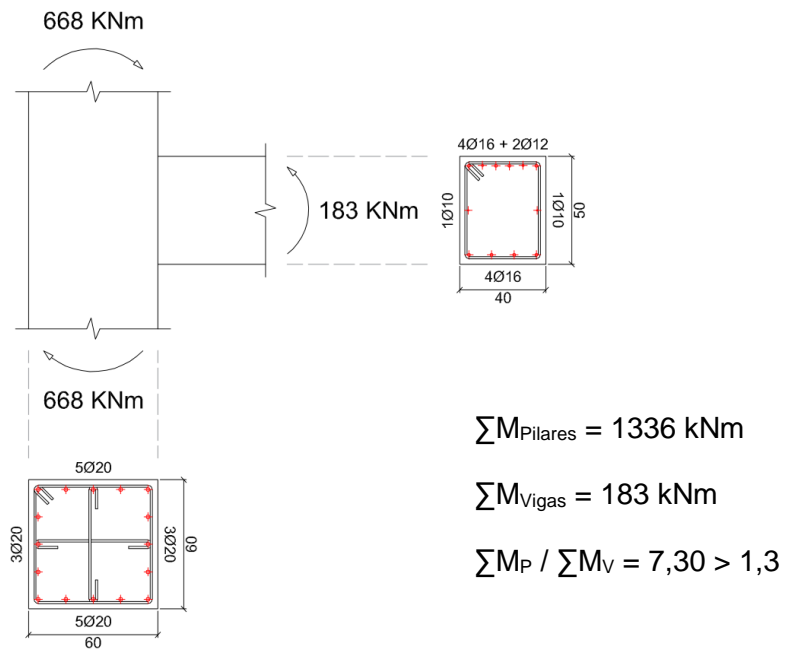
$$\sum M_P / \sum M_V = 1,51 > 1,3$$

Anejo A: Comprobación nudos VD-CF

Comprobación para el nudo 4:

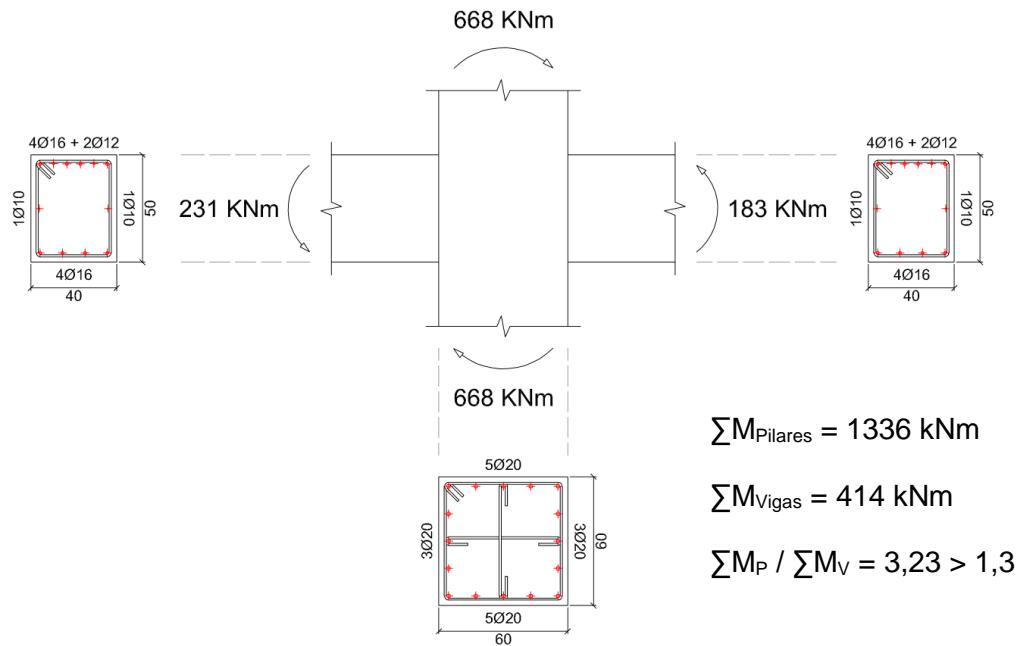


Comprobación para el nudo 5:

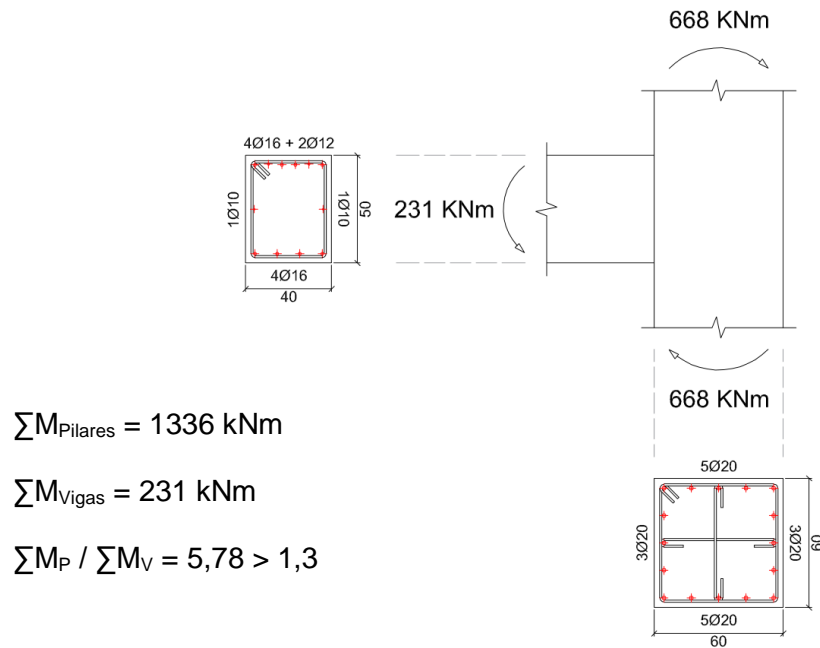


Anejo A: Comprobación nudos VD-CF

Comprobación para los nudos 6 y 7:

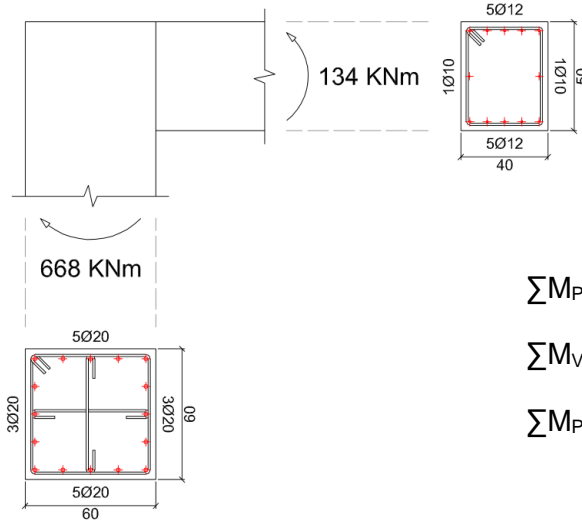


Comprobación para el nudo 8:



Anejo A: Comprobación nudos VD-CF

Comprobación para el nudo 9:

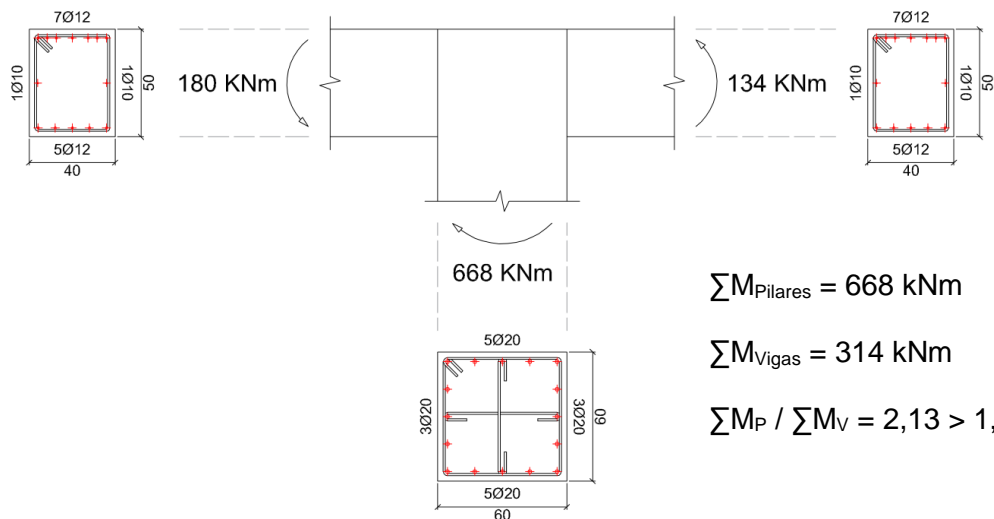


$$\sum M_{\text{Pilares}} = 668 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{vigas}} = 134 \text{ kNm}$$

$$\sum M_P / \sum M_V = 4,99 > 1,3$$

Comprobación para los nudos 10 y 11:



$$\sum M_{\text{Pilares}} = 668 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{vigas}} = 314 \text{ kNm}$$

$$\sum M_P / \sum M_V = 2,13 > 1,3$$

Anejo A: Comprobación nudos VD-CF

Comprobación para el nudo 12:

