



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE MASTER

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos. Aplicación a un edificio de la UPV.

Presentado por

Pérez Soler, Clara

Para la obtención del

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso: 2020/2021

Fecha: 2 de Junio de 2021

Tutor: Jose Miguel Adam Martínez

Cotutor: Manuel Buitrago Moreno



MEMORIA

ÍNDICE

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	3
ÍNDICE DE TABLAS	5
1. Introducción y objetivos	7
2. Estado del arte.....	9
2.1 Introducción.....	9
2.1 Conceptos clave	9
2.2 Comportamiento estructural.....	11
2.3 Avances en el campo de estudio.....	11
2.4 Ensayos experimentales internacionales	13
2.5 Modelización numérica	14
2.6 Ensayo experimental realizado por el ICITECH	15
2.7 Conclusiones y necesidades.....	24
3. Validación del modelo.....	25
3.1. Introducción.....	25
3.2. Descripción del modelo del edificio	25
3.3. Resultados del modelo numérico	32
3.4. Validación del modelo numérico con el ensayo del ICITECH.....	37
3.5. Gráficos extraídos del modelo numérico	40
3.6. Conclusiones	42
4. Estudio paramétrico.....	43
4.1. Variación de la resistencia a tracción del hormigón	43
4.2. Variación del tiempo de descarga del pilar	52
4.3. Variación de la carga aplicada en el edificio.....	59
4.4. Conclusiones	65
5. Factores de amplificación.....	66
5.1. Factores de Amplificación Dinámicos	66
5.2. Factores de Amplificación de Carga	67
6. Aplicación práctica a un edificio de la UPV	69
7. Conclusiones	77
8. Referencias	79
ANEXO 1.....	82

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1. Edificio Ronan Point (Londres). Fuente: Newham photos.</i>	10
<i>Ilustración 2. Edificio del ensayo. Fuente: Artículo [1].</i>	16
<i>Ilustración 3. Disposición del armado de las losas. Fuente: Artículo [1].</i>	17
<i>Ilustración 4. Disposición del armado de las columnas. Fuente: Artículo [1].</i>	18
<i>Ilustración 5. Detalles de la columna de acero diseñada para el ensayo. Fuente: autores del ensayo.</i>	19
<i>Ilustración 6. Disposición de los sensores empleados en la monitorización del ensayo. Fuente: autores del ensayo.</i>	20
<i>Ilustración 7. Edificio modelado en Abaqus. Fuente: elaboración propia.</i>	26
<i>Ilustración 8. Puntos de la curva de compresión del hormigón de la losa de la primera planta. Fuente: elaboración propia.</i>	28
<i>Ilustración 9. Puntos de la curva de tracción del hormigón de la losa de la primera planta. Fuente: elaboración propia.</i>	29
<i>Ilustración 10. Puntos de la curva de compresión del hormigón de la losa de la segunda planta. Fuente: elaboración propia.</i>	29
<i>Ilustración 11. Puntos de la curva de tracción del hormigón de la losa de la segunda planta. Fuente: elaboración propia.</i>	30
<i>Ilustración 12. Mallado del modelo realizado en Abaqus. Fuente: elaboración propia.</i>	31
<i>Ilustración 13. Desplazamientos verticales análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.</i>	32
<i>Ilustración 14. Desplazamientos horizontales análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.</i>	33
<i>Ilustración 15. Tensiones en el edificio tras el análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.</i>	33
<i>Ilustración 16. Deformaciones tras el análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.</i>	34
<i>Ilustración 17. Reacción de los pilares en el análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.</i>	35
<i>Ilustración 18. Tracciones en las losas. Fuente: elaboración propia.</i>	35
<i>Ilustración 19. Compresiones de las losas. Fuente: elaboración propia.</i>	36
<i>Ilustración 20. Desplazamientos verticales entre las columnas P3 y P2. Fuente: Artículo [1].</i>	37
<i>Ilustración 21. Desplazamientos horizontales en P1 y P9 del ensayo experimental. Fuente: Artículo [1].</i>	38
<i>Ilustración 22. Deformaciones en P2, P5 y P6. Fuente: Artículo [1].</i>	39
<i>Ilustración 23. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 1.5 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	44
<i>Ilustración 24. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	44
<i>Ilustración 25. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2.5 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	45
<i>Ilustración 26. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 3 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	45
<i>Ilustración 27. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 1.5 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	46
<i>Ilustración 28. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	46
<i>Ilustración 29. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2.5 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	47
<i>Ilustración 30. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 3 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	47
<i>Ilustración 31. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 1.5 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	48
<i>Ilustración 32. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	48
<i>Ilustración 33. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2.5 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	49
<i>Ilustración 34. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 3 MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	49
<i>Ilustración 36. Daño a tracción para fck 1.5MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	50
<i>Ilustración 35. Daño a tracción para fck 2MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	50
<i>Ilustración 37. Daño a tracción para fck 2.5MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	51

<i>Ilustración 38. Daño a tracción para f_{ck} 3MPa. Fuente: elaboración propia.</i>	51
<i>Ilustración 39. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	52
<i>Ilustración 40. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 0.05 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	53
<i>Ilustración 41. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 0.5 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	53
<i>Ilustración 42. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 1 segundo. Fuente: elaboración propia.</i>	54
<i>Ilustración 43. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	54
<i>Ilustración 44. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 0.05 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	55
<i>Ilustración 45. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 0.5 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	55
<i>Ilustración 46. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 1 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	56
<i>Ilustración 47. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	56
<i>Ilustración 48. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.05 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	57
<i>Ilustración 49. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	57
<i>Ilustración 50. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.5 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	57
<i>Ilustración 51. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 1 segundos. Fuente: elaboración propia.</i>	58
<i>Ilustración 52. Desplazamiento vertical ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	60
<i>Ilustración 53. Desplazamiento horizontal ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	61
<i>Ilustración 54. Tensión Mises ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	61
<i>Ilustración 55. Deformaciones ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	62
<i>Ilustración 56. Tracciones del ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	63
<i>Ilustración 57. Compresiones por el ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	64
<i>Ilustración 58. Reacción de los pilares ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	64
<i>Ilustración 59. Edificio de BBAA de la UPV. Fuente: google images.</i>	69
<i>Ilustración 60. Esquema de diseño de un edificio. Fuente: elaboración propia.</i>	71
<i>Ilustración 61. Disposición en planta del edificio de BBAA. Fuente: documentación proporcionada por el tutor.</i>	72
<i>Ilustración 62. Deformada del edificio por la carga correspondiente al ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	74
<i>Ilustración 63. Deformada del edificio por la carga correspondiente una situación accidental y eliminando una columna de esquina. Fuente: elaboración propia.</i>	76

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Desplazamientos verticales entre las columnas P2 y P3. Fuente: elaboración propia.</i>	37
<i>Tabla 2. Desplazamientos horizontales en P1 y P9. Fuente: elaboración propia.</i>	39
<i>Tabla 3. Deformaciones en P2, P5 y P6. Fuente: elaboración propia.</i>	40
<i>Tabla 4. Resumen de los resultados del estudio paramétrico de la variación de la resistencia característica del hormigón. Fuente: elaboración propia.</i>	65
<i>Tabla 5. Resumen de los resultados del estudio paramétrico de la variación del tiempo de descarga del pilar. Fuente: elaboración propia.</i>	65

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

1. Introducción y objetivos

El presente Trabajo Final de Máster elaborado por la alumna de segundo curso Clara Pérez Soler del Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, con el título “Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos. Aplicación a un edificio de la UPV.”, tiene por objeto la aplicación de los conocimientos adquiridos a lo largo del mismo para la obtención del título.

En el campo de la ingeniería estructural, la robustez y el colapso progresivo son dos aspectos fundamentales en el diseño y la construcción de estructuras. Estos aspectos cobran tal importancia debido a que los edificios pueden someterse a eventos extremos en cualquier momento de su vida ya sea mediante acciones naturales como huracanes o terremotos, acciones accidentales como incendios o explosiones de gas, por ejemplo, o mediante acciones premeditadas como ataques terroristas.

Los eventos extremos son imposibles o muy improbables de predecir tanto su ocurrencia como su magnitud y ubicación lo cual los convierte en un riesgo que no podemos eliminar. Puesto que no podemos eliminar dicho riesgo se trata de reducir o controlar las consecuencias derivadas de su ocurrencia mediante nuevos conceptos de diseño.

Cuando un edificio se somete a uno de estos eventos extremos se puede producir un colapso parcial o total de la estructura lo cual se traduce en graves pérdidas materiales y humanas. Así mismo, un colapso parcial también podría desencadenar el colapso progresivo total del edificio.

El colapso progresivo de estructuras de edificios es un fenómeno complejo que abarca distintos aspectos como el comportamiento no lineal de los materiales, las grandes deformaciones producidas, los impactos bruscos o la dinámica. En el presente estudio se comentan algunos de los colapsos de edificios producidos en los siglos XX y XXI los cuales han tenido un gran impacto en la sociedad, así como en el campo de estudio de la robustez estructural de los edificios.

Este trabajo se ha basado en un ensayo experimental realizado por el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón, también conocido como ICITECH, en el cual se llevó a cabo la construcción de un edificio a escala real para su posterior evaluación tras la retirada repentina de uno de los pilares de esquina.

El objetivo principal del presente trabajo ha sido, en primer lugar, el estudio de la respuesta estructural y la robustez de un edificio frente a eventos extremos, considerando limitar sus consecuencias a través del estudio del comportamiento de este frente a una retirada repentina de una de sus columnas de esquina.

Dicho estudio es fundamental para la construcción de edificios de alta ocupación y riesgo y así lo exigen las normativas internacionales más avanzadas como la EC [1], GSA [2] o DoD [3]. Además, estas normativas obligan a proporcionar los detalles constructivos necesarios para evitar el colapso del edificio frente al fallo de una de sus columnas.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

El estudio se ha llevado a cabo mediante la modelización del edificio con el software informático Abaqus y posteriormente se han comparado los resultados del modelo con los experimentales obtenidos en el estudio del ICITECH anteriormente citado.

En segundo lugar, una vez validado el modelo se han realizado varios estudios paramétricos y se han analizado otros escenarios distintos a los ya estudiados en la fase experimental con el fin de conocer mejor el comportamiento estructural de este tipo de estructuras frente a eventos extremos.

A lo largo del presente TFM se ha presentado una metodología de cálculo de estructuras frente a la acción accidental de estudio, que es la retirada repentina de una columna, que podría ser muy útil a diseñadores y estructuristas de cara a introducir estos conceptos en la fase de proyecto de los edificios de estudio.

2. Estado del arte

2.1 Introducción

En el estado del arte de este Trabajo Final de Máster se ha recogido información relevante sobre el tema principal del mismo, es decir, sobre la robustez estructural y el colapso progresivo de las estructuras. Para ello se ha recopilado información de artículos e informes científicos, así como de las normativas existentes hasta el momento de la redacción del documento.

En primer lugar, se exponen los conceptos clave de este estudio destacando los aspectos más relevantes a tener en cuenta para el correcto análisis de los resultados y la obtención de las conclusiones.

En segundo lugar, se ha realizado un resumen de las actualizaciones e investigaciones del tema principal de estudio para poner al lector en contexto sobre los avances en la materia de estudio, dando una leve pincelada en la historia de estos.

Por último, se enumeran y detallan algunos de los métodos de diseño y análisis de estructuras más empleados en las normativas vigentes que conciernen a este problema, así como sus principales ventajas respecto de los otros métodos.

A lo largo del presente estado del arte se citan algunos artículos científicos, además de normativas, que han servido para realizar el estudio previo y ser la base del presente trabajo realizado. Estos artículos y normativas enumerados el lector los podrá encontrar en la bibliografía final del presente documento.

2.1 Conceptos clave

La robustez estructural es un concepto relativamente nuevo que se puede definir como una cualidad estructural de insensibilidad al fallo local. Existen diferentes métodos desarrollados por investigadores para cuantificar esta cualidad, pero todavía no hay uno unificado que todos consideren válido.

Por otro lado, tenemos el concepto de colapso progresivo el cual se puede definir como un colapso que comienza con un daño localizado en un componente o unos pocos componentes estructurales y se desarrolla en todo el sistema estructural afectando a otros componentes.

Un claro ejemplo de colapso progresivo fue la destrucción parcial del edificio Ronan Point de Londres de 22 plantas en 1968 tras una pequeña explosión de gas en una de las plantas [4]. Esta explosión produjo el fallo en el cerramiento del salón, formado por paneles prefabricados de hormigón armado, sobre el cual se apoyaba el forjado. Tras desplomarse este cerramiento y su contiguo forjado se produjo una sobrecarga sobre el cerramiento y forjado de la planta inferior desencadenando el colapso progresivo de las plantas inferiores, así como un colapso de las plantas superiores debido a la pérdida de apoyo. Otro de los aspectos que agilizó el desplome parcial del edificio fue la unión muro-forjado la cual se había ejecutado con mortero de hormigón sin armadura.



*Ilustración 1. Edificio Ronan Point (Londres).
Fuente: Newham photos.*

El presente trabajo se ha basado en los dos conceptos definidos anteriormente, los cuales cobraron un gran interés especialmente tras los atentados ocurridos en EE. UU. (el ataque al Edificio Federal Alfred P. Murrah de Oklahoma en 1995 y el de las torres gemelas de Nueva York en 2001). Esto se puede apreciar en el aumento de los estudios numéricos y experimentales llevados a cabo tras estas fechas, así como por el desarrollo de las nuevas normas de diseño estructural frente a eventos extremos.

Los eventos extremos son difíciles de prever tanto en probabilidad de ocurrencia como en magnitud es por ello por lo que las normativas tradicionales de diseño no los tienen en cuenta. Sin embargo, en algunas normativas nuevas ya se tiene en cuenta el concepto de robustez de la estructura tratando evitar el colapso progresivo haciéndola resistente ante daños locales. Lo que se busca con estas normativas es controlar las posibles consecuencias derivadas de los eventos extremos ya que no podemos influir en la ocurrencia de estos.

A la hora de determinar la robustez real de una estructura debemos tener en cuenta no solo las características de ésta (resistencia, ductilidad, continuidad, etc.) sino el tipo de carga anormal a la que puede estar sometida ya que influirá notablemente la magnitud, si es dinámica o impulsiva, o si es monótona o cíclica, por ejemplo.

2.2 Comportamiento estructural

Cuando un evento extremo ocurre esto puede producir un daño localizado o varios que pueden desencadenar en el colapso progresivo de la estructura debido a que las cargas no son soportadas por el resto de los elementos. Para tratar de evitar que se produzca el colapso progresivo de la estructura es necesario que la carga que soportaba el elemento dañado se redistribuya correctamente a los elementos colindantes, es decir, que se desarrollen trayectorias de carga alternativas que permitan que la carga que soportaba la parte dañada o eliminada sea soportada por otros elementos.

Para ello existen distintos mecanismos de resistencia que proporcionan rutas de carga alternativas y minimizan el riesgo de colapso progresivo entre los que podemos destacar, como el más estudiado, el comportamiento de las vigas como catenarias.

Otra forma de controlar la propagación del colapso es introduciendo discontinuidades en la estructura (segmentaciones) o diseñando elementos críticos para resistir el evento extremo. En cualquier caso, conviene recordar que una estructura robusta no está sobrediseñada, sino que es capaz de activar mecanismos de resistencia latente los cuales no suelen emplearse para soportar las cargas normales de la estructura.

2.3 Avances en el campo de estudio

Tal y como se ha comentado al inicio de este apartado, tras los atentados en EE. UU. el número de investigaciones en este campo aumentó considerablemente hasta la fecha, pero no solo aumentaron las investigaciones en dicho país sino en países como Corea del Sud, Canadá, Irán o Reino Unido tras colapso del edificio Ronan Point en Londres en 1968. Sin embargo, en la última década el país con mayor número de recursos invertidos en dicho campo ha sido China.

Reino Unido fue el primer país en implementar una normativa para la robustez estructural, denominada *Fifth Amendment of the Building Regulations* [5], en la cual se proporcionaban valores mínimos de robustez de las estructuras que permitieran la redistribución y el soporte de las cargas gravitatorias tras la pérdida de uno o más elementos de la estructura.

Países como EE. UU. no tardaron tampoco en sacar normativas y disposiciones de diseño que tuvieran en cuenta la robustez estructural especialmente en edificios federales y de defensa como el *UFC 4-023-03* [3] o el *International Building Code* [6]. Sin embargo, en otras partes del mundo, las consideraciones explícitas sobre la robustez estructural no se incluyeron en las normativas hasta principios del siglo XXI.

Varias revisiones realizadas en este campo, en especial la denominada *Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century* realizada por varios autores relevantes del gremio [7], en lo que se refiere a normativas de diseño que incluyan la robustez estructural, coinciden en que actualmente no existen reglas universales para el diseño frente al colapso progresivo.

Sin embargo, en dicho artículo se identifican claramente cuatro grupos de enfoques de diseño ampliamente reconocidos, estos son:

- ✘ Las reglas prescriptivas de fuerzas de atado. Estas reglas se recomiendan en estructuras con bajo riesgo de colapso progresivo y están diseñadas para proporcionar niveles mínimos de atado, continuidad y ductilidad.
- ✘ Los métodos de trayectoria de carga alternativa. Estos métodos proporcionan múltiples soluciones de diseño con diferentes grados de solidez debido a los supuestos y las simplificaciones previas realizadas para la obtención de resultados.
- ✘ El método de diseño de elementos clave. Normativas como la EN 1991-1-1, UFC 4-023-03 o NYC BC 2014 [8], recomiendan usar este método cuando los métodos de trayectoria de carga alternativa no pueden demostrar una capacidad de redistribución de carga suficiente de la estructura. Este método consiste en identificar cuales son los elementos clave que podrían desencadenar un colapso progresivo de la estructura y diseñarlos de forma que puedan resistir cargas accidentales.
- ✘ Los métodos basados en el riesgo. Este último método consiste en comparar el tipo de evento extremo, su probabilidad y gravedad de las consecuencias con el coste de protección y las pérdidas potenciales asumidas. Actualmente, en estos métodos también se están estudiando enfoques probabilísticos para la robustez, pero todavía no se han implementado en ninguna normativa.

Estos métodos se aplican a la estructura en general sin embargo la mayoría de las normativas también introducen requisitos específicos para los materiales empleados y tipologías constructivas. Esto se debe a la gran influencia que tienen ciertos parámetros como la ductilidad, la resistencia, la absorción de energía o la capacidad de redistribución entre otros, en la robustez de la estructura.

La evaluación de la seguridad frente al colapso progresivo, así como la estimación de las pérdidas nos permite determinar si el nivel de robustez de la estructura es aceptable o no. Para ello, los autores Lind [9] y Starossek [10] exponen que una medida de robustez debe cumplir al menos uno de los siguientes requisitos generales: expresividad, objetividad, simplicidad, calculabilidad y generalidad.

Cuando hablamos de expresividad nos referimos a la capacidad de cuantificar todas las características de la robustez sin influir en otros aspectos y distinguir entre estructuras robustas y no robustas. La objetividad la obtendríamos cuando las decisiones tomadas por el usuario no afecten a la medida de robustez. La sencillez es un atributo de la definición de la medida.

Por otro lado, la facilidad de cálculo define la posibilidad de que la medida sea evaluada con un coste computacional relativamente bajo, para ello se basa en parámetros de entrada cuantificables asociados con las propiedades o el comportamiento de la estructura. Y, por último, la generalidad es la capacidad de validez de la medida de robustez para cualquier tipo de estructura.

Brett y Lu [11] proponen una ecuación para determinar la robustez estructural de forma cuantitativa, entendiendo por robustez la insensibilidad del sistema a pequeños cambios. En dicha expresión podemos obtener la sensibilidad del sistema frente a una variable, donde G representa una propiedad global del sistema estructural y X representa la variable de estudio del sistema que está expuesta a una condición anormal.

$$S_x = \frac{\partial G}{\partial X}$$

Del mismo modo, en un intervalo $[0, +\infty[$, también podríamos definir la insensibilidad del sistema frente a X como:

$$R_x = \frac{1}{1 + S_x}$$

La mayoría de las normativas suelen emplear enfoques no probabilísticos a la hora de realizar las investigaciones previas a la redacción de estas, apareciendo así grandes incertidumbres por las respuestas no lineales de las estructuras lo cual los lleva de nuevo a la necesidad de realizar enfoques probabilísticos y de diseño basados en riesgos.

Ellingwood y Leyendecker [12] fueron los primeros en realizar estudios probabilísticos que se enfocaban en el colapso progresivo de las estructuras mediante el método de las trayectorias de carga alternativas para evaluar la robustez estructural. Sin embargo, fue Bennet [13] quien desarrolló modelos y formulaciones conceptuales para calcular la probabilidad de colapso progresivo frente a una carga anormal o un daño inicial.

Otro de los avances realizados en este campo fue el de Li et al. [14] el cual obtuvo un índice de probabilidad de colapso que no dependía del fallo local inicial y este fue usado para derivar curvas de fragilidad de colapso progresivo. Continuando en esta línea, Xue et al. [15] demostró que el análisis determinista siguiendo las disposiciones de la normativa UFC permitía predecir eventos de colapso progresivo con ocurrencias de hasta el 5% el cual es un riesgo aceptable para edificios de importancia ordinaria pero no para estructuras críticas.

2.4 Ensayos experimentales internacionales

En las últimas décadas han aumentado considerablemente el número de ensayos experimentales realizados lo cual ha favorecido el avance en la materia de estudio (colapso progresivo) y ha permitido la mejora de las normativas y recomendaciones de diseño, así como de la mejora de los modelos numéricos.

A continuación, se comentarán algunos de los grupos de ensayos experimentales de fallos de una o más columnas llevados a cabo para el estudio del colapso progresivo de los edificios fabricados de acero y hormigón principalmente.

En primer lugar, existe un amplio grupo de ensayos que se realizaron sobre subconjuntos generalmente formados por dos vigas de luz y una o tres columnas. Estos ensayos simulan la eliminación de un pilar para el estudio del comportamiento de la viga y la unión viga-columna con el propósito de caracterizar los mecanismos de resistencia que podrían ayudar a sostener un colapso progresivo (acción de flexión, arco y catenaria).

En segundo lugar, tenemos el grupo de ensayos sobre estructuras bidimensionales (pórticos) formados por vigas y columnas. Los estudios realizados en este grupo permiten el análisis del comportamiento de la conexión, la flexión Vierendeel y la afección del fallo a los elementos contiguos, además de la acción arco y catenaria estudiada en el anterior grupo. Es por

ello por lo que estos estudios nos ofrecen un mayor conocimiento del comportamiento de la estructura que los del grupo anterior.

En el siguiente grupo tenemos los ensayos realizados en estructuras de edificios construidas especialmente para los ensayos. Estos ensayos, si se monitorizan, ejecutan y se manejan los resultados correctamente, son los que muestran unos resultados con mayor fiabilidad para ser empleados en trabajos futuros, calibrar modelos numéricos y para el desarrollo de las normativas y recomendaciones de diseño. Sin embargo, son pocos los ensayos realizados en este grupo debido al elevado coste que suponen además de la peligrosidad de realizarlos en laboratorios.

Uno de los pocos estudios realizados en este grupo fue el de Chen et al. [16] en el cual se construyó un edificio de dos plantas a gran escala con 2x2 vanos. En este ensayo se retiró una de las columnas exteriores demostrando así la importancia de las losas en el proceso de redistribución de las cargas tras la rotura de la columna. También se realizaron otras pruebas en estructuras de acero en las que la muestra no tenía losas.

Sin embargo, el estudio más relevante a la vez que costoso en este grupo fue el de Xiao et al. [17] en el cual se construyó un edificio de tres pisos a escala real con 3x3 vanos. En el se ensayaron cinco escenarios de eliminación de columnas repentina: columna de esquina, columna adyacente a la columna de esquina, dos columnas exteriores centrales y una columna interior. Las columnas se eliminaron bruscamente mediante un cañón de gas de hidrógeno a la vez que la losa se cargaba con bloques de hormigón y acero.

Por último, nos encontramos con el grupo de ensayos en edificios programados para la demolición. Algunos investigadores han aprovechado estos edificios para realizar sus ensayos eliminando elementos de estos edificios y estudiando su comportamiento.

Uno de los ensayos relevantes realizados en este grupo es el de Sasani y Sagioglu [18] y Sasani [19] en el cual se utilizó un Hotel de 6 pisos construido en 1914 en San Diego. Antes de realizar el ensayo decidieron retirar todos los elementos no estructurales del edificio (tabiques, fontanería, etc.) dejando únicamente los muros de relleno perimetral para evitar que estos contribuyeran a la robustez estructural del edificio ayudando al retraso y/o eliminación del colapso progresivo. Una de las conclusiones obtenidas en este ensayo fue que, tras provocar la rotura de dos columnas mediante explosivos, el desplazamiento vertical de las losas fue bastante reducido gracias a la aparición de trayectorias de carga alternativas basadas en la acción de Vierendeel y al aporte de los muros de relleno.

2.5 Modelización numérica

Los grandes avances realizados en el campo de la informática fueron de gran ayuda en el avance del campo del análisis de estructuras mediante el desarrollo de softwares informáticos de cálculo de estructuras para analizar el comportamiento de los edificios mediante modelos numéricos.

Estos softwares se han ido perfeccionando a lo largo del tiempo junto con los avances en su campo hasta llegar al punto donde son altamente confiables y precisos en la representación de comportamientos estructurales como el colapso progresivo. De este modo las principales ventajas que destacan en la simulación numérica son un considerable ahorro

económico, ya que el coste de los ensayos experimentales es muy elevado, y además evita los posibles peligros que implican dichos ensayos como la integridad de las personas y los posibles daños materiales, lo cual son dos aspectos fundamentales a la hora de realizar las investigaciones.

A continuación, se enumeran y describen algunas de las técnicas más utilizadas por los softwares para simular el colapso progresivo de estructuras.

El primero de ellos es el *Método de elementos finitos (FEM)* el cual es el más conocido y empleado en la actualidad. Este método proporciona soluciones aproximadas en todo el modelo excepto en los nodos donde las soluciones son exactas. Es aquí donde reside la gran importancia de realizar un buen mallado para obtener los resultados deseados. La gran ventaja que tiene este método respecto a otros como el Matricial es que permite el análisis de estructuras de dos y tres dimensiones. Con este método podemos realizar análisis lineales o no lineales, estáticos o dinámicos, y ejecutar el cálculo implícito o explícito.

Otro método es el *Método de elementos discretos (DEM)*. Este no es tan conocido y empleado como el método anterior para simulaciones de colapso progresivo de edificios, sin embargo, presenta grandes ventajas como la capacidad que tiene de combinar el DEM con el FEM para obtener resultados muy precisos a un costo computacional aceptable. Además, este método se distingue de los otros por la introducción de grados de libertad rotacionales, así como por contacto con estado y geometrías complicadas.

Por otro lado, tenemos el *Método de elementos aplicados (AEM)*. Este método adopta el concepto de figuración discreta que le permite rastrear automáticamente el comportamiento de colapso estructural que pasa por todas las etapas de carga: elástico, iniciación y propagación de fisuras en materiales débiles en tensión, rendimiento del refuerzo, separación de elementos, contacto y colisión de elementos, así como colisión con el suelo y estructuras adyacentes. Actualmente su aplicación está en auge en el campo de las simulaciones tanto de subconjuntos como de edificios completos. Aunque es relativamente nuevo, se ha demostrado que da buenos resultados en procesos que involucran fallos o colapso estructural.

Por último, hablaremos del *Método de elementos cohesivos (CEM)*. Esta es quizás la técnica menos empleada en simulaciones de colapso progresivo de estructuras, ya que su mayor aplicación está en el análisis de fracturas, pero, sin embargo, los pocos estudios que han utilizado este método, para el análisis del comportamiento frente al colapso progresivo, hasta ahora han obtenido resultados iguales o mejores que los del análisis no lineal convencional. Este método se basa en la generación de elementos no lineales de espesor nulo en las zonas donde se han producido fisuras mientras que en las zonas no fisuradas los elementos mantienen un comportamiento no lineal elástico.

2.6 Ensayo experimental realizado por el ICITECH

El Instituto Universitario de Ciencia y Tecnología del Hormigón, también conocido como ICITECH, realizó en 2019 el primer ensayo de un edificio-probeta, es decir, un edificio a escala 1:1, frente a eventos extremos con el fin de conocer mejor el comportamiento de los edificios frente a estos eventos y así poder reducir la vulnerabilidad de estos otorgándoles una mayor robustez estructural. Cabe destacar que este es el primer edificio a escala real que se construye con el único fin de realizar dicho estudio.

En el presente apartado se detallan los aspectos más relevantes de dicho estudio experimental, así como los resultados y las conclusiones más relevantes del mismo, para posteriormente comparar los resultados experimentales con los obtenidos mediante simulación numérica.

a. Características principales del edificio de ensayo

En el ensayo realizado por el ICITECH se construyó un edificio a escala real de 2x2 vanos y dos plantas. La altura entre plantas era de 2.8 metros y distancia entre vanos de 5 metros. Todo el edificio fue construido in situ empleando hormigón armado con un recubrimiento nominal de 30 mm (Hormigón HA-30/B/20/IIIa). Para las armaduras se empleó acero de alto límite elástico tipo B-500-S.

Por otro lado, la sección de las columnas era cuadrada de 30x30 cm y las losas de ambas plantas tenían 20 cm de espesor, mientras que la cimentación se llevo a cabo mediante zapatas aisladas conectadas con vigas cuadradas de 40 cm. El hormigón empleado en la cimentación fue HA-30/B/20/IIa y para las armaduras se empleó acero B-500-S.

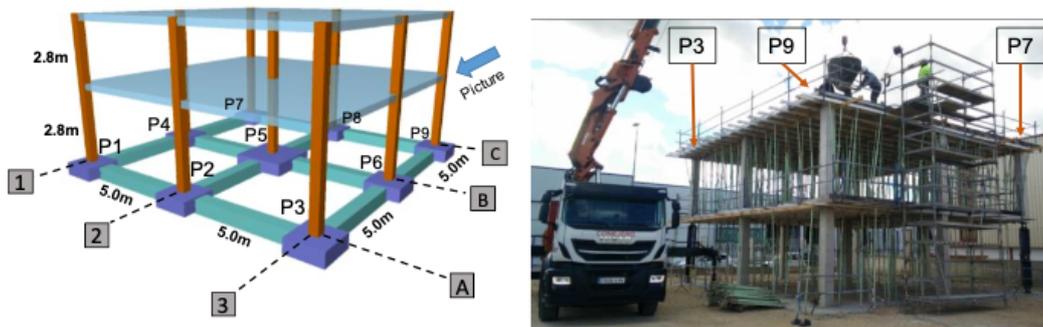


Ilustración 2. Edificio del ensayo.
Fuente: Artículo [1].

El edificio del ensayo se construyó en 51 días, realizando pruebas de calidad del hormigón mediante el análisis de probetas extraídas del hormigón empleado en la construcción tras transcurrir 34 días del hormigonado de la segunda losa. En el análisis de las probetas se midieron las propiedades mecánicas del hormigón para diferentes edades y tanto para la losa como para las columnas.

Las principales propiedades determinadas en el análisis fueron la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y la resistencia a tracción, esta última solo se analizó en las losas. Todas ellas se realizaron siguiendo la normativa UNE-EN 12390 para ensayos de hormigón endurecido.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
 Aplicación a un edificio de la UPV.

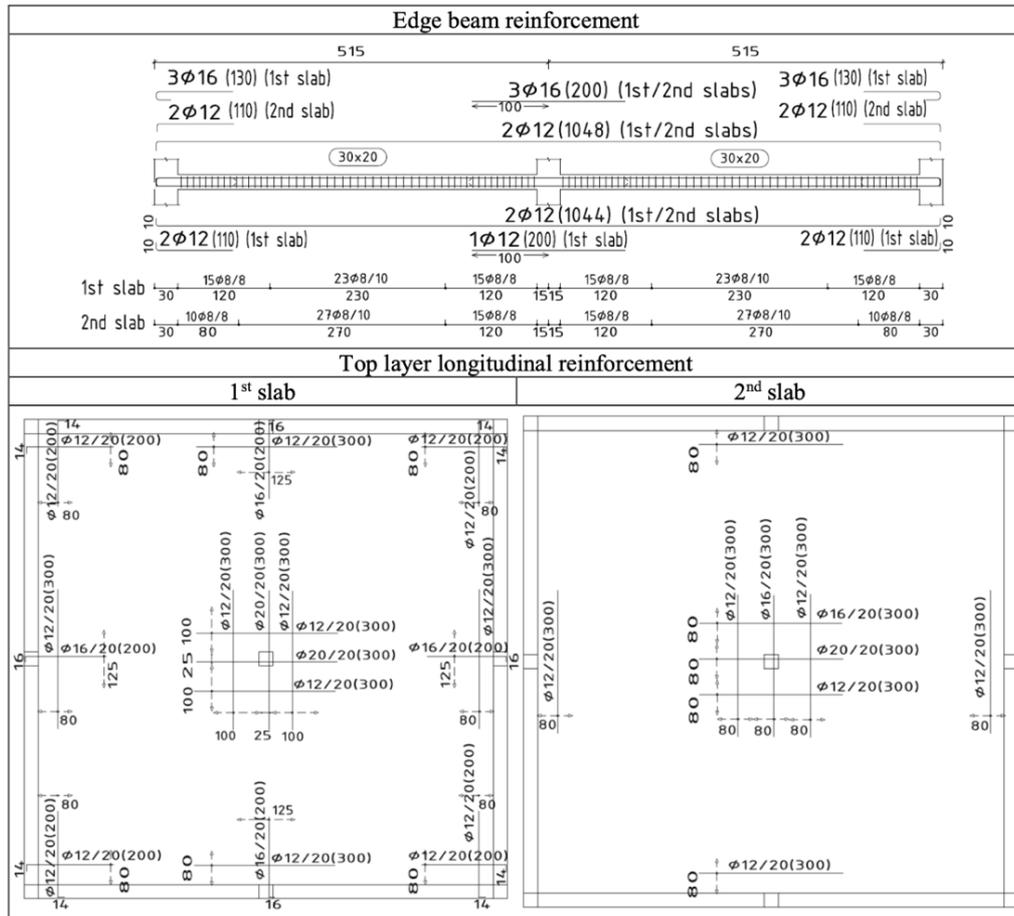


Ilustración 3. Disposición del armado de las losas.

Fuente: Artículo [1].

Las columnas y las losas disponían de armadura de refuerzo adicional como la mostrada en las siguientes ilustraciones donde se detalla la disposición de la armadura de refuerzo empleada en el edificio, la cual ha sido la empleada también en la modelización mediante el software informático Abaqus para poder realizar el estudio comparativo de las soluciones numéricas con las experimentales.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

Columns P1 – P3 – P7 – P9	Columns P2 – P4 – P6 – P8		Column P5												
Punching reinforcement															
1 st slab (only)	1 st slab	2 nd slab	1 st /2 nd slabs												
Reinforcement in columns – Longitudinal bars															
Reinforcement in columns – Stirrups															
1φ8(103)		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Distance (cm)</th> <th>Nº</th> <th>Spacing (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>230 a 300</td> <td>7</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>60 a 230</td> <td>12</td> <td>15</td> </tr> <tr> <td>0 a 60</td> <td>10</td> <td>6</td> </tr> </tbody> </table>		Distance (cm)	Nº	Spacing (cm)	230 a 300	7	10	60 a 230	12	15	0 a 60	10	6
Distance (cm)	Nº	Spacing (cm)													
230 a 300	7	10													
60 a 230	12	15													
0 a 60	10	6													

Ilustración 4. Disposición del armado de las columnas.
Fuente: Artículo [1].

La reproducción de las cargas muertas y vivas, tal y como exige el Eurocodigo 2 [20] para edificios de alta ocupación, se realizó añadiendo bloques de hormigón ubicados sobre las losas. Se decidió emplear un escenario más desfavorable a la distribución uniforme de las cargas por lo que los bloques de hormigón únicamente se pusieron en el cuadrante formado por las columnas P3, P2, P5 y P6 formando una sobrecarga de 5.3 kN/m² en ambas losas. Además, se dispuso una carga lineal de 0.56 kN/m a modo de simular el peso que produciría un muro en el borde del vano de la losa de la primera planta en la dirección P3-P6.

Por otro lado, para la simulación de la retirada repentina de una de las columnas de esquina se empleó en una de las esquinas una columna de acero diseñada especialmente para el ensayo. La columna se ejecutó con un perfil UPN-240 y estaba anclada mediante una placa a la losa de la primera planta y al suelo. Así mismo, en las partes superior, inferior e intermedia de la columna de acero se dispusieron articulaciones que permitían el giro de 45º para simular la desconexión de la columna.

La elección de retirar una de las columnas de esquina en el ensayo se debe a la alta exposición de estas frente a eventos extremos, así como la vulnerabilidad lo cual son dos factores detonantes del colapso progresivo.

Por motivos de seguridad también se colocó una columna de acero próxima a esta para prevenir frente a un colapso progresivo de la estructura, por lo que esta columna adicional no estaba en contacto con la estructura, simplemente entraría en carga si se produjera el colapso progresivo de la estructura.

La columna especial fue diseñada para poder reutilizarse tras el ensayo para devolver el edificio a su estado inicial, así como para emplearse en futuros ensayos en otras partes del edificio o en otros edificios.

En la imagen que se muestra a continuación, en la *Ilustración 5*, se puede apreciar con mayor claridad como estaba formada dicha columna de acero especial.

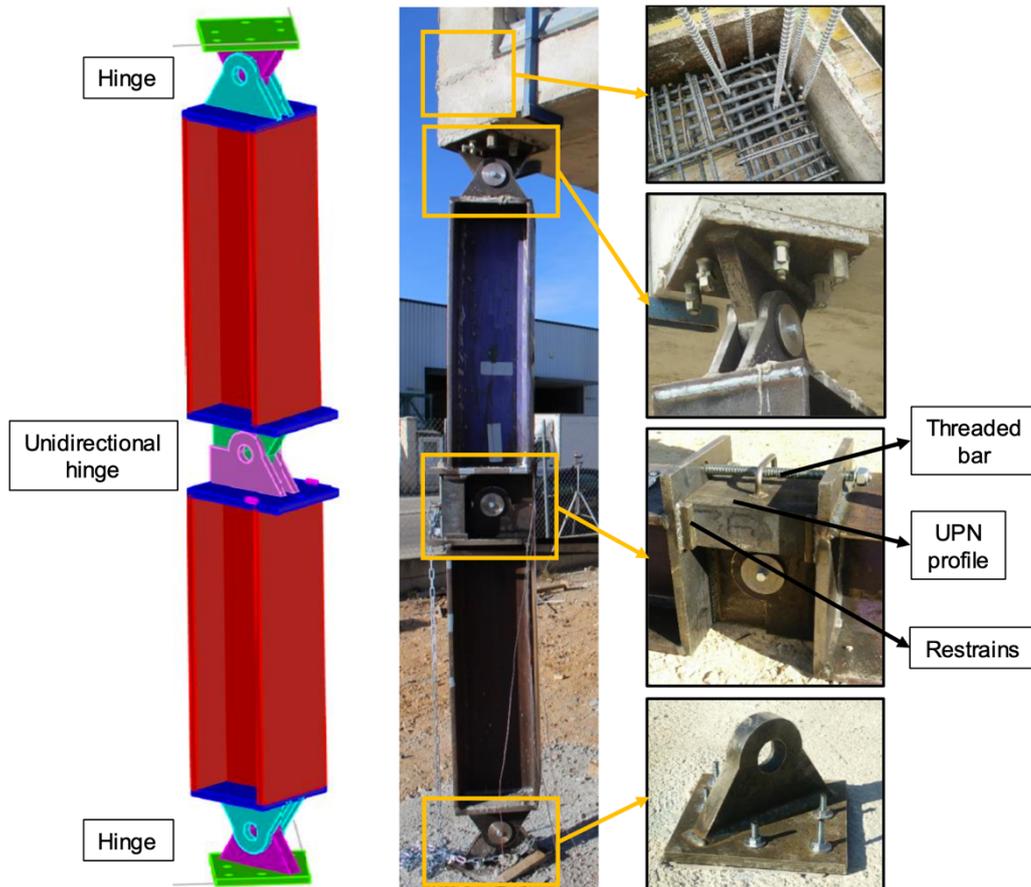


Ilustración 5. Detalles de la columna de acero diseñada para el ensayo. Fuente: autores del ensayo.

La recopilación de información se obtuvo a partir de una alta instrumentación la cual estaba compuesta por 38 medidores colocados en las armaduras, 38 LVDTs y 2 acelerómetros de fibra óptica para monitorizar las respuestas verticales y horizontales. Los medidores colocados en las armaduras se instalaron 4 por columna, tanto en las de la primera planta como en las de la segunda planta, mientras que tres de ellos se emplearon en el entramado y los bordes de la columna de acero.

Diecisiete de los 38 LVDTs se colocaron horizontalmente en las partes superior e inferior de las losas para así medir la flexión de esta, mientras que otros tres medían los desplazamientos horizontales hacia la columna fallo en ambas plantas. Los dieciocho LVDTs restantes se colocaron en diferentes puntos para medir los desplazamientos verticales del edificio. Once se emplearon para medir las deformaciones de las losas a una distancia de tres veces la profundidad efectiva de la losa desde las caras de las columnas. Otros dos se colocaron a 50 cm de distancia de la columna fallo y otros dos a distancias equivalentes entre las columnas P2 y P3.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

Los tres restantes se colocaron en las cimentaciones de los pilares P2, P5 y P6. Por último, los acelerómetros se dispusieron en las columnas P1 horizontal y en P3 vertical para registrar las aceleraciones sufridas en el edificio durante el ensayo.

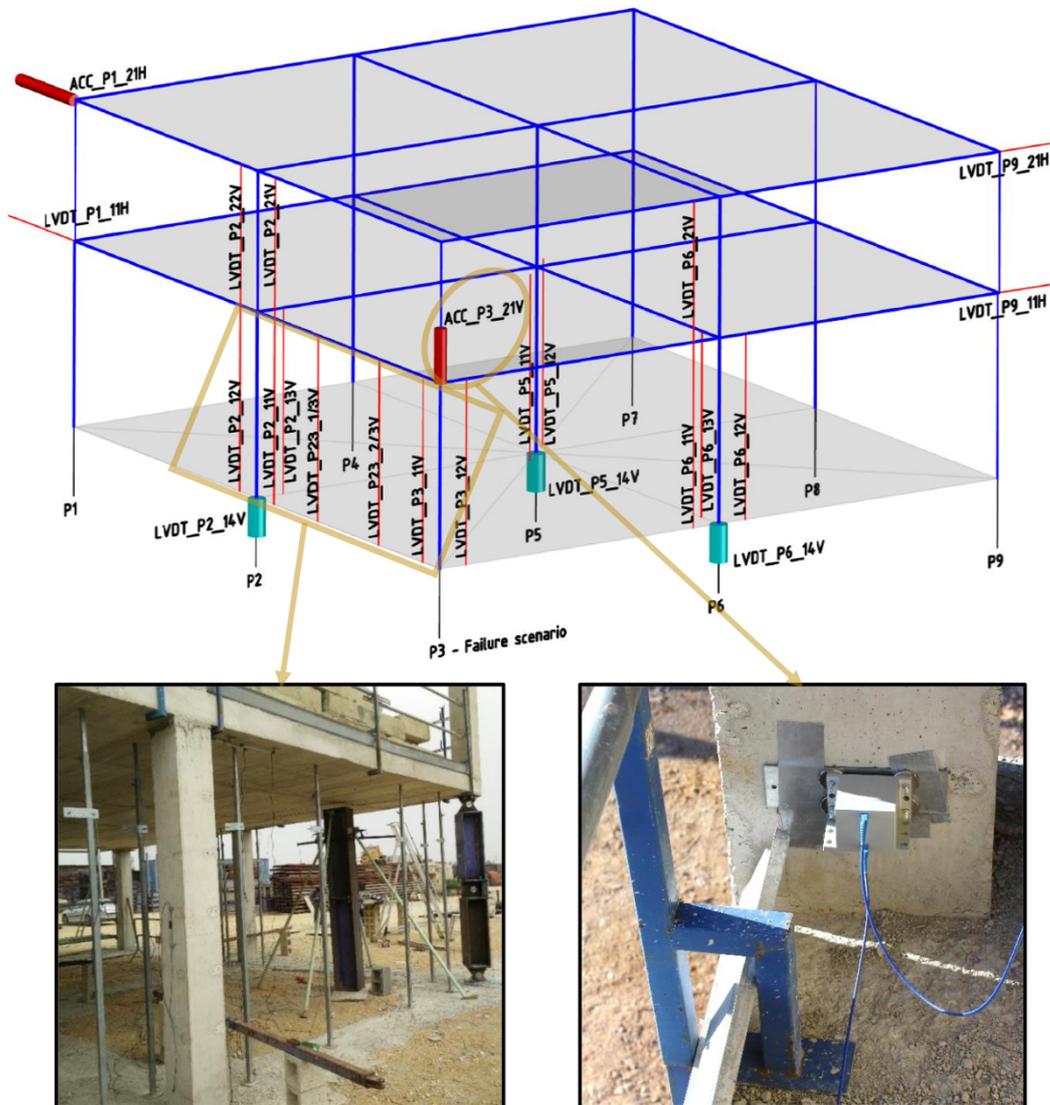


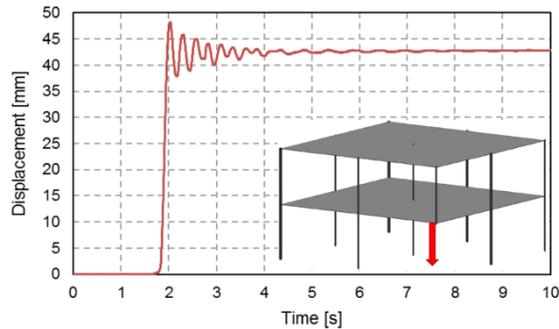
Ilustración 6. Disposición de los sensores empleados en la monitorización del ensayo. Fuente: autores del ensayo.

Con todo este instrumental se consiguió registrar los movimientos producidos en el edificio tras la retirada repentina de la columna de esquina para el posterior análisis de los resultados.

b. Resultados del ensayo

En el presente apartado se mostrarán los resultados y conclusiones obtenidos a partir de las mediciones tomadas durante y tras el ensayo se obtuvieron mediante la instrumentación descrita en el apartado anterior.

Los desplazamientos verticales registrados por uno de los LVDTs colocado cerca de la columna fallo se compararon con los de otro sensor que estaba posicionado cerca de este y ambos mostraron valores muy similares los cuales se muestran en la *Gráfica 1*.

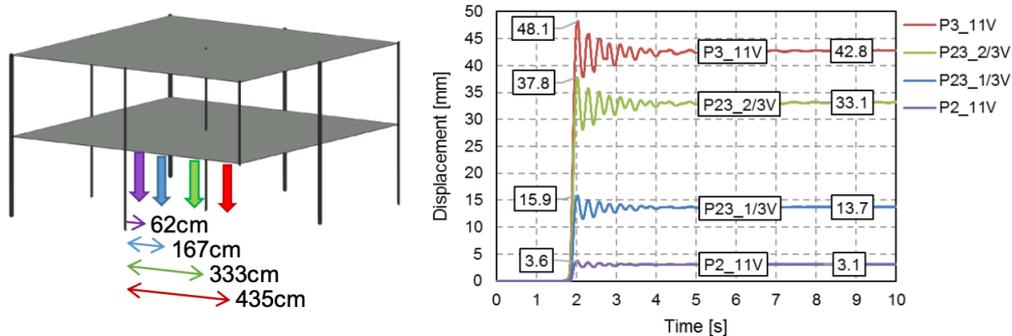


Gráfica 1. Desplazamiento vertical frente al tiempo. Fuente: Artículo [1].

Tal y como se observa en la *Gráfica 1*, el valor del máximo desplazamiento sufrido en las proximidades de la columna eliminada fue de 48.1 mm descendientes estabilizándose en 42.8 mm tras un periodo de tiempo. En dicha gráfica se puede apreciar la variación de los desplazamientos oscilando entre 38 y 46 mm (aproximadamente) debido a la inestabilidad producida por la retirada repentina de la columna. El valor del desplazamiento se estabiliza casi por completo en 42.8 mm tras un periodo de 4 segundos.

Si nos fijamos en los valores de los desplazamientos medidos en los LVDTs ubicados a mayores distancias de la columna fallo se puede apreciar la disminución de los desplazamientos residuales del edificio con la lejanía de estos respecto de la columna eliminada.

En la *Gráfica 2* se muestran los valores registrados en los medidores ubicados entre la columna eliminada y una contigua a esta, así como las distancias de estos medidores a la columna eliminada.



Gráfica 2. Desplazamiento vertical frente al tiempo, en sensores cercanos a la columna eliminada. Fuente: Artículo [1].

Los desplazamientos horizontales registrados por los LVDTs tenían dos finalidades. La primera era obtener las deformaciones de flexión de la losa y las deformaciones en su plano (acción de membrana) mediante los sensores colocados en las uniones entre pilares y losas. Y, la segunda era conocer la desviación de la estructura tras la retirada de la columna mediante los sensores que estaban referenciados a un punto fijo fuera de la estructura.

Los resultados obtenidos en los medidores colocados en las uniones columna-losa muestran que la parte superior de la losa se encontraba a tracción mientras que la parte inferior estaba a compresión, siendo los valores de desplazamientos por tracción muy superiores (prácticamente el doble) a los de compresión en las columnas P2 y P6. Así mismo, las deformaciones producidas por la tracción fueron superiores a las de compresión debido a las fracturas localizadas en losa.

Los tres sensores colocados en las armaduras de la columna P3 fueron los encargados de registrar las cargas soportadas por dicha columna antes de la descarga del pilar y el tiempo de descarga de la columna. Los valores que obtuvieron fueron una descarga de 140 kN en con un tiempo aproximadamente de 0.1 s.

Las columnas más próximas a la columna eliminada fueron P2 y P6, ubicadas en las caras externas del edificio, y P5, era la columna central. Asimismo, tras la eliminación de la columna P3 los sensores ubicados en P2 y P6 registraron un aumento de las fuerzas de compresión de 135 kN y 104 kN respectivamente, mientras que en la columna central P5 se registro una pequeña descarga. El incremento de las fuerzas de compresión registradas en las mediciones tras la retirada del pilar fue superior en la columna P2 respecto a la P6 debido a la excentricidad global de las cargas del edificio hacia la dirección P3-P6. Así mismo, también se observó la aparición de un mayor número de fisuras en el hormigón en la zona próxima a P6 que en la próxima a P2.

Los desplazamientos verticales residuales registrados por los sensores de los pilares P2, P5 y P6 muestran claramente que los nodos giraron hacia la posición de P3 con una caída pronunciada en el punto más cercano y un ligero aumento en el punto opuesto. Esta es una situación típica de una conexión pilar-losa sujeta a transferencia de momento.

A partir de los resultados obtenidos en el ensayo se observa que la carga reducida en la columna P1 es ligeramente superior a la reducción en la P5 (más cercana a P3), lo que, junto con los grandes aumentos de carga en las columnas P2 y P6, acentúa la importancia de que los elementos exteriores trabajen adecuadamente a flexión y acciones de viga Vierendeel. Si el ensayo se hubiera realizado en un subconjunto de la estructura no se hubieran podido encontrar estos efectos globales y la contribución de los diferentes pisos a la búsqueda de trayectorias de carga alternativa.

Por otro lado, los sensores ubicados en las columnas P2 y P6 a 40 cm por debajo de la losa registraron variaciones significativas en los momentos flectores de las columnas, lo cual nos indica la contribución de estas frente a la acción de flexión Vierendeel. Las variaciones registradas por dichos sensores fueron un incremento en la deformación por compresión (acortamiento) en los sensores más próximos a P3 y una tensión (alargamiento) en los sensores más próximos a P6. Estos valores indican la presencia de grandes momentos flectores que conducen a una rotación general de la unión losa-columna hacia P3. Cabe indicar que los valores de flexión registrados fueron muy superiores a las deformaciones debidas a las fuerzas axiales.

Una vez finalizado el ensayo se procedió a evaluar los daños residuales en el edificio. Las grietas en la estructura no eran excesivas ni antes del ensayo ni posteriormente en la mayor

parte del edificio, únicamente se podía apreciar una mayor fisuración del hormigón en la parte superior de la losa en las proximidades de los pilares P2 y P6, es decir los contiguos a la columna eliminada. Al devolver la columna eliminada a su posición inicial, por motivos de seguridad, se cerraron de nuevo las fisuras producidas en el ensayo.

c. Conclusiones

Una vez realizado el ensayo, en el edificio a escala real creado expresamente para dicho ensayo, y analizados los resultados obtenidos en el mediante el registro de esfuerzos, deformaciones y aceleraciones con la instrumentación descrita anteriormente, se llegaron a las siguientes conclusiones:

- ◆ Tras la retirada repentina de la columna de esquina la estructura encontró trayectorias de carga alternativas y la amplificación dinámica observada no ocasionó daños relevantes en la estructura.
- ◆ Los resultados referentes a los desplazamientos horizontales y verticales, así como las deformaciones en las columnas mostraron valores picos que se estabilizaban tras un periodo de tiempo en valores muy inferiores.
- ◆ Las trayectorias de carga alternativas predominantes en el ensayo fueron las relativas a las acciones de flexión de viga tipo Vierendeel, en cambio, la acción de membrana de la losa no fue una de las trayectorias de carga alternativas significativa para el estudio realizado.

Cabe destacar que el presente TFM se ha realizado empleando como base el ensayo descrito que fue realizado por diversos investigadores del ICITECH, así como diversos artículos que se mencionan en este trabajo.

2.7 Conclusiones y necesidades

Tras analizar las tipologías de las estructuras empleadas en los ensayos numéricos realizados por numerosos investigadores se observa que la gran mayoría de ellos se han realizado mediante construcciones in-situ, es decir, no han empleado elementos prefabricados. Este es un gran error a la hora de realizar simulaciones por el simple hecho de que en la actualidad la mayoría de los edificios como hospitales, edificios administrativos, escuelas, centros comerciales, etc., están hechos de elementos prefabricados y el comportamiento, así como las características de los materiales no son exactamente igual que las de los elementos construidos in-situ.

Otra de las carencias encontradas en los ensayos experimentales realizados es ausencia de ensayos sobre elementos de hormigón pretensado. Sería muy importante realizar ensayos sobre este tipo de elementos ya que su comportamiento frente a eventos extremos es considerablemente peor debido a las grandes luces que salvan estos elementos, aumentando así notablemente el riesgo de colapso progresivo de la estructura. Asimismo, la mampostería también podría considerarse como elemento de estudio debido a la gran cantidad de edificios históricos, entre muchos otros, abiertos al público que contienen muros de carga de mampostería.

Uno de los aspectos muy importante y poco estudiado es el reacondicionamiento de los edificios tras un fallo local por haber estado sometido a un evento extremo. Es necesario avanzar en esta materia de estudio para dotar a los edificios de mayor robustez estructural tras eventos extremos para evitar el colapso progresivo del mismo cumpliendo a su vez con las normativas y recomendaciones vigentes.

A pesar de que se han realizado numerosos ensayos la gran mayoría han sido en subconjuntos y muy pocos en estructuras completas. Es trascendental realizar ensayos 3D que consideren todos los mecanismos que contribuyen a crear trayectorias de carga alternativas. También se requieren pruebas dinámicas para una definición más precisa de los factores de amplificación dinámica que se deben considerar en los procedimientos de análisis estático.

Otra de las carencias encontradas en los ensayos realizados es la falta de consideración de la segmentación como método de diseño. La segmentación es un método que puede proporcionarnos una buena solución en situaciones en las que es difícil establecer rutas de carga alternativas para evitar un colapso progresivo.

Por último, otro de los comportamientos muy poco estudiados y con una gran importancia es el punzonamiento en losas. Cuando esto ocurre los daños se propagan tanto en horizontal como en vertical conduciendo el edificio a situaciones de alto riesgo.

De todas estas carencias encontradas y necesidades, el presente trabajo se centrará en el análisis de distintos estudios paramétricos con el fin de conocer mejor el comportamiento del edificio. Para ello primeramente se realizará la modelización del mismo mediante un software informático que nos permita luego, una vez validado el modelo, realizar dichos estudios paramétricos.

3. Validación del modelo

3.1. Introducción

En el presente apartado se ha llevado a cabo la comparación de los resultados del modelo numérico realizado en el software Abaqus con los resultados obtenidos en el ensayo experimental realizado por el ICITECH. Para ello, primeramente, se ha desarrollado un modelo numérico mediante el software Abaqus tratando de reproducir las condiciones y características más relevantes del ensayo experimental. Una vez validado este modelo numérico se ha utilizado para obtener dos modelos numéricos más para posteriormente adquirir los factores de amplificación dinámicos y los factores de aumento de carga.

Una vez obtenido dicho modelo se ha llevado a cabo una recopilación de datos numéricos, tanto del modelo numérico como del ensayo experimental, de los puntos más representativos de cada variable de estudio. Es decir, se han comparado los desplazamientos verticales y horizontales, las deformaciones y las reacciones de los pilares en los puntos que se han considerado más representativos/importantes de cada esfuerzo.

3.2. Descripción del modelo del edificio

El edificio introducido en Abaqus consta de dos plantas y 2x2 vanos, al igual que el edificio del ensayo ya que este estudio trata de realizar una comparación de los resultados obtenido mediante modelización numérica con los obtenidos en el ensayo experimental por lo que la sobrecarga aplicada en el modelo es la misma a la empleada en el ensayo. Del mismo modo que en el ensayo experimental la sobrecarga de 5.3 kN/m² se dispone en el vano formado por las columnas P3, P2, P6 y P5 ya que es donde se encuentra la columna que eliminaremos y por lo tanto nos conducirá a una situación más desfavorable que si dispusiéramos la carga en el resto de los vanos. Además, hemos añadido una carga lineal en el borde del vano descrito de la losa de la primera planta en la dirección P3 y P6 de 0.56 kN/m para reproducir el peso de un supuesto muro como se hizo en el ensayo experimental.

Por otro lado, el edificio se ha considerado como perteneciente a los categorizados de clase 2b (Grupo de Alto Riesgo) para reproducir el comportamiento de edificios de alta ocupación. Por otro lado, para simular la cimentación se han considerado que las bases de los pilares están empotradas, impidiendo así los giros y desplazamientos de estos.

En lo respectivo a las dimensiones del edificio la altura entre plantas es de 2.8 metros y los vanos son de 5 metros por lo que las plantas tienen 100 m² cada una. En cuanto a las secciones de las columnas estas son cuadradas de 30x30 cm mientras que las losas de ambas plantas tienen 20 cm de canto. En la *Ilustración 7* se puede observar a simple vista la estructura del edificio descrito.

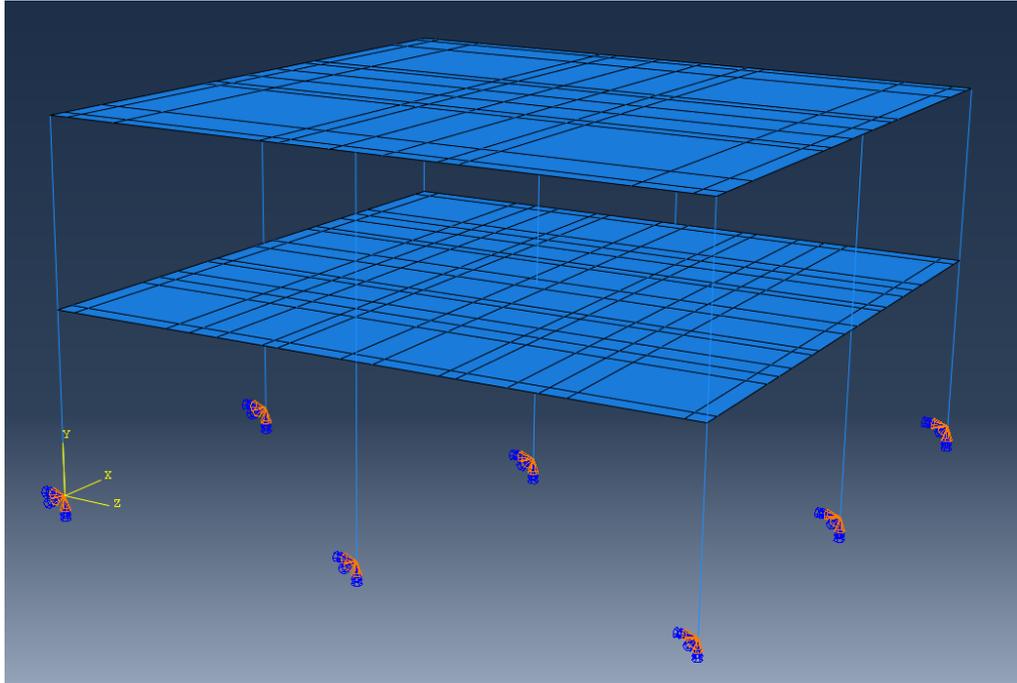


Ilustración 7. Edificio modelado en Abaqus. Fuente: elaboración propia.

Todas las columnas están reforzadas con acero de alto límite elástico, pero la columna central del edificio está reforzada en mayor medida. Con la finalidad de resistir posibles sobrecargas debidas a eventos extraordinarios se realizó un armado de refuerzo en zonas clave de las losas, considerándose como zonas clave aquellas más próximas a los pilares. Así mismo, la losa de la primera planta se diseñó con un mayor armado de refuerzo al de la losa de la segunda planta ya que frente a eventos extremos esta sufriría en mayor medida las sobrecargas que la losa del segundo piso.

En este modelo se introdujeron refuerzos en el hormigón mediante armaduras para poder realizar más tarde los cálculos no lineales mecánicos y consecuentemente analizar el comportamiento estructural del hormigón.

Los refuerzos de las losas se han introducido en dos capas (superior e inferior) y a modo de rejilla, es decir, en dos direcciones opuestas formando ángulos de 90 grados, empleando un mayor refuerzo en la cara superior que en la inferior de la losa. En la *Ilustración 3* se puede observar a simple vista la disposición del armado de refuerzo empleado.

Todo el edificio está compuesto de hormigón armado con un recubrimiento nominal de 30 mm. Por lo que respecta a las características del hormigón, para tratar de reproducir el material empleado en el ensayo experimental se han introducido las características que se obtuvieron de las pruebas realizadas a las muestras del hormigón empleado en la construcción del edificio.

El hormigón de la losa de la primera planta presentaba una resistencia a compresión de 30.5 MPa mientras que el de la segunda planta era de 31.1 MPa. En cuanto a los módulos de elasticidad el del hormigón de la primera planta era de 28810 MPa mientras que el de la segunda planta era de 33119 Mpa. Estos valores fueron los obtenidos en el laboratorio a partir de las probetas extraídas en la construcción y medidos a los 43 días en el caso del hormigón de la primera planta y a los 34 días en el de la segunda planta. Por lo tanto, para tratar de reproducir

al máximo las condiciones del ensayo se optó por emplear estos valores en el modelo numérico en lugar de los valores del proyecto.

La modelización del edificio con Abaqus, al igual que con la mayoría de los softwares de cálculo de estructuras, se comienza introduciendo los elementos de estudio y sus características. Para ello se crearon dos tipos de elementos, un tipo *Beam* para los pilares y uno tipo *Shell* para las losas.

Abaqus define como elemento tipo *Beam* a un sólido en el que tanto su grosor como su profundidad se consideran pequeños en comparación con su longitud. Mientras que considera como *Shell* aquel sólido en el que el grosor se considera pequeño en comparación con el ancho y la profundidad, representando así a nuestras placas de estudio.

Los materiales empleados fueron hormigón armado con un peso específico de 2500 kg/m³, y el acero de las armaduras con un límite elástico de 500 MPa. Otra de las características que se deben asignar al elemento es indicar de que tipo es entre las siguientes: deformable, rígida, Euleriana o Fluido. En este caso ambos elementos son deformables lo cual representa que ambas piezas pueden deformarse bajo cargas mecánicas, térmicas o eléctricas.

A continuación, se asignaron el tipo de secciones de los elementos considerando como *Beam* la sección de los pilares, con un coeficiente de Poisson de 0.2 y una sección cuadrada de 30x30 cm, y *Homogeneous Shell* la de las losas añadiendo en ésta la integración de Gauss con 5 puntos a lo largo de su espesor de 20 cm para determinar el comportamiento de dicha sección.

En Abaqus cada *Step* de análisis está asociado con un procedimiento específico que define el tipo de análisis que se realizará durante el paso, que en nuestro caso el tipo de análisis será el dinámico que en el programa se denomina *Dynamic, Implicit*, y los 5 *steps* se realizan con dicho análisis. Al introducir los *steps* con este tipo de análisis el programa nos indicará que es necesario completar ciertas características del material como por ejemplo su densidad.

El primer *Step* lo crea el programa por defecto y no se puede modificar ni eliminar, este es el llamado Inicial. En este *step* inicial podemos definir condiciones de contorno, campos predefinidos e interacciones que son aplicables desde el principio del análisis. El segundo *step* que creamos nosotros abarca desde el segundo 0 hasta 0.8 segundos es donde realizamos la puesta de cargas, el tercero que es donde se estabilizan dichas cargas y abarca desde el 0.8s hasta 1s. El tercero y es el *step* donde eliminamos la columna y que abarca desde el segundo 1 hasta 1.1s, y por último introducimos un *Step* que va del segundo 1.1 al 2 para observar el comportamiento del edificio tras la retirada repentina de la columna.

En este software al igual que en otros de análisis de estructuras es necesario introducir un factor de amplitud para aplicar las cargas de forma progresiva a lo largo del tiempo del *Step*, de no definir dicho factor de amplitud la carga se aplica de forma inmediata produciendo anomalías en los resultados.

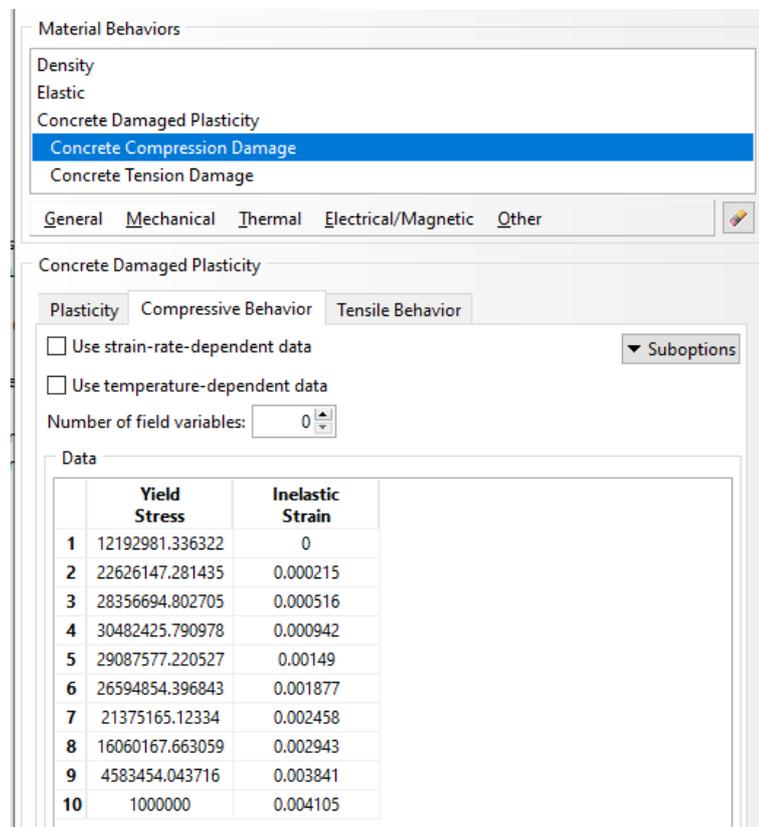
Otra de las opciones que se encuentran dentro del menú de *Steps* es la de activar o desactivar la no linealidad geométrica de los materiales a la hora de realizar el análisis. En este caso, puesto que se trata de un análisis dinámico y no lineal mecánico activaremos esta opción para calcular la fisuración y el daño en la estructura, además para ello será necesario introducir ciertos parámetros sobre las armaduras.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

La no linealidad geométrica de los materiales lo que hace es variar la relación constitutiva entre tensiones y deformaciones a lo largo del proceso de deformación, es decir, no es constante. Para que el programa pueda reproducir este comportamiento en el análisis es necesario introducir ciertos valores de las curvas de comportamiento a compresión y tensión del hormigón además de otros parámetros de plasticidad del material.

El programa realiza las curvas de comportamiento a compresión y tracción del hormigón a partir de los valores que le introducimos, los cuales en este caso fueron los que se muestran en las siguientes ilustraciones.

Como se ha comentado anteriormente, las características del material de la losa de la primera planta eran distintas a la losa de la segunda planta por lo que en el programa introducimos ambos materiales. Para el hormigón de la primera losa se creó la siguiente curva de comportamiento a compresión.



The screenshot shows the 'Material Behaviors' dialog box in a software application. The 'Concrete Damaged Plasticity' section is active, and the 'Concrete Compression Damage' curve is selected. The 'Plasticity' tab is selected, and the 'Compressive Behavior' sub-tab is active. The 'Use strain-rate-dependent data' and 'Use temperature-dependent data' checkboxes are unchecked. The 'Number of field variables' is set to 0. A 'Data' table is displayed with the following values:

	Yield Stress	Inelastic Strain
1	12192981.336322	0
2	22626147.281435	0.000215
3	28356694.802705	0.000516
4	30482425.790978	0.000942
5	29087577.220527	0.00149
6	26594854.396843	0.001877
7	21375165.12334	0.002458
8	16060167.663059	0.002943
9	4583454.043716	0.003841
10	1000000	0.004105

Ilustración 8. Puntos de la curva de compresión del hormigón de la losa de la primera planta. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
 Aplicación a un edificio de la UPV.

Mientras que la curva de comportamiento a tracción del hormigón de dicha losa fue la que se muestra en la siguiente ilustración.

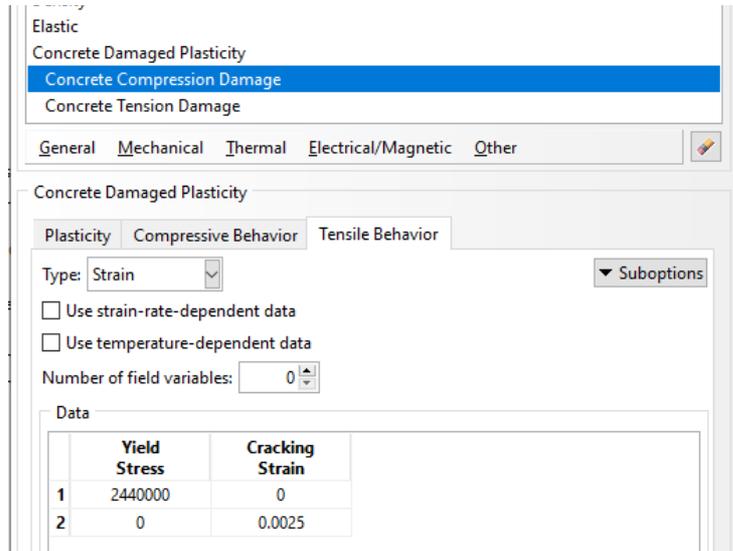


Ilustración 9. Puntos de la curva de tracción del hormigón de la losa de la primera planta. Fuente: elaboración propia.

Por otro lado, para la curva de comportamiento del hormigón frente a compresión de la losa de la segunda planta fue la que se muestra a continuación.

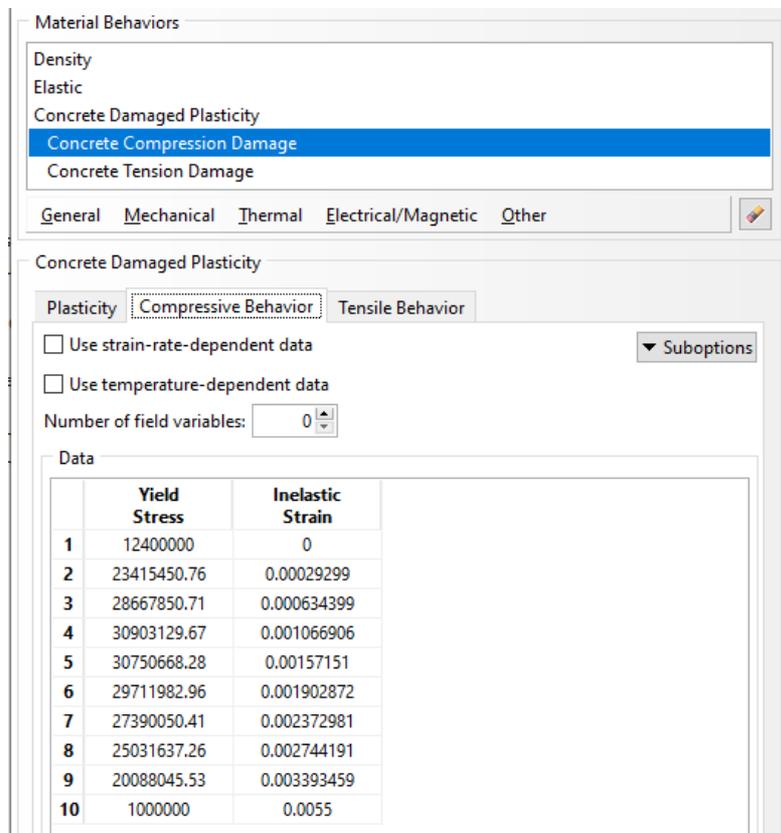


Ilustración 10. Puntos de la curva de compresión del hormigón de la losa de la segunda planta. Fuente: elaboración propia.

Del mismo modo, la curva de comportamiento a tracción del hormigón de dicha losa fue la que se muestra en la siguiente ilustración.

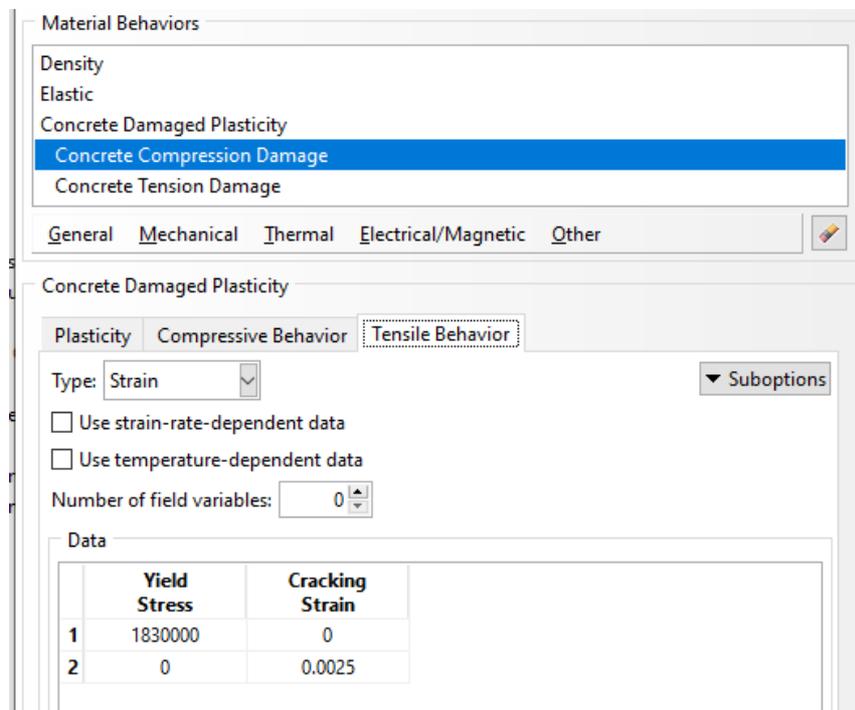


Ilustración 11. Puntos de la curva de tracción del hormigón de la losa de la segunda planta. Fuente: elaboración propia.

La eliminación de una de las columnas de esquinas se ejecutó mediante la opción de interacción la cual nos permite realizar modificaciones en el modelo activando/desactivando elementos de este durante el análisis.

El programa considera por defecto que las uniones entre pilares y losas se comporta como un nudo rígido por lo que la única condición de contorno que introdujimos adicionalmente en el modelo fue la restricción de movimientos y giros de las bases de los pilares para simular la cimentación que se empleó en el ensayo experimental.

Respecto al mallado del modelo el programa empleado dispone de una función de mallado automático la cual se empleó para realizar el primer mallado y ver como se generaba. A partir de ahí se decidió modificar dicho mallado para hacerlo más regular mediante la opción de refinar el mallado la cual permite modificar aspectos como la densidad de malla, la forma de los elementos o el tipo de elementos.

La primera modificación realizada fue en la densidad de malla colocando marcadores a lo largo de los bordes del modelo para indicar donde debían ubicarse los nodos de las esquinas de los elementos, colocando estos cada 0.6. Tanto la densidad de la malla a lo largo del límite del modelo como la densidad de la malla en el interior del modelo están determinadas por los marcadores a lo largo de los bordes del modelo.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

La siguiente modificación fue en la forma de los elementos de malla utilizando únicamente elementos cuadrados. A continuación, se indicó que el mallado se realizara mediante la técnica estructurada.

Este programa realiza el mallado estructurado de arriba hacia abajo brindando así un mayor control sobre la malla por la aplicación de patrones de malla preestablecidos a topologías de modelos particulares.

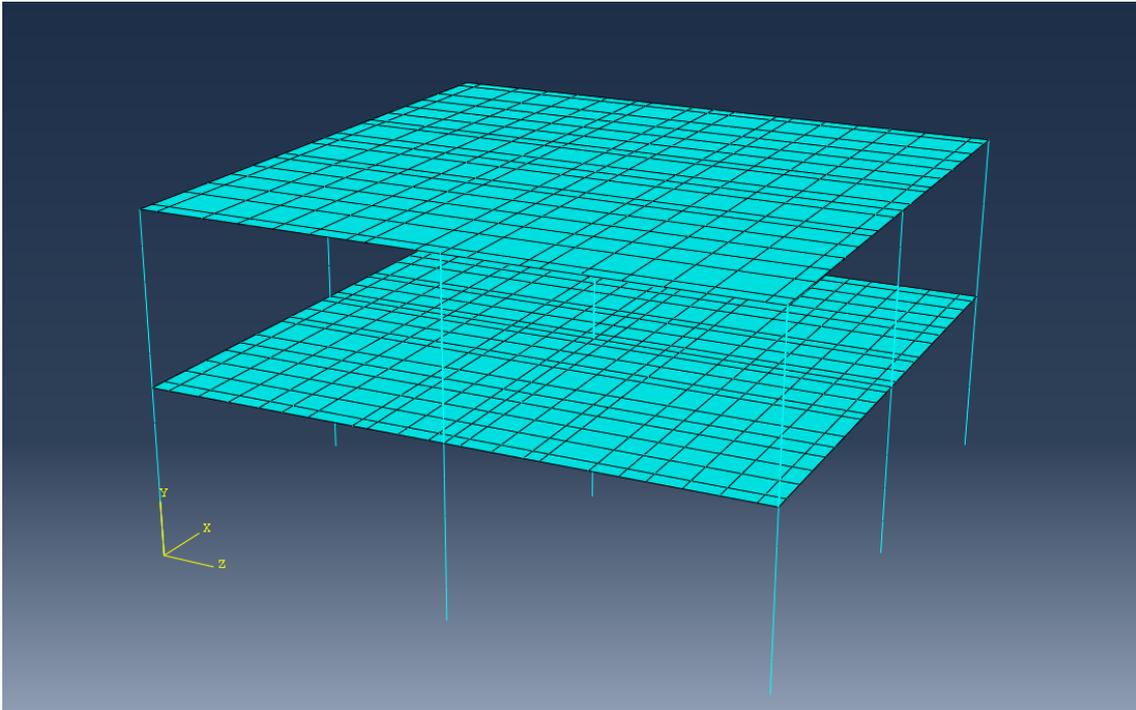


Ilustración 12. Mallado del modelo realizado en Abaqus. Fuente: elaboración propia.

Tal y como se observa en la Ilustración 12. Mallado del modelo realizado en Abaqus. Fuente: elaboración propia. el mallado finalmente obtenido no es completamente regular, esto se debe a que el modelo se realizó con la versión estudiante del programa Abaqus la cual no permite realizar modelos de más de 1000 nodos. Esta restricción nos condicionó a la hora de realizar distintos mallados para ver la eficacia del mallado en la obtención de resultados lo cual no se pudo llevar a cabo.

Una de las opciones interesantes que presenta el programa es que podemos realizar una verificación de la malla o de una región aislada o elemento. Con esta herramienta el programa verifica que la malla pasará las pruebas de calidad en los productos de análisis y verificará que la malla pase los controles de calidad individuales, como la verificación de elementos con una relación de aspecto grande. Cualquier elemento que no pase los criterios especificados se resalta en la ventana gráfica y podremos modificarlo.

3.3. Resultados del modelo numérico

En el presente apartado se muestran y comentan los resultados obtenidos a partir del análisis del modelo dinámico y no lineal mecánico realizado mediante el software Abaqus. Cabe señalar que este es un primer análisis de la recopilación de resultados del programa el cual se empleará para posteriormente realizar una comparativa de los resultados obtenidos mediante modelización numérica y los obtenidos en el ensayo experimental.

En la Ilustración 13, que se muestra a continuación, podemos ver los desplazamientos verticales sufridos por el edificio tras llevar a cabo el análisis dinámico. Tal y como era de esperar los mayores desplazamientos verticales se producen en sentido descendente y en las proximidades de la columna eliminada, tanto en la losa de la primera planta como en la losa de la segunda planta.

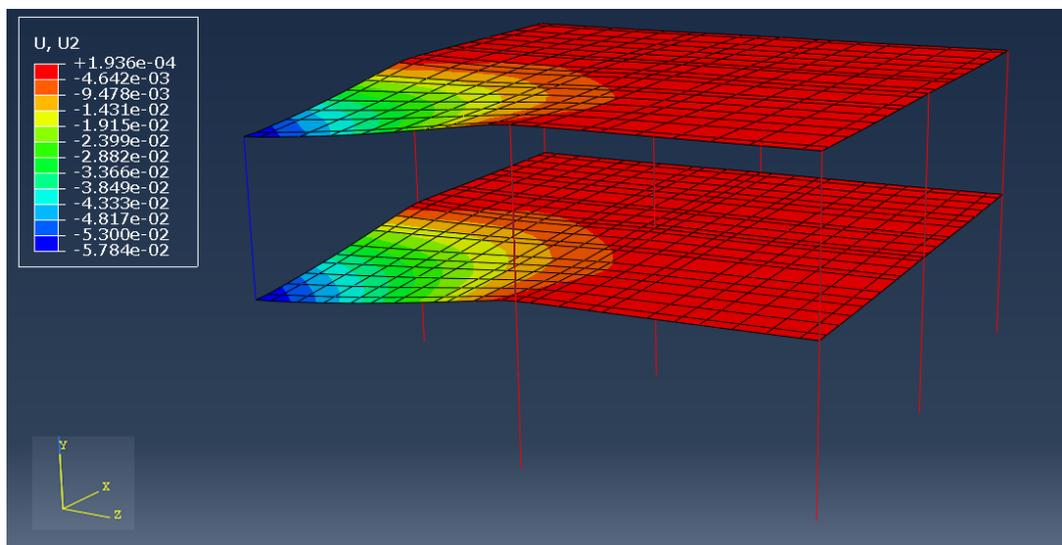


Ilustración 13. Desplazamientos verticales análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

El máximo desplazamiento se produce en la vertical donde se encontraba la columna, tanto en la esquina de la losa de la primera planta como de la segunda y el valor de este desplazamiento vertical es de 5.78 cm en sentido descendente. Prácticamente todo el vano donde se encontraba la columna eliminada se desplaza en sentido descendente con valores que disminuyen desde el máximo que nos encontramos en la vertical de P3 hacia las direcciones P2, P6 y P5 siendo los desplazamientos nulos en las proximidades de los nudos pilar-loza.

En cuanto a los desplazamientos horizontales sufridos por el edificio tras la eliminación de la columna se observa que los mayores desplazamientos horizontales se producen en la parte superior de la columna P3. Las partes superiores de las columnas P6 y P2, las cuales son las más próximas junto a P5, son las que sufren los mayores desplazamientos tras la P3. Sin embargo, debido a la excentricidad de las cargas los desplazamientos en las dos direcciones son distintos ya que recordamos que en borde del vano de la primera planta en la dirección P3-P6 introducimos una carga lineal para simular el peso de un hipotético muro.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

Por lo que respecta al resto de vanos de la primera planta y a las columnas estos permanecen prácticamente estáticos ya que sus desplazamientos son muy pequeños. En cuanto a la losa de la planta superior esta se desplaza casi al unísono con un valor de aproximadamente 0.22 mm.

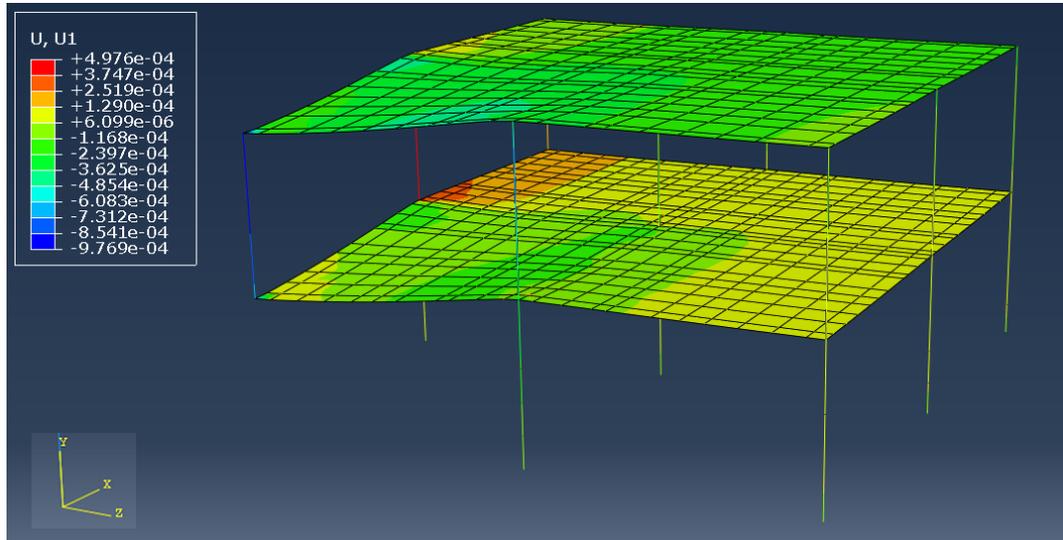


Ilustración 14. Desplazamientos horizontales análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

El siguiente aspecto a comentar son los esfuerzos sufridos en la estructura. Tal y como podemos ver en la siguiente ilustración, tras ejecutar el análisis dinámico la mayor tensión se produce en el nudo losa-columna de la columna P3 (la columna eliminada) con la losa de la primera planta. Como también era de esperar, el vano formado por las columnas P3, P2, P5 y P6 donde se ubicaba la columna eliminada es en el que se observan las mayores tensiones sufridas por la estructura.

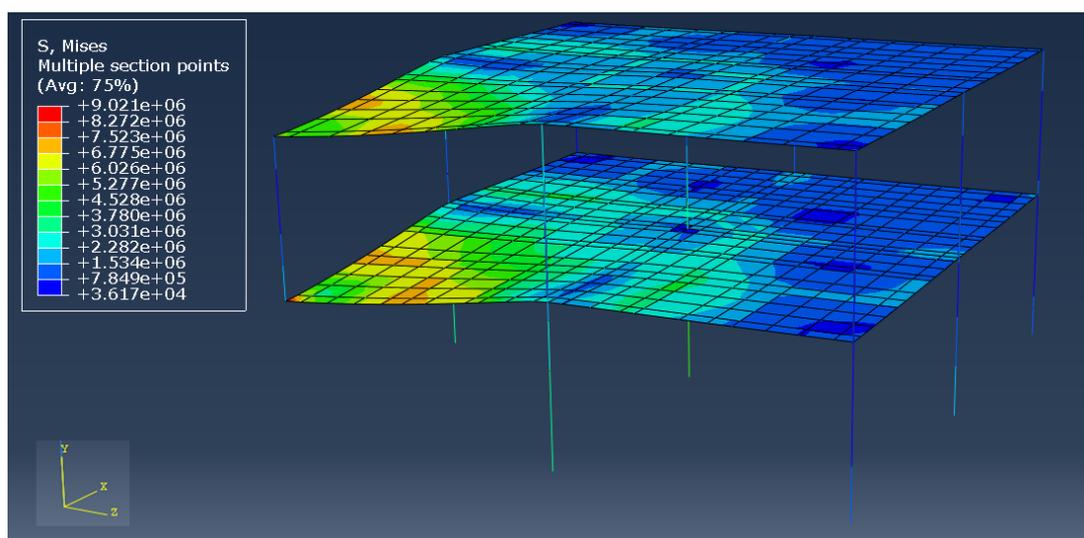
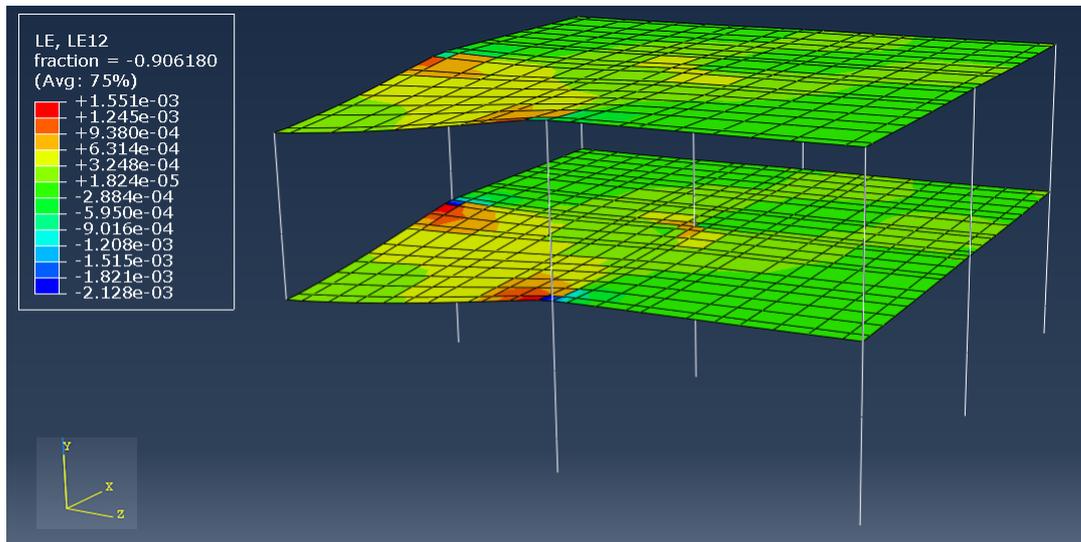


Ilustración 15. Tensiones en el edificio tras el análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

En la Ilustración 20 se muestran las deformaciones sufridas por la estructura tras el análisis dinámico no lineal, el cual es otro de los aspectos fundamentales a tener en cuenta a la hora de analizar los resultados del análisis.

Las mayores deformaciones se producen en la losa de la primera planta y en las proximidades de los nudos losa-columna de las columnas más próximas a la eliminada (P2, P6 y P5) siendo superiores en P2 y P6 a P5. Las deformaciones se producen en estos puntos debido a las trayectorias de carga alternativas que experimenta el edificio hacia las columnas más próximas tras la retirada de la columna P3.

Las deformaciones sufridas nos verifican la importancia que tiene diseñar y ejecutar correctamente las conexiones nudo-losa para que en caso de fallo local se puedan redistribuir las cargas y minimizar el alcance de los daños producidos por el fallo local otorgándole así una mayor robustez estructural al edificio. Además, en el diseño es importante tener en cuenta que, ante un fallo local, ciertos elementos estructurales podrían recibir esfuerzos no solo de mayor magnitud a los que fue diseñado sino de distinta dirección.



A continuación, podemos observar las reacciones de los pilares en el análisis dinámico tras la retirada del pilar. Como era de esperar, las mayores reacciones de los pilares se producen en las columnas contiguas a la columna eliminada, es decir, en P2, P5 y P6, y en concreto es la columna la P5 (la central) la que recibe la mayor reacción siendo esta de 427 kN. Por otro lado, las columnas P2 y P6 muestran reacciones de 318 kN, y las columnas P4 y P8 de 120 kN.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

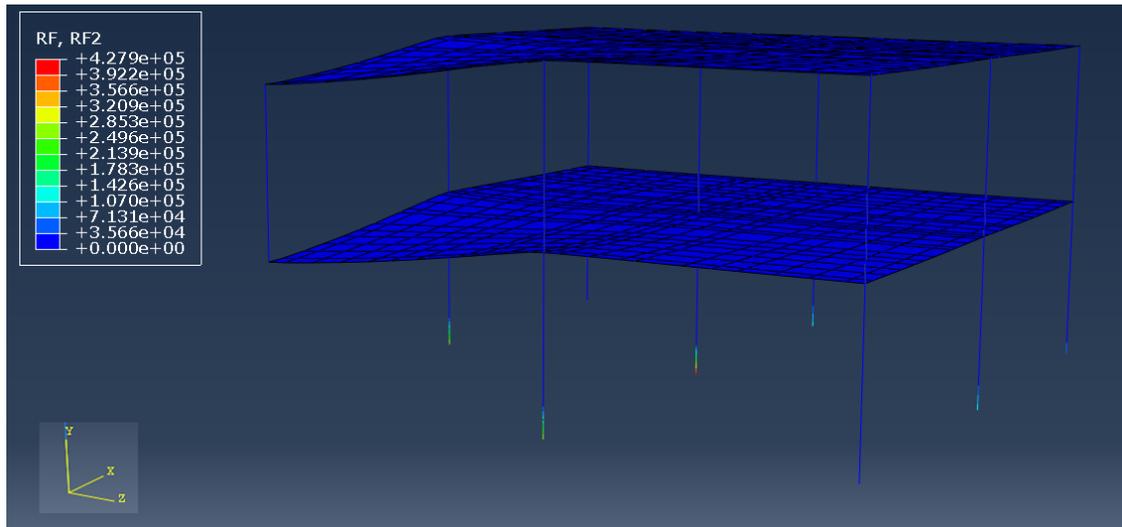


Ilustración 17. Reacción de los pilares en el análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

Por último, el software informático Abaqus nos permite obtener información acerca de las tracciones y las compresiones en los materiales, en este caso en las losas de hormigón armado. Para facilitar la visualización de estas se han empleado gráficos similares a los anteriores.

En esta primera ilustración que muestra el daño a tracción sufrido en la estructura, (equivalente al nivel de fisuración y apertura de fisura) podemos observar que estas se producen en las proximidades de los nudos losa-columna de las columnas P2, P6 y P5. Este era un resultado que cabía esperar debido a las trayectorias de carga que se producen tras la retirada de la columna hacia las columnas más próximas (P2, P6 y P5) junto con la rigidez de los nudos losa-columna.

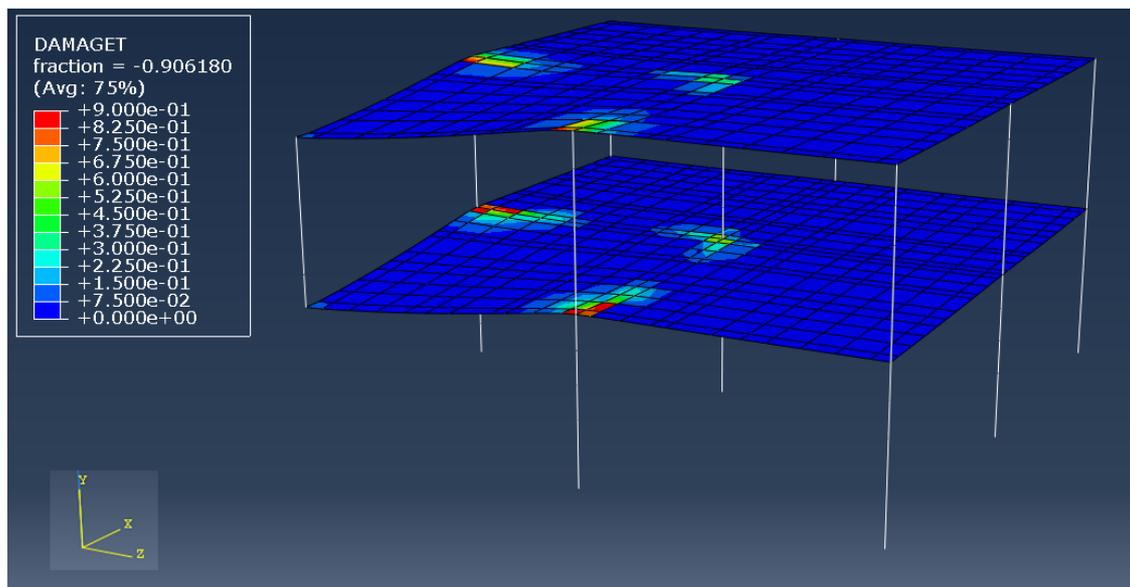


Ilustración 18. Tracciones en las losas. Fuente: elaboración propia.

En la Ilustración 19 se muestra como el daño a compresión sufrido en ambas losas de hormigón producto de la retirada de la columna de esquina P3 es prácticamente nulo.

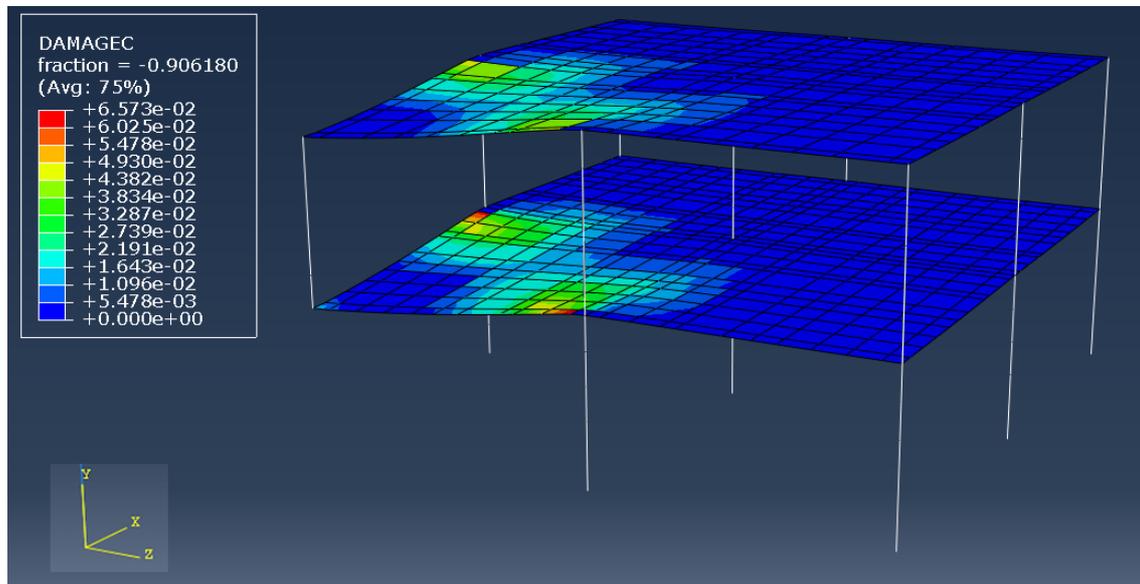


Ilustración 19. Compresiones de las losas. Fuente: elaboración propia.

En el caso del daño a compresión este se produce en su totalidad en el vano donde aplicamos las cargas y en concreto se producen en mayor medida en las proximidades de P2 y P6 por las trayectorias de carga alternativas que experimenta el edificio tras la retirada del pilar y por la rigidez de los nudos losa-columna.

A modo de conclusión del presente apartado cabe destacar que los resultados mostrados y comentados en el eran los esperados y no se han encontrado anomalías en ellos que nos conduzcan a una revisión y/o modificación del modelo numérico realizado por lo que se procede a la comparación de los presentes resultados con los recopilados del ensayo experimental, así mismo quedaría validado el presente modelo.

3.4. Validación del modelo numérico con el ensayo del ICITECH

En el presente apartado se ha llevado a cabo la comparación de los resultados comentados en el apartado anterior con los recopilados del ensayo experimental realizado por el ICITECH.

Puesto que en el ensayo se emplearon un número limitado de sensores la presente comparación de resultados se realizará sobre los puntos de control donde se obtuvieron los resultados del ensayo experimental, es decir, no son los puntos considerados de mayor interés por el alumno sino los puntos de los que disponemos de datos para la comparación. En el caso de haber tenido más sensores repartidos por distintos puntos del edificio hubiera sido interesante comparar resultados en puntos como el centro de vano en la dirección P3-P6 de ambas losas, en las uniones losa-columna de los pilares P2 y P6, o en las proximidades de las columnas P4 y P8 por ejemplo.

El primer esfuerzo a comparar es el desplazamiento, se considerarán tanto los desplazamientos verticales como los horizontales sufridos por el edificio de ensayo y los obtenidos del modelo numérico.

Los puntos de control de los desplazamientos verticales fueron 4, situados en la losa de la primera planta y en dirección P3-P2. En la siguiente ilustración se muestra la ubicación de estos, así como los valores pico registrados por los sensores y los valores tras la estabilización de las cargas.

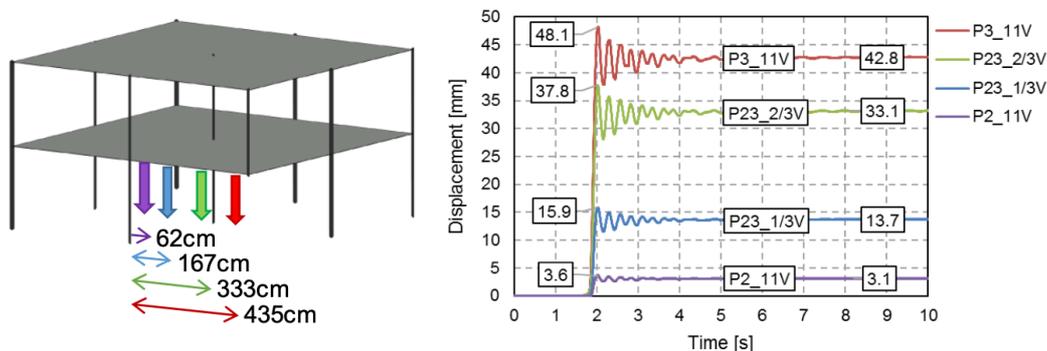


Ilustración 20. Desplazamientos verticales entre las columnas P3 y P2. Fuente: Artículo [1].

En cuanto al modelo numérico en la siguiente tabla podemos observar los valores que obtuvimos del programa para los 4 puntos definidos en la anterior ilustración.

ABAQUS	
Distancia desde P2 (cm)	Desplazamiento vertical (mm)
62	3.7
167	16.8
333	39.2
435	62.1

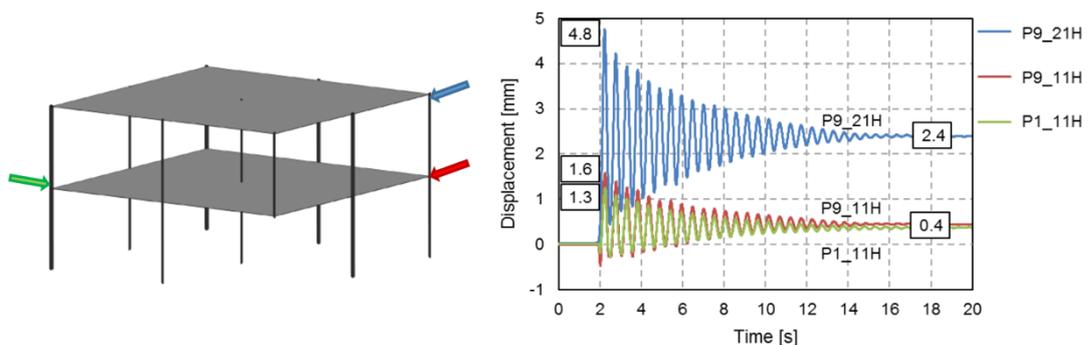
Tabla 1. Desplazamientos verticales entre las columnas P2 y P3. Fuente: elaboración propia.

Si comparamos los resultados del modelo numérico con los del experimento observamos que el modelo numérico muestra valores ligeramente superiores. Estos valores superiores se deben al tiempo de análisis del modelo mientras que en el modelo numérico los datos mostrados son a los 2 segundos en el experimento vemos que los desplazamientos se estabilizan a partir del segundo 4 aproximadamente. Así mismo, para poder comparar los datos del ensayo experimental con el modelo tenemos que emplear la media de los valores de la onda que aparece en el modelo numérico en $t=2s$ y compararlos con los valores residuales del ensayo. Tras realizar esta comparación se observa que los valores son muy similares.

Cabe indicar que el análisis llevado a cabo en el modelo numérico es de únicamente 2 segundos ya que en este trabajo académico nos centramos únicamente en la reacción del edificio tras retirar la carga bruscamente. En futuros trabajos sería conveniente estudiar la reacción del edificio en las horas siguientes incluso en el periodo de tiempo de 1 o 2 días desde la retirada del pilar ya que los esfuerzos, desplazamientos y deformaciones que se experimentan en un tiempo justo inmediato a la retirada del pilar no son los valores residuales de dichos parámetros y en muchos casos ni se asimilan a estos.

Con estas comparaciones lo que conseguimos es validar el modelo numérico ya que el fenómeno de estudio es muy complejo y el orden de magnitud de los resultados obtenidos es bastante adecuado.

En cuanto a los desplazamientos horizontales sufridos por el edificio se han comparado los desplazamientos de diversos puntos ubicados en las columnas P1 y P9. Primeramente, se muestran los valores del ensayo experimental mediante la siguiente ilustración en la cual podemos observar a la izquierda un esquema de la estructura indicando los puntos donde se han monitorizado los movimientos y a la derecha una gráfica que muestra los valores registrados por los sensores ubicados en dichos puntos.



Como se puede apreciar en la Ilustración 21, los desplazamientos horizontales de P1 y P9 a la altura de la primera planta son prácticamente idénticos con un valor de 0.4 mm (para ser exactos el desplazamiento en P9 es ligeramente superior al de P1) mientras que a la altura de la segunda planta con P9 el desplazamiento horizontal es de 2.4 mm.

A continuación, se muestra una tabla con los valores obtenidos a partir del análisis en Abaqus.

ABAQUS	
Punto de control	Desplazamiento horizontal (mm)
P1 (planta 1)	0.25
P9 (planta 1)	0.33
P9 (planta 2)	1.24

Tabla 2. Desplazamientos horizontales en P1 y P9. Fuente: elaboración propia.

Tras comparar ambos resultados se observa que los desplazamientos horizontales de la primera planta son similares en el ensayo experimental y en el modelo numérico mientras que los desplazamientos de la segunda planta se disipan levemente ya que la diferencia es de 1 mm, lo cual es un valor muy bajo que puede deberse a errores en la toma de datos o en la construcción ya que no todos los elementos tienen las mismas características mecánicas como se ha observado en los test llevados a cabo en el ensayo experimental.

Cabe indicar que los valores de desplazamientos que se muestran en las dos tablas anteriores son valores residuales obtenidos a partir las vibraciones de valores producida por la eliminación de la columna ya que, a los 2 segundos, que es lo que dura el análisis numérico, los valores todavía no están estabilizados.

Para finalizar este subapartado se comparan los resultados relativos a las deformaciones sufridas en el edificio, en concreto en las columnas cercanas a la eliminada (P2, P5 y P6) a la altura de la primera losa del ensayo experimental con los obtenidos del modelo numérico.

En la Ilustración 22 se muestran los valores recogidos en el ensayo experimental del ICITECH, y en la tabla posterior a dicha ilustración se pueden ver los valores obtenidos del modelo numérico.

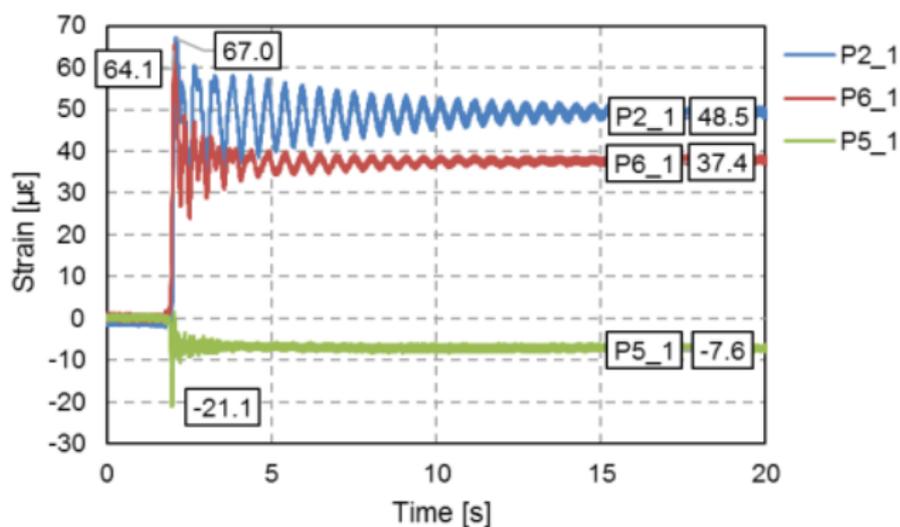


Ilustración 22. Deformaciones en P2, P5 y P6. Fuente: Artículo [1].

ABAQUS	
Punto de control	Deformación ($\mu\epsilon$)
P2 (planta 1)	40.2
P6 (planta 1)	32.1
P5 (planta 1)	-9.8

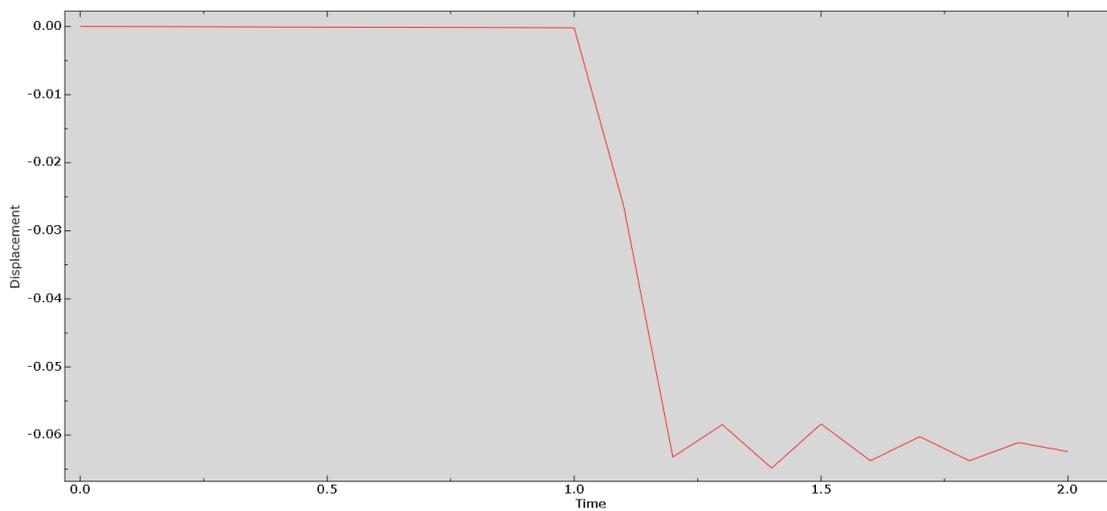
Tabla 3. Deformaciones en P2, P5 y P6. Fuente: elaboración propia.

Los valores de deformación que se muestran en la Tabla 3 son valores residuales obtenidos a partir las vibraciones de valores al igual que los obtenidos para los desplazamientos horizontales y verticales.

3.5. Gráficos extraídos del modelo numérico

En el presente apartado se muestran algunas de las gráficas de resultados que se pueden obtener del modelo numérico elaborado en Abaqus tras realizar el análisis dinámico no lineal.

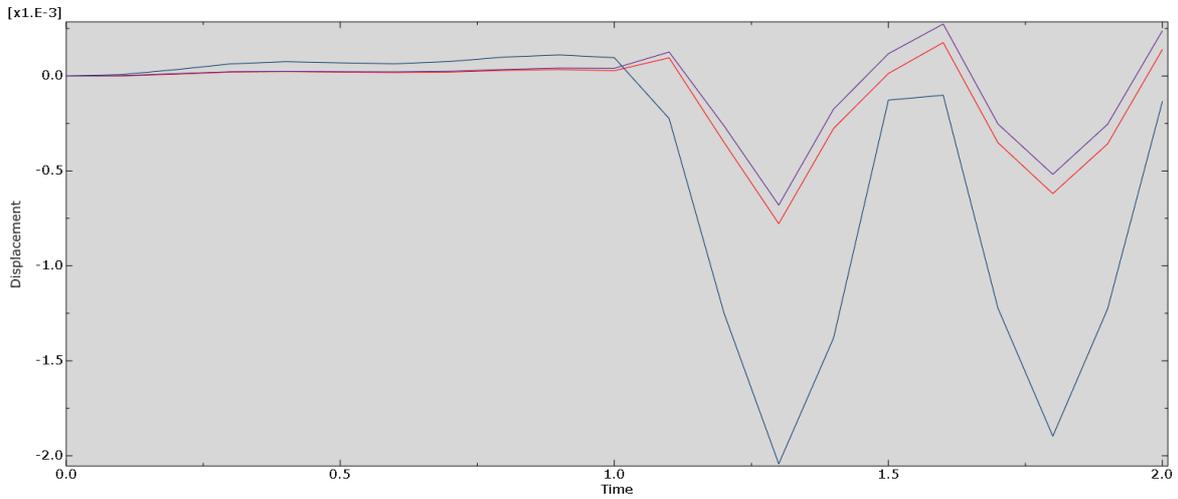
En la Gráfica 3 podemos observar el desplazamiento que sufre la columna P3 a la altura de la losa de la segunda planta.



Gráfica 3. Desplazamiento vertical en P3 con la losa de la primera planta. Análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

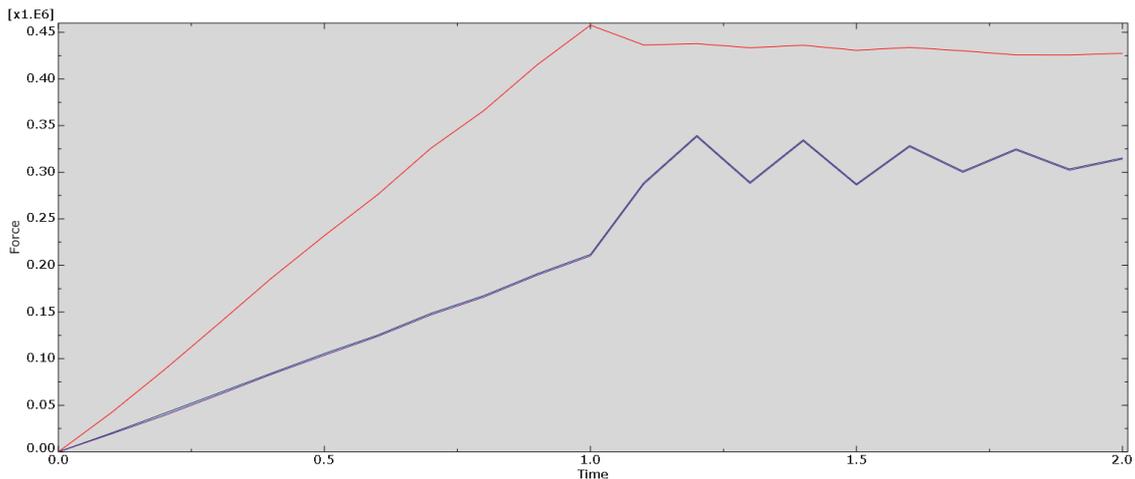
Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

Por otro lado, en Gráfica 4 podemos ver los desplazamientos horizontales de la columna P1 a la altura de la losa de la primera planta y la columna P9 a la altura de ambas losas. De color morado se observan los valores registrados en P1 en la primera planta, en rojo los de P9 en la primera planta, y en verde los de P9 en la segunda planta.



Gráfica 4. Desplazamiento horizontal en P1 (primera planta) y P9 (ambas plantas). Análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

Por último, en la Gráfica 5 se muestran los valores registrados a lo largo de los 2 segundos de duración del análisis de las reacciones de las columnas contiguas a la eliminada, es decir, las columnas P5, P2 y P6. De color morado se observan los valores registrados en P2 y P6, y en rojo los de P5.



Gráfica 5. Reacción de los pilares P2, P5 y P6. Análisis dinámico no lineal. Fuente: elaboración propia.

3.6. Conclusiones

Una vez comparados los resultados del ensayo experimental con los del modelo numérico podemos afirmar que el modelo realizado en Abaqus es válido y podría emplearse para realizar estudios paramétricos ya que los resultados obtenidos de este son similares a los obtenidos en el ensayo experimental.

Así pues, tras validar el modelo numérico este se ha empleado en el presente trabajo final de máster para la realización algunos estudios paramétricos los cuales muestran más delante en este documento con el fin de conocer mejor el comportamiento de este tipo de edificios frente a eventos extremos o fallos locales. Cabe indicar que únicamente se han realizado tres estudios paramétricos ya que se trata de un trabajo académico pero en un futuro podría emplearse dicho modelo para realizar otros muchos estudios.

4. Estudio paramétrico

A modo de ampliar el estudio del comportamiento del edificio, con el fin de conocer mejor la redistribución de las cargas mediante las trayectorias de carga alternativas, en el presente apartado se han realizado diferentes estudios paramétricos.

El primero de ellos relativo a la resistencia a tracción del hormigón, el segundo al tiempo de descarga del pilar y el tercero relativo a la carga aplicada en el edificio. A continuación, se detallan dichos estudios realizados, así como los resultados y las conclusiones obtenidas a partir de estos.

4.1. Variación de la resistencia a tracción del hormigón

El hormigón es un material que puede estar sometido a esfuerzos de tracción, compresión y flexión, sin embargo, la capacidad de soportar esfuerzos de tracción es muy inferior a la de los esfuerzos de compresión que podría resistir el mismo hormigón.

Por otro lado, existen distintas soluciones para mejorar esa baja resistencia a tracción del hormigón como por ejemplo armarlo con barras de acero de alto límite elástico, introducir fibras que producen el efecto “cosido” o colocar armaduras de pretensado.

Puesto que el hormigón que se ha empleado en este análisis ya está armado con barras de acero de alto límite elástico se ha optado por variar la resistencia característica del hormigón para observar su grado de influencia en la respuesta estructural del edificio de estudio.

Inicialmente, en el modelo numérico se empleó un hormigón armado con resistencia a tracción de 2.44 MPa en la losa de la primera planta y 1.83 MPa en la losa de la segunda planta. Estos valores fueron extraídos de las resistencias características que se obtuvieron en el laboratorio a partir de las muestras tomadas en la construcción del edificio de estudio del ICITECH.

A modo de realizar un estudio paramétrico válido y apreciar correctamente la influencia de la resistencia a tracción del hormigón se ha optado por modificar dicha resistencia a tracción del hormigón a los valores de 1.5MPa, 2MPa, 2.5MPa y 3MPa. Cabe indicar que, en este estudio paramétrico, cuando modifiquemos dicho valor de la resistencia del hormigón se introducirá el mismo valor para ambas losas y no un valor para cada losa como en los anteriores análisis.

En las ilustraciones que se muestran a continuación podemos observar los resultados obtenidos de la modificación de la resistencia a tracción del hormigón.

Si nos fijamos en los valores de los desplazamientos que se muestran en los recuadros de la parte izquierda de las ilustraciones podemos ver como a medida que aumentamos la resistencia a tracción del hormigón disminuyen los desplazamientos sufridos en la estructura.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

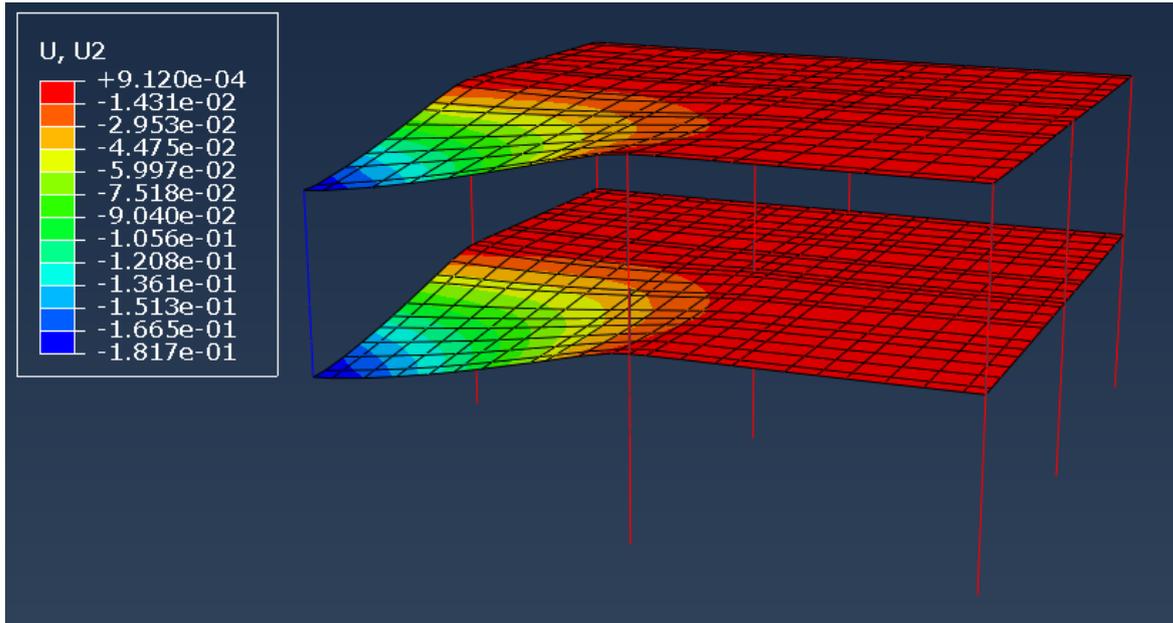


Ilustración 23. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 1.5 MPa.
Fuente: elaboración propia.

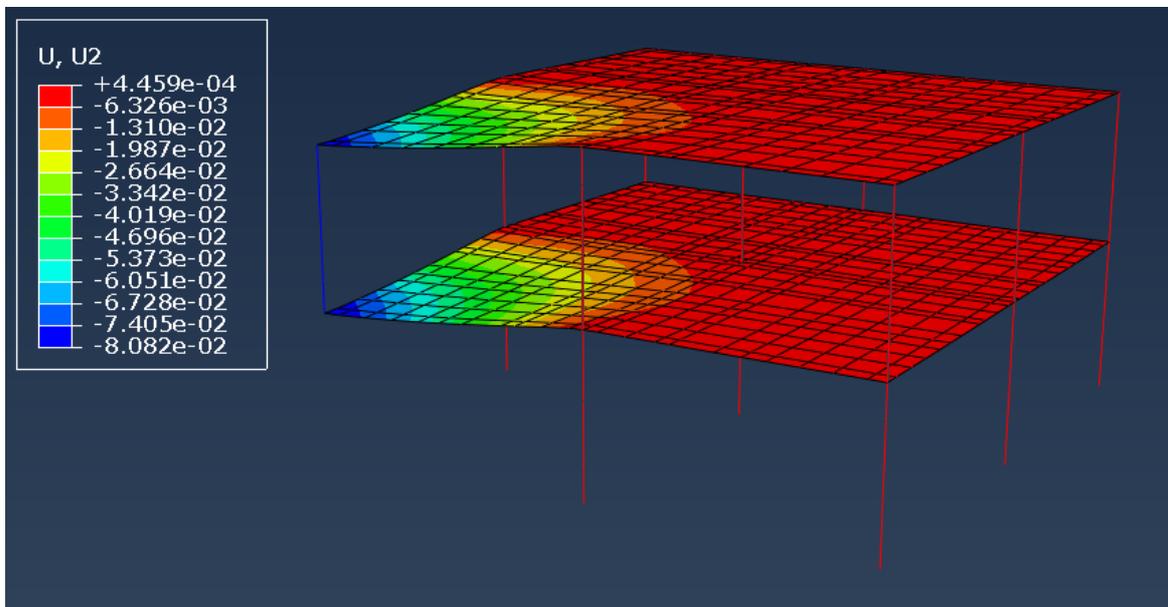


Ilustración 24. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2 MPa.
Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

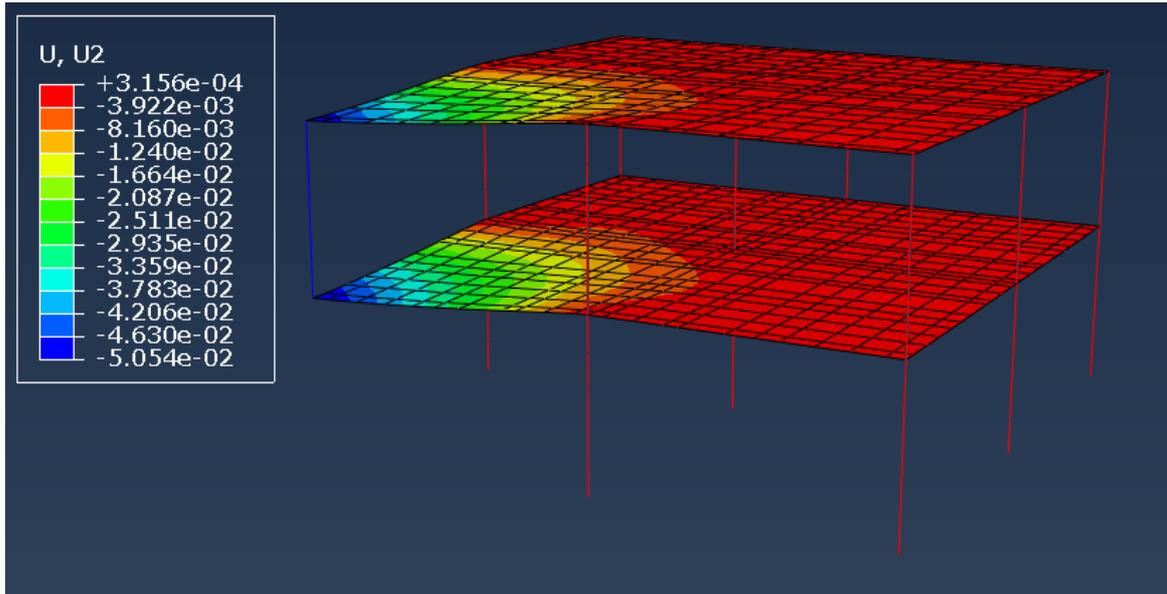


Ilustración 25. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2.5 MPa.
Fuente: elaboración propia.

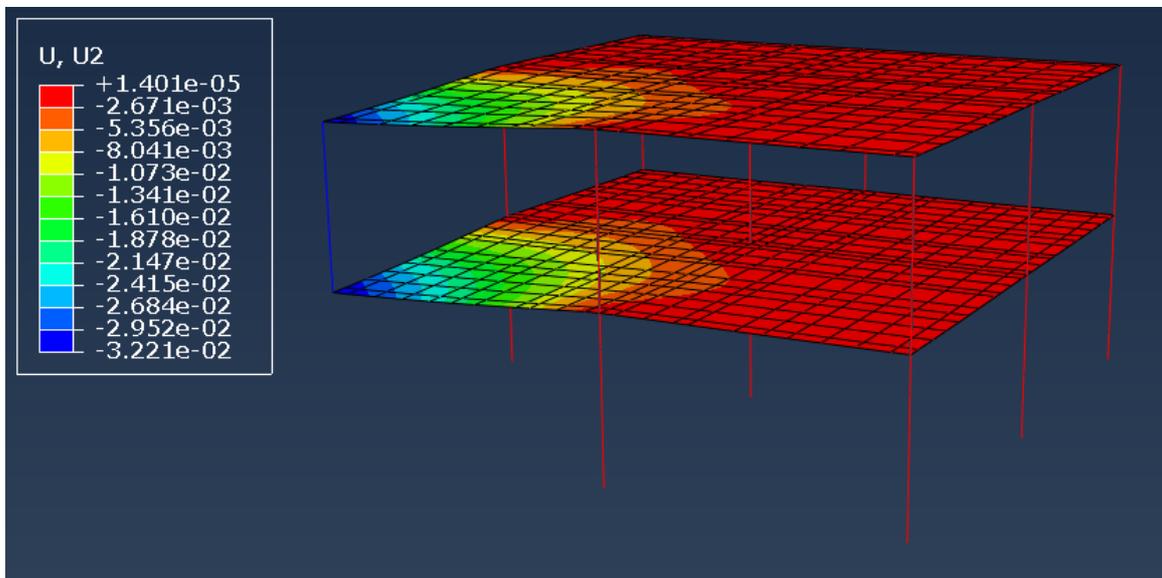


Ilustración 26. Desplazamiento vertical del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 3 MPa.
Fuente: elaboración propia.

Seguidamente se muestran las deformaciones sufridas en el edificio correspondientes a cada valor de la resistencia característica a tracción del hormigón que hemos modificado. Del mismo modo que ocurría en los desplazamientos, a medida que aumentamos la resistencia a tracción del hormigón las deformaciones sufridas en el edificio son menores.

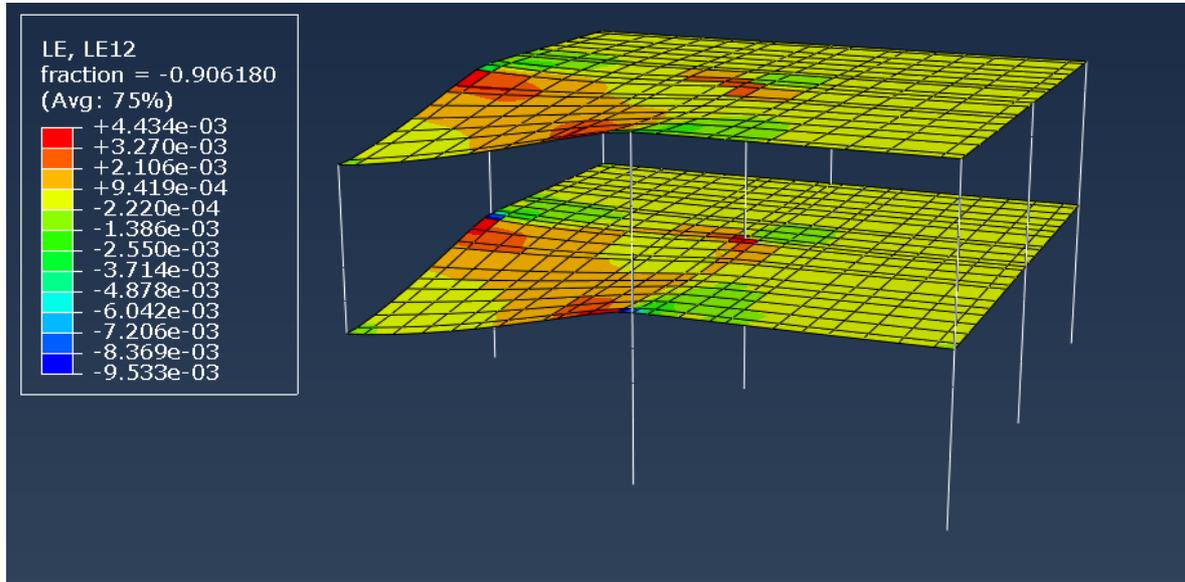


Ilustración 27. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 1.5 MPa.
Fuente: elaboración propia.

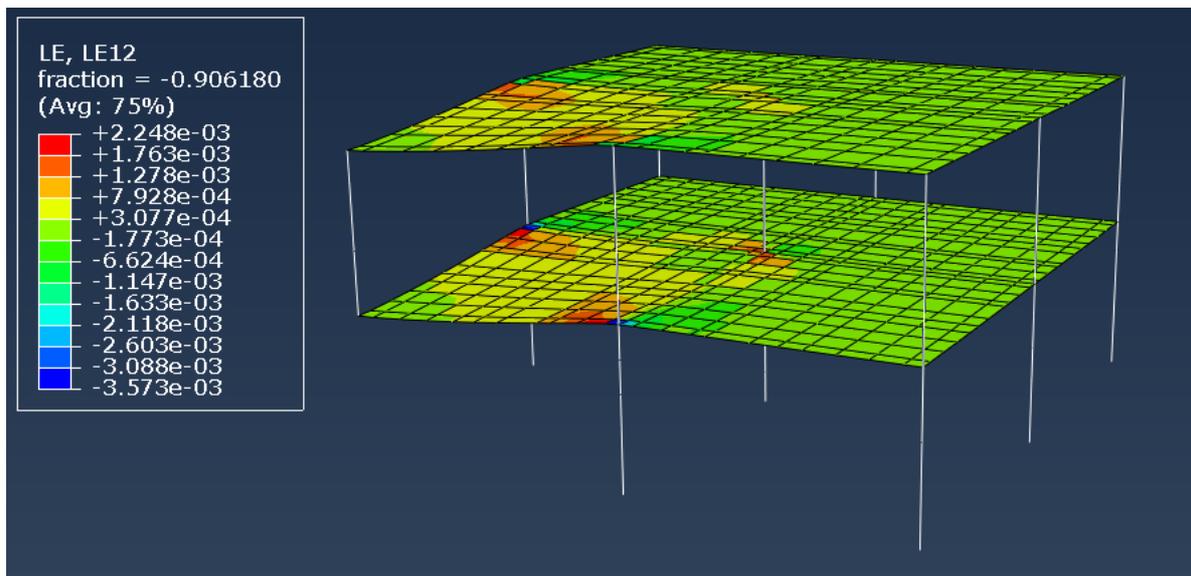


Ilustración 28. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2 MPa.
Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

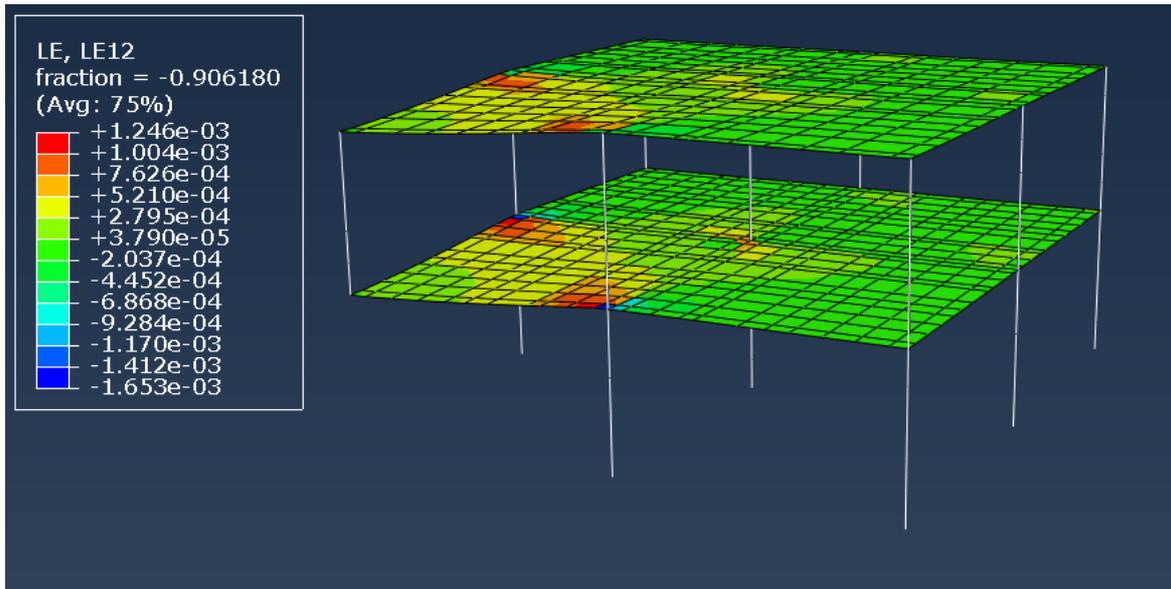


Ilustración 29. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2.5 MPa.
Fuente: elaboración propia.

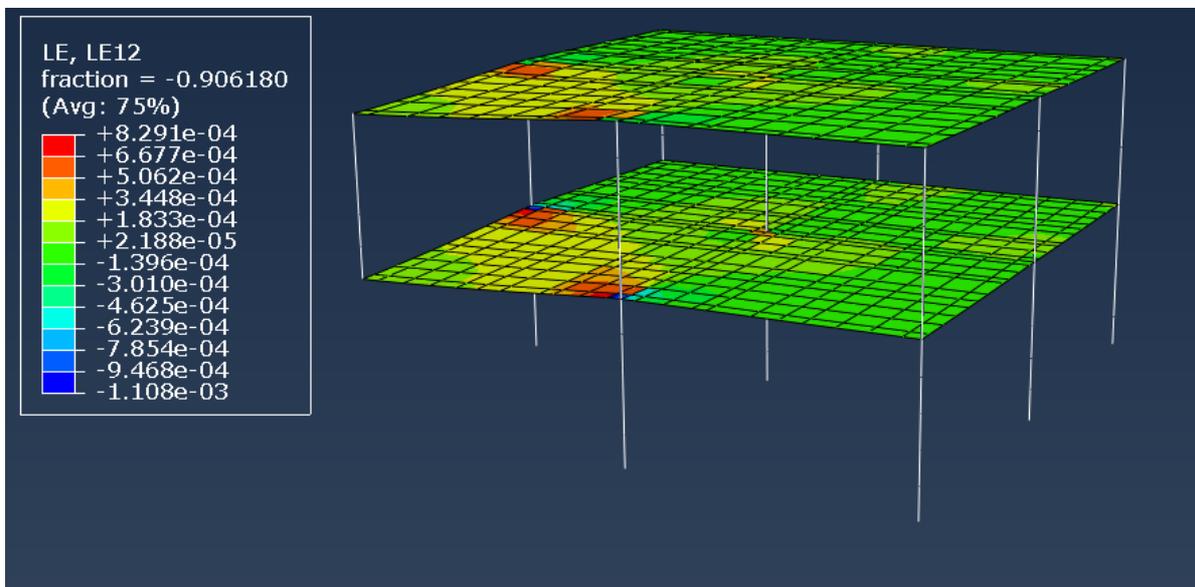


Ilustración 30. Deformaciones del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 3 MPa. Fuente: elaboración propia.

A continuación, en las siguientes ilustraciones que se muestran podemos ver la reacción de los pilares. Estas reacciones son mayores cuanto mayor es la resistencia a tracción del hormigón debido a las trayectorias de carga alternativas que presenta el edificio, tras la retirada del pilar, hacia la cimentación.

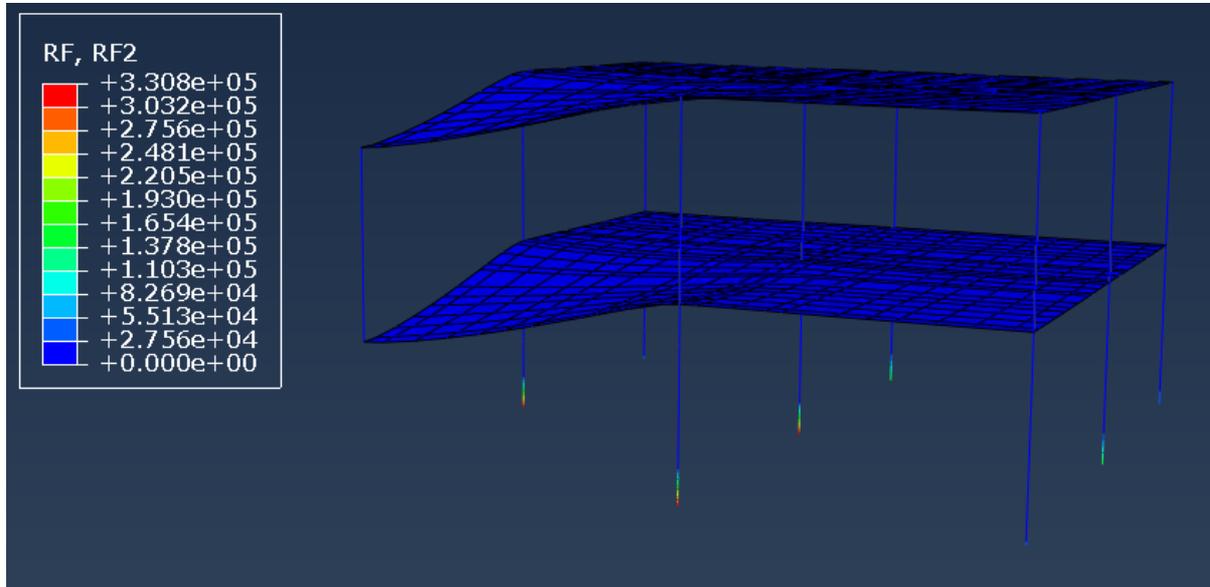


Ilustración 31. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 1.5 MPa. Fuente: elaboración propia.

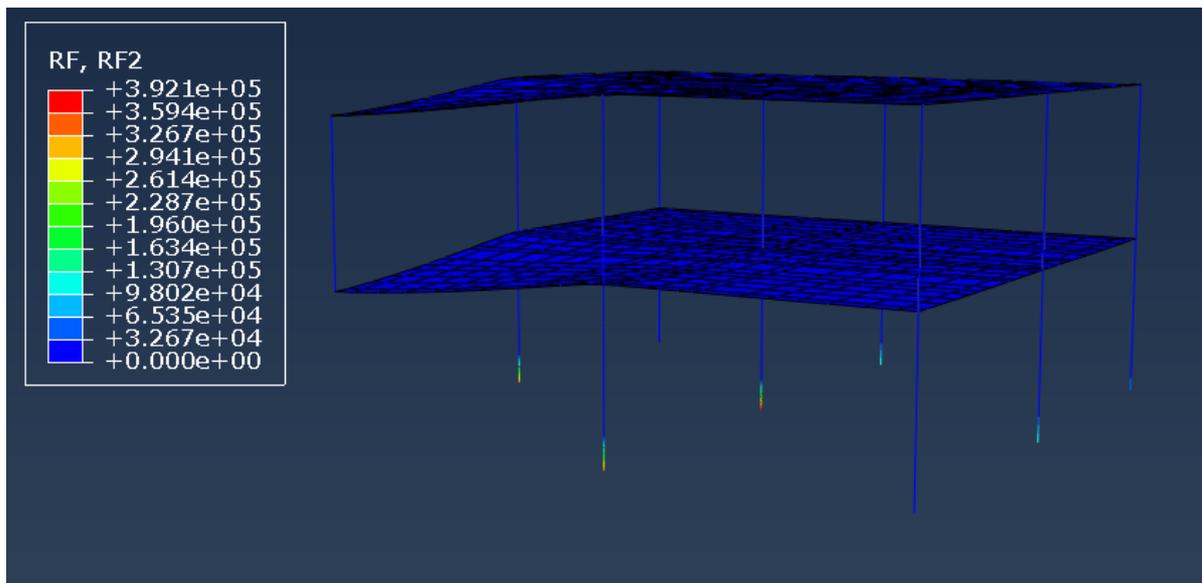


Ilustración 32. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2 MPa. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

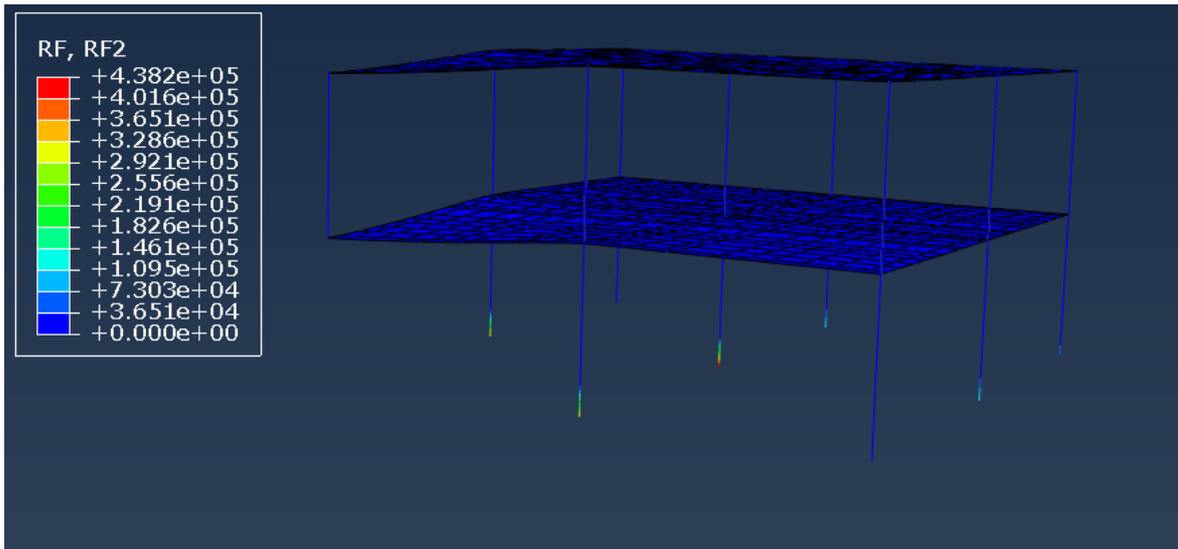


Ilustración 33. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 2.5 MPa. Fuente: elaboración propia.

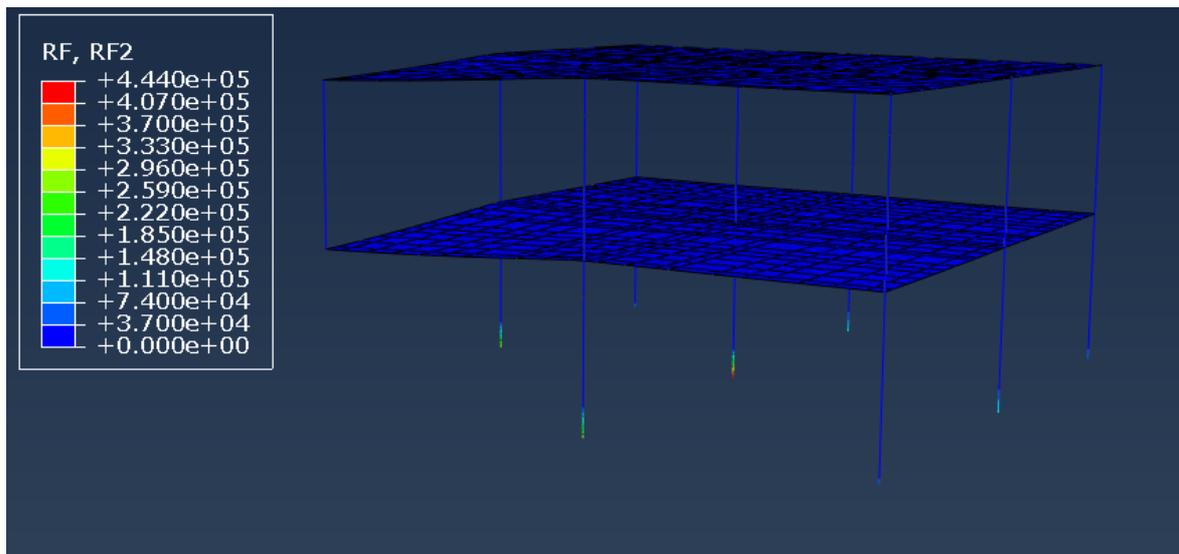


Ilustración 34. Reacción vertical de los pilares del edificio correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón de 3 MPa. Fuente: elaboración propia.

Por último, para observar con mayor facilidad la influencia del parámetro de estudio en el comportamiento del edificio se muestran unas imágenes del daño a tracción equivalente al nivel de fisuración y apertura de fisura.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

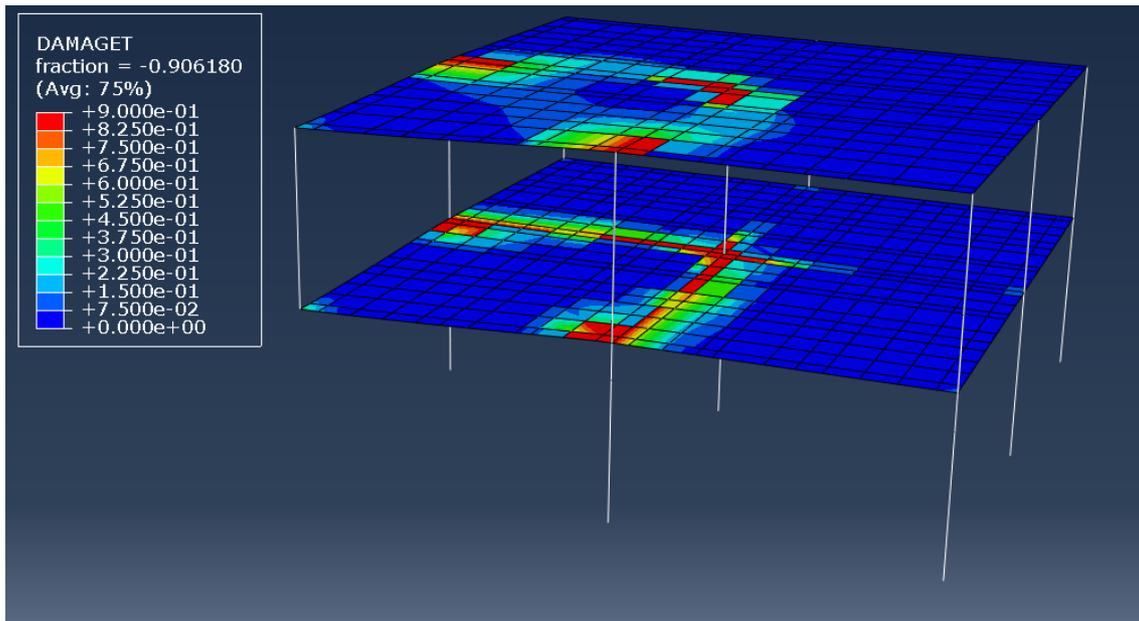


Ilustración 35. Daño a tracción para f_{ck} 1.5MPa. Fuente: elaboración propia.

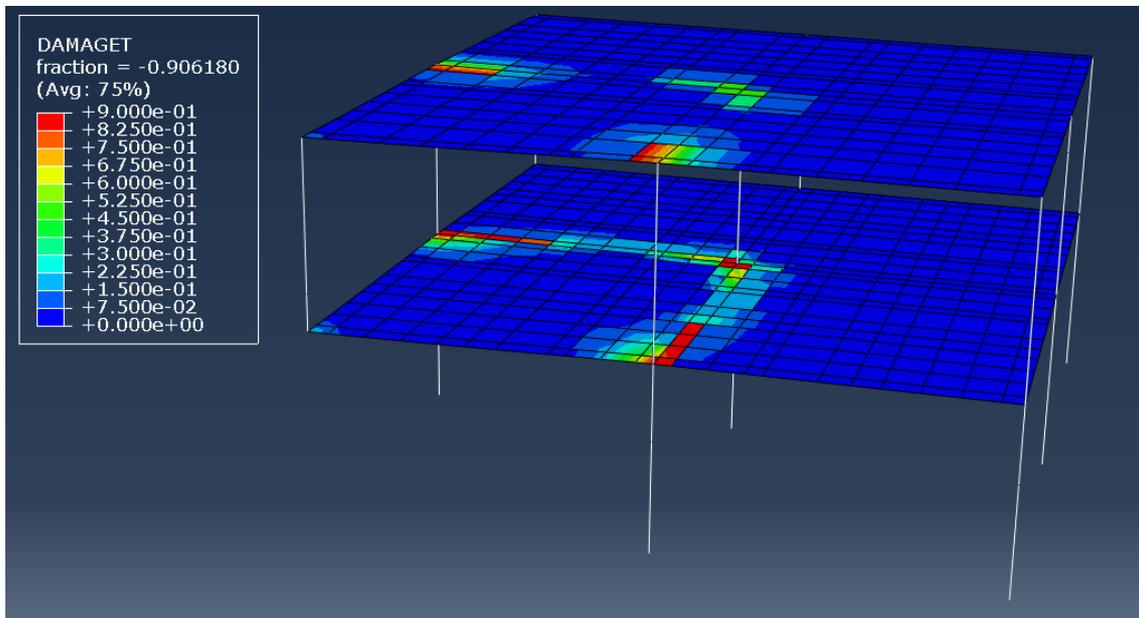


Ilustración 36. Daño a tracción para f_{ck} 2MPa. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

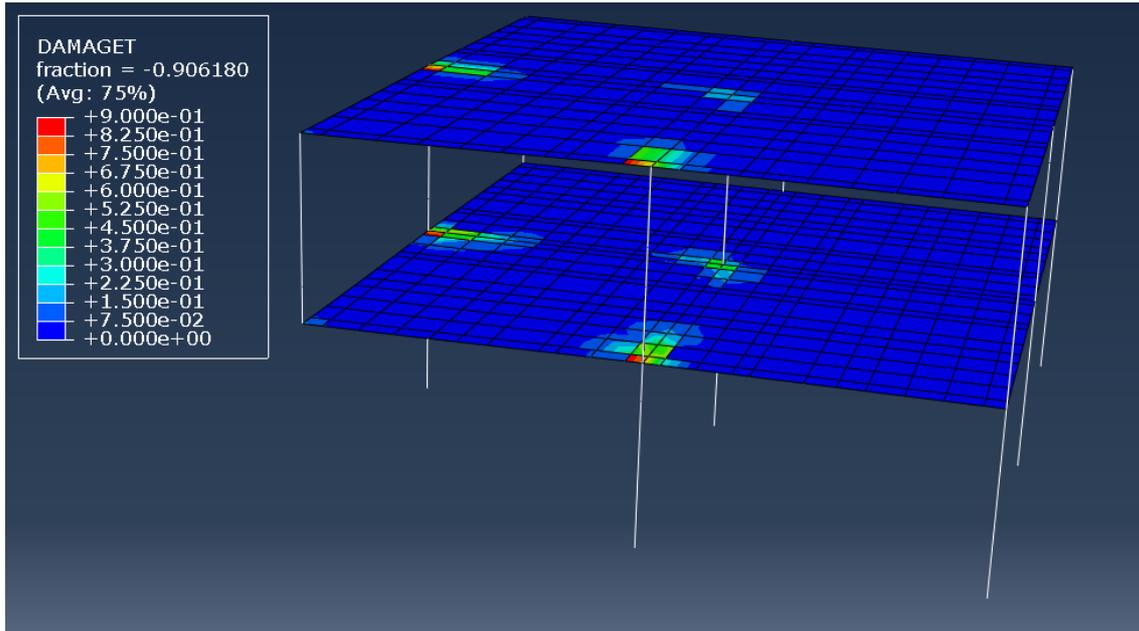


Ilustración 37. Daño a tracción para f_{ck} 2.5MPa. Fuente: elaboración propia.

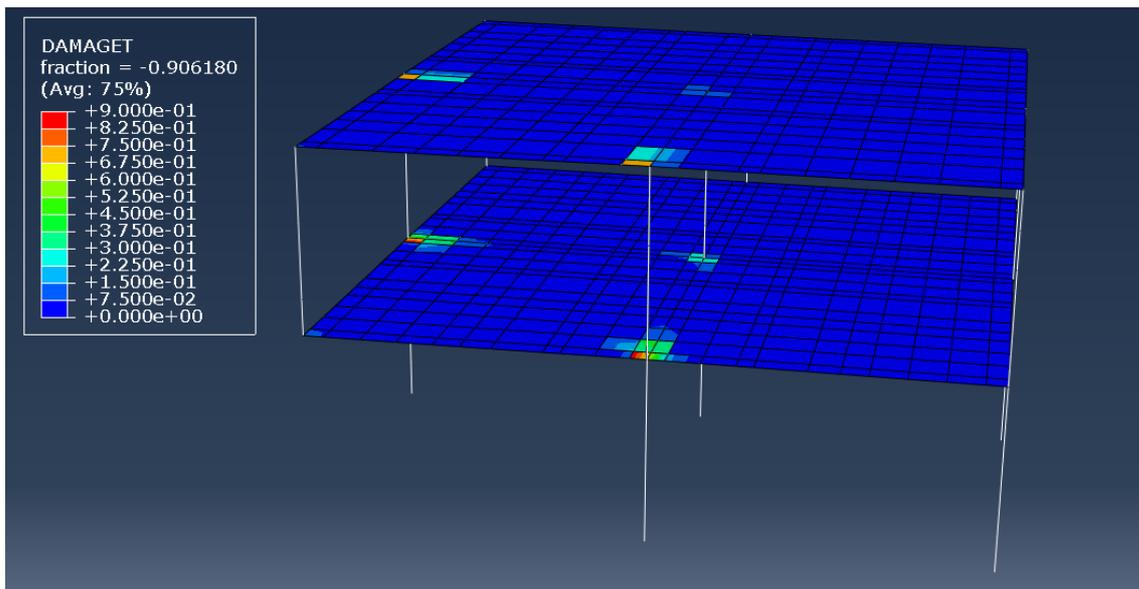


Ilustración 38. Daño a tracción para f_{ck} 3MPa. Fuente: elaboración propia.

Como se ha podido comprobar en las anteriores ilustraciones, al aumentar la resistencia a tracción del hormigón se disminuye considerablemente el daño a tracción sufrido en la estructura, disminuyendo así tanto el número de fisuras como su apertura.

Tras realizar el presente estudio paramétrico ha quedado demostrada la gran influencia que tiene la resistencia a tracción del hormigón en la respuesta estructural del edificio frente al caso de estudio. Por ello, podemos afirmar que, un aumento de la resistencia a tracción del hormigón reduciría el riesgo de colapso progresivo frente a eventos extremos como el de estudio.

4.2. Variación del tiempo de descarga del pilar

El tiempo de descarga del pilar es un parámetro a tener en cuenta con una gran influencia en los resultados del ensayo ya que como se verá a continuación, su modificación afecta directamente a los esfuerzos sufridos en el edificio.

En el siguiente estudio paramétrico se ha decidido modificar dicho tiempo de descarga del pilar para observar y así demostrar la influencia de este en la respuesta estructural del edificio. Para ello, se muestran las variaciones de distintos esfuerzos como los desplazamientos, la reacción de los pilares y las deformaciones sufridas en el modelo tras retirar la columna P3 y empleando un análisis dinámico no lineal.

Inicialmente, el tiempo de descarga del pilar introducido en Abaqus fue de 0.1 segundos, por lo que para poder observar con mayor claridad la influencia de dicho parámetro se han empleado valores superiores e inferiores a este los cuales han sido: 0.01 s, 0.05 s, 0.5 s y 1 s.

En las siguientes ilustraciones se muestra la variación de los valores de los desplazamientos verticales producto de modificar el tiempo de descarga del pilar eliminado con los valores expuestos anteriormente.

Tal y como podemos ver en dichas ilustraciones, los mayores desplazamientos verticales (en magnitud) se dan para el modelo con el menor tiempo de descarga del pilar y disminuyen a medida que aumentamos dicho tiempo de descarga. Esto se debe al efecto de las vibraciones producidas por la retirada repentina las cuales son mayores cuanto menor es el tiempo de descarga.

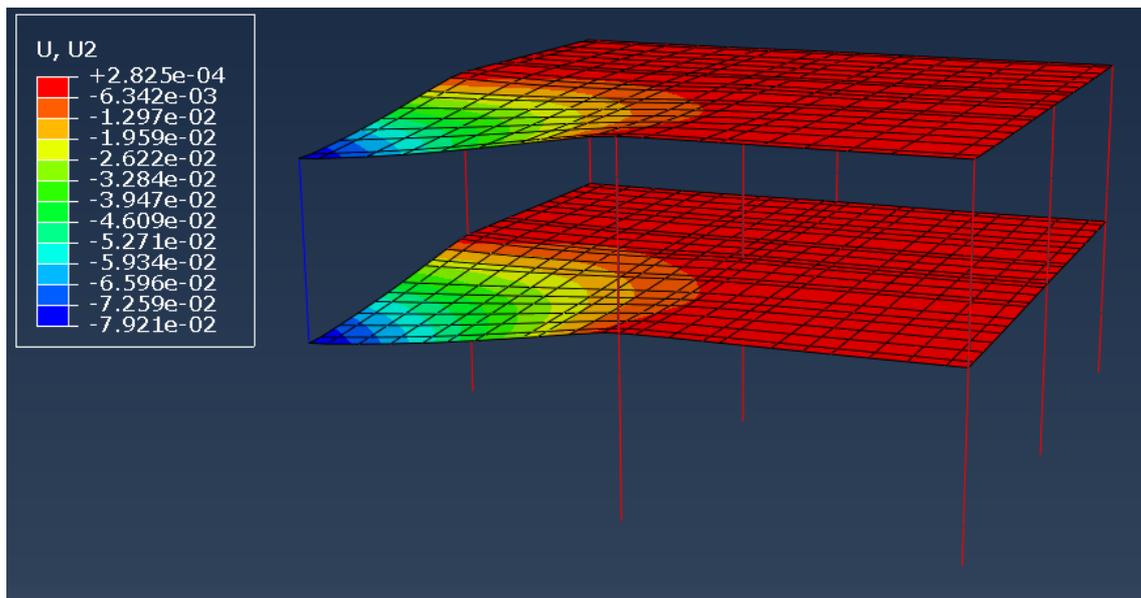


Ilustración 39. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

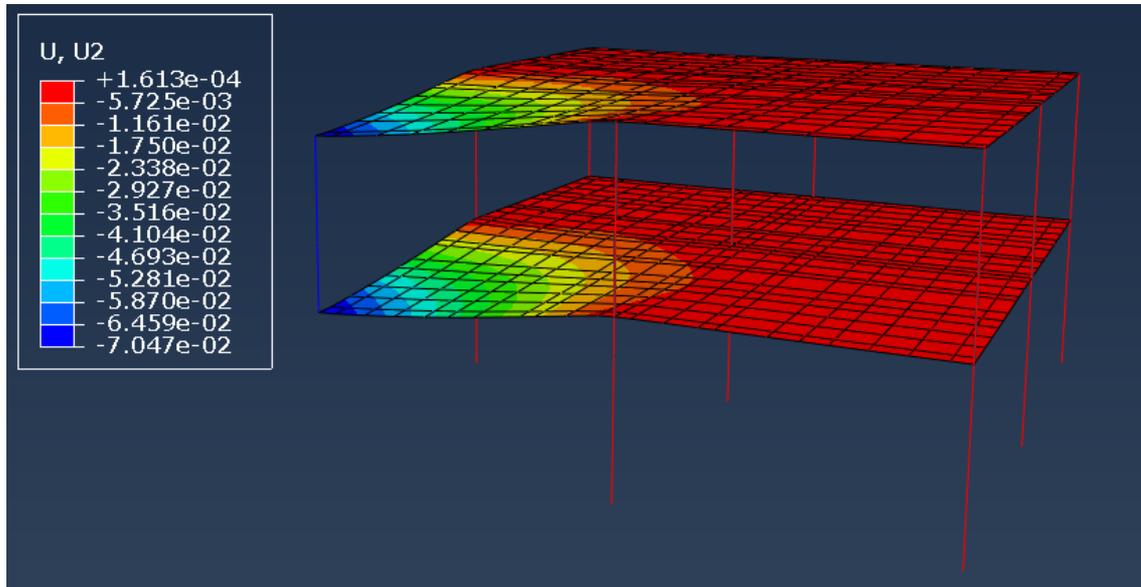


Ilustración 40. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 0.05 segundos. Fuente: elaboración propia.

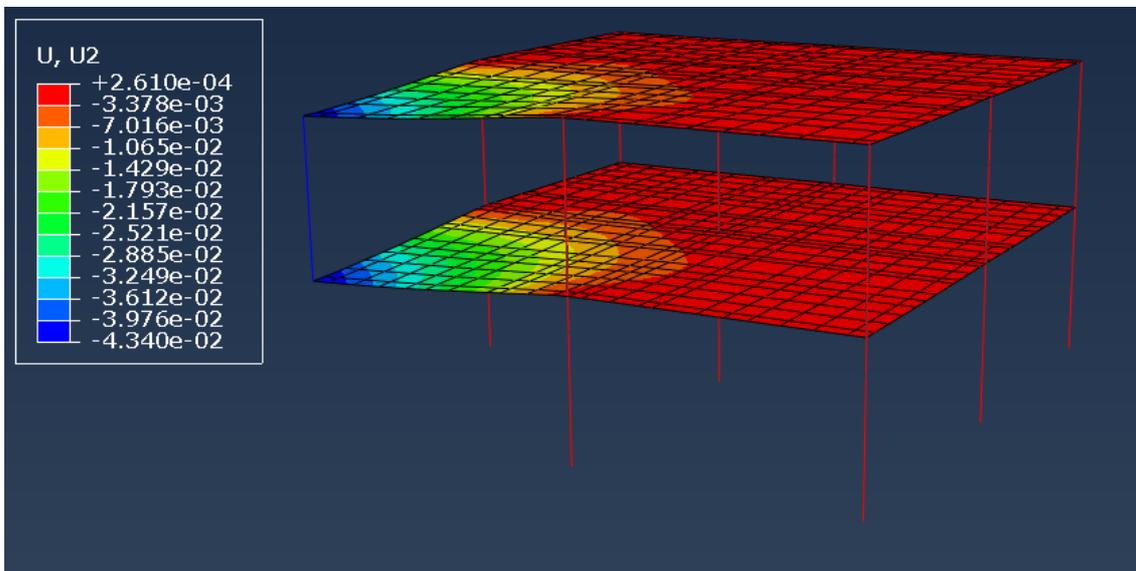


Ilustración 41. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 0.5 segundos. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

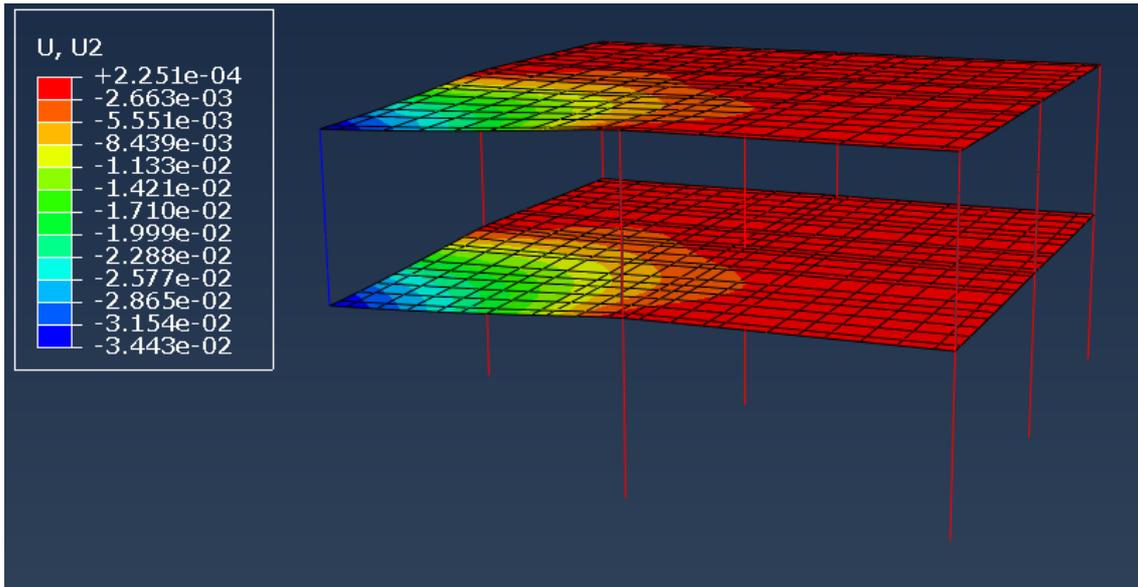


Ilustración 42. Desplazamientos verticales para un tiempo de descarga de 1 segundo. Fuente: elaboración propia.

A continuación, podemos observar las variaciones sufridas en las reacciones de los pilares por la modificación del tiempo de descarga del pilar. Del mismo modo que ocurría con los desplazamientos verticales estas reacciones en los pilares aumentan en magnitud con la disminución del tiempo de descarga del pilar por dicho efecto de vibración producido por la redistribución de las cargas.

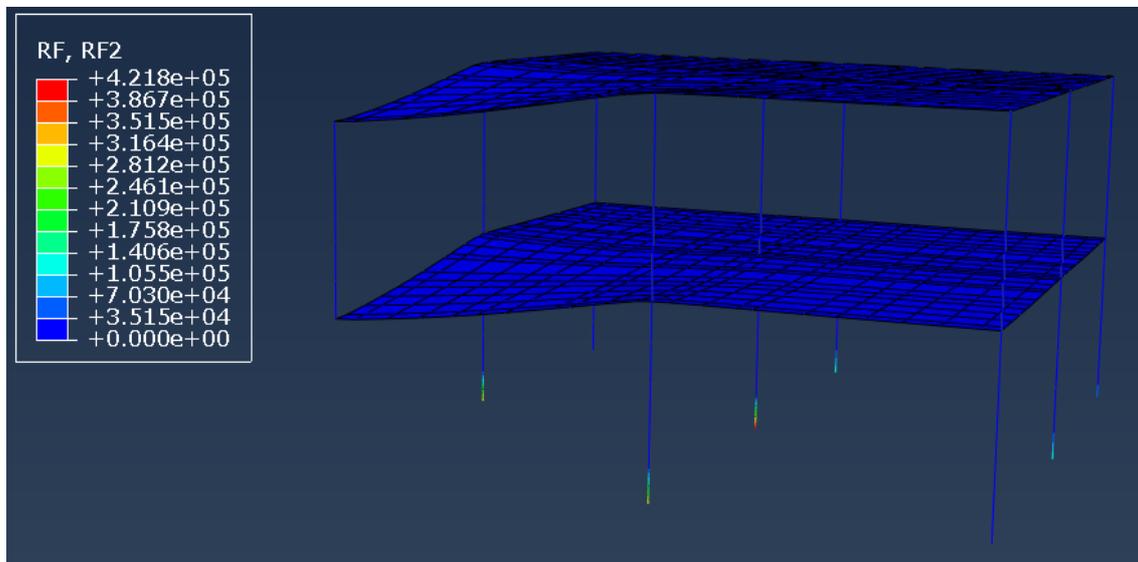


Ilustración 43. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

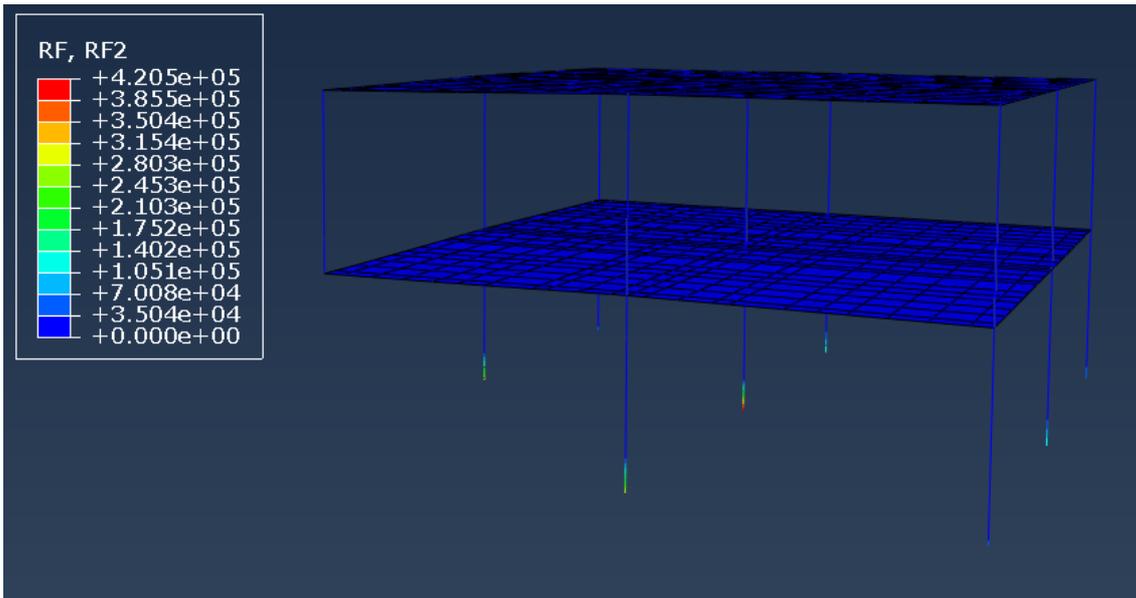


Ilustración 44. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 0.05 segundos. Fuente: elaboración propia.

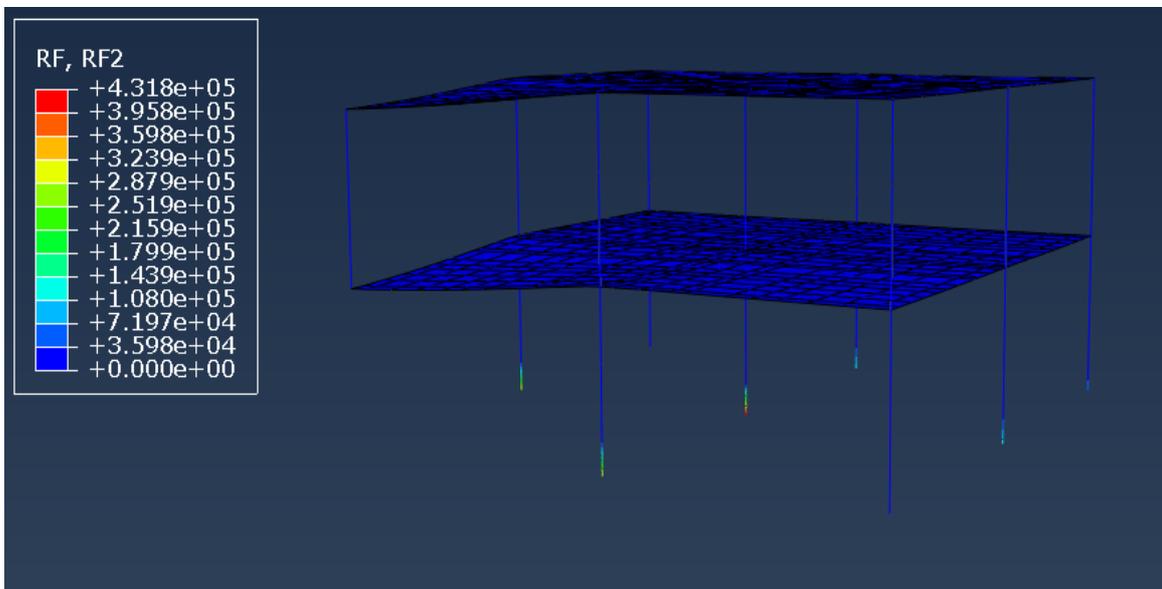


Ilustración 45. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 0.5 segundos. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

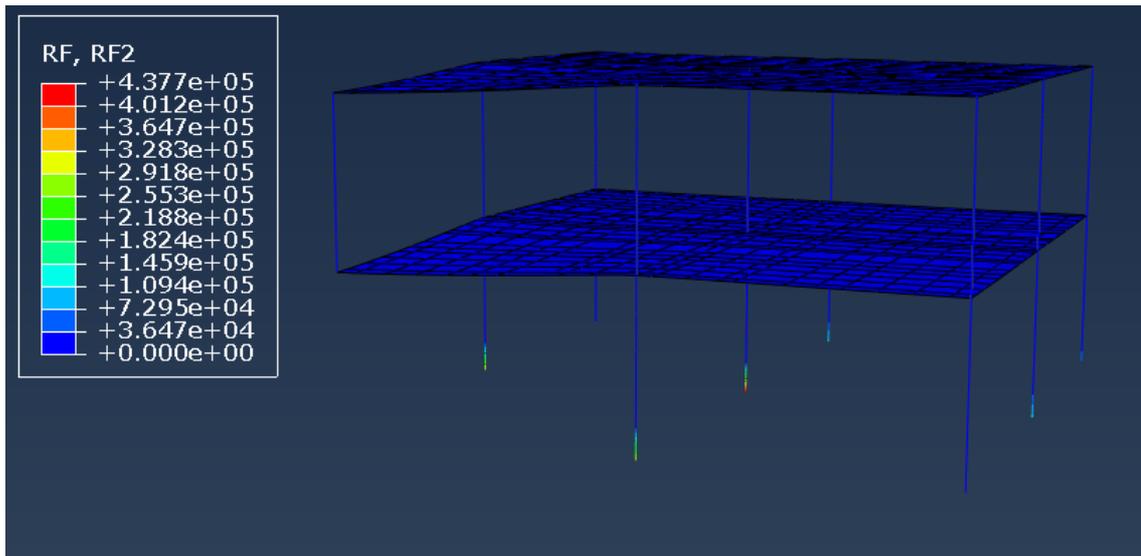


Ilustración 46. Reacción de los pilares para un tiempo de descarga de 1 segundos. Fuente: elaboración propia.

Por último, en cuanto a las deformaciones sufridas en el edificio también queda comprobado con las siguientes ilustraciones que la disminución del tiempo de descarga del pilar produce la amplificación de dichas deformaciones sufridas en el edificio.

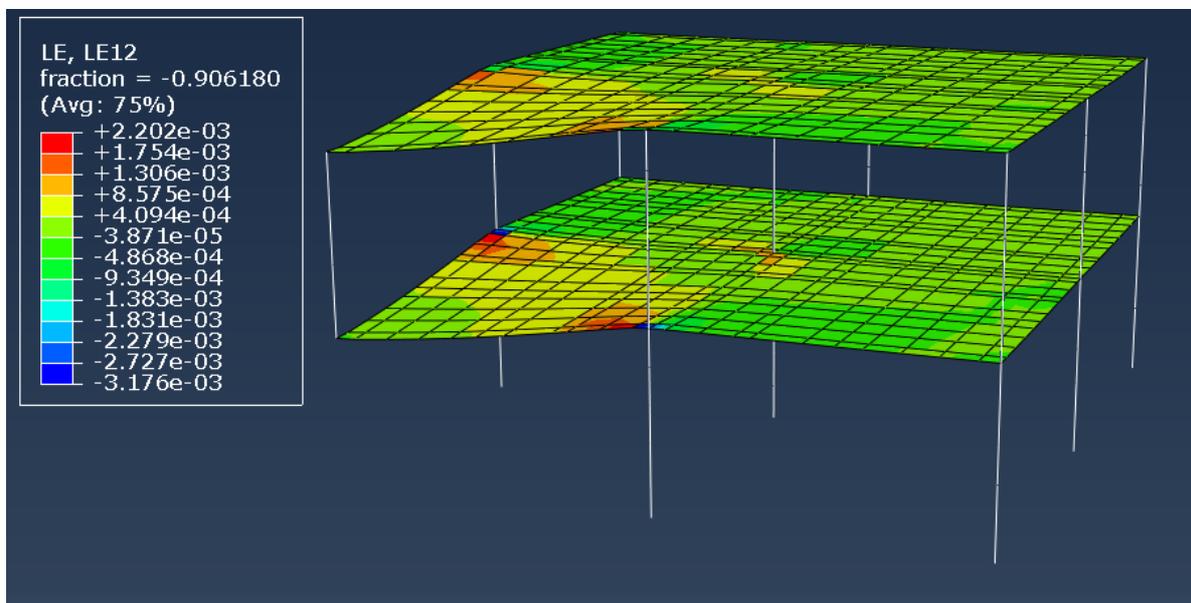


Ilustración 47. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.01 segundos. Fuente: elaboración propia.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

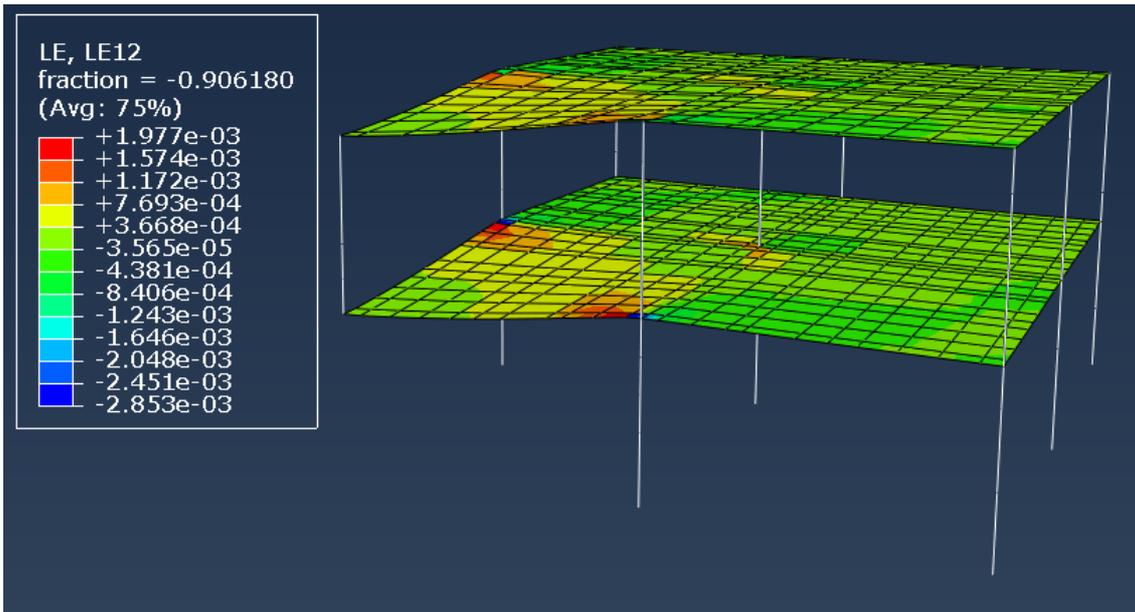


Ilustración 48. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.05 segundos. Fuente: elaboración propia.

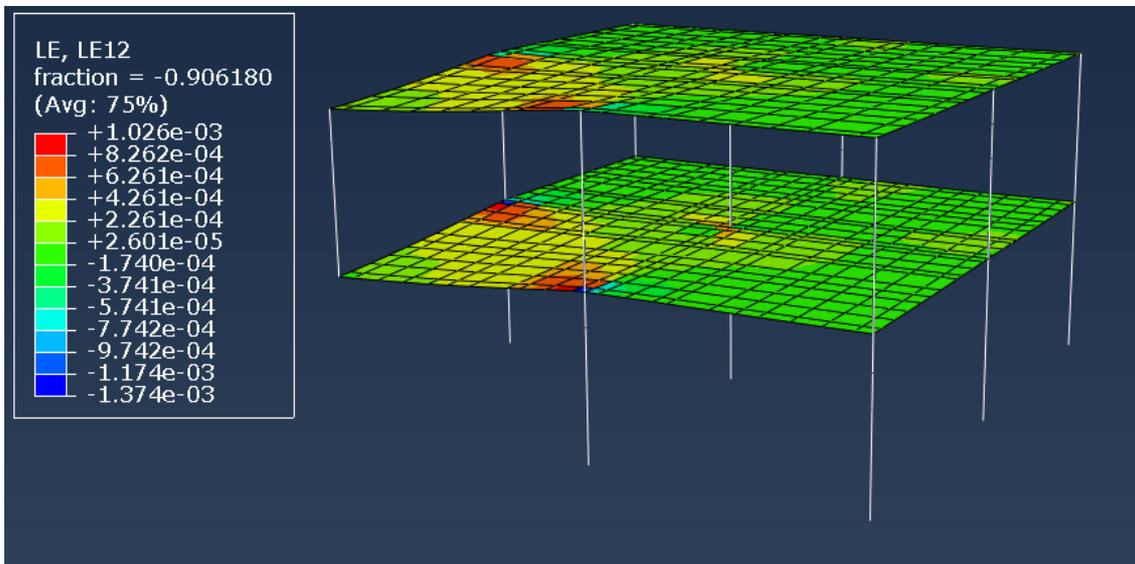


Ilustración 50. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 0.5 segundos. Fuente: elaboración propia.

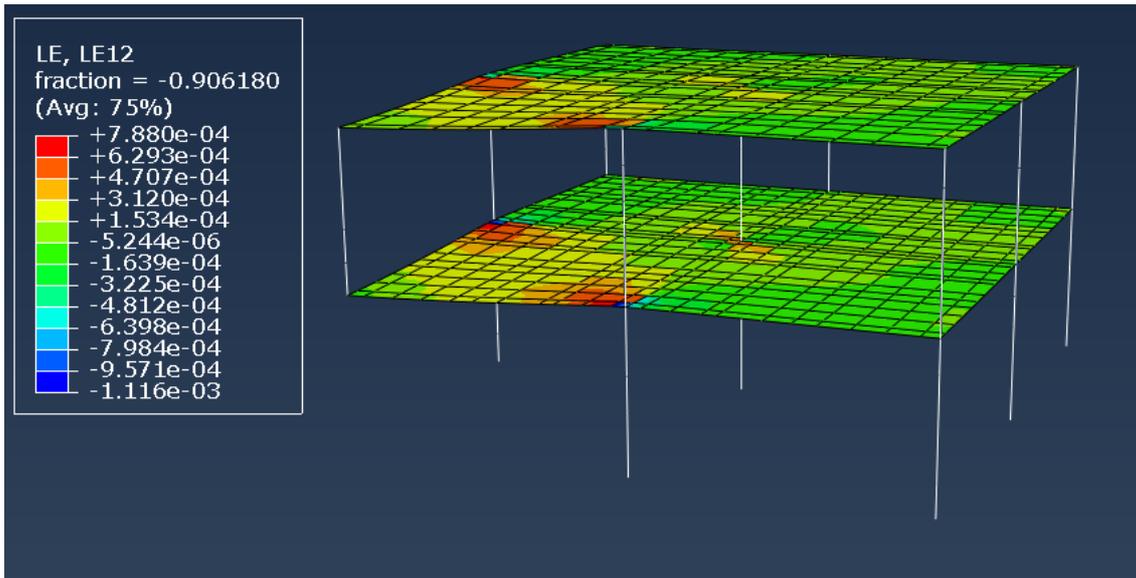


Ilustración 51. Deformación sufrida para un tiempo de descarga de 1 segundos. Fuente: elaboración propia.

En este segundo estudio paramétrico hemos comprobado la gran influencia que tiene el tiempo de descarga del elemento eliminado en la respuesta estructural del edificio, siendo menores los esfuerzos sufridos en el edificio cuanto mayor es dicho tiempo de descarga.

Este estudio nos podría plantear otro futuro estudio/trabajo muy interesante sobre cómo aumentar dicho tiempo de descarga para que la estructura sufra en menor medida las consecuencias de eventos extremos como el del presente estudio.

4.3. Variación de la carga aplicada en el edificio

En el presente estudio paramétrico se ha variado la carga aplicada al edificio empleando la carga asociada al Estado Límite Último. Este estudio nos permitirá verificar si el edificio pudiera ser un riesgo para las personas debido a la rotura de algún elemento estructural bajo dicha hipotética carga aplicada lo cual podría traducirse en el colapso parcial o total del edificio.

Cabe recordar que un colapso parcial podría desencadenar el colapso progresivo del edificio si éste no tiene la capacidad de redistribuir las cargas mediante trayectorias de carga alternativas y el resto de los elementos soportar dichas cargas.

La fórmula para obtener la carga asociada al ELU para dicha combinación de acciones es la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $\gamma_{G,j}$ es el coeficiente de seguridad para las acciones permanentes. En este caso, por tratarse de ELU su valor es 1.35.
- $G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes. En este caso el valor de dichas acciones es de 2 kN/m
- γ_P es el coeficiente de seguridad para la acción del pretensado. En este caso no tenemos pretensado.
- P es el valor característico de la acción del pretensado. En este caso no tenemos pretensado por lo que anulamos este término.
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente de seguridad para la acción variable determinante. En este caso, al ser una combinación de acciones ELU su valor es de 1.5.
- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante. En este caso la sobrecarga de uso tiene un valor de 3 kN/m².
- $\psi_{0,i}$ es el coeficiente de simultaneidad para las acciones variables no determinantes.
- $Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables no determinantes. Puesto que tenemos una única sobrecarga de uso la consideramos como dominante.

Una vez definidos los valores de todos los parámetros que intervienen en dicha fórmula podemos obtener el valor de la carga para Estado Límite Último de la siguiente forma:

$$F_d = 0,35 \times 5 + 1,35 \times 2 + 1,5 \times 3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F_d = 8,95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

En cuanto a la carga lineal que simula un hipotético muro esta será la siguiente:

$$F_d = 1,35 \times 0,56 = 0,756 \text{ (kN/m)}$$

Una vez obtenidas las nuevas cargas muertas y vivas correspondientes al Estado Límite Último del edificio estas se introdujeron en el modelo ya creado anteriormente en Abaqus y se realizó de nuevo un análisis dinámico no lineal con dichas cargas.

Los resultados que obtuvimos en este análisis fueron los que se muestran y comentan a continuación.

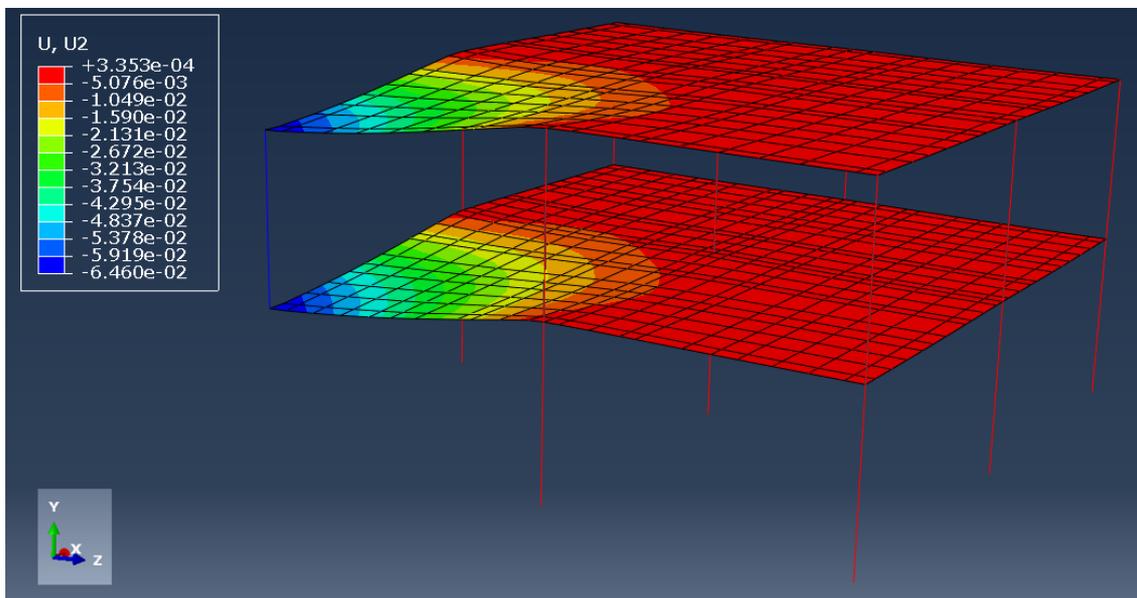


Ilustración 52. Desplazamiento vertical ELU. Fuente: elaboración propia.

Tal y como era de esperar los desplazamientos verticales sufridos en el edificio por la carga correspondiente al ELU son superiores a los anteriores, se podría decir que son proporcionales al aumento de la carga.

De forma análoga al anterior análisis, los mayores desplazamientos verticales se producen en sentido descendente y en las proximidades de la columna eliminada (P3), tanto en la losa de la primera planta como en la losa de la segunda planta. Así pues, el mayor desplazamiento vertical se produce en la vertical donde se encontraba la columna P3, tanto en la esquina de la losa de la primera planta como de la segunda.

En este caso el valor del dicho desplazamiento vertical en dicha esquina es de 6.46 cm en sentido descendente. Los valores de desplazamiento vertical de ambas losas disminuyen conforme nos alejamos de la columna P3 siendo prácticamente nulos en los otros tres vanos.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

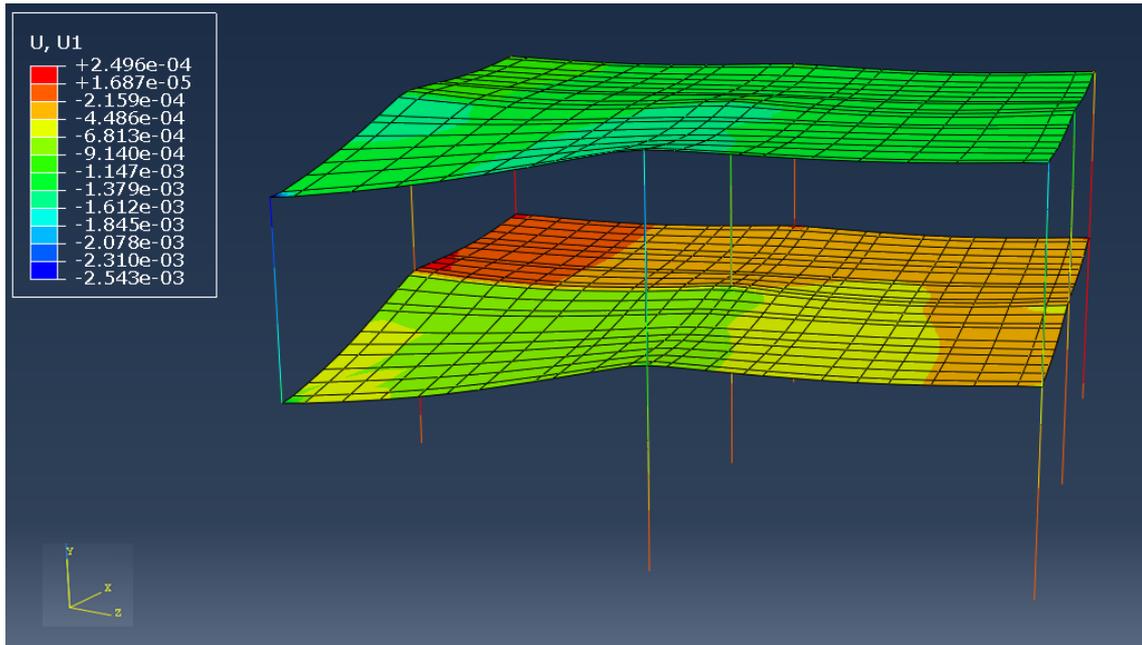


Ilustración 53. Desplazamiento horizontal ELU. Fuente: elaboración propia.

En la siguiente ilustración podemos observar los desplazamientos horizontales sufridos por el edificio a consecuencia de aplicar la carga de ELU y eliminar la columna P3. El máximo desplazamiento horizontal es de 0.122 cm y se produce en la unión de P3 con la losa superior.

En cuanto a los esfuerzos sufridos en la estructura, tal y como era de esperar se observa que, tras ejecutar el análisis de la estructura la mayor tensión se produce en el nudo los-columna de la columna P3 (la columna eliminada) con la losa de la primera planta. Del mismo modo también se observan los mayores esfuerzos en el vano de la columna P3 tanto en la primera losa como en la segunda, al igual que en los análisis realizados anteriormente.

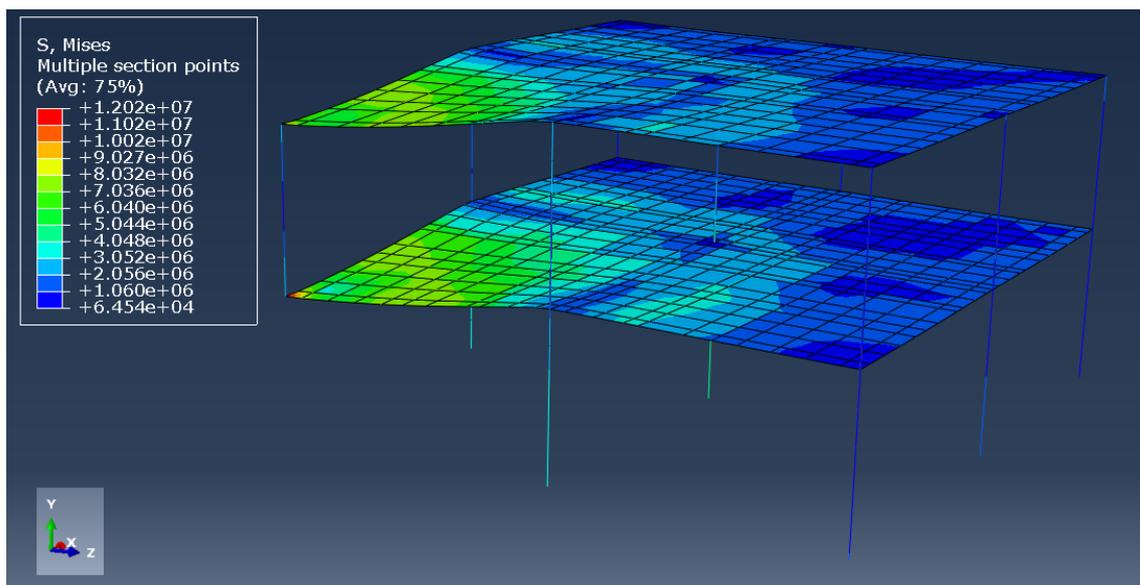


Ilustración 54. Tensión Mises ELU. Fuente: elaboración propia.

El esquema de la distribución de tensiones es muy similar al del primer análisis dinámico no lineal, pero con mayores deformaciones las cuales se producen en la losa de la primera planta y en las proximidades de los nudos losa-columna de las columnas más próximas a la eliminada (P2, P6 y P5) siendo superiores en P2 y P6 a P5 al igual que en el primer análisis.

Como ya se ha comentado anteriormente, las deformaciones se producen en estos puntos debido a las trayectorias de carga alternativas que experimenta el edificio hacia las columnas más próximas tras la retirada de la columna P3.

El CTE citado anteriormente también establece unos valores máximos admisibles para las deformaciones (flechas) producidas por cualquier combinación de acciones casi permanentes considerando la apariencia de la obra y esta es que la flecha relativa debe ser inferior a 1/300. En este caso, puesto que se trata de un Estado Límite Último no es necesario que se cumplan las restricciones de deformación (flechas) en el edificio, únicamente deben realizarse las comprobaciones de equilibrio último y la resistencia.

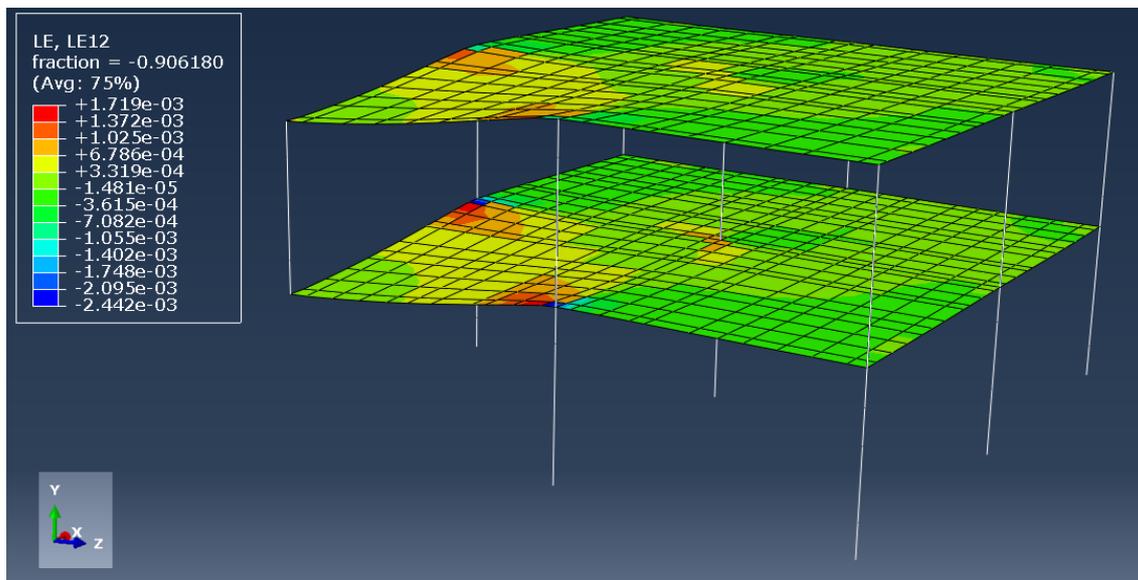


Ilustración 55. Deformaciones ELU. Fuente: elaboración propia.

En la Ilustración 56 podemos ver las tracciones sufridas en ambas losas producidas por la carga correspondiente al ELU. Dicha carga produce tracciones en las proximidades de los nudos losa-columna de las columnas P2, P6 y P5. Este era un resultado que cabía esperar tras los análisis previos realizados y debido a las trayectorias de carga que se producen tras la retirada de la columna hacia las columnas más próximas (P2, P6 y P5) junto con la rigidez de los nudos losa-columna.

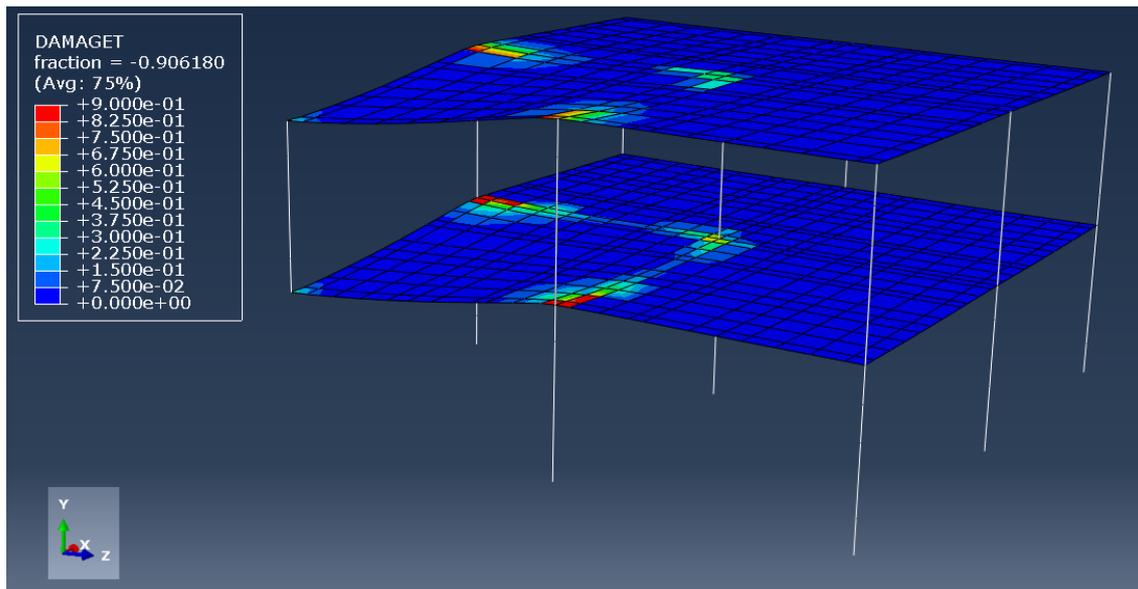


Ilustración 56. Tracciones del ELU. Fuente: elaboración propia.

Por otro lado, tenemos las compresiones debidas al ELU que se producen en ambas losas. En este caso, estas se producen en su totalidad en el vano donde aplicamos las cargas y en concreto se producen en mayor medida en las proximidades de P2 y P6 por las trayectorias de carga alternativas que experimenta el edificio tras la retirada del pilar y por la rigidez de los nudos losa-columna, al igual que en el primer análisis.

Lo valores máximos de estas tracciones son de igual magnitud que las producidas en el primer análisis, sin embargo, nos encontramos con más zonas traccionadas de las que teníamos anteriormente. Cabe indicar que las mayores tracciones se producen en las proximidades de los nudos losa-columna de la primera losa siendo levemente superiores en la zona próxima a P6 por la excentricidad global de las cargas.

En el caso de las compresiones, como podemos ver en la Ilustración 57 estas aparecen en el vano donde se encuentra P3 tanto en la primera losa como en la segunda losa. Del mismo modo que ocurre en las tracciones, al modificar la carga nos encontramos con más zonas comprimidas en el área de dicho vano. Del mismo modo que ocurre con las tracciones, en las compresiones también nos encontramos los valores de mayor magnitud en las proximidades de los nudos losa-columna de la primera losa siendo levemente superiores en la zona próxima a P6 por la excentricidad global de las cargas.

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

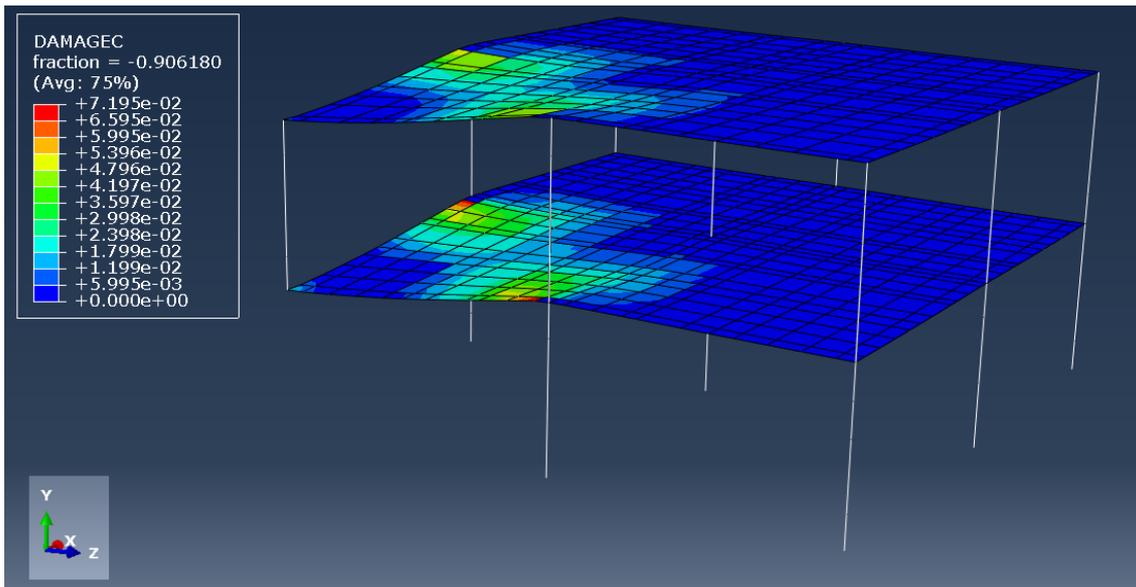


Ilustración 57. Compresiones por el ELU. Fuente: elaboración propia.

Por último, observamos las reacciones de los pilares en el análisis dinámico tras la retirada del pilar. Como era de esperar, las mayores reacciones de los pilares se producen en las columnas contiguas a la columna eliminada, es decir, en P2, P5 y P6, y en concreto es la columna la P5 (la central) la que recibe la mayor reacción siendo esta de 416 kN. Por otro lado, las columnas P2 y P6 reacciones de 302 kN (valores algo superiores a los obtenidos en los anteriores análisis), y las columnas P4 y P8 reacciones de 121 kN.

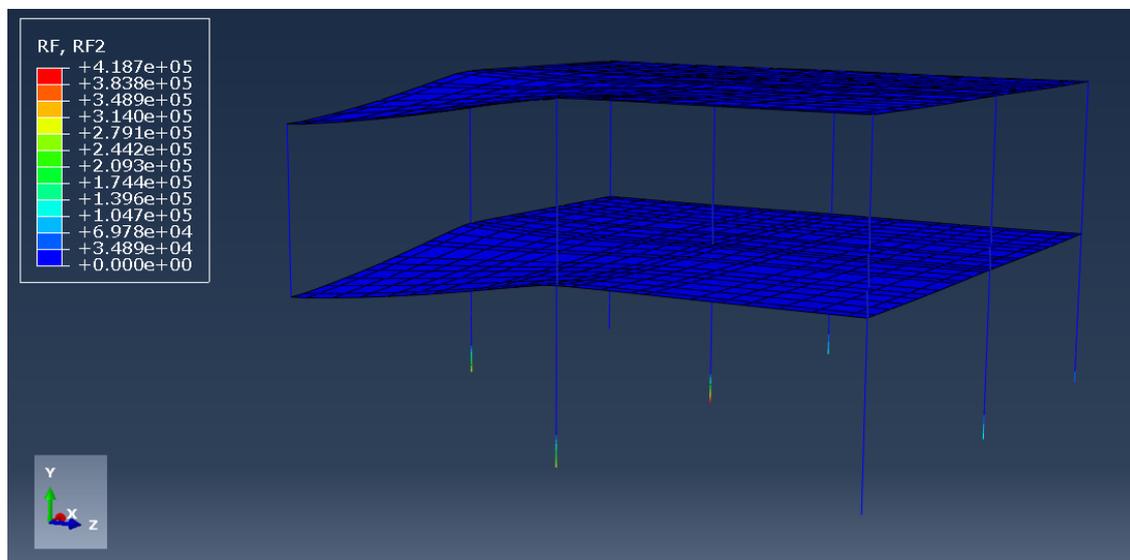


Ilustración 58. Reacción de los pilares ELU. Fuente: elaboración propia.

Una vez recogidos y analizados los resultados de este estudio paramétrico se puede concluir con que el aumento de las cargas ha producido un aumento de los esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales del edificio respecto a los obtenidos en los anteriores análisis induciendo al edificio hacia una situación de mayor inestabilidad y probabilidad de fallo estructural y colapso.

Sin embargo, ha quedado comprobado que el edificio resistiría a esta carga correspondiente al Estado Límite Último lo cual confirma la robustez de la estructura y la ayuda de las trayectorias de carga alternativas a alcanzar la estabilidad de la misma.

4.4. Conclusiones

Una vez realizados los tres estudios paramétricos se ha podido elaborar la siguiente tabla donde se muestran las variaciones de los desplazamientos verticales en P3 así como de la reacción en P5 a partir de la modificación del parámetro de estudio.

Variación de la resistencia a tracción del hormigón		
Fck (MPa)	U2 (P3) (cm)	RF2 (P5) (kN)
1.5	18.2	330.8
2	8.1	392.1
2.5	5.1	438.2
3	3.2	444

Tabla 4. Resumen de los resultados del estudio paramétrico de la variación de la resistencia característica del hormigón. Fuente: elaboración propia.

Variación del tiempo de descarga del pilar		
t (s)	U2 (P3) (cm)	RF2 (P5) (kN)
0.01	7.9	420.5
0.05	7.1	421.8
0.5	4.3	431.8
1	3.4	437.7

Tabla 5. Resumen de los resultados del estudio paramétrico de la variación del tiempo de descarga del pilar. Fuente: elaboración propia.

Como se ha podido observar a lo largo del presente apartado, la variación de la resistencia a tracción, así como la variación del tiempo de descarga tienen una gran influencia en el posterior comportamiento del edificio ante dicha situación de estudio.

De igual forma, ha quedado comprobado que, ante un aumento de la carga aplicada al edificio, que en este caso ha sido la correspondiente al ELU, y bajo la eliminación de una de sus columnas de esquina el edificio ha podido alcanzar la estabilidad de su estructura mediante caminos de carga alternativos, confirmando así la robustez de la estructura.

5. Factores de amplificación

En el presente apartado se han determinado los factores de amplificación dinámicos y los factores de amplificación de carga a partir de los distintos modelos numéricos realizados en Abaqus.

El Departamento de Defensa de EE. UU. (DoD) [XX] en sus recomendaciones para el diseño de edificios robustos permite emplear métodos de cálculo simplificados como el análisis estático lineal siempre que se incluyan en los cálculos diversos factores de amplificación de carga. Entre ellos podemos distinguir dos en función de la comparación a realizar.

- ✘ Dynamic Amplification Factor (DAF) solo tienen en cuenta los aspectos dinámicos, comparan el modelo dinámico con el estático considerando en ambos la no linealidad mecánica.
- ✘ Load Increase Factor (LIF) comparan el modelo dinámico no lineal con el estático lineal.

5.1. Factores de Amplificación Dinámicos

Los Factores de Amplificación Dinámicos, también nombrados DAF por sus siglas en inglés (*Dynamic Amplification Factor*), se emplean para simplificar ciertos cálculos de comportamiento de estructuras. El estudio del comportamiento no lineal en las estructuras, así como el efecto dinámico requiere de cálculos complejos y muy laboriosos que nos llevarían un gran y valioso tiempo realizarlos. Es por ello por lo que la normativa GSA [2] incorpora estos factores para facilitar el trabajo de cálculo y tener en consideración comportamientos mecánicos lineales y análisis estáticos.

Sin embargo, cabe indicar que algunas de las normativas del presente ámbito de estudio que incluyen dichos factores estos tienden a ser muy generales por lo que sobreestiman las fuerzas y desplazamientos reales de las estructuras bajo escenarios como el del presente estudio.

Siguiendo la normativa GSA los Factores de Amplificación Dinámicos los podemos obtener a partir del análisis estático y del análisis dinámico ambos con comportamiento de los materiales no lineal. Al comparar ambos análisis podemos observar claramente cual es la influencia de la componente dinámica.

La comparación de ambos análisis la realizaremos recopilando los valores obtenidos de los desplazamientos verticales en P6 a la altura de la losa de la primera planta y las reacciones de los pilares P6 y P2 las cuales son prácticamente idénticas.

En el análisis estático no lineal el desplazamiento sufrido en el nodo de P6 con la losa de la primera planta fue de 3.12 mm en sentido ascendente mientras que en el análisis dinámico no lineal el desplazamiento sufrido en dicho punto fue de 3.44 mm por lo que el Factor de Amplificación Dinámico lo podemos obtener de la siguiente forma:

$$DAF_u = \frac{u_{dinámico}}{u_{estático}} = \frac{3.44}{3.12} = 1.10$$

Se observa que el valor del desplazamiento obtenido en el análisis dinámico es superior al obtenido en el análisis estático, siendo en ambos el comportamiento de los materiales no lineal por lo que el valor de dicho factor es superior a 1.

Por último, procedemos a calcular el DAF a partir de los valores de las reacciones obtenidas en los pilares P6 y P2. En el análisis estático el valor de dichas reacciones fue de 296 kN mientras que en el análisis dinámico se obtuvieron reacciones de 318 kN, de forma análoga a la obtención del anterior DAF podemos obtener el siguiente:

$$DAF_R = \frac{R_{dinámico}}{R_{estático}} = \frac{318}{296} = 1.07$$

Del mismo modo que en DAF_u se observa que el valor del desplazamiento obtenido en el análisis dinámico es superior al obtenido en el análisis estático, siendo en ambos el comportamiento de los materiales no lineal por lo que el valor de este factor es también superior a 1.

5.2. Factores de Amplificación de Carga

Los Factores de Amplificación de Carga, también nombrados LIF por sus siglas en inglés (*Load Increase Factor*), se emplean para simplificar ciertos cálculos de comportamiento de estructuras del mismo modo que los DAF calculados anteriormente.

Cabe indicar que, según las recomendaciones del DoD [3], el valor del LIF puede variar entre 2.0 y 3.2 para losas bidireccionales y nudos losa-columna, dependiendo de la ductilidad la cual está influenciada por la continuidad de la armadura de refuerzo de la losa y la resistencia al corte por punzonamiento en los nudos losa-columna.

La obtención de los Factores de Amplificación de Carga se realiza a partir de los resultados del análisis estático con comportamiento de los materiales lineal y del análisis dinámico con comportamiento de los materiales no lineal. Para ello se ha realizado la comparación de los valores de desplazamiento obtenidos en P6 a la altura de la losa de la primera planta y las reacciones de los pilares P6 y P2 las cuales son prácticamente idénticas.

En el análisis estático lineal el desplazamiento sufrido en el nodo de P6 con la losa de la primera planta fue de 3.07 mm en sentido ascendente mientras que en el análisis dinámico no lineal el desplazamiento sufrido en dicho punto fue de 3.44 mm por lo que el Factor de Amplificación de Carga será el siguiente:

$$LIF_u = \frac{u_{dinámico}}{u_{estático}} = \frac{3.44}{3.07} = 1.12$$

Análogamente a los factores DAF obtenidos en el apartado anterior se observa que el valor del desplazamiento obtenido en el análisis dinámico no lineal es superior al obtenido en el análisis estático lineal por lo que el valor de dicho factor también es superior a 1.

Por último, procedemos a calcular el LIF a partir de los valores de las reacciones obtenidas en los pilares P6 y P2. En el análisis estático lineal el valor de dichas reacciones fue de 291 kN mientras que en el análisis dinámico no lineal se obtuvieron reacciones de 318 kN como se ha mostrado en el apartado anterior. Así pues, el LIF obtenido a partir de dichos valores es el siguiente:

$$LIF_R = \frac{R_{dinámico}}{R_{estático}} = \frac{318}{291} = 1.09$$

Del mismo modo que en LIF_u se observa que el valor del desplazamiento obtenido en el análisis dinámico no lineal es superior al obtenido en el análisis estático lineal por lo que el valor de este factor es también superior a 1.

Cabe comentar que las normativas suelen recomendar un factor de 2 para esfuerzos lo cual es un valor muy alto, incluso quizás podríamos decir que es un valor exagerado, mientras que para desplazamientos recomiendan valores entre 2 y 3, valor también bastante alto.

6. Aplicación práctica a un edificio de la UPV

En este último apartado se va a poner en práctica la filosofía de cálculo empleada anteriormente aplicándolo a un edificio de la UPV, el cual ha sido tomado como ejemplo para que diseñadores de edificios dispongan, en este documento, de una guía para el cálculo de situaciones accidentales que incluyan la retirada repentina de columnas. Cabe señalar que lo que se pretende mostrar en este apartado es la aplicación práctica de lo aprendido en el presente TFM y para ello, se emplea un edificio únicamente como apoyo a la explicación de dicha filosofía de cálculo.

Es por ello por lo que, la elección del edificio ha sido aleatoria, escogiendo en este caso el edificio de Bellas Artes de la UPV por estar ubicado en universidad donde me he formado, pero se podría realizar en cualquier otro edificio.



Ilustración 59. Edificio de BBAA de la UPV. Fuente: google images.

En esta aplicación práctica estudiaremos las trayectorias de carga alternativas del edificio de estudio creando en dicho edificio la situación accidental de retirada repentina de una de sus columnas de esquina.

La filosofía de cálculo empleada en el presente estudio es la siguiente:

En primer lugar, definimos la geometría del edificio de estudio y las características de los materiales que forman su estructura. A continuación, definimos las situaciones de dimensionado que debemos tener en cuenta. Estas situaciones deben considerar todas las condiciones y circunstancias que se puedan dar en la construcción del edificio y a la largo de su vida útil teniendo en cuenta la probabilidad de ocurrencia de cada una. Estas situaciones de dimensionado se clasifican en dos grupos, el primero, correspondiente a las situaciones transitorias y persistentes, y el segundo correspondiente a las situaciones accidentales.

Una vez determinadas las situaciones de dimensionado se calculan las combinaciones de acciones pertinentes. Para el grupo de situaciones transitorias y persistentes será necesario calcular la combinación de acciones correspondiente al Estado Límite Último (ELU) y la correspondiente al Estado Límite de Servicio (ELS). Sin embargo, para el grupo de situaciones accidentales únicamente calcularemos la combinación de acciones correspondiente al Estado Límite Último (ELU).

Tal y como se ha explicado en apartados anteriores de la presente memoria, los estados límite son aquellas situaciones en las cuales de ser sobrepasadas el edificio deja de cumplir alguno de los requisitos propuestos en su diseño.

El ELU corresponde a la situación a partir de la cual su superación pondría en riesgo a las personas llevando la estructura hacia situaciones de colapso parcial o total del edificio. Se consideran ELU los debidos a pérdida del equilibrio del edificio o al fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales o de sus uniones o inestabilidad de elementos estructurales.

Por otro lado, tenemos los Estados Límite de Servicio. Estos estados son los que de ser superados se producirían pérdidas en el confort y el bienestar de los usuarios. Por ello, podemos considerar como ELS los relativos a las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios o al funcionamiento de equipos e instalaciones.

Una vez determinadas las situaciones de dimensionado se procede a ejecutar el análisis estructural. Este análisis se llevará a cabo seleccionando el método de cálculo más acorde al problema a analizar y una vez realizado dicho análisis se procede a realizar las comprobaciones pertinentes para comprobar que los Estados Límite descritos anteriormente no son superados. Con esto quedaría comprobado si el edificio es seguro estructuralmente o no.

Por último, respecto al dimensionamiento del armado, para realizarlo de forma correcta se aconseja tener en cuenta ambos casos y emplear en cada zona del edificio el que resulte más limitante, así pues, estaremos del lado de la seguridad frente a la ocurrencia de ambas situaciones.

De esta forma podemos dar por finalizada la explicación de la filosofía de cálculo a emplear y proceder a su aplicación práctica al edificio de Bellas Artes ubicado en la Universidad Politécnica de Valencia. A continuación, se muestra un esquema resumen de la filosofía de cálculo empleada para ayudar al lector a tener una visión global sobre los procesos que intervienen.

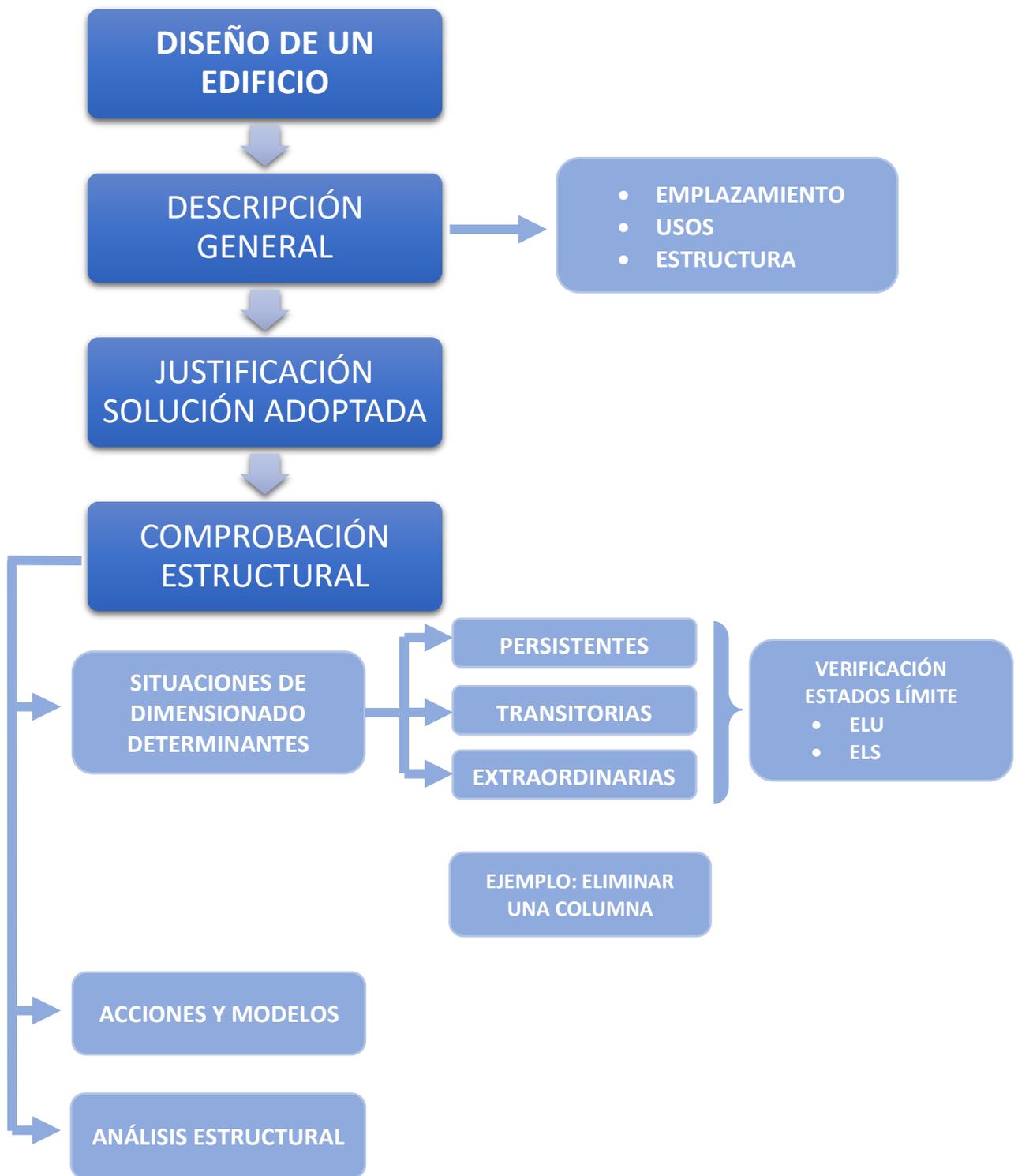


Ilustración 60. Esquema de diseño de un edificio. Fuente: elaboración propia.

El edificio de Bellas Artes consta de 6 plantas con una altura libre de 3 metros cada una. Cada planta tiene 9 vanos de largo de 5.5 metros por 2 vanos de profundidad de 5.25 metros, con una distribución de pilares idéntica en todas las plantas. La sección de las columnas es rectangular de 0.35x0.70 metros y las losas tienen un espesor de 0.35 metros.

En la siguiente ilustración se puede apreciar la distribución en planta del edificio, así como la nomenclatura usada para nombrar los pilares.

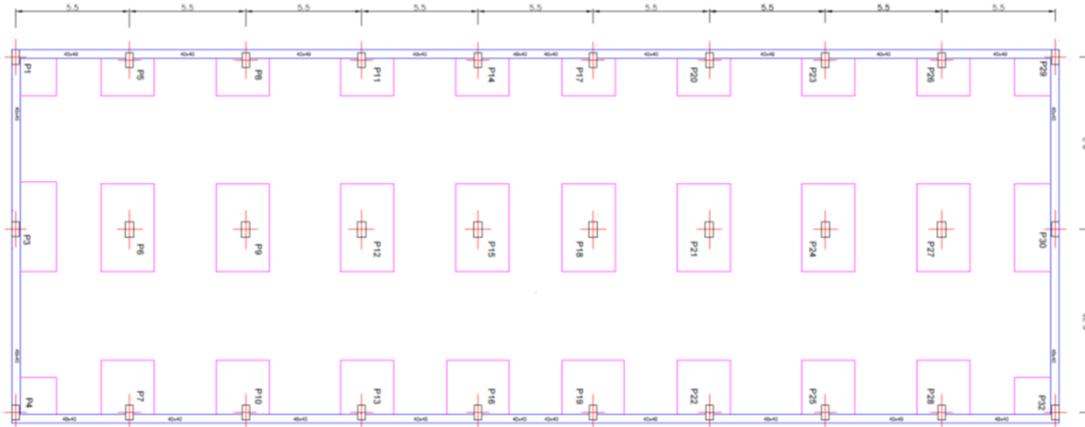


Ilustración 61. Disposición en planta del edificio de BBAA. Fuente: documentación proporcionada por el tutor.

En este caso la combinación de acciones a emplear será la accidental, ya que simularemos la retirada repentina de una columna, con la correspondiente comprobación del Estado Límite Último. Cabe señalar que para la realización de un estudio más completo sería aconsejable contemplar otros escenarios como la eliminación de una columna central o una columna de fachada, por ejemplo, además de las comprobaciones de ELU y ELS para la combinación de acciones correspondiente a situaciones persistentes y transitorias (sin eliminación de columnas).

La modelación del edificio de BBAA se ha realizado mediante el software informático SAP2000 empleando un cálculo estático lineal. Para ello, primeramente, debemos calcular las cargas a aplicar en el edificio y estas se obtienen del Estado Límite Último para una combinación de acciones de un estado accidental. Una vez obtenidas dichas cargas emplearemos el Factor de Amplificación de Carga (LIF) que previamente hemos calculado en apartados anteriores del presente TFM para así tener en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales a partir de un cálculo estático.

Del mismo modo que obteníamos la carga asociada al ELU en apartados anteriores podemos obtenerla para esta aplicación práctica con la misma fórmula:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $\gamma_{G,j}$ es el coeficiente de seguridad para las acciones permanentes. En este caso, por tratarse de ELU su valor es 1.35.
- $G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes. En este caso consideraremos el valor del peso propio de la estructura y el valor de las cargas muertas.
- γ_P es el coeficiente de seguridad para la acción del pretensado.
- P es el valor característico de la acción del pretensado. En este caso tampoco tenemos pretensado por lo que anulamos este término.
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente de seguridad para la acción variable determinante. En este caso, al ser una combinación de acciones ELU su valor es de 1.5.
- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante. En este caso la sobrecarga de uso tiene un valor de 3 kN/m². Este valor se ha obtenido del CTE DB AE [21] considerando el edificio de categoría de uso C1 por su uso académico.
- $\psi_{0,i}$ es el coeficiente de simultaneidad para las acciones variables no determinantes.
- $Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables no determinantes. Puesto que tenemos una única sobrecarga de uso la consideramos como dominante.

Una vez definidos los valores de todos los parámetros que intervienen en dicha fórmula podemos obtener el valor de la carga para Estado Límite Último de la siguiente forma:

$$F_d = 1.35 \times (5.25 + 2) + 1.5 \times 3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F_d = 14.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tras obtener el valor de carga para el Estado Límite Último del edificio de estudio procedemos a introducir dicho valor en el modelo creado en el programa SAP2000 para ejecutar el análisis lineal estático y obtener los resultados de dicho análisis.

Tal y como podemos ver en la Ilustración 62 los mayores desplazamientos se producen en sentido ascendente y en el centro de los vanos, siendo el mayor desplazamiento de 4.1 mm y ubicado en el vano de mayor dimensión (el de 8.75 m) como cabía esperar. En el centro del resto de vanos los valores de dicho desplazamiento vertical oscilan entre 1.2 y 3.1 mm.

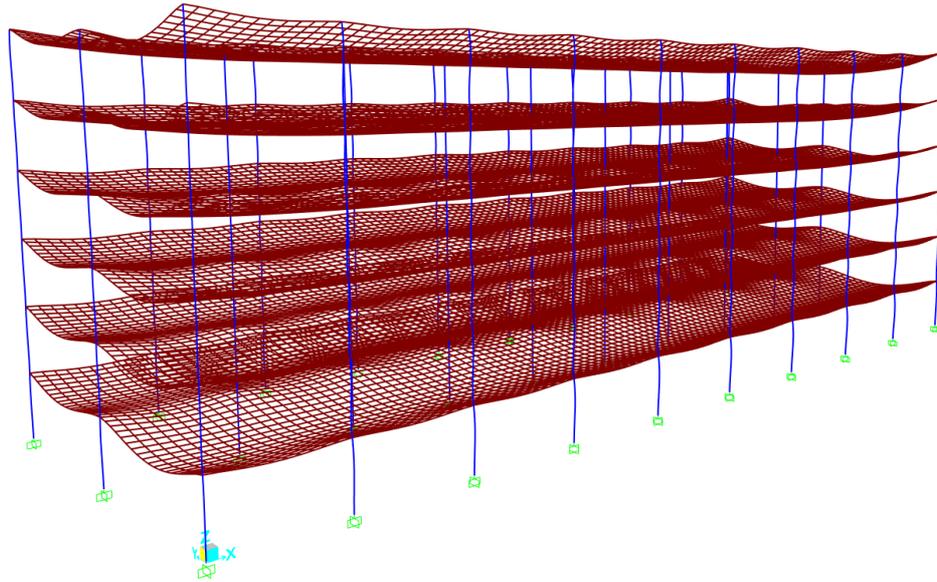


Ilustración 62. Deformada del edificio por la carga correspondiente al ELU. Fuente: elaboración propia.

En cuanto a las fuerzas axiales, para mostrar una visión global de la magnitud de los esfuerzos sufridos en el edificio se han observado los esfuerzos sufridos en las 4 columnas que se describen a continuación, ubicadas en distintos lugares del edificio.

- ✘ Columna de esquina P4: sus valores oscilan desde 144.99 kN a 861.77 kN.
- ✘ Columna centro fachada P3: sus valores oscilan desde 386.95 kN a 2270.03 kN.
- ✘ Columna centro fachada P16: sus valores oscilan desde 304.27 kN a 1853.52 kN.
- ✘ Columna interior P15: sus valores oscilan desde 749.49 kN a 4435.04 kN.

Tal y como era de esperar, los esfuerzos mayores se producen en la base de los pilares y disminuyen con la altura, además los mayores esfuerzos axiales los sufren los pilares interiores debido a su mayor área tributaria en la distribución de cargas, y los pilares de esquina son los que soportan menores esfuerzos.

Una vez obtenida la carga de diseño para el Estado Límite Último y empleada para el cálculo estático lineal mediante el modelo de SAP2000 procedemos a calcular la carga de diseño para una situación accidental. Con estas dos cargas de diseño crearemos un rango de valores (desde la de la situación accidental hasta la del ELU) para observar las trayectorias de carga alternativas que se forman tras eliminar la columna de esquina.

La fórmula para obtener la carga de diseño asociada a la combinación de acciones de una situación accidental es la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $\gamma_{G,j}$ es el coeficiente de seguridad para las acciones permanentes. En este caso es una situación de proyecto accidental por lo que su valor es 1.
- $G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes. En este caso consideraremos el valor del peso propio de la estructura y el valor de las cargas muertas.
- P es el valor característico de la acción del pretensado. En este caso tampoco tenemos pretensado por lo que anulamos este término.
- A_d es el valor de cálculo de la acción accidental. En este caso es nulo ya que no se consideran acciones accidentales adicionales.
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente de seguridad para la acción variable determinante. En este caso para la combinación de acción accidental su valor es de 0.5.
- $\psi_{1,1}$ es el coeficiente de simultaneidad para las acciones variables determinantes. Puesto que la categoría del edificio es C1 su valor es de 0.7.
- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante. En este caso la sobrecarga de uso tiene un valor de 3 kN/m². Este valor se ha obtenido del CTE DB AE [21] considerando el edificio de categoría de uso C1 por su uso académico.
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente de seguridad para la acción variable determinante. En este caso para la combinación de acción accidental su valor es de 0.5.
- $\psi_{2,i}$ es el coeficiente de simultaneidad para las acciones variables no determinantes.
- $Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables no determinantes. Puesto que tenemos una única sobrecarga de uso la consideramos como dominante.

Una vez definidos los valores de todos los parámetros que intervienen en dicha fórmula podemos obtener el valor de la carga de diseño accidental de la siguiente forma:

$$F_d = 1 \times (5.25 + 2) + 0.5 \times 3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F_d = 8.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Si ahora aplicamos el Factor de Amplificación de Carga (1.09) que hemos calculado anteriormente obtenemos una carga con un valor de 9.54 kN/m².

De forma análoga al análisis llevado a cabo con la carga correspondiente al ELU, se ha procedido a analizar los esfuerzos y desplazamientos producidos por la carga de diseño accidental y la eliminación de la columna de esquina P4 mediante el modelo realizado en SAP2000.

Una vez realizado dicho análisis se observa que el mayor desplazamiento se encuentra en la vertical de la columna eliminada con un desplazamiento vertical en sentido descendente de dicha esquina de 8.1 mm. Por lo que respecta a los desplazamientos sufridos en el resto del edificio podemos observar que estos varían entre 0.8 y 4 mm ocurriendo estos en el centro de los vanos como en el anterior análisis.

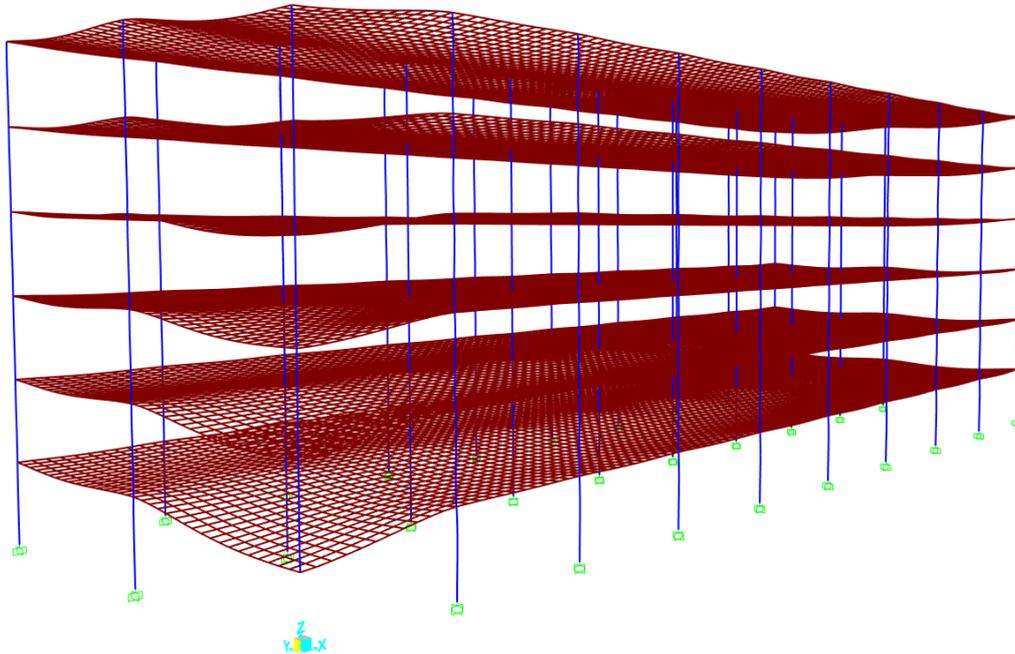


Ilustración 63. Deformada del edificio por la carga correspondiente una situación accidental y eliminando una columna de esquina. Fuente: elaboración propia.

Siguiendo con el análisis de los resultados, por lo que respecta a las fuerzas axiales sufridas por los pilares se han obtenido los siguientes valores.

- ✘ Columna centro fachada P3: sus valores oscilan desde 292.50 kN a 1751.25 kN.
- ✘ Columna centro fachada P16: sus valores oscilan desde 203.66 kN a 1241.20 kN.
- ✘ Columna interior P15: sus valores oscilan desde 499.31 kN a 2956.99 kN.

Así pues, como en el análisis con la carga ELU, los mayores axiles se producen en la base de los pilares y disminuyen con la altura del edificio. También nos encontramos con que los mayores esfuerzos los sufren las columnas interiores por su mayor área tributaria.

Por último, cabe indicar que en esta aplicación práctica se ha estudiado uno de los posibles escenarios de una situación accidental, pero para la realización de estudios más minuciosos se debería además realizar dicho estudio contemplando otros escenarios como la eliminación de una columna de fachada o una interior, obteniendo así otros coeficientes de amplificación en función de la columna eliminada.

7. Conclusiones

La memoria del presente Trabajo Final de Máster se ha centrado principalmente en la importancia de la robustez estructural y el colapso progresivo de los edificios. Para ello este trabajo se ha basado en la realización de un modelo numérico de un edificio mediante un software informático denominado ABAQUS, apoyándonos a la vez en un ensayo experimental llevado a cabo por el ICITECH para la validación de dicho modelo, así como para la posterior comparación y análisis. Con este modelo numérico se ha podido analizar el comportamiento de la estructura bajo un escenario concreto, el de la eliminación de una de sus columnas de esquina.

Cabe indicar que, debido al empleo de un software informático (Abaqus) con versión de estudiantes hay ciertos aspectos del modelaje que no se pudieron realizar de la forma deseada o más correcta de proceder como por ejemplo el mallado del edificio. Al emplear una versión de estudiantes ésta limita el número de nodos a 1000 por lo que para futuras investigaciones se aconsejaría realizar un refinamiento del mallado mediante un análisis de sensibilidad para la correcta validación del modelo.

Una vez realizado el modelo numérico y analizado su comportamiento se han realizado varios estudios paramétricos a modo de ampliar los conocimientos del tema de estudio.

A partir de los resultados de dichos estudios realizados se han podido extraer las siguientes conclusiones:

Tras eliminar una de las columnas de esquina se observó como el edificio encontró trayectorias de carga alternativas que produjeron la estabilización de este bajo el escenario considerado. De estas trayectorias de carga alternativas las predominantes fueron las relativas a las acciones de flexión de viga tipo Vierendeel, ya que las columnas sufrieron considerables deformaciones por flexión mientras que las losas experimentaron deformaciones de doble curvatura. También se observaron deformaciones en la losa de la segunda planta muy superiores a las de la losa de la primera planta, lo cual nos indica la existencia del mecanismo de vigas Vierendeel reduciendo las deformaciones horizontales en la losa de la primera planta. En esta primera parte del trabajo además se validó el modelo numérico realizado en Abaqus.

En el primer estudio paramétrico se modificó la resistencia característica del hormigón pudiéndose ver la gran influencia de este parámetro en la respuesta estructural del edificio bajo el escenario de estudio. Se concluyó que un aumento de la resistencia a tracción del hormigón reduciría notablemente el riesgo de colapso progresivo frente a eventos extremos como el de estudio.

El segundo estudio paramétrico se basó en el análisis de la respuesta estructural del edificio cuando modificamos el tiempo de descarga del pilar eliminado. En el pudimos ver la gran influencia que tiene este parámetro en la respuesta estructural, siendo menores los esfuerzos sufridos en la estructura cuanto mayor es el tiempo de descarga. De este estudio nos surgió la idea de realizar futuras investigaciones en las que se contemplaran medidas que pudieran aumentar el tiempo de descarga del pilar para que la estructura se viera menos comprometida frente a este escenario, disminuyendo así la probabilidad de un colapso progresivo o aumentando el tiempo de ocurrencia de dicho colapso para poder evacuar la zona.

Por último, se realizó un tercer estudio paramétrico en el que se modificó la carga aplicada en el edificio empleando la correspondiente al Estado Límite Último. De este estudio se pudo concluir que el aumento de las cargas produjo un aumento de los esfuerzos y las deformaciones en los elementos estructurales del edificio respecto a los obtenidos en los anteriores análisis, induciendo así al edificio hacia una situación de mayor inestabilidad y probabilidad de fallo estructural y colapso. Sin embargo, ha quedado comprobado que el edificio resistiría a esta carga correspondiente al Estado Límite Último lo cual confirma la robustez de la estructura y la ayuda de las trayectorias de carga alternativas a alcanzar la estabilidad de la misma.

Por otro lado, para futuras investigaciones sería interesante analizar otros escenarios como la eliminación de una columna interior o de fachada empleando sus correspondientes coeficientes de amplificación. Estos estudios nos permitirían tener una mejor visión del comportamiento del edificio frente a eventos extremos como explosiones, basándonos en la importancia del conocimiento del colapso progresivo y la robustez de los edificios.

Por último, siguiendo con las recomendaciones sobre futuras investigaciones sería muy interesante que se realizaran más estudios sobre edificios prefabricados. Actualmente la gran mayoría de investigaciones se centran en el estudio de edificios construidos in-situ y no en los prefabricados. Este es un gran error a la hora de realizar simulaciones por el simple hecho de que en la actualidad la mayoría de los edificios como hospitales, edificios administrativos, escuelas, centros comerciales, etc., están hechos de elementos prefabricados y el comportamiento, así como las características de los materiales, no son exactamente iguales que los de los elementos construidos in-situ.

8. Referencias

- [1] EN 1991-1-7. Eurocodigo 1: Acciones en estructuras - Parte 1-7: Acciones. Generales – Acciones Accidentales; 2006.
- [2] GSA. General Services Administration. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major organization projects; 2013.
- [3] DoD. Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4- 023-03); 2009.
- [4] Bussell MN, Jones AEK. Robustness and the relevance of Ronan Point today. *Struct Engin* 2010;88(23/24).
- [5] Minister of Housing and Local Government. The Building (Fifth Amendment) Regulations 1970. Statutory Instruments of the UK, S.I. 26 1970, No. 109; 1970.
- [6] International Code Council. 2009 International Building Code (IBC 2009).
- [7] Adam JM, Parisi F, Sagaseta J, Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng Struct* 2018;173:122–49. doi:10.1016/j.engstruct.2018.06.082.
- [8] NYC Department of Buildings. Building code (Chapter 16 – Structural design). NYC Construction Codes; 2014.
- [9] Lind NC. A measure of vulnerability and damage tolerance. *Reliab Eng Sys Saf* 1995;48(1):1–6.
- [10] Starossek U. Progressive collapse of structures. 2nd ed. Thomas Telford Limited; 2018.
- [11] Brett C, Lu Y. Assessment of robustness of structures: current state of research. *Front Struct Civ Eng* 2013;7(4):356–68.
- [12] Ellingwood B, Leyendecker EV. Approaches for design against progressive collapse. *ASCE J Struct Div* 1978;104(3):413–23.
- [13] Bennett RM. Formulations for probability of progressive collapse. *Struct Safety* 1988;5(1):66–77.
- [14] Li Y, Lu X, Guan H, Ren P, Qian L. Probability-based progressive collapse-resistant assessment for reinforced concrete frame structures. *Adv Struct Eng* 2016;19(11):1723–35.

- [15] Xue B, Le J-L. Stochastic computational model for progressive collapse of re-inforced concrete buildings. *J Struct Eng* 2016;142(7):1–14.
- [16] Chen J, Huang X, Ma R, He M. Experimental study on the progressive collapse resistance of a two-story steel moment frame. *J Perform Constr Facil* 2012;26(5):567–75.
- [17] Xiao Y, Kunnath S, Li FW, Zhao YB, Lew HS, Bao Y. Collapse test of three-storey half-scale reinforced concrete frame building. *ACI Struct J* 2015;112(4):429–38.
- [18] Sasani M, Sagioglu S. Progressive collapse resistance of Hotel San Diego. *J Struct Eng* 2008;134(3):478–88.
- [19] Sasani M. Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns. *Eng Struct* 2008;30:2478–91.
- [20] EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; 2004.
- [21] Ministerio de Fomento. Código Técnico de la Edificación Documento Básico – Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (CTE DB AE). Madrid (España); 2009.
- [22] Simulia. Manual de Usuario Abaqus/CAE 6.11; 2019

Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos.
Aplicación a un edificio de la UPV.

ANEXO 1

Anexo al Trabajo Fin de Máster

Relación del TFM “Estudio de la robustez de estructuras de edificios de hormigón armado frente a eventos extremos. Aplicación a un edificio de la UPV.” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.			X	
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				X
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.	X			
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.	X			
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				X
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.	X			
ODS 12. Producción y consumo responsables.		X		
ODS 13. Acción por el clima.				X
ODS 14. Vida submarina.				X
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				X
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.		X		

Descripción de la alineación del TFG/M con los ODS con un grado de relación más alto.

En el presente anexo se detallan a continuación, de los Objetivos de Desarrollo Sostenible descritos anteriormente, aquellos que tienen una mayor relación con el TFM.

Estos son:

- ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.
- ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.

El primero de los objetivos de desarrollo está altamente relacionado con el presente TFM debido a que se trata de un trabajo de investigación que busca encontrar nuevas formas y métodos constructivos innovadores que impulsen el crecimiento económico de país.

Por otro lado, el principal tema tratado en el TFM (la robustez estructural) es un concepto que hoy en día todavía no se ha analizado e investigado en profundidad como debería, ya que este es un concepto clave en el área de estudio la cual afecta a toda la población.

Por último, el objetivo de desarrollo número 11 está más que relacionado con el trabajo por el gran impacto que tendría conocer profundamente el comportamiento de los edificios frente a eventos extremos y poder desarrollar edificios que sean capaces de afrontar dichos eventos de la mejor manera posible de forma de que se minimicen o eliminen los daños tanto materiales como de vidas humanas.