



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Mejora de la robustez del edificio Alfred P. Murrah de
Oklahoma (EEUU) mediante un nuevo sistema de refuerzo
estructural

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: González Martínez, Marta Isabel

Tutor/a: Adam Martínez, José Miguel

Cotutor/a externo: MAKOOND, NIRVAN

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quería agradecer al profesor José Miguel Adam la oportunidad que me ha brindado al hacerme parte de su trabajo, su línea de investigación a la que tanto esfuerzo está dedicando y que me llamó la atención nada más oír hablar sobre ella. Quería agradecer que haya expandido mis horizontes hacia un campo nuevo sobre el análisis estructural tan innovador como necesario. Empecé mi carrera universitaria con interés por las estructuras, tras este trabajo creo que ya no sólo es interés, es vocación.

No podría haber completado, tal vez ni empezado, este trabajo sin la ayuda de Nirvan Makoond. Han sido unos meses de trabajo duro por parte de los dos, y no puedo evitar pensar que el trabajo es suyo en parte. Su interés y dedicación no ha faltado en ningún momento, al igual que su apoyo, que he notado en todo momento y me ha ayudado a continuar con confianza. No sólo queda agradecimiento, también admiración a su trabajo.

Tengo que dar las gracias a quién me ha apoyado más durante estos meses, y durante todo el máster, alguien que espero me acompañe en todo lo que queda por venir. No podía imaginar un compañero de vida mejor que Víctor, y sé que el sentimiento es mutuo. Siempre ha estado cuando fallaba mi confianza y por eso no podría estar más agradecida. Se abre una nueva etapa ahora y lo mejor será hacerlo juntos.

Quiero mencionar igualmente a mi gran amiga Olga, por escucharme siempre que lo necesito y entenderme mejor que nadie. Pasan los años y seguimos en ciudades diferentes, aunque las dos nos movamos continuamente, pero eso no deja huella en nuestra amistad. Recuerdo mencionarte en los agradecimientos de mi Trabajo de fin de Grado también, y creo que si hiciera agradecimientos por todos los logros de mi vida siempre estaría ella en ellos. A partir de ahora, al menos sólo estaremos entre Sevilla y Córdoba.

También tengo que agradecer a mis compañeros de piso, Ana, Olga, y este último curso Lorenzo, por alegrar todos los días a días aunque pareciesen grises. Llegué a Valencia esperando muchas cosas, pero nunca imaginé que encontraría lo más parecido a una familia allí también, esta etapa no habría sido nada igual sin ellos. En particular, debo mencionar a Olga, mi compañera de carrera desde la primera semana del primer curso en Sevilla hasta el último día en Valencia. Siempre tuvimos claro que continuaríamos juntas, y cuando echo la vista atrás no tengo dudas de que no sería la misma persona, ni la misma ingeniera, si no hubiese sido así.

A mis amigas, que tantas alegrías me dan, y por las que estos dos años de máster he viajado tanto a Sevilla y Madrid a pesar incluso de una pandemia: Laura, Cristina, Carlota, Cristina Caleias, María, Carmen, Ana... pasan los años y desde el instituto aquí seguimos, con grados universitarios y ahora

un máster yo también. A pesar de haber estado separadas estos meses siempre me he sentido cerca de todas ellas.

Por último, pero para nada menos importante, tengo que agradecer a mis padres todo lo que han hecho y hacen por mí. Han sido unos años de ideas locas a veces, cambios de ciudad y de universidad, y nunca han dejado de confiar en mí y apoyarme para que pudiese conseguir todo lo que me propongo. Las oportunidades que me han brindado me han hecho quien soy hoy, y a pesar de todas las veces que les he tenido que explicar qué es la Ingeniería de Caminos, sé que ellos saben explicarme lo más importante, y es que la constancia es lo que lleva al éxito.

RESUMEN

El Alfred P. Murrah, denominado así en referencia al juez estadounidense, albergaba oficinas federales en Oklahoma, Estados Unidos, que en abril de 1995 sufrió un ataque terrorista por medio de una explosión cercana a su cara norte. La estructura del edificio sufrió un colapso parcial, dejando cientos de heridos y 168 muertos. Los análisis por parte de ingenieros expertos en estructuras concluyeron que lo ocurrido fue resultado del colapso progresivo de la estructura: una serie de elementos fallaron con la explosión, y el fallo se propagó en ella, generando un daño desproporcionado comparado con el fallo inicial. La ocurrencia de un evento extremo generó una situación para la cual esta estructura no estaba preparada.

El colapso progresivo es una problemática en el análisis de estructuras que ha ganado importancia con el paso de los años. Tras fenómenos similares al del edificio Murrah, como el colapso del World Trade Centre en la ciudad de Nueva York, se ha puesto el foco en la importancia de determinar sus causas, para establecer técnicas y métodos de diseño que sean capaces de evitarlo. Se han concretado términos como la robustez de una estructura, que será la capacidad de la misma de resistir un evento extremo, o su resiliencia, que se refiere a la capacidad de reponerse tras ese evento.

En el presente Trabajo de fin de Máster (TFM) se lleva a cabo un análisis de la estructura del Alfred P. Murrah desde el enfoque del colapso progresivo. Es necesario establecer las bases teóricas de estos fenómenos, así como las diferentes técnicas de refuerzo más empleadas en la actualidad. Se recopilan todos los datos necesarios de las distintas fuentes de información sobre este edificio, para poder generar modelos numéricos que permitan llevar a cabo distintos análisis siguiendo las directrices de las normativas internacionales actuales en cuanto a colapso progresivo.

Finalmente, se propone una solución de refuerzo tal que de haber sido añadida a la estructura, el edificio Alfred P. Murrah habría resistido los grandes esfuerzos generados por el fallo local tras la explosión. De esta manera se demuestra cómo el correcto análisis y posterior diseño de una estructura ante colapso progresivo puede llevar a su explotación de una manera segura ante situaciones normales de proyecto e incluso ante situaciones extremas.

ABSTRACT

The Alfred P. Murrah building, named after the American judge, housed federal offices in Oklahoma, in the United States. In April 1995 it faced a terrorist attack in which an explosive device was detonated in the vicinity of the north face of the building, causing the partial collapse of its structure that resulted in 168 casualties and hundreds of wounded. Expert structural engineers carried out analyses which concluded that a progressive collapse of the structure had taken place: the failure of a series of elements and the later propagation of this failure resulted in a disproportionate damage to the structure. This extreme event was a situation the structure was not prepared for and could not withstand.

The issue of progressive collapse in structural analysis has gained importance in the last few decades. The occurrence of events such as the Murrah collapse, or the World Trade Centre collapse in New York city, placed the focus on the importance of determining its causes, as well as establishing techniques and design methods that allow its prevention. Some new terminology has been introduced, like the robustness concept, which refers to the capacity of a structure to withstand an extreme event, or the resilience concept, meaning the capacity to recover in the aftermath of the event.

The aim of this master's thesis is to carry out an analysis of the Murrah structure concerning its progressive collapse. Some concepts regarding the progressive collapse theory are introduced, as well as the most common techniques in reinforcement of the structures for these events. The necessary data from different sources is compiled in order to generate numerical models of the Murrah structure, that allows for the evaluation of different situations according to the international codes for progressive collapse.

To conclude with, a strengthening solution is proposed for improving the robustness of existing structures. It is shown that had the Murrah building included it, its structure would have sustained the large forces generated during the extreme event. At such, this reveals that with an accurate analysis and design of a structure considering progressive collapse, we can ensure its safe performance during normal and even extreme situations.



Índice

Agradecimientos	2
Resumen	4
Abstract	5
Índice de Tablas	9
Índice de Figuras	10
Índice de Gráficas	13
1. Introducción y objetivos	14
1.1 Introducción.	14
1.2 Objetivos.	20
2. Antecedentes y estado del arte	21
2.1 Definiciones de la literatura.	21
2.2 Tipos de colapsos progresivos.	22
2.2.1 Colapso planta a planta.	23
2.2.2 Colapso tipo cremallera.	23
2.2.3 Colapso tipo dominó.	24
2.2.4 Colapso en secciones.	24
2.2.5 Colapso por inestabilidad.	25
2.2.6 Colapso mixto.	25
2.3 Métodos de diseño.	25
2.3.1 Método de las fuerzas de atado (MFA).	26
2.3.2 Método del camino alternativo de cargas (MCAC).	27
2.3.3 Método de diseño de elementos clave (MDEC).	30
2.3.4 Métodos basados en el riesgo (MBR).	30
2.4 Técnicas de refuerzo.	31
2.4.1 Técnicas que buscan prevenir el fallo inicial.	32
2.4.2 Técnicas que buscan controlar la propagación del colapso.	33
2.4.3 Técnicas que buscan controlar el colapso final de la estructura.	37
2.5 Normativa aplicable actual.	38
2.5.1 Normativa aplicada en el diseño: UFC 4-023-03.	39
3. Caso de estudio: Colapso del edificio Alfred P. Murrah	41
3.1 Explosión del 19 de abril de 1995.	41

3.2	Respuesta del edificio a la explosión.	44
4.	Modelización del caso	51
4.1	Caracterización de la estructura real.	51
4.2	Modelo de Elementos Finitos.	56
4.2.1	Geometría de los elementos.	56
4.2.1	Materiales.	61
4.2.2	Cargas empleadas.	63
5.	Análisis y resultados	72
5.1	Introducción.	72
5.2	Configuración original.	74
5.2.1	Comprobación de vigas y pilares.	74
5.2.2	Comprobación de los forjados.	81
5.3	Configuración de colapso inicial.	87
5.3.1	Comprobación de vigas y pilares.	87
5.3.2	Comprobación de los forjados.	93
5.4	Configuración adicional de colapso.	97
5.4.1	Comprobación de vigas y pilares.	97
5.4.2	Comprobación de los forjados.	101
5.5	Discusión.	103
6.	Diseño del sistema de refuerzo	107
6.1	Dimensionamiento.	107
6.1.1	Primera alternativa.	110
6.1.2	Segunda alternativa.	113
6.1.3	Tercera alternativa.	115
6.1.4	Comparativa y diseño final.	117
6.2	Conexión a la estructura existente.	127
6.3	Coste aproximado del refuerzo.	130
7.	Conclusiones	132
	Bibliografía	134
	Anexos: Planos.	138

Índice de Tablas

Tabla 1. Diversas definiciones de colapso progresivo y colapso desproporcionado.[9].....	21
Tabla 2. Recopilación de normativa internacional y métodos de diseño que recogen [9].....	39
Tabla 3. Dimensiones de los pilares de la estructura.[22]	53
Tabla 4. Dimensiones de las vigas de la estructura.[22]	54
Tabla 5. Resistencia a compresión de las muestras de hormigón tomadas del edificio.[22]	55
Tabla 6. Tensión de rotura de las muestras de acero de armado tomadas del edificio.[22].....	55
Tabla 7. Sobrecargas de uso consideradas en el proyecto.[22]	55
Tabla 8. Cargas horizontales debidas al viento consideradas en el proyecto. [22]	55
Tabla 9. Cargas muertas en vanos interiores consideradas en el proyecto.[22]	56
Tabla 10. Cargas muertas en vanos exteriores consideradas en el proyecto.[22].....	56
Tabla 11. Definición en SAP2000 del hormigón de proyecto.....	62
Tabla 12. Definición en SAP2000 del acero de proyecto.	62
Tabla 13. Tabla 2-2 de la normativa UFC 4-023-03 estadounidense sobre colapso progresivo.[13] ..	66
Tabla 14. Tabla 3-4 de la normativa UFC 4-023-03 estadounidense sobre colapso progresivo.[13] ..	67
Tabla 15. Tabla 4-2 de la normativa UFC 4-023-03 estadounidense sobre colapso progresivo. [13]..	68
Tabla 16. Esfuerzos resultantes en vigas y columnas del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.	74
Tabla 17. Esfuerzos máximos en vigas y columnas del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.	77
Tabla 18. Características geométricas y refuerzo de la columna G24 [22]......	77
Tabla 19. Características geométricas y refuerzo de la viga de gran canto [22].....	79
Tabla 20. Esfuerzos resultantes en forjados del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.	82
Tabla 21. Esfuerzos máximos en los forjados del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.	84
Tabla 22. Características geométricas y refuerzo de los forjados de la estructura [22]......	85

Tabla 23. Esfuerzos resultantes en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.	88
Tabla 24. Esfuerzos máximos en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.	91
Tabla 25. Esfuerzos resultantes en forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.....	93
Tabla 26. Esfuerzos resultantes en los forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.	96
Tabla 27. Esfuerzos resultantes en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.	98
Tabla 28. Esfuerzos máximos en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.	100
Tabla 29. Esfuerzos resultantes en forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.	101
Tabla 30. Esfuerzos resultantes en los forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.	103
Tabla 31. Valores de los esfuerzos de diseño del refuerzo.	109
Tabla 32. Definición en SAP2000 del acero de las pletinas.	113
Tabla 33. Definición en SAP2000 del polímero reforzado con fibra de carbono (Carbonplate tipo E 200).	115
Tabla 34. Unidad de medición y coste unitario de los materiales del refuerzo.	130

Índice de Figuras

Figura 1. Ronan Point Tower tras el colapso parcial de la estructura.[2]	15
Figura 2. World Trade Centre tras el ataque terrorista. [4]	16
Figura 3. Aspecto del Alfred P. Murrah tras el colapso.[5]	17
Figura 4. Colapso parcial del Hard Rock Hotel en Nueva Orleans (2019) [6].	18
Figura 5. Colapso del edificio de viviendas en Peñíscola, Castellón (2021) [7].	18
Figura 6. Estado del edificio que colapsó en Miami antes de su demolición [8].	19

Figura 7. Representación de diferentes tipologías de colapso progresivo[12].....	23
Figura 8. Ilustración del Método de las fuerzas de atado (MFA) [13].....	26
Figura 9. Transferencia de fuerzas en el método de las fuerzas de atado [13].	27
Figura 10. Cambio en las leyes de momentos cuando falla una columna [14].....	28
Figura 11. Acción de viga Vierendeel en pórticos donde se ha perdido una columna [14].....	28
Figura 12. Acción de arco comprimido en vigas sobre la columna que desaparece [14].	29
Figura 13. Sistema de protección de elementos de acero frente al fuego [17].....	32
Figura 14. Distintas tipologías de paneles sándwich para proteger elementos frente a colisiones e impactos [17].....	33
Figura 15. Dos tipos de refuerzo con barras metálicas en pórticos [20].....	34
Figura 16. Refuerzo con cables propuesto en un edificio convencional [17].	35
Figura 17. Losa reforzada para un ensayo frente a colapso progresivo [17].....	36
Figura 18. Espécimen de ensayo del refuerzo de nudos en pórtico de hormigón armado con placas metálicas [17].....	36
Figura 19. Desplome parcial de una pasarela en el Charles de Gaulle de París (2004) [17].	37
Figura 20. Planta esquemática de la distribución del complejo Alfred P. Murrah.[22]	41
Figura 21. Imagen aérea tomada tras la explosión del artefacto. [22]	43
Figura 22. Croquis en planta de la distribución de las columnas en la estructura [22].	44
Figura 23. Modelo que señala la afección de la pérdida de G20 a los forjados en la fachada norte [27].	45
Figura 24. Deformación hacia arriba de las vigas transversales debido a la presión de la explosión [27].	46
Figura 25. Fotografía de la zona donde explotó el artefacto tras el colapso en la que se observa una porción de la viga de gran canto intacta [22].....	47
Figura 26. Modelo en 3D que ilustra la extensión del daño en el edificio de oficinas del Alfred P. Murrah.[22]	48
Figura 27. Fotografía que muestra el resultado de las columnas en la rejilla G tras la explosión.[22]	49
Figura 28. Cara norte del edificio principal del Alfred P. Murrah.[22]	51

Figura 29. Planta tipo del edificio. [22]	52
Figura 30. Fotografía en la que se aprecia el sistema de muros de cortante de la fachada sur.[29] ..	52
Figura 31. Plano en planta del Alfred P. Murrah (3ª - 9ª planta). [22].....	53
Figura 32. Plano de la tercera planta del Alfred P. Murrah.[26]	57
Figura 33. Sistema resistente de pórticos modelado en SAP diferenciando los elementos por sus secciones transversales.....	59
Figura 34. Planta del cuarto piso de la estructura, con detalles de algunas dimensiones.[26]	60
Figura 35. Detalle del sistema resistente de muros de cortante diferenciando los elementos por sus secciones transversales.....	61
Figura 36. Definición de la combinación de acciones para el ELU en SAP2000.	65
Figura 37. Elementos que sufren la carga crítica debido al fallo de una columna.....	66
Figura 38. Combinación de cargas para el ELA en el modelo de fallo de la columna G-20.	70
Figura 39. Caso de carga SC-1 para los forjados en el modelo de fallo de la columna G-20.	71
Figura 40. Elementos que causan los escenarios más desfavorables ante el colapso progresivo de la estructura [13].....	73
Figura 41. Croquis que representa qué columnas se eliminan en cada modelo numérico.....	73
Figura 42. Esquema de esfuerzos en un elemento Shell de SAP2000.	84
Figura 43. Deformada de la estructura inmediatamente tras el fallo de G20.	88
Figura 44. Deformada de la estructura inmediatamente tras el fallo de G24.	97
Figura 45. Momentos flectores $M2$ en la fachada norte del modelo de colapso inicial bajo el ELA.	105
Figura 46. Diagrama de momentos en la fachada norte en la situación original de proyecto.	107
Figura 47. Diagrama de momentos flectores en la fachada norte tras fallar la columna G24.	108
Figura 48. Diagrama de cortantes en la fachada norte tras fallar la columna G24.	108
Figura 49. Propuesta de sección reforzada de la primera alternativa (dimensiones en metros).	111
Figura 50. Propuesta de sección reforzada de la segunda alternativa (dimensiones en metros).	114
Figura 51. Propuesta de sección reforzada de la tercera alternativa (dimensiones en metros).	116
Figura 52. Refuerzo de una viga con pletinas de acero [40].	118

Figura 53. Definición completa del refuerzo.....	123
Figura 54. Deformada de la fachada norte del modelo de la estructura sin reforzar.....	124
Figura 55. Deformada de la fachada norte del modelo de la estructura reforzada.	124
Figura 56. Diagrama de momentos flectores en la fachada norte del modelo sin reforzar bajo el ELA.	125
Figura 57. Diagrama de momentos flectores en la fachada norte del modelo reforzado bajo el ELA.	125
Figura 58. Diagramas axiles en la fachada norte del modelo sin reforzar bajo el ELA.....	126
Figura 59. Diagramas axiles en la fachada norte del modelo reforzado bajo el ELA.	127
Figura 60. Distintos métodos para incluir anclajes en elementos de hormigón armado [44].....	128
Figura 61. Ejecución de pasadores o anclajes en un elemento de hormigón armado [45].	128
Figura 62. Ejemplo de refuerzo con Carboplate en un puente de hormigón armado [38].	129

Índice de Gráficas

Gráfica 1. Diagrama de interacción axil-momento de la sección reforzada de la primera alternativa.	112
Gráfica 2. Diagrama de interacción axil-momento de la sección reforzada de la segunda alternativa.	114
Gráfica 3. Diagrama de interacción axil-momento de la sección reforzada de la tercera alternativa.	116

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 *Introducción.*

A lo largo de la historia, el diseño tradicional de las estructuras se ha ido perfeccionando hasta desarrollarse tal y como lo conocemos hoy en día, pudiéndose asegurar casi con total certeza que cualquier diseño conceptual puede ser llevado a la realidad. Los códigos y las normativas existentes garantizan la seguridad de las mismas ante las cargas habituales, cuya naturaleza está perfectamente definida, y que se caracterizan a través de valores estudiados, comprobados y que igualmente se magnifican con coeficientes de seguridad y coeficientes de reducción de resistencia.

Sin embargo, la historia más reciente ha puesto el foco en un problema subyacente que se plantea una vez que la mayoría de estructuras fundamentales para la sociedad ya están operativas: una vez en funcionamiento, ¿qué ocurre con las cargas inesperadas que pueden afectar a la integridad estructural? Este tipo de cargas, definidas como cargas accidentales en las normativas, se refieren a valores extremos para los cuales la gran mayoría de las estructuras no han sido diseñadas. La acción accidental más conocida es la acción sísmica, ante la cual sí se ha desarrollado una teoría de diseño, pero existen también otras como un incendio, una explosión o simplemente el fallo de un elemento de la estructura que no fue diseñado o ejecutado correctamente.

Uno de los efectos de estas cargas inesperadas es el fenómeno conocido como colapso progresivo. Se trata de uno de los peores escenarios en los que la estructura puede encontrarse, ya que puede llevar a la pérdida total de integridad y el colapso de la estructura. Cualquiera de las acciones accidentales previamente descritas podría generar el fallo en un elemento estructural que, o bien por su localización en el entramado total o por su papel en el reparto de cargas, genere un fenómeno de propagación de cargas que lleve al colapso de otros elementos, y eventualmente al de la estructura por completo.

El diseño tradicional de estructuras no está enfocado en conceptos como la robustez estructural, que se puede definir como la insensibilidad que tiene una estructura frente a un daño local, o la resiliencia estructural, que sería la capacidad de reponerse tras el evento en cuestión. Recientemente se han llevado a cabo numerosos ensayos y estudios que buscan concluir una teoría sólida que permita el diseño de estructuras que sigan operativas a pesar de sufrir daños extremos, ya que se ha llegado a la conclusión de que es imposible predecir o controlar este tipo de eventos. El diseño ante el colapso progresivo se centra en minimizar la propagación de daños y garantizar la integridad de la estructura incluso ante ellos.

En las últimas décadas se han dado varios ejemplos que, a pesar de tratarse de eventos trágicos, han resultado de gran importancia para el desarrollo de estas teorías. Uno de los primeros casos de

colapsos progresivos que se ha documentado y analizado desde la perspectiva actual es el de la Ronan Point Tower, en Londres en 1968 [1]. Se trataba de un edificio residencial en el cual tuvo lugar una explosión en una cocina de gas en el decimoctavo piso, causando el fallo de los muros del apartamento, que iniciaron el colapso de una esquina del edificio, donde se encontraba la cocina.



Figura 1. Ronan Point Tower tras el colapso parcial de la estructura.[2]

Posteriormente, tras la investigación del colapso, se concluyó que el problema residió en que el edificio tenía una estructura prefabricada muy poco robusta que precisamente empleaba los muros como elementos portantes de las plantas superiores, de manera que al fallar estos las plantas superiores a la decimoctava colapsaron y llevaron tras ellas las inferiores. La reacción del público y los expertos fue tal que a raíz de este suceso se modificaron normativas de varios países, incluyendo criterios de diseño o especificaciones de seguridad ante posibles acciones inesperadas. Hubo modificaciones en los códigos británicos, estadounidenses y canadienses [1], asentando las bases para los criterios de diseño y las diferentes técnicas de refuerzo que hoy en día se han

perfeccionado. Fue el punto de partida para la inclusi3n del dise1o ante el colapso progresivo en los c3digos internacionales.

Sin embargo, si cabe destacar un ejemplo de estructura que haya colapsado de forma progresiva, 3ste es sin duda el caso del World Trade Centre en Nueva York, o las com3nmente conocidas como Torres Gemelas. Tras el ataque terrorista del 11 de septiembre de 2001 en el que un avi3n choc3 contra cada una de las torres, la respuesta del gobierno estadounidense fue masiva. Tras a1os de investigaci3n, ensayos sobre elementos de la estructura y numerosos an3lisis con modelos num3ricos, la teor3a generalizada y validada por expertos en la ingenier3a estructural es que se produjo el pandeo de las columnas que no se destruyeron por el impacto, provocando el fallo de algunas plantas y el colapso de las superiores sobre el edificio. En este caso se determin3 que el pandeo vino dado por la sobrecarga de muchas de estas columnas debido a la redistribuci3n de tensiones tras el fallo de otras, combinado con el calentamiento del material por las explosiones generadas, que redujo su tensi3n l3mite en gran medida [3].



Figura 2. World Trade Centre tras el ataque terrorista. [4]

La construcci3n de edificios de gran altura no ha sido igual desde este suceso. Adem3s, debido a la conclusi3n de que el fuego tambi3n tuvo un papel importante en el fallo de tantos elementos estructurales, muchos c3digos comenzaron a incluir indicaciones y especificaciones sobre esta problem3tica tambi3n.

Otro ejemplo, pero de máxima importancia para el presente trabajo, es el caso del ataque al edificio Alfred P. Murrah, también en Estados Unidos, en abril de 1995. Se trataba de un edificio convencional de oficinas, de nueve plantas, construido con hormigón armado en los años 70, de carácter federal. En este caso, el colapso progresivo se produjo debido a una explosión provocada en el exterior que causó el fallo de una de las columnas que soportaban la fachada norte, llevando al fallo de elementos adyacentes y al colapso de gran parte de la estructura. Fue un caso que conmocionó al público general y a los expertos, debido a la magnitud del colapso y al alto número de fallecidos.



Figura 3. Aspecto del Alfred P. Murrah tras el colapso.[5]

Más recientemente también se han producido numerosos casos de estructuras cuyo colapso responde a estos fenómenos. En 2019, en Nueva Orleans, se estaba construyendo un edificio de mediana altura, el Hard Rock Hotel, de 58 metros, cuando se produjo el colapso parcial de parte de la estructura. El posterior análisis de imágenes de videovigilancia cercanas al mismo permitió determinar que parte de la estructura de acero de la planta número 16 falló, provocando que las dos plantas superiores colapsaran sobre el resto del edificio. Posteriormente se determinó que esos elementos fallaron porque la ejecución de ciertas conexiones entre los elementos de acero no era la adecuada.

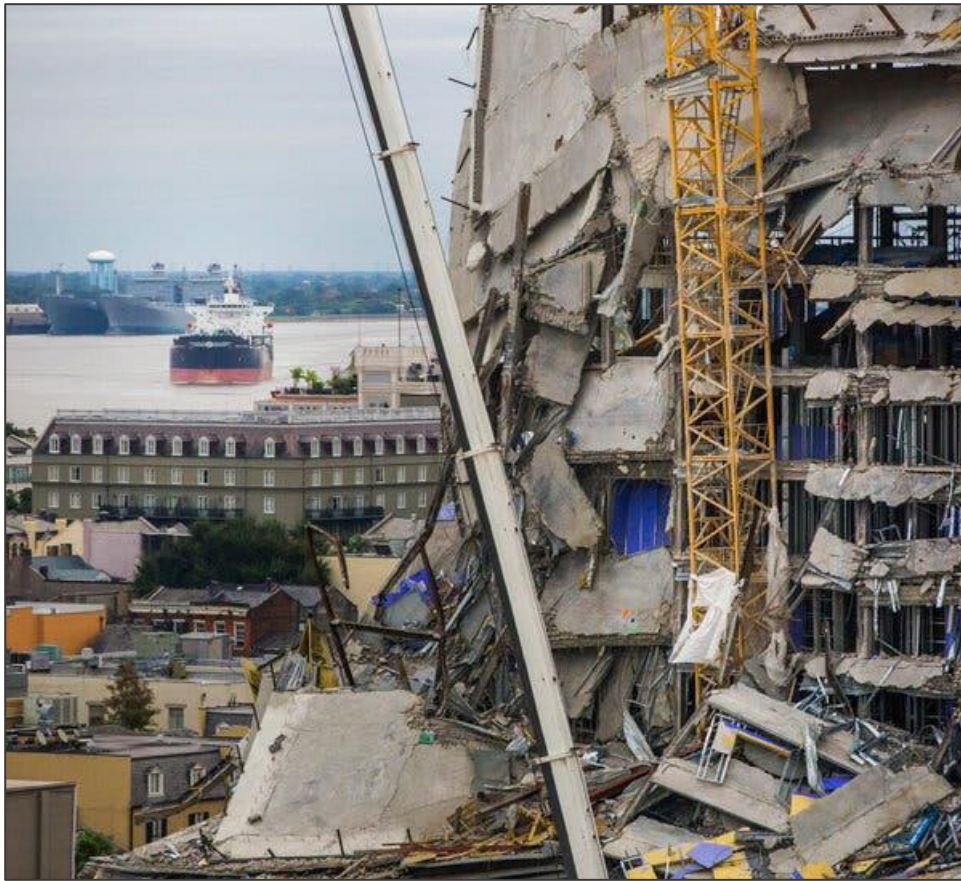


Figura 4. Colapso parcial del Hard Rock Hotel en Nueva Orleans (2019) [6].

Otro ejemplo muy actual se trata del derrumbamiento de un edificio en la localidad de Peñíscola, en la Comunidad Valenciana, en agosto de 2021. Se trataba de un edificio de viviendas convencional, de tres plantas, que se derrumbó de repente.



Figura 5. Colapso del edificio de viviendas en Peñíscola, Castellón (2021) [7].

En este caso se determinó que la estructura, que se basaba en muros de carga paralelos, colapsó por el fallo de uno de esos muros, que arrastró consigo el forjado que sostenía y empujó a los demás. Se trata de un colapso tipo dominó, como se definirá en el capítulo siguiente. Las causas del fallo de ese muro aún están por determinar, aunque mayormente se cree que debido a un episodio intenso de lluvias la cimentación pudo desplazarse, o que la unión entre este muro y el resto de elementos portantes no era la adecuada.

Como último ejemplo se añade el caso del edificio Champlain Towers South, que colapsó casi en su totalidad en Miami en junio de 2021. Se trataba de un edificio de apartamentos de 12 plantas que se derrumbó parcialmente en la madrugada, dejando 98 fallecidos. Tras una investigación exhaustiva se concluyó que la causa del colapso fue el fallo de los elementos verticales portantes del parking del edificio, que sufrían un deterioro muy importante por corrosión y por infiltraciones en la planta subterránea. De hecho, los vecinos habían denunciado la situación años antes de la tragedia. Los vídeos de vigilancia cercanos muestran que en menos de 12 segundos gran parte de la estructura se vino abajo.



Figura 6. Estado del edificio que colapsó en Miami antes de su demolición [8].

Son muchos más los casos que han puesto de manifiesto la necesidad de profundizar en esta problemática en los últimos años. Este trabajo se centra en el caso del Alfred P. Murrah y el análisis del colapso progresivo ocurrido, desde la perspectiva de la normativa vigente actual y las diferentes técnicas de refuerzo para edificios existentes que se han desarrollado.

Por tanto, en el presente trabajo, un primer capítulo tratará con detalle los aspectos teóricos de la robustez y resiliencia estructural, así como los métodos de diseño más actualizados y las diferentes normativas que existen al respecto. El siguiente capítulo se centrará en el caso del Alfred P. Murrah, la explosión ocurrida y cómo afectó a la integridad de la estructura. A continuación, se expondrá con detalle el modelo numérico creado basándose en la estructura real, para continuar al siguiente capítulo que incluye la caracterización del refuerzo propuesto para el caso. Finalmente, se exponen los resultados obtenidos, tanto para el modelo sin refuerzo como para el reforzado, y se analizan para obtener las conclusiones pertinentes.

1.2 *Objetivos.*

El objetivo principal del presente trabajo fin de máster es analizar la robustez de la estructura del edificio Alfred P. Murrah y evaluar un sistema de refuerzo diseñado específicamente para evitar el colapso progresivo de estructuras existentes similares a esa que puedan sufrir daños en elementos verticales. En concreto, se busca alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- 1) Analizar el concepto de colapso progresivo y las diferentes metodologías actuales para el diseño de estructuras ante el mismo.
- 2) Crear un modelo computacional del edificio en un programa comercial que permita:
 - a) Definir la estructura real con un nivel de detalle adecuado.
 - b) Hacer comprobaciones según el fallo observado en la estructura y también según si fallasen otros elementos.
 - c) Dimensionar el sistema de refuerzo estructural para evitar el colapso progresivo.
 - d) Obtener conclusiones aplicables a otros edificios similares sobre el refuerzo estructural propuesto.

2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1 Definiciones de la literatura.

En las últimas décadas se han realizado numerosos estudios teóricos y experimentales tratando de caracterizar el efecto de las acciones accidentales en estructuras para lograr comprender los mecanismos que llevan a su colapso progresivo. Sin embargo, existe todavía una gran variedad de definiciones que conciernen al tema, sin un consenso generalizado por los autores y expertos. En este apartado se tratará de exponer esta serie de conceptos en vistas a comprender a qué nos referimos cuando hablamos de resiliencia, robustez o integridad estructural.

En líneas generales, se describe el colapso progresivo de una estructura como aquel que empieza por un daño localizado y se extiende por el sistema estructural hasta afectar a otros componentes [9]. Sin embargo, se debe diferenciar entre el progresivo y el desproporcionado, teniendo en cuenta que éste último se refiere a la magnitud del daño relativizando el daño final de la estructura al daño inicial que lo produce, sin tener en cuenta el comportamiento de la estructura. Es un valor cuantitativo, mientras que el progresivo es descriptivo. La siguiente tabla recoge algunas definiciones de la literatura para estos dos conceptos, muchas de las cuales los consideran íntimamente relacionados:

Tabla 1. Diversas definiciones de colapso progresivo y colapso desproporcionado.[9]

Fuente	Definición
Allen and Schriever	El colapso progresivo puede definirse como el fenómeno por el cual un fallo local provoca el colapso de miembros adyacentes, que provocan a su vez más colapsos y así, de manera que un colapso generalizado es el resultado del fallo local.
Gross and McGuire	Un colapso progresivo está caracterizado por la pérdida de la capacidad de soportar cargas en una porción relativamente pequeña de una estructura debido a un evento poco natural, que genera una cascada de fallos que afectan a una porción mayoritaria de la estructura.
GSA guidelines	El colapso progresivo es una situación en la cual el fallo de un miembro local de un componente primario de la estructura lleva al colapso de los elementos adyacentes, lo cual lleva a colapsos adicionales. Así, el daño total es desproporcionado con respecto a la causa original.
ASCE 7-05	El colapso progresivo se define como la propagación de un daño local inicial de elemento a elemento resultando, finalmente, en el colapso de una estructura por completo o de una parte desproporcionada de la misma.

Agarwal and England	El colapso desproporcionado resulta de un daño pequeño o una acción minoritaria llevando al colapso de una parte relativamente grande de la estructura.
Starossek and Haberland	Colapso desproporcionado: un colapso que se caracteriza por una pronunciada desproporción entre un evento relativamente pequeño y el consiguiente colapso de una parte mayoritaria de la estructura o de la estructura completa. Colapso progresivo: un colapso que comienza con el fallo de uno o algunos elementos estructurales y después progresa dañando otros componentes.

En ambos casos, se trate de un colapso desproporcionado o progresivo, la experiencia ha determinado que se debe recurrir a la robustez de la estructura para analizar el comportamiento de la misma ante un evento de gran riesgo. Sin embargo, esta robustez no depende únicamente del sistema estructural en sí, sino también del evento extremo al que se ve sometida. Definiciones como las del Eurocódigo 1-7 (EN 1991-1-7), de acciones accidentales, [10] hacen referencia a la capacidad de soportar eventos como explosiones, fuego o consecuencias de fallos humanos de diseño sin llegar a un daño desproporcionado de la estructura. Otras son más concisas, como en el caso de Starossek y Haberland [11], que simplemente indican que la robustez se trata de la insensibilidad de una estructura al daño inicial. Por tanto, la evaluación de la robustez puede llevarse a cabo determinando la mínima capacidad residual que tendrá la estructura para mantener su funcionalidad tras un cambio [9] Esto está íntimamente relacionado con el concepto de resiliencia, o estructura resiliente, que se define como aquella que es capaz de absorber y recuperarse tras el evento extremo, manteniendo su funcionalidad. La robustez es parte de la resiliencia, porque contribuye a esa absorción del daño y estima cómo de rápido podrá recuperarse la estructura. Sin embargo, no debe confundirse con la integridad estructural, que sólo se refiere a la entereza que tendrá tras un evento extremo, sin evaluar cómo se recupera.

2.2 *Tipos de colapsos progresivos.*

En esta entrada de la memoria se describirán las tipologías de colapsos progresivos aceptados por la comunidad de expertos en el tema, de manera que se clasifican según la morfología del colapso. Esta clasificación se detalla en el documento “Typology of progressive collapse” de Uwe Starossek, [11]. Un esquema que representa varios tipos es la siguiente:

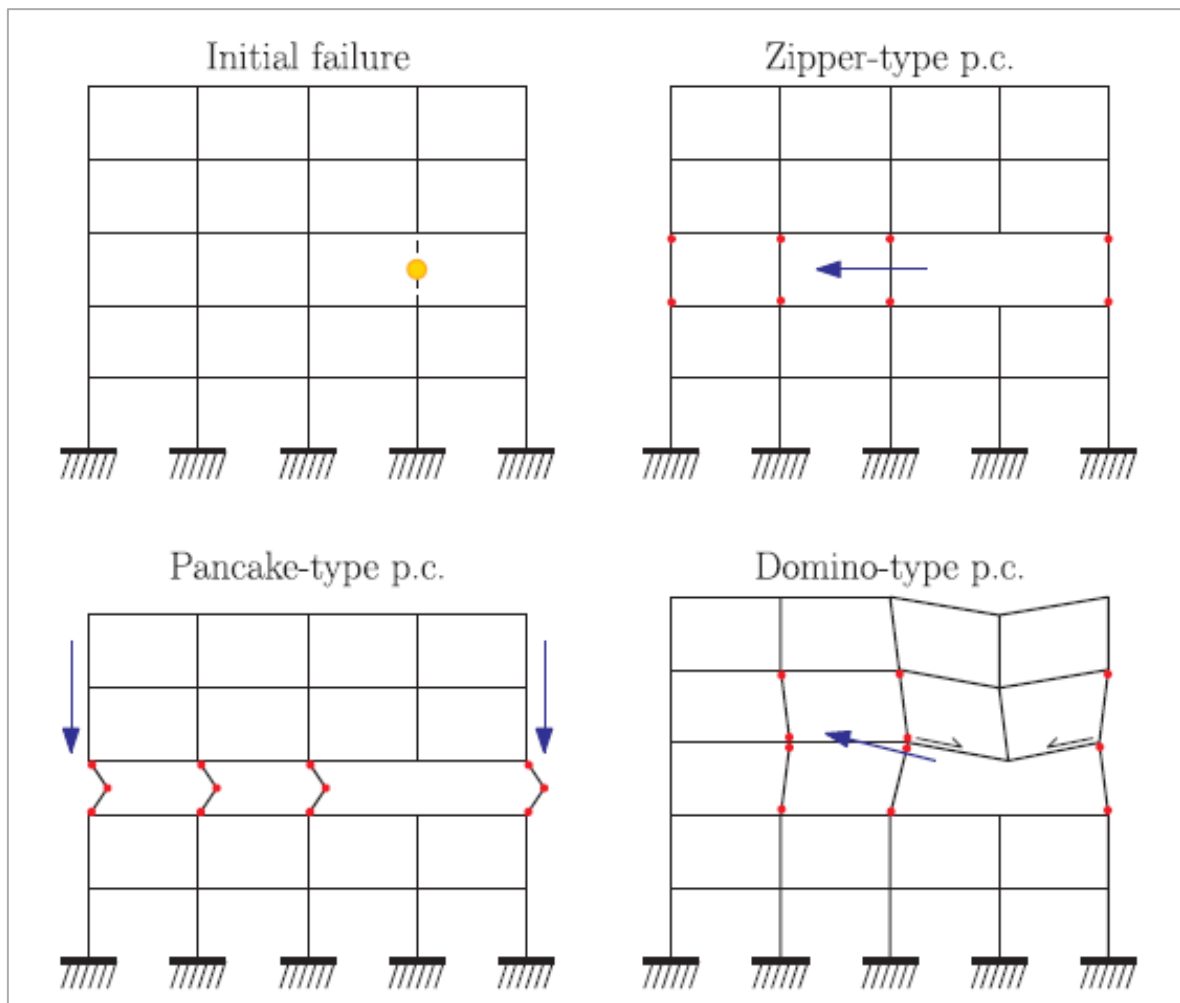


Figura 7. Representación de diferentes tipologías de colapso progresivo[12].

2.2.1 Colapso planta a planta.

Esta primera tipología (pancake-type en la Figura 7) concuerda con aquella que experimentó el edificio World Trade Center (las Torres Gemelas) al cual se refirió en la introducción de esta memoria. Se trata de un colapso en el que una planta alta de la estructura falla por completo, con lo que las plantas superiores caen sobre las inferiores, que no son capaces de soportar una carga repentina tan superior a su capacidad, y terminan colapsando unas sobre otras.

En concreto, el colapso planta a planta se caracteriza por el fallo inicial de soportes verticales, y la separación de elementos que caen sobre el resto de la estructura y causan una propagación de colapso, en dirección vertical. Este fallo inicial puede producirse debido a muchas causas, incluso por inestabilidad de los elementos.

2.2.2 Colapso tipo cremallera.

El colapso tipo cremallera (zipper-type en la Figura 7. Representación de diferentes tipologías de colapso progresivo) se diferencia del anterior en que la propagación del colapso ocurre por la

excesiva carga que unos elementos deben soportar debido a la redistribución de cargas cuando otros fallan. Es importante destacar que estas cargas tienen un carácter impulsivo y dinámico. Esto provoca la rotura de elementos adyacentes o similares al que falló inicialmente. También se caracteriza porque el colapso progresa en dirección transversal a las fuerzas principales que soportaban los elementos que fallan, por eso se denomina tipo cremallera.

De esta manera, se identifica porque hay redistribución de fuerzas entre los elementos, que deben soportar las cargas estáticas habituales y la carga dinámica repentina. Se propaga el fallo cuando estas solicitaciones no pueden ser soportadas por estos elementos.

Algún ejemplo característico de este colapso es el puente de Tacoma, que se derrumbó tras la ruptura de uno de sus cables por las altas vibraciones que solicitaron al tablero. También sería propio de una viga continua en la que uno de los vanos falla por flexión y genera el colapso de los vanos adyacentes.

2.2.3 Colapso tipo dominó.

El efecto dominó (domino-type en la Figura 7. Representación de diferentes tipologías de colapso progresivo) se produce cuando un elemento colapsa y empuja al siguiente generando su colapso también. Por tanto, se caracteriza porque falle un elemento en torno a su borde inferior, con un movimiento en ángulo, impactando en una de las caras laterales de un elemento contiguo, causando una fuerza de gran dimensión y carácter dinámico. El colapso se produce por tanto en la dirección que se desploma el primer elemento. Podría asemejarse al de tipo planta a planta, pero en este caso la dirección de la fuerza y la de la propagación del colapso son ortogonales. Una diferencia importante con los otros tipos de colapsos es que la fuerza que se propaga entre los elementos se concentra en algunos de ellos y no en un conjunto de la estructura, con lo que la concentración de tensiones será mayor pero también será más sencillo predecir el comportamiento del resto de la estructura ante esta fuerza.

Por tanto, este tipo de colapso es característico de elementos que tengan cierta esbeltez y poco arriostamiento. Por ejemplo, podría darse el caso en una serie de andamios, o en torres de tendido eléctrico.

2.2.4 Colapso en secciones.

Se refiere al colapso que se produce porque falle una sección de uno de los elementos, y debido a una concentración de tensiones se propague el fallo a otras secciones. No es un fallo tan caracterizado como de colapso progresivo, pero puede ser el causante del mismo. Se debe tener en cuenta especialmente en conexiones atornilladas o soldadas, porque la concentración de tensiones en esos puntos es muy alta. Tras este fallo, cualquiera de las tipologías descritas en la Figura 7. Representación de diferentes tipologías de colapso progresivo podrían desarrollarse.

Es un caso de estudio de interés en las teorías de colapso progresivo porque es fácilmente comparable la propagación de tensiones en una sección fisurada a otras con la propagación de esfuerzos en una estructura completa, en la cual uno de los elementos deja de aportar resistencia. En especial, se asemeja al colapso tipo cremallera, por la repartición de tensiones entre puntos de la sección cercanos al de la fractura, al igual que en el colapso tipo cremallera se sobrecargan los elementos contiguos al que falla.

2.2.5 Colapso por inestabilidad.

El fallo por inestabilidad en una estructura puede resultar en su colapso por completo, como podría asimilarse al fallo de una de las barras de una viga en celosía. Este tipo de colapso se caracteriza por el fallo repentino de un elemento sometido a esfuerzos de compresión debido a una pequeña perturbación. No tiene por qué estar ligado al fallo de un componente principal de la estructura, como sería el caso de la viga en celosía si uno de los componentes bajo compresión pandea.

Además, una diferencia notable con el resto de tipos que se han definido es que en este tipo de colapsos la carga que lleve al fallo de un elemento puede ser la misma que tenía con anterioridad al fallo inicial, pero que causa la pérdida de resistencia porque la estructura se vuelve inestable.

2.2.6 Colapso mixto.

A lo largo de la historia se conocen varios casos de estructuras cuyo colapso no puede ser clasificado exclusivamente en ninguno de los tipos definidos en este apartado. De hecho, el caso de estudio de este trabajo sería uno de ellos, ya que se ha estimado que el colapso del Alfred P. Murrah tiene características propias del colapso tipo planta a planta y del tipo dominó [11]. Otro ejemplo podría ser el de un puente atirantado, en el que los cables arriostran el tablero y las torres. En este caso, el fallo de alguno(s) de los cables pueden llevar a un colapso tipo cremallera y/o a uno del tipo inestabilidad. En la realidad, si está situación ocurre, es probable que características de ambos tipos interactúen y contribuyen al colapso.

En estructuras de edificación es muy probable que los fallos tengan características de varios tipos de colapsos parciales y se combinen entre sí para contribuir al progreso del fallo. Por ejemplo, la inestabilidad de una columna causaría un efecto cremallera en la línea de pilares a la que pertenece, pudiendo esto progresar a un colapso tipo planta a planta.

2.3 Métodos de diseño.

Existen varios métodos conceptuales de diseño aceptados por la comunidad de expertos en este tema, a pesar de que sigue siendo una problemática abierta a nuevos enfoques y que ciertamente seguirá evolucionando con el tiempo. Generalmente, podemos dividir los métodos en dos categorías:

- **Métodos de diseño directos:** consideran la resistencia de la estructura al colapso progresivo de manera explícita, es decir, se lleva a cabo con análisis numéricos considerando la acción accidental.
- **Métodos de diseño indirectos:** contabilizan la resistencia al colapso progresivo de manera implícita, analizando una estructura que tenga unos niveles mínimos de fuerza, continuidad y ductilidad.

En este capítulo se presentan los cuatro métodos más generalizados por la comunidad científica [9].

2.3.1 Método de las fuerzas de atado (MFA).

Este método consiste en aportar a la estructura un nivel mínimo de continuidad y ductilidad, de manera que si existe un fallo local no se propague hacia otros puntos de la misma. Se incluyen elementos horizontales y verticales de atado que permiten transmitir los esfuerzos en la estructura desde un área dañada a otra que no lo esté por medio de una acción de catenaria o membrana [13].

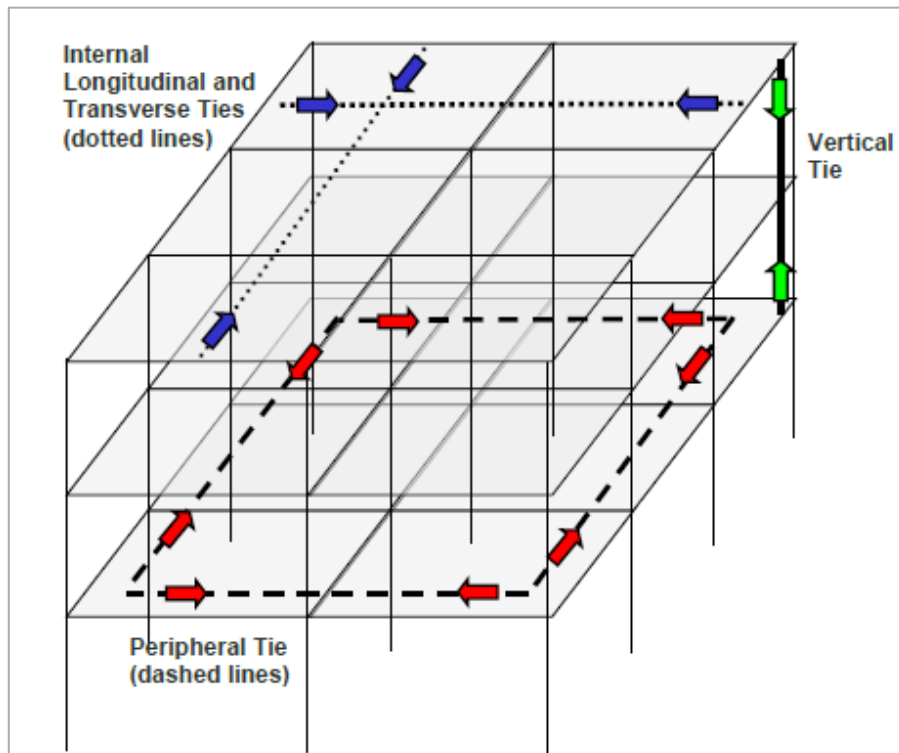


Figura 8. Ilustración del Método de las fuerzas de atado (MFA) [13].

El edificio queda mecánicamente atado, aportando resistencia también en casos en los que originariamente no fuese diseñado teniendo en cuenta el posible colapso progresivo. Se tiene que asegurar el correcto atado de forma horizontal (vigas y viguetas) y vertical (en columnas y muros portantes). También existen recomendaciones para garantizar que las fuerzas se transmiten a través de los sistemas del forjado y de la cubierta, gracias a una continuidad adecuada proporcionada por un sistema de refuerzo especial. Se trata por tanto de un método indirecto.

Es un método muy desarrollado por la normativa americana de colapso progresivo (UFC 4-023-03, citada en el párrafo anterior) y que también se incluye en el Eurocódigo de acciones accidentales (EN 1991-1-7), pero otras normativas no lo contemplan, debido a que se ha demostrado que las rotaciones requeridas en los elementos para aportar el necesario comportamiento de catenaria son inalcanzables en algunos casos. Para abordar esta limitación, el UFC 4-023-03 propone un enfoque en cual el sistema de forjado lleva las fuerzas de atado tal y como se muestra en la Figura 9. En este caso, las rotaciones requeridas para una adecuada redistribución de fuerzas pueden ser significativamente menores.

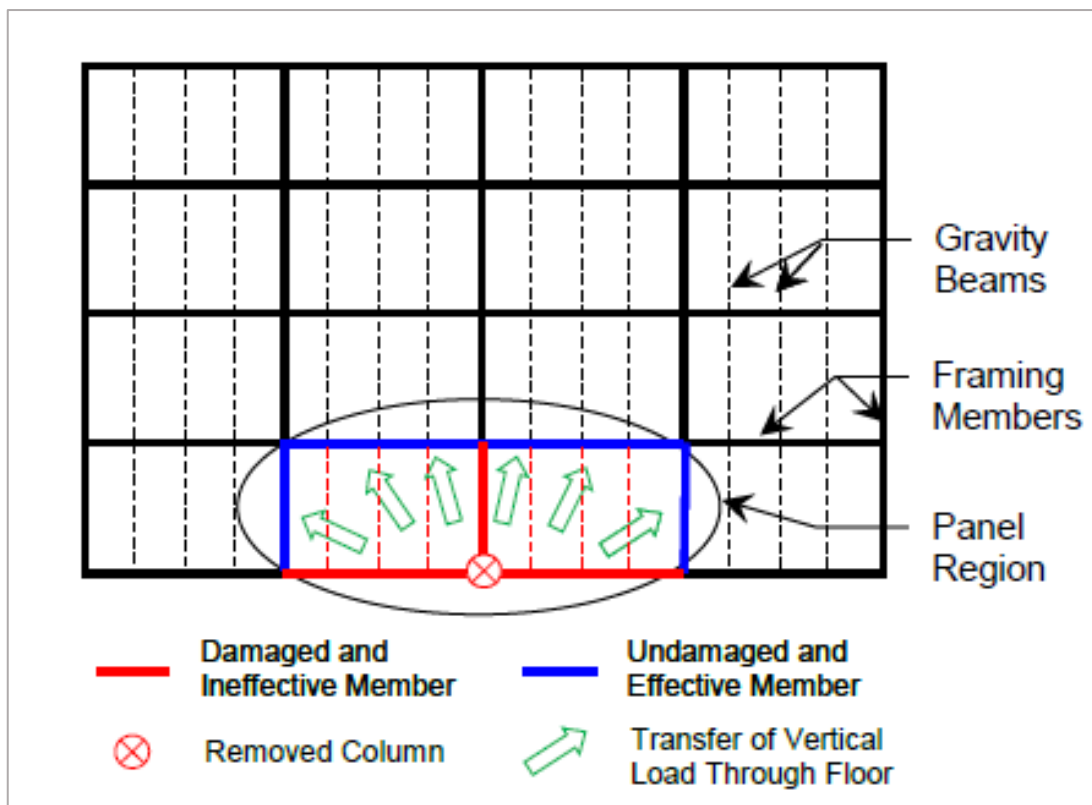


Figura 9. Transferencia de fuerzas en el método de las fuerzas de atado [13].

2.3.2 Método del camino alternativo de cargas (MCAC).

Este método considera igualmente el fallo local en la estructura, como el anterior, pero se trata de un análisis determinista que busca demostrar la robustez explícitamente, analizando la estructura bajo el daño producido y evaluando si fuera capaz de redistribuir las cargas adicionales producidas por el daño local. Análisis de ese método han concluido en una clasificación de las diferentes formas de redistribución de esfuerzos en la estructura para el caso que nos ocupa en este trabajo, en el que una columna falla en una de las plantas bajas de la estructura [14]:

- **Acción de viga Vierendeel:** cuando la separación entre elementos portantes verticales se duplica, ciertas partes de la estructura que estaban convencionalmente diseñadas para resistir momentos negativos deben resistir momentos positivos, además de gran magnitud.

Igualmente, los pilares contiguos se verán cargados con leyes de momentos magnificadas, no es la acción para la que están diseñados ya que normalmente resisten esfuerzos de compresión. Por ello la recomendación general es aportar refuerzo continuo en todos los elementos, como es habitual para el caso de acciones sísmicas. Si esto es posible, se comprueba que la acción de viga Vierendeel es muy favorecedora para resistir los esfuerzos dados por el colapso progresivo.

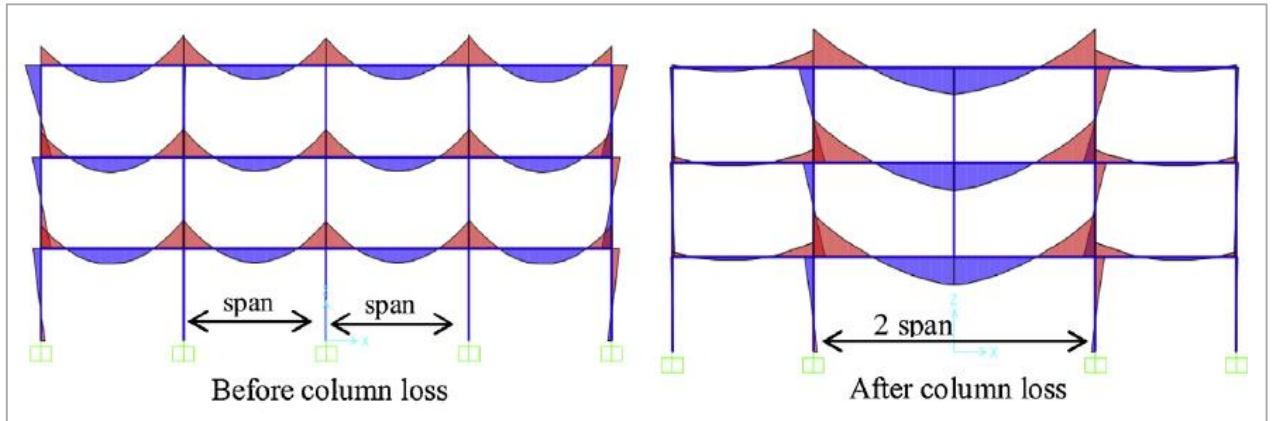


Figura 10. Cambio en las leyes de momentos cuando falla una columna [14].

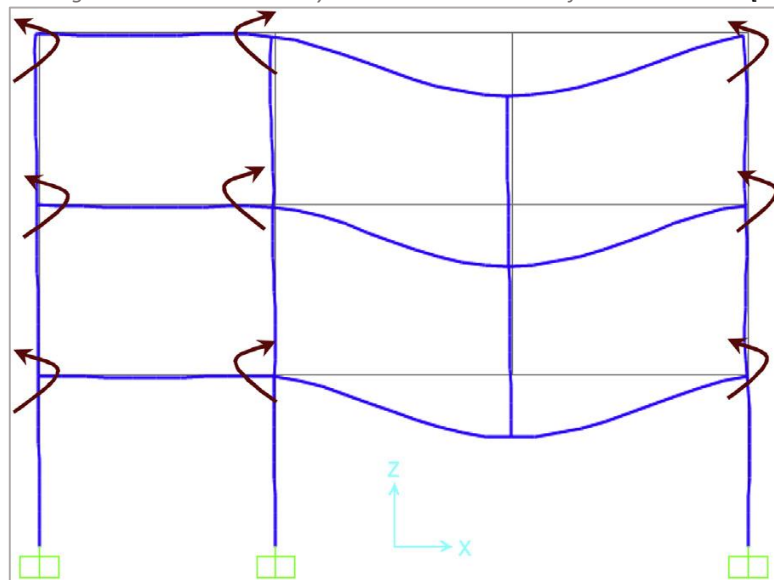


Figura 11. Acción de viga Vierendeel en pórticos donde se ha perdido una columna [14].

Acción de arco comprimido: los elementos horizontales que solían estar soportados por la columna que falla desarrollan este comportamiento debido a la restricción axial que tienen por parte de aquellos nudos que no sufren cambios. Se comprueba que dentro de estas vigas se genera una zona de compresión propia de un arco para las primeras deformaciones de los elementos (cuando los desplazamientos no son muy grandes). A medida que las deformaciones aumentan la zona de compresión disminuye. Se ha comprobado experimentalmente que este mecanismo es el principal actuante para resistir las tensiones en ese instante, aumentando la resistencia de estas vigas en gran medida. Se puede observar este mecanismo en la siguiente figura:

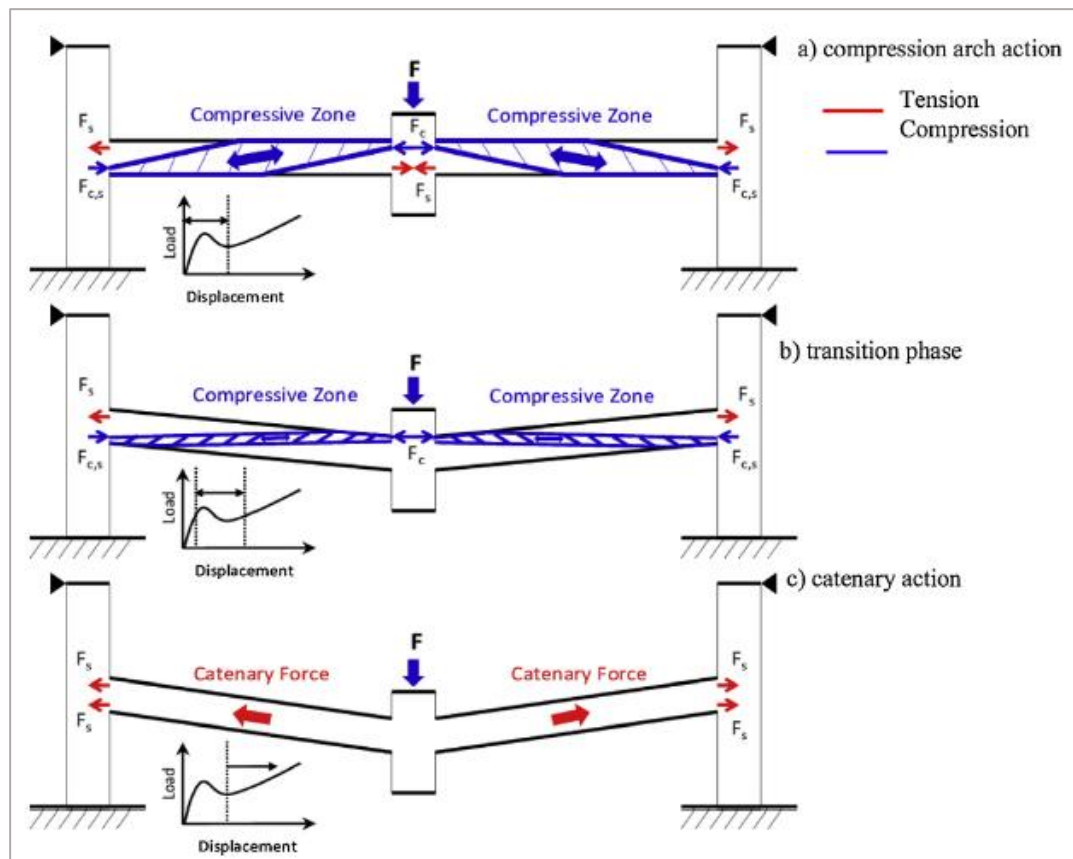


Figura 12. Acción de arco comprimido en vigas sobre la columna que desaparece [14].

- Acción de catenaria:** la catenaria se define en ingeniería estructural como la forma característica de un elemento deformado si éste se tratase de una cadena sostenida por sus extremos y sólo sometido a las acciones gravitatorias de su peso, distribuido uniformemente. Como se puede comprobar en la imagen anterior, cuando las deformaciones y rotaciones en los extremos de las vigas que sufren la acción accidental son muy grandes, se desarrolla este mecanismo, en el que las vigas soportan principalmente cargas axiales de tracción. La posibilidad de activar este mecanismo depende mayormente de la disposición del refuerzo longitudinal que soporta la carga vertical debido a la pérdida de la columna. Si el refuerzo aportado es adecuado, junto con los suficientes anclajes en los nudos de las vigas, se comprueba que éstas son capaces de soportar altas deformaciones bajo la acción accidental.

El MCAC se trata de un método directo de diseño que puede ser evaluado de manera convencional, de manera que se puede emplear diferentes métodos de análisis, como por ejemplo el uso de análisis dinámicos o estáticos con factores de amplificación dinámicos, considerar la no linealidad del material, deformaciones en las conexiones, etc. Es necesario evaluar la categoría de riesgo del edificio que se busca analizar para decidir qué simplificaciones son adecuadas [9].

Por tanto, se pueden llevar a cabo análisis lineales, no lineales, dinámicos o estáticos, y sus combinaciones. Las ventajas y desventajas de unos y otros han sido evaluadas llegando a ciertas

conclusiones [9]: los métodos dinámicos no lineales son los más completos, ya que permiten tener en cuenta el amortiguamiento, las deformaciones a gran velocidad del material y la aportación de los forjados a la redistribución de las cargas. Los métodos estáticos no lineales pueden tener en cuenta la no linealidad geométrica y de los materiales, pero requieren el uso de factores de amplificación dinámicos, que pueden ser complejos de determinar. Por otra parte, los métodos lineales tendrán sus limitaciones, pero también están aprobados por numerosas normativas especializadas en este método.

2.3.3 Método de diseño de elementos clave (MDEC).

El método de diseño de elementos clave (key elements en inglés) está ampliamente aceptado para los casos en los que no se pueda demostrar una redistribución suficientemente aceptable según el Método del camino alternativo de cargas. Este enfoque busca identificar elementos clave (los que podrían generar un colapso progresivo) y diseñarlas para soportar la carga accidental, por lo que se busca evitar a toda costa el fallo de los mismos. Algunas normativas (Eurocódigo 1991-1-7 [10], UFC 4-023-03 [13], Building Reg. 2010 [15]) lo incluyen dentro de sus consideraciones sobre el Método del camino alternativo de cargas para los casos en los que no se cumplan algunas de las comprobaciones. También es un método directo de diseño, de enfoque tradicional, en el que la carga accidental puede evaluarse según definiciones de la literatura o por análisis de impactos y explosiones.

Tanto el Método del camino alternativo de cargas como el de diseño de elementos clave dependerá de la combinación de acciones que se implemente en el cálculo. Los diferentes códigos existentes aportan valores para los factores de reducción de sobrecargas y de amplificación de acciones dinámicas, que en algunos casos incluso dependen de la ductilidad de la estructura, como es el caso de las normativas de acciones sísmicas.

2.3.4 Métodos basados en el riesgo (MBR).

Estos métodos están mencionados en varias normativas o guías de colapso progresivo. El riesgo puede ser definido como la combinación de la probabilidad de ocurrencia de un evento y sus consecuencias relacionadas. La mayoría de las normativas o guías proponen métodos simplificados que consideran el riesgo de manera cualitativa. Estos métodos se basan normalmente en una clasificación del edificio según su uso y pueden apoyarse en los métodos de diseño aplicables, entre los definidos anteriormente u otros. También suelen incluir niveles de tolerancia de riesgo, como un límite de daños en elementos estructurales o un límite de área de colapso... Existen medidas de robustez estructural que se basan en el riesgo [16]. Sin embargo, muchos códigos sólo consideran el nivel de ocupación de la estructura o la posibilidad del evento extremo y sus consecuencias de una manera muy simplificada, por lo que para casos de muy alto riesgo de colapso podría no ser suficiente estas metodologías. En estos casos, puede requerir un método basado en la probabilidad

para considerar con mayor rigor las variables que tiene un alto grado de incertidumbre en el análisis de la robustez estructural. No obstante, este enfoque es relativamente reciente y aún no se ha implementado en ningún código normativo [9].

2.4 Técnicas de refuerzo.

Una vez se ha identificado en detalle qué es el colapso progresivo y cómo puede evaluarse según la literatura actual, es necesario comentar algunas nociones sobre cómo pueden reforzarse las estructuras de cara a mitigar sus efectos y, por supuesto, evitar el colapso total de la estructura. Para ello, es fundamental identificar primero la tipología de colapso que se espera encontrar en la estructura, según la configuración estructural, que es muy importante que se identifique correctamente [17]. Por ejemplo, es evidente que en un edificio muy esbelto, de gran altura, un fallo en las plantas superiores podría generar el colapso tipo planta a planta, mientras que si la estructura es poco esbelta y tiene grandes dimensiones en longitud pero pocas plantas probablemente sea más el caso de un colapso tipo mixto. Se debe confiar en las metodologías de diseño propuestas, sobre todo en el Método del Camino Alternativo de Cargas (apartado 2.3.2) ya que así seremos capaces de identificar las zonas en las que debe enfocarse el refuerzo.

Otro aspecto fundamental a la hora de concretar una técnica de refuerzo es identificar los posibles daños iniciales que provocarían el colapso. Muchos textos y regulaciones se han enfocado en la pérdida de elementos portantes verticales, pero también cabe la posibilidad de que el fallo se encuentre en vigas, como ha ocurrido en edificios que han sufrido terremotos o incendios. Según la consideración del fallo inicial, se puede enfocar el refuerzo hacia ciertos elementos clave de la estructura, o a la robustez e integridad total de la misma.

También es importante denotar que algunos artículos [18] han concluido que el dimensionamiento ante el sismo puede tener consecuencias negativas para los mecanismos de colapso progresivo, con lo que en estructuras sujetas a sismos se debe poner especial atención si se busca reforzarlas para este caso también. En general, los diferentes estudios conocidos enfocan el refuerzo de una estructura ante estos dos eventos con dos clasificaciones: la primera, una serie de sistemas que no aportan resistencia ante cargas de carácter normal y sísmico, pero que se activan ante cargas que producen desplazamientos de gran magnitud, como es el caso de la propagación de un fallo inicial. La segunda se refiere a elementos de refuerzo que no tienen interferencia con el comportamiento de la estructura ante la acción sísmica, como podría ser facilitar la transmisión de cargas en una viga de gran canto o en celosía que se coloque a nivel de la cubierta. Hay muchas técnicas más propuestas para este segundo caso, como cables externos a la estructura que estén relajados siempre que no haya propagación del colapso, o refuerzos adicionales en los elementos de hormigón armado que propician la acción de catenaria explicada en el apartado 2.3.2.

En general, se pueden clasificar las técnicas de refuerzo en tres grupos genéricos, según el objetivo que tengan: el primero se refiere a prevenir el fallo inicial, el segundo a controlar la propagación del colapso, y el tercero a controlar el colapso final de la estructura. Se incluye una descripción de algunas técnicas propuestas en [17] dentro de estos tres tipos.

2.4.1 Técnicas que buscan prevenir el fallo inicial.

Como ya se ha comentado anteriormente, el enfoque generalizado ante estos casos es emplear métodos basados en el riesgo, que clasifican las estructuras según su susceptibilidad ante los eventos extremos. Como causas de fallo inicial, las más estudiadas en la literatura son el fuego, el impacto y la explosión, ya que el diseño frente al sismo se considera suficientemente estudiado. La protección de los elementos es muy diferente en estos tres casos:

- Ante el fuego se conoce que el hormigón armado tiene un comportamiento aceptable, pero el acero es muy susceptible al mismo ya que sus propiedades mecánicas varían completamente ante altas temperaturas. Por ello, se suelen proteger estos elementos con pinturas intumescentes o carcasas que rodean a los elementos más susceptibles.

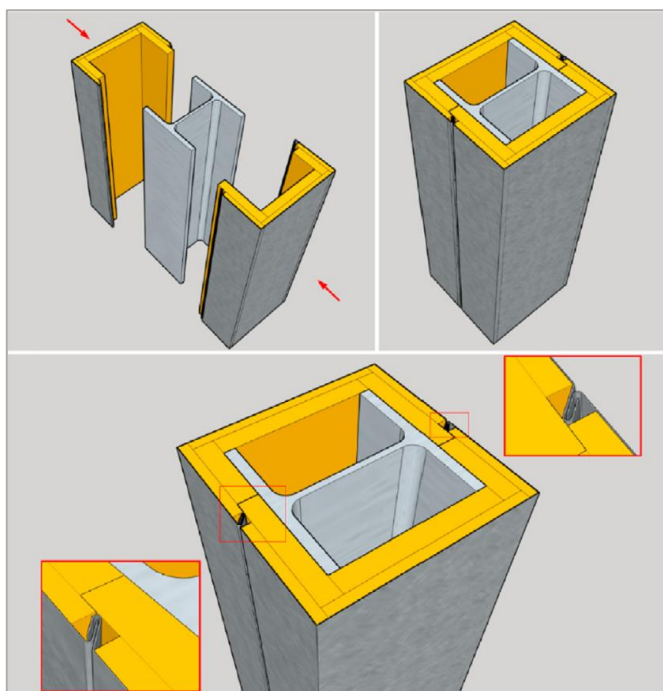


Figura 13. Sistema de protección de elementos de acero frente al fuego [17].

- Con respecto a los impactos, el enfoque generalizado es aportar una mayor resistencia en los elementos que se piensa que puedan sufrirlos, con materiales más resistentes o elementos más grandes. Para ello, el análisis de susceptibilidad de los elementos debe enfocarse en si se previene el impacto de elementos externos o de elementos propios de la estructura, como podría ser en un colapso planta a planta. Se han desarrollado muchos estudios en hormigones de alta resistencia con refuerzos de polímeros reforzados con fibras de carbono o vidrio. Estos

materiales, dispuestos en puntos concretos, son capaces de cambiar el fallo de un elemento de un modo frágil (por cortante) a dúctil (por flexión). También se pueden disponer paneles que protejan a los elementos.

- En cuanto a las explosiones, se han estudiado técnicas de refuerzo parecidas a la mitigación de impactos: añadir camisas de acero en torno a los elementos de hormigón, paneles sándwich hechos de diferentes materiales (metálicos o composites), hormigones reforzados con fibra de vidrio... existen numerosos artículos enfocados en estas técnicas que se resumen en [17].

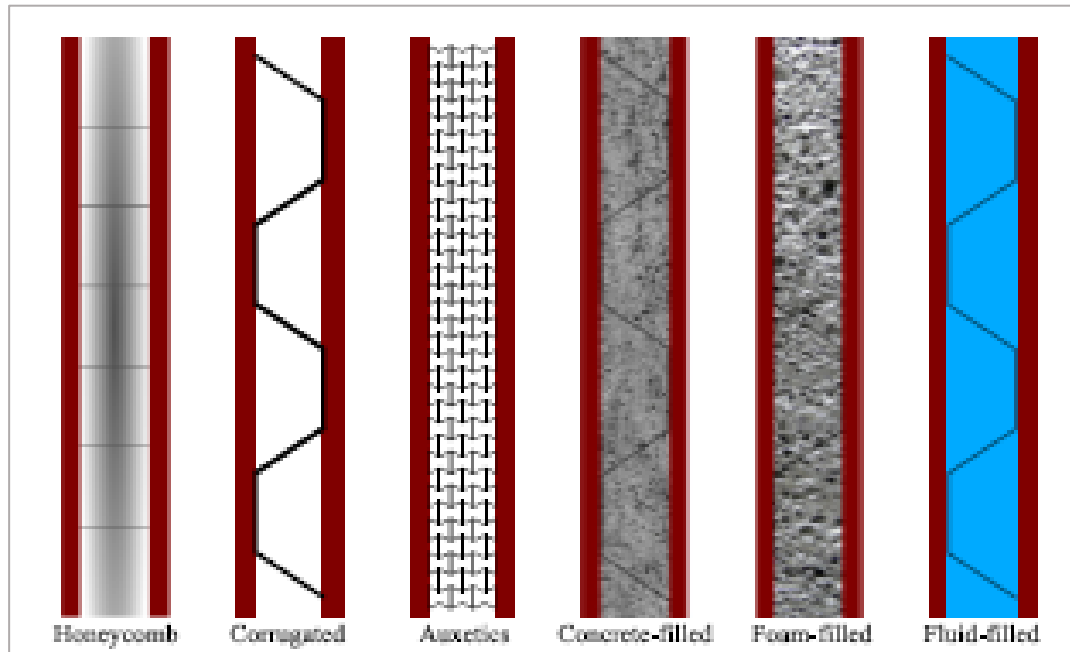


Figura 14. Distintas tipologías de paneles sándwich para proteger elementos frente a colisiones e impactos [17].

2.4.2 Técnicas que buscan controlar la propagación del colapso.

Estas técnicas se basan en dos principios: o bien aportar caminos alternativos de cargas, o reforzar los ya existentes:

- Primera técnica: añadir nuevos caminos alternativos de cargas.** Éste es un método muy efectivo siempre que se estudie en detalle la transmisión de los esfuerzos dentro de la estructura. Estos elementos no suelen ser similares a los ya existentes, como por ejemplo añadir columnas o muros en la estructura, ya que son medidas muy costosas. Algunos ejemplos son:
 - Vigas adicionales:** en el interior de las estructuras no es adecuado incluir nuevos elementos viga, pero se ha demostrado [19] que de forma perimetral son muy efectivas, ya que reciben la carga que pasará a los pilares externos. Se llega a reducir el ratio entre la demanda de esfuerzo del elemento y su capacidad hasta un 67% [17].
 - Refuerzos con apuntalamientos (bracings):** partiendo de la base de su efectividad ante el sismo, se han desarrollado diferentes configuraciones de refuerzo añadiendo elementos barra diagonales en los pórticos en forma de V o de X (como se observa en la Figura 15).

Tambi3n es recomendable a3adir refuerzos del tipo dise3ado para prevenir el pandeo de columnas, ya que durante el proceso de colapso parcial es muy probable que se produzca este fen3meno.

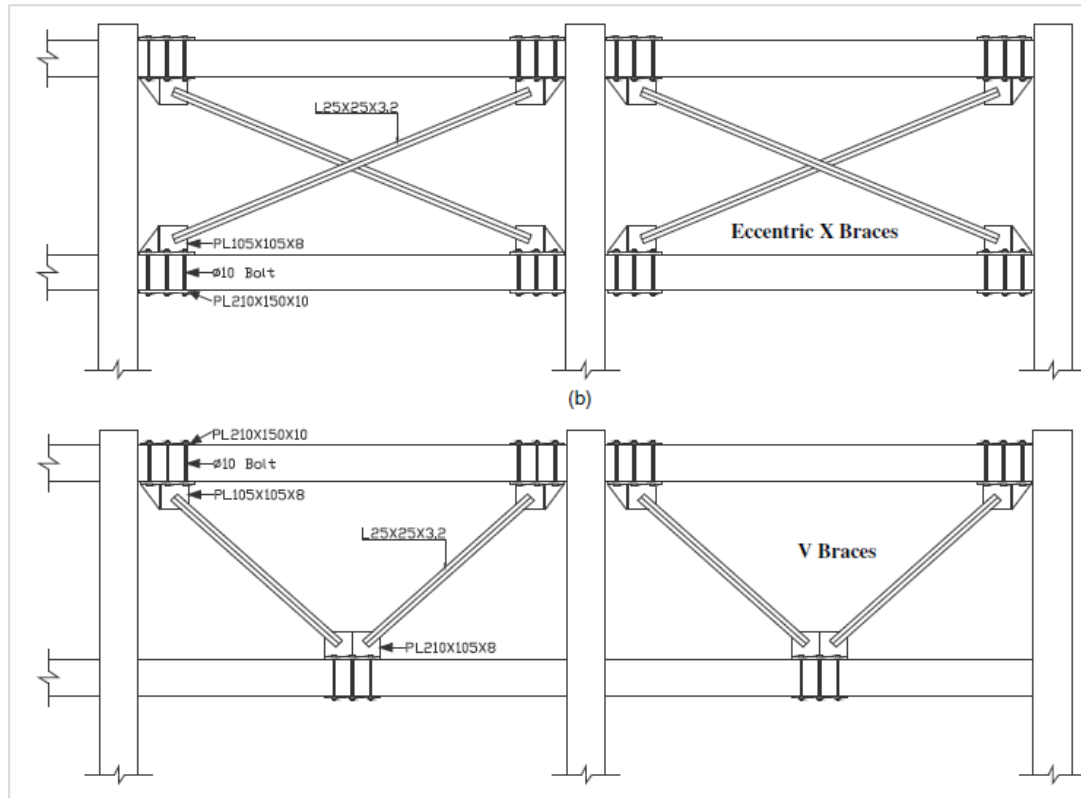


Figura 15. Dos tipos de refuerzo con barras met3licas en p3rticos [20].

- **Refuerzos a nivel de la cubierta:** se refiere a a3adir elementos como apuntalamientos, vigas en celos3a o de gran canto para que se genere un camino de cargas tal que este elemento de gran resistencia termine por recibir los mayores esfuerzos debido al fallo de alg3n elemento inferior. Es muy efectivo para reducir la carga axial de los pilares perimetrales de la estructura. Se indica principalmente para edificios de poca altura.
- **Refuerzos con cables:** es una t3cnica de refuerzo muy com3n y empleada en el dise3o s3smico. Se trata de incluir cables que est3n relajados mientras act3an las cargas habituales de proyecto, y que activen su resistencia ante la acci3n extrema. No tienen por qu3 ser cables convencionales de acero, tambi3n son empleados cables de pol3meros reforzados con fibra de carbono (CFRP). En edificios se colocan mayormente en vanos entre pilares de gran longitud, como se observa en la siguiente imagen:

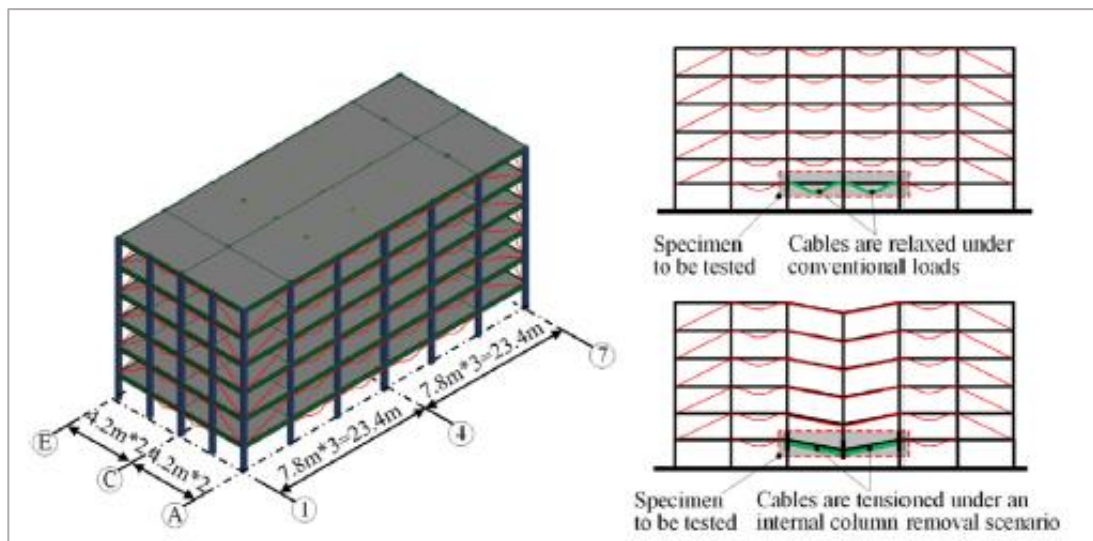


Figura 16. Refuerzo con cables propuesto en un edificio convencional [17].

· **Segunda técnica: mejorar la resistencia de elementos existentes.** Esto suele ser preferible a añadir nuevos, ya que así no se interfiere con el diseño arquitectónico de la estructura. Se pueden reforzar varios elementos:

- **Vigas:** la técnica más efectiva es reforzar las vigas que se encuentren sobre el punto donde se espere el fallo, ya que son los elementos que primeramente resisten los esfuerzos que se generan. Es posible añadir nuevos refuerzos con barras de acero, así como recrecer el material con morteros de alta resistencia o reforzados con fibras textiles (TRM). Es muy habitual igualmente añadir bandas de CFRP (polímeros reforzados con fibras de carbono, mencionados anteriormente) que aumenten la capacidad a flexión de los elementos.
- **Muros interiores.** Los muros son elementos que tienen cierta capacidad portante, pero normalmente no son adecuados para resistir los efectos del colapso progresivo, e incluso se excluyen de los análisis. Sin embargo, con el refuerzo adecuado, pueden ser muy útiles para proporcionar caminos alternativos de carga y contribuir a la resistencia de los pórticos [17].
- **Forjados.** Esta última técnica se ha determinado que es muy beneficiosa para evitar la propagación de fallos, debido a que no sólo evita que los forjados fallen, sino que ayuda a redistribuir mejor los esfuerzos al resto de elementos que reciben cargas adicionales. Suelen reforzarse mayormente con polímeros también, como se observa en la Figura 17:

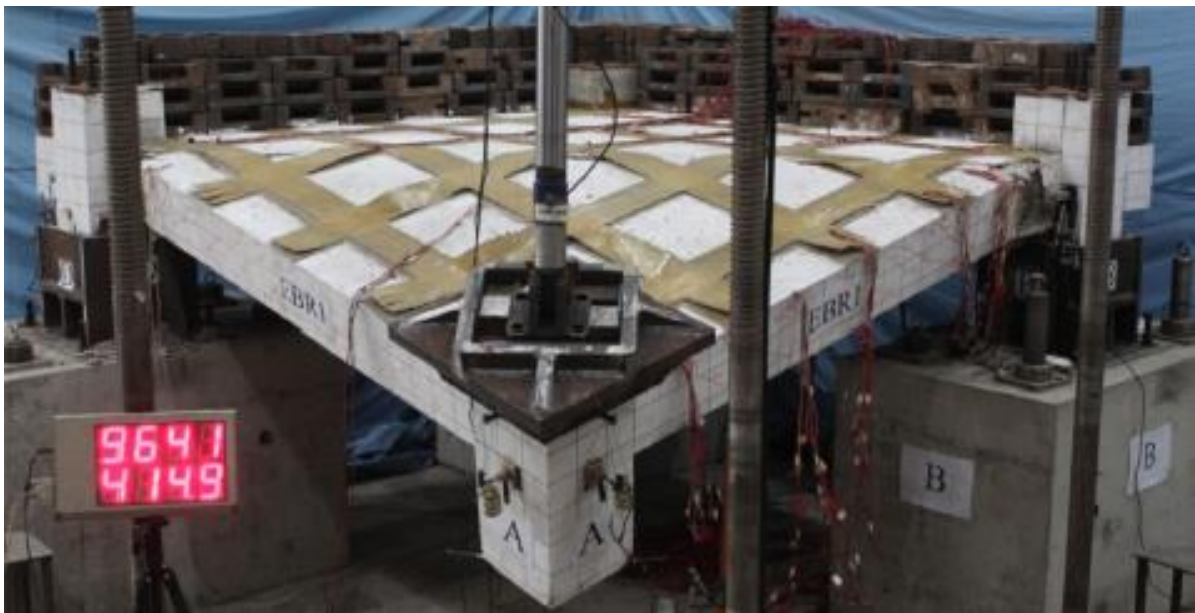


Figura 17. Losa reforzada para un ensayo frente a colapso progresivo [17].

- Conexiones y regiones de uniones.** Los puntos de conexión entre elementos tienen un papel clave en la progresión del fallo en estructuras. Se busca que los nudos tengan mayor capacidad de rotación, que aporten ductilidad, y que se formen caminos alternativos de cargas dentro de las mismas regiones de los nudos. En estructuras metálicas es relativamente sencillo añadiendo placas atornilladas, mientras que en pórticos de hormigón armado se puede añadir más refuerzo en el nudo o incluir placas metálicas que ayuden a aportar ductilidad.



Figura 18. Espécimen de ensayo del refuerzo de nudos en pórtico de hormigón armado con placas metálicas [17].

2.4.3 Técnicas que buscan controlar el colapso final de la estructura.

Cuando es inevitable el fallo inicial y la propagación es muy difícil de controlar, este tercer grupo de técnicas se basa en permitir fallos locales e incluso parciales que no lleven al colapso total. Sin embargo, es un enfoque relativamente nuevo, y más difícil de determinar que los anteriores, mayormente porque la magnitud de las fuerzas dinámicas que provocan el colapso total escapa los métodos de análisis tradicionales. Por tanto, un refuerzo tradicional no es efectivo en este caso, sino que se recurre a dos técnicas novedosas: pueden incluirse elementos capaces de absorber grandes cantidades de energía, o aplicarse la técnica de compartimentación:

- Inclusión de aparatos capaces de absorber energía: aún no se han llevado a cabo numerosos estudios en cuanto a este enfoque en el campo del colapso progresivo, aunque para otros casos sí que se tienen documentos que describen elementos en forma de tubos metálicos o de materiales compuestos reforzados con fibra de vidrio que son capaces de absorber energía. No se ha determinado con seguridad la interacción de estos elementos con el resto de la estructura, con lo que se considera una línea de trabajo futura [17].
- La compartimentación o segmentación [21] consiste en aislar el colapso parcial en una zona de la estructura. La idea proviene de casos en los que sin tener esa intención de diseño, la estructura no se destruyó por completo por la existencia de segmentos en ella, como el aeropuerto Charles de Gaulle en París (ver Figura 19).



Figura 19. Desplome parcial de una pasarela en el Charles de Gaulle de París (2004) [17].

Se debe puntualizar que la estructura no tiene que estar necesariamente físicamente segmentada, sino que la resistencia y robustez de los elementos lo estará. En un puente es

sencillo de conseguir entre vanos del mismo, en un edificio se puede lograr entre los sistemas de las diferentes plantas. Por ejemplo, aportando una gran resistencia a una de las plantas, se puede garantizar teóricamente que no colapse si las superiores fallasen. También se ha determinado que controlando el comportamiento de los nudos de la estructura o los refuerzos de los elementos se puede evitar la transmisión de esfuerzos de un punto a otro.

2.5 *Normativa aplicable actual.*

En esta sección se expondrán las normativas internacionales aplicables al análisis de estructuras ante el colapso progresivo y se comentarán en detalle la que concierne a este trabajo. También se hará referencia a los métodos de diseño expuestos en la sección 2.3 y si están incluidos o no en esas normativas.

Como se comentó en el capítulo 1 de esta memoria, a modo de introducción, hasta el colapso del edificio Ronan Point en Londres (1968) no existía ninguna normativa que contemplase el colapso de una estructura por propagación de un daño local en ella. En 1970 se implementó la Quinta Enmienda del Reglamento de Construcción en Reino Unido, constituyendo así la primera normativa que lo tenía en cuenta. Buscaba que las estructuras de los edificios de viviendas de varias plantas pudiesen aportar un mínimo de robustez para soportar cargas gravitatorias en el caso de desaparecer uno o varios de sus elementos.

Algunas de las recomendaciones y requerimientos de la normativa británica pasaron a los Eurocódigos, que son la base de la normativa de construcción en la Unión Europea. También se vio influenciado Estados Unidos, que comenzó con la publicación en 1971 de un boletín de carácter estructural que incluía algunas recomendaciones para evitar el colapso progresivo (“Provisions to prevent progressive collapse” del US Department of Housing and Urban Development (HUB)). Actualmente, en EEUU existen diferentes normativas según el estado, sin tener mucha relevancia excepto por el Código de Construcción de la ciudad de Nueva York, que en 1973 publicó recomendaciones similares a las de la Quinta Enmienda británica.

Sin embargo, volviendo a hacer referencia a la introducción de este trabajo, tras el colapso del Alfred P. Murrah en 1995 y de las Torres Gemelas en 2001 un gran número de gobiernos internacionales pusieron el foco en la creación de normativa específica y concisa en esta problemática, liderados por el de Estados Unidos. Tras esto en este país encontramos algunas de las normativas más relevantes actualmente: el UFC 4-023-03, del Departamento de Defensa (DoD), y el Código Internacional de Construcción (“International Building Code”, en inglés). Incluso se crearon recomendaciones para edificios federales, después del caso del edificio Murrah.

Con respecto a otros países, en Canadá se comenzó con buen pie en el pasado, con un código bastante avanzado en su tiempo (se publicó en 1975) pero que actualmente no especifica

requerimientos concretos. Sin embargo, es de gran utilidad en otro aspecto, y es que contiene valores numéricos para los niveles aceptables de probabilidad de ocurrencia de un evento extremo con los que debe diseñarse una estructura. También existe regulación actual en Australia (código NCC de 2016) y en China (CECS 392:2014), donde no se consideró la robustez estructural hasta 2001. Al igual que en otros países, no fue hasta que ocurrió un evento extremo que en este país se desarrolló e implementó una normativa adecuada. Tras el maremoto de Wenchuan en 2008, que causó el colapso de un gran número de edificios, se publicó el código "Code for Anti-Collapse Design of Building Structures", en inglés, que sigue unas indicaciones muy similares al del resto de normativas actuales.

Se incluye a continuación una tabla que indica diferentes normativas actuales y los métodos de diseño que incluyen:

Tabla 2. Recopilación de normativa internacional y métodos de diseño que recogen [9].

Área	Normativa	MFA	MCAC	MDEC	MBR
Reino Unido	Regulaciones de Construcción 2010	Sí	Sí	Sí	Implícito
Europa	EN 1991-1-7	Sí	Sí	Sí	Sí
EEUU (Civil)	ASCE/SEI 7-16	Sí	Sí	Sí	Implícito
EEUU (Civil)	NYC BC 2014	No	Sí	Sí	Implícito
EEUU (Civil)	IBC 2009	Sí	No	No	No
EEUU (Gobierno)	UFC 4-023-03	Sí	Sí	Sí	Implícito
EEUU (Federal)	GSA 2013	No	Sí	No	Implícito
China	CECS 392:2014	Sí	Sí	Sí	No
Canadá	NBCC 1995	Sí	Sí	Sí	Implícito
Australia	NCC 2016	No	Sí	Sí	Sí

2.5.1 Normativa aplicada en el diseño: UFC 4-023-03.

La UFC 4-023-03 ("Unified Facilities Criteria") publicada en 2009 y con última revisión en noviembre de 2016 es un código estadounidense que contiene los requerimientos de diseño adecuados para reducir el potencial colapso progresivo de edificios existentes o de nueva construcción. Fue comisionado por el departamento de defensa (DoD).

En los primeros apartados de esta regulación (sección 1-3.2) se comenta que los requerimientos expuestos no buscan eliminar el daño producido por la acción accidental, sino minimizar las consecuencias, lo cual coincide con el diseño moderno frente a colapso progresivo que se ha comentado en esta memoria. También se especifica (sección 1-3.3) que debido a la naturaleza de estas acciones es muy complejo determinar su probabilidad de ocurrencia, con lo que se incluye el diseño basado en el riesgo como una diferenciación de los edificios por categoría de riesgo.

Además, como puede consultarse en la Tabla 2 anterior, incluye métodos directos e indirectos de diseño: el método del camino alternativo de cargas (directo) el de las fuerzas de atado (indirecto) y el de diseño de elementos clave (directo). Identifica qué método debe emplearse para cada categoría de riesgo. Más adelante en esta memoria (apartado 4.2.2.2) se determinará qué método se empleará para evaluar la estructura modelizada según estas premisas y el procedimiento de cálculo para el diseño y comprobación descrito en la normativa según el método que se emplee.

3. CASO DE ESTUDIO: COLAPSO DEL EDIFICIO ALFRED P. MURRAH

3.1 Explosión del 19 de abril de 1995.

En este capítulo se explicará en detalle el caso que concierne a este trabajo: la explosión que llevó al fallo de varios elementos estructurales en el edificio de nueve plantas del complejo Alfred P. Murrah y el posterior colapso de gran parte del mismo por la propagación del fallo en la estructura.

El proyecto del edificio Murrah fue diseñado para la división de Diseño y Construcción de los Servicios Generales Administrativos (GSA) en Estados Unidos, contando con la participación de dos firmas de arquitectura de la ciudad de Oklahoma y revisado por un ingeniero estructural de la administración de la ciudad. Pertenece al gobierno estadounidense, era un complejo federal.

La adjudicación del proyecto se produjo a principios del año 1970 y se finalizó el diseño para mayo de 1974. La construcción duró 20 meses, con lo que el complejo se terminó a principios de 1976.

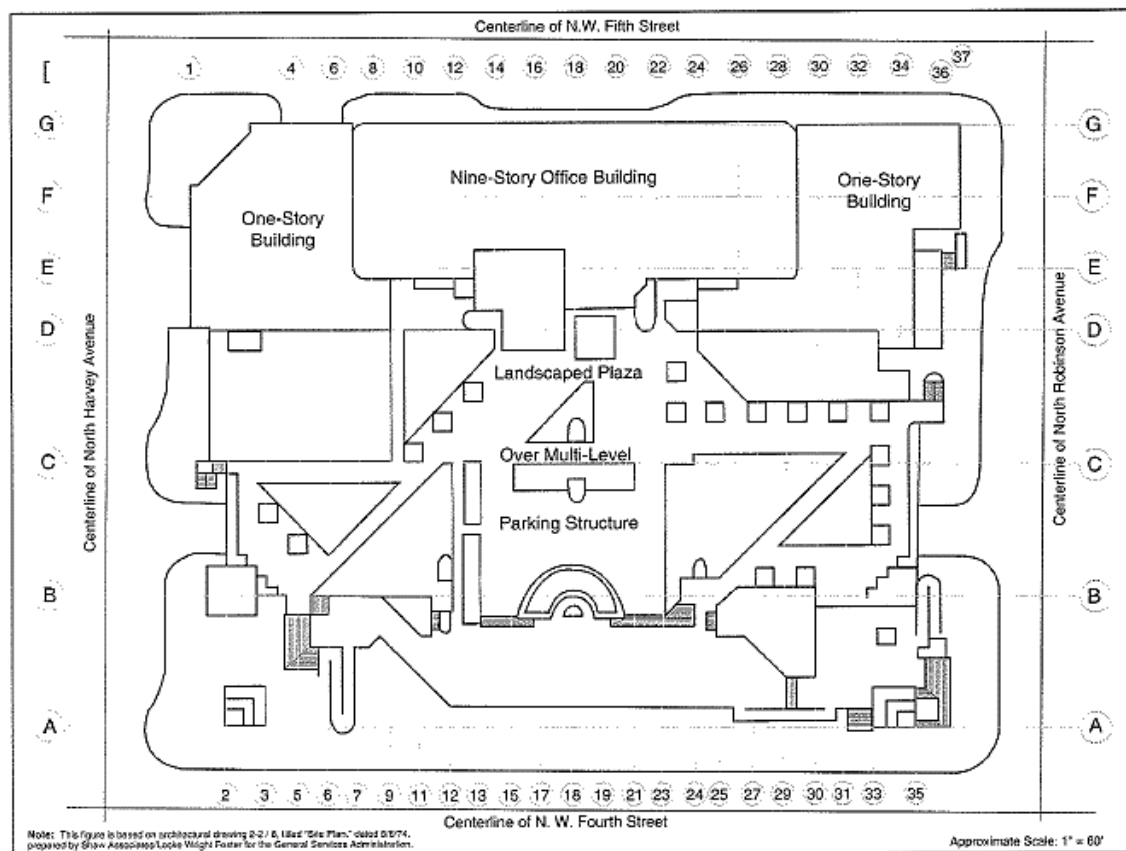


Figura 20. Planta esquemática de la distribución del complejo Alfred P. Murrah.[22]

La Figura 20 muestra la configuración de los edificios. Consistía en un edificio de oficinas de nueve plantas con dos edificios adyacentes de menor tamaño (de una planta) y una estructura contigua de aparcamiento que tenía plantas subterráneas y elevadas. Todo el complejo se comunicaba por una plaza que estaba sobreelevada con respecto al nivel de la calle. [23]

Se comentan algunos aspectos de la geometría del edificio que concierne a este apartado, dejando para el capítulo 4 su completa definición. La estructura tenía una planta regular dividida por una serie de rejillas que iban desde la línea 28 a la 8 en dirección este-oeste y de la G a la E en dirección norte-sur, con pilares en sus intersecciones. En planta, sus dimensiones aproximadas eran de 101 x 60 metros (330 x 195 pies) y su altura total de 36 metros (118 pies). Es importante destacar el sistema estructural de la fachada norte, junto a la que se produjo la explosión: se trataba de un muro cortina de vidrio templado que se apoyaba totalmente en una viga de gran canto situada en la tercera planta, que servía de viga de transferencia para las columnas de las dos primeras plantas. A lo largo de la línea G de la rejilla, estos pilares estaban separados entre sí 40 pies (12.2 metros) bajo la viga.

La fachada sur tenía una configuración totalmente diferente, formada por una serie de muros de cortante que suponían el sistema resistente frente a cargas horizontales de la estructura.

Años después de su construcción, a las 9 de la mañana del 19 de abril de 1995, un artefacto explosivo detonó en la avenida situada en la cara norte del edificio (N.W Fifth Street, como se observa en la figura anterior). Se trataba de una bomba colocada en una furgoneta y que afectó en gran medida a la estructura del edificio de nueve plantas, no siendo tan dañina para los edificios colindantes en el otro lado de la avenida y calles contiguas, aunque se llegaron a contar daños en 300 edificios. Como resultado del atentado, 168 personas murieron y cientos resultaron heridas [24].

El edificio de oficinas colapsó en gran parte al desplomarse la fachada norte, dejando una huella de casi 11 metros hacia dentro del mismo, prácticamente la mitad de su superficie útil. Tres columnas (G16, G20 y G24, como se observa en la Figura 20) se destruyeron, y tras ellas falló la gran viga de la tercera planta, con lo que se perdió la integridad estructural de toda la fachada norte y se provocó el colapso progresivo en esa cara del edificio. La fachada sur no sufrió graves daños. La siguiente fotografía muestra la magnitud del colapso:



Figura 21. Imagen aérea tomada tras la explosión del artefacto. [22]

Tras la tragedia, en mayo de 1995, la Agencia Federal De Gestión de Emergencias estadounidense (FEMA) envió un grupo de especialistas pertenecientes a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) e ingenieros del propio gobierno para investigar los daños ocurridos. Se debía analizar la estructura y proponer los mecanismos de fallo que podrían haber llevado al colapso parcial, llegando a conclusiones efectivas para evitar daños tan significativos en edificios futuros. Se tomaron fotografías, se hicieron numerosas entrevistas a testigos de lo ocurrido y se tomaron muestras de elementos estructurales para su posterior ensayo en laboratorio. El resultado de toda esta labor de investigación es el documento base de referencia [22] de este trabajo.

Posteriormente, el 23 de mayo de ese mismo año, se llevó a cabo la demolición completa del edificio de 9 plantas y de los dos edificios de una planta contiguos. La estructura del aparcamiento y parte de la plaza siguen operativas hoy en día, mientras que el resto de la manzana es un memorial de lo ocurrido.

3.2 Respuesta del edificio a la explosión.

En este subapartado se comentarán en detalle los daños del edificio de oficinas ya mencionado, sobre el cual se fundamenta este trabajo. Las conclusiones que se detallan aquí son resultado de la investigación llevada a cabo por el equipo experto de ingenieros tras el colapso [22] y de numerosos artículos científicos dedicados expresamente al análisis del Alfred P. Murrah y su colapso progresivo ([25], [26], [27], [28]).

Se concluyó que debido a la gran rigidez lateral que aportaban los muros de cortante de la fachada sur, no hubo desplazamientos laterales o de torsión relevantes tras el colapso parcial. De hecho, se cree que la razón de que el edificio no sufriera un colapso mayor, e incluso en su totalidad, fue la enorme aportación de rigidez de estos elementos. En cuanto a las fachadas este y oeste, que estaban formadas por muros de hormigón armado de menor espesor, no sufrieron desplomes importantes, pero se observaron roturas por flexión en gran parte de ellos.

La fachada norte fue la que sufrió daños relevantes. Se destruyó por completo entre las columnas G12 a G28, sólo quedó una parte de la viga de gran canto de la tercera planta entre las rejillas 12 y 14.

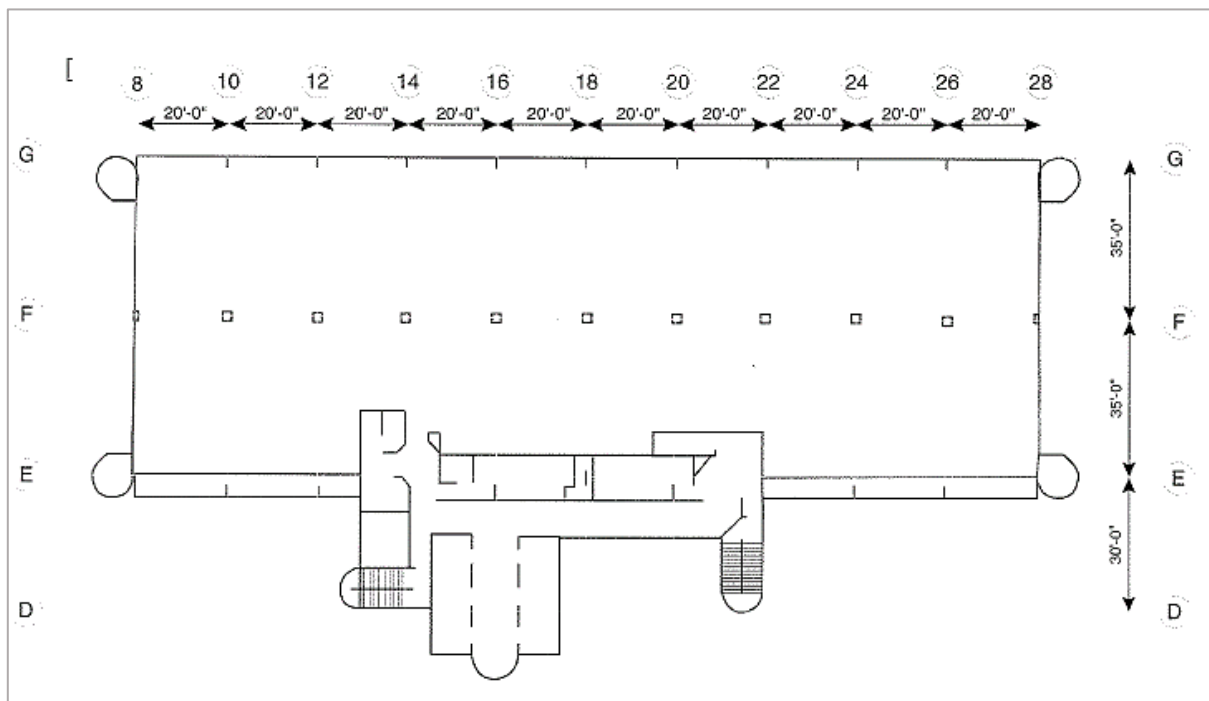


Figura 22. Croquis en planta de la distribución de las columnas en la estructura [22].



Figura 23. Modelo que señala la afección de la pérdida de G20 a los forjados en la fachada norte [27].

Desde la línea 12 a la 8 el daño no fue tan extremo, el cristal de la fachada explotó por completo pero incluso los montantes que conformaban el muro cortina resistieron. Se cree que esto se debe a que en esta viga existía una discontinuidad en el armado antes de llegar a la columna 12, y la transmisión de fuerzas en ese sentido no progresó.

El fallo inicial fue, como ya se ha mencionado, la columna G20, ya que la bomba detonó tan solo a unos 4 metros de ella. Se cree que igualmente fallaron los forjados de las plantas 1 y 2 cercanos a esta columna. De hecho, en [28] se lleva a cabo un análisis numérico similar al de este trabajo y con el que se concluye que el fallo de G20 en sí mismo no pudo ser el causante de la progresión del daño, sino que más elementos tuvieron que fallar a su alrededor por la propia explosión del artefacto, no por la propagación de esfuerzos excesivos.

En el interior, los forjados situados entre las líneas 12 – 28 de las rejillas G y F colapsaron, al igual que la columna F24, que provocó que los forjados y losas de la cubierta entre las columnas 22 y 26 cayeran. Se contabilizaron un total de 180 paneles de forjado y cubierta sobre el segundo piso que fueron destruidos total o parcialmente. Se llegó a la conclusión [27] de que esto se debe a que con la explosión gran parte de los forjados se elevaron sobre su plano.

Estos forjados estaban fuertemente unidos a las vigas transversales que los soportaban, por su ejecución in-situ de manera monolítica. Los esfuerzos soportados por estos pasaron directamente a

las vigas. Como resultado de esa transferencia, las vigas se deformaron por flexión contraria a la habitual, generando fracturas y fisuras por los esfuerzos cortantes que soportaron.

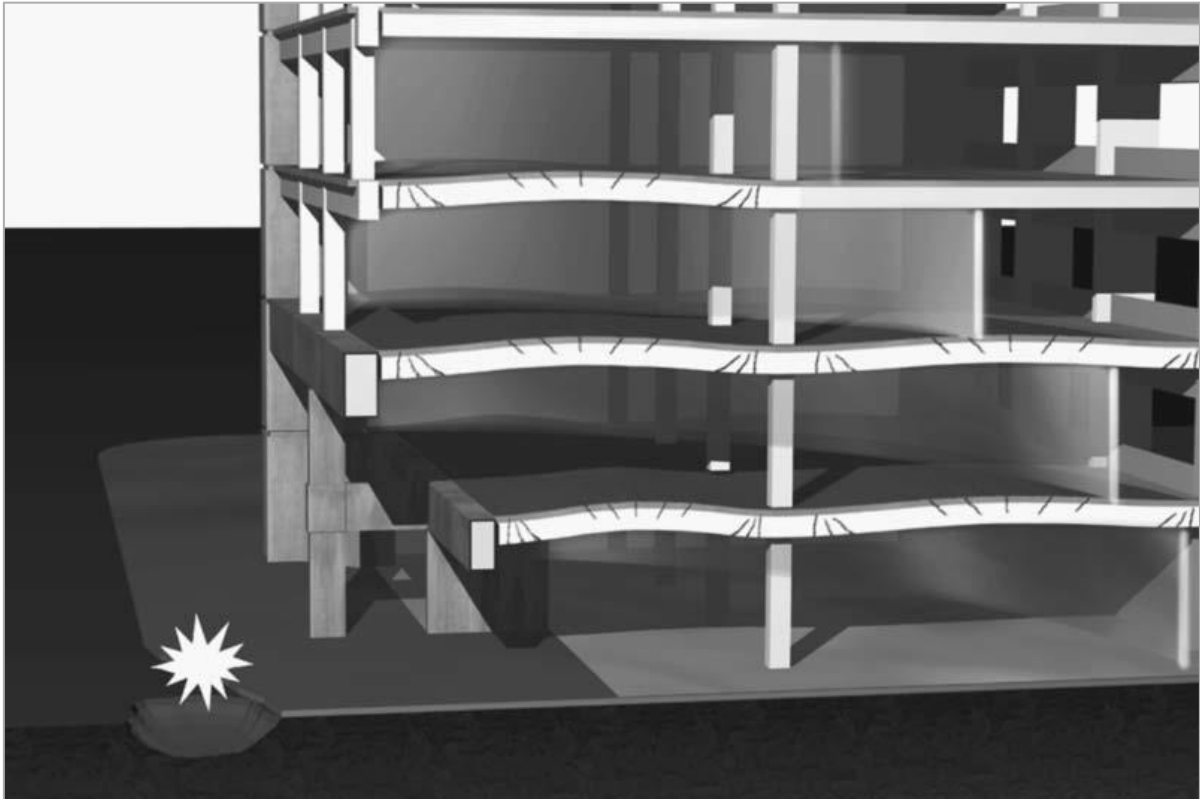


Figura 24. Deformación hacia arriba de las vigas transversales debido a la presión de la explosión [27].

Este movimiento de los forjados se trasladó también a la viga de gran canto de la tercera planta, que rotó hacia dentro del edificio por la acción de catenaria de los elementos interiores. Tras el movimiento, por peso propio estos elementos se desplomaron y causaron enormes esfuerzos en sus conexiones, que cedieron. De hecho, diversas imágenes (figura 25 siguiente) tras el colapso muestran partes de la viga de gran canto fracturada pero intacta entre los escombros. Tras la pérdida de esta gran viga, toda la fachada se vino abajo.



Figura 25. Fotografía de la zona donde explotó el artefacto tras el colapso en la que se observa una porción de la viga de gran canto intacta [22].

Continuando con el daño interior, se mostró que en la línea de pilares F, al fallar muchas de las vigas transversales y forjados, las columnas F20, F22 y F24 quedaron sin apoyos laterales en una altura de tres plantas. Mientras que F20 y F22 no colapsaron porque pudieron apoyarse en escombros, se cree que la columna F24 pandeó por la falta de arriostramiento lateral. Así, hacia el interior se produjo el fallo de aún más vigas y forjados.

Por tanto, en realidad de la numerosas columnas del edificio sólo fallaron 4 (G16, G20, G24 y F24) ya fuese por el impacto directo o por la redistribución de fuerzas. Partes de estas fueron encontradas intactas también entre los escombros, apoyando la teoría de que el fallo por cortante en las conexiones fue mayormente el causante de los derrumbes.

La siguiente imagen ilustra perfectamente el colapso parcial de la estructura, se observa como la fachada norte colapsó hasta la línea de la columna G12, parte de los pilares internos también, y el fallo de F24 llevó al derrumbe de parte de la zona más interna del edificio:

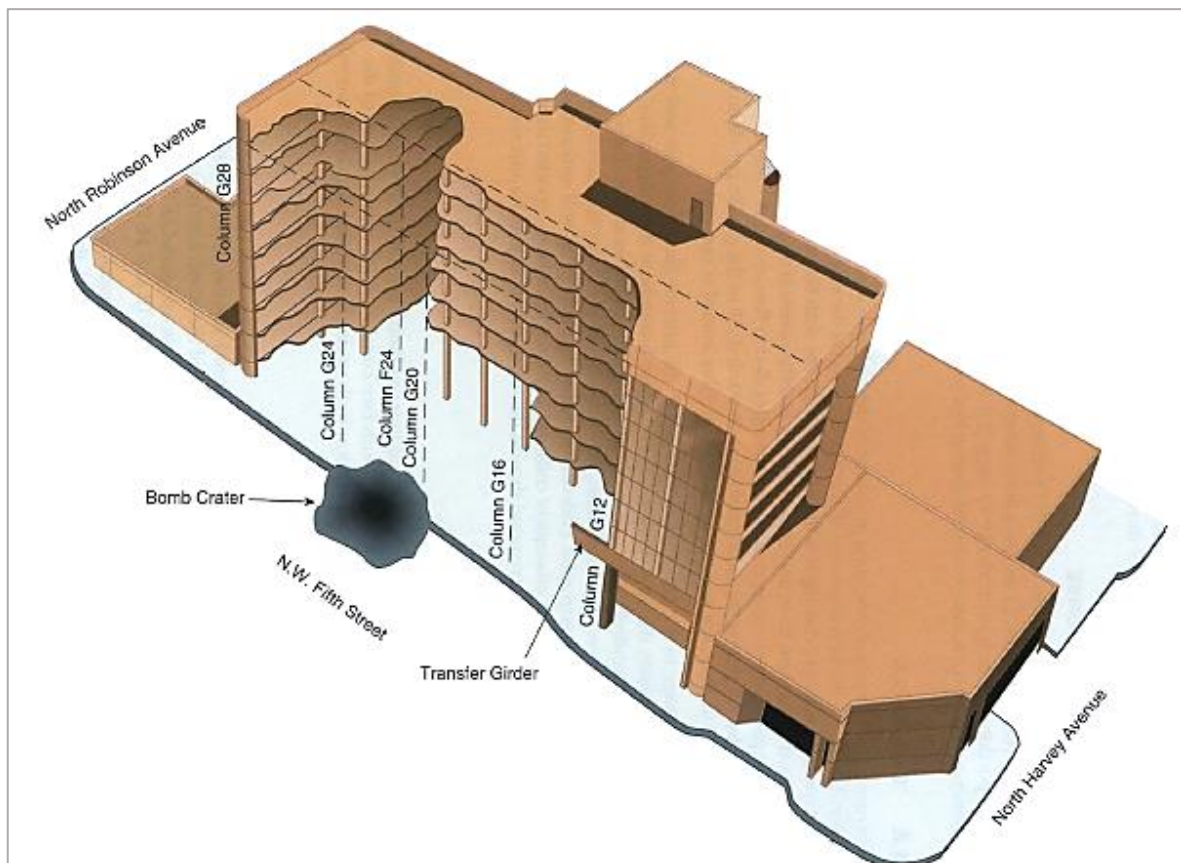


Figura 26. Modelo en 3D que ilustra la extensión del daño en el edificio de oficinas del Alfred P. Murrah. [22]

Por otro lado, la investigación del caso [22] también incluyó un análisis con métodos analíticos del radio de explosión del artefacto explosivo, para determinar cómo se produjo el colapso de los elementos. Una clara conclusión fue que la columna G20 se destruyó inmediatamente por la misma explosión, debido a que no se encontraron restos significativos de la misma en el lugar. El cráter se estimó que medía unos 8.5 metros de diámetro, con una profundidad de más de 2 metros. Los cálculos realizados en su momento estimaron una presión máxima del elemento explosivo sobre la columna G20 de 311 kPa (5600 psi). Por ello, la siguiente conclusión generalizada es que las columnas G24 y G16 recibirían una carga excesiva tras la rotura de la contigua, a parte de la fuerza dada por la explosión en sí.

A pesar de no estar dentro del radio de explosión estimado, la columna G24 también recibió una carga excesiva por la explosión. Los cálculos realizados por el equipo de ingenieros estimaron una carga de 1400 psi , aproximadamente 67 kPa . Además, esta carga provenía en la dirección del eje débil de la sección de la columna, que tenía unas dimensiones de 0.91×0.61 metros, y claramente no estaba dimensionada para soportar una fuerza de estas características en ese sentido. El análisis concluyó que la respuesta de la columna fue romperse por su mitad (entre las plantas 1 y 2) por cortante, con una rotura frágil.

La otra columna contigua, G16, no sufrió un impacto tan alto debido a la explosión, ya que se encontraba más alejada que G24. Se estima una fuerza de 31 *kPa* aproximadamente, que según las comprobaciones del equipo de ingenieros llevaba a unos esfuerzos cercanos a la resistencia por cortante del elemento. Se estimó entonces que el fallo también se produjo por una rotura frágil combinado con la redistribución de fuerzas por el colapso de los elementos colindantes.



Figura 27. Fotografía que muestra el resultado de las columnas en la rejilla G tras la explosión.[22]

Además, la investigación también analizó el daño ocurrido en las losas de los forjados contiguos a la fachada norte, en las primeras plantas del edificio. Se comprobó la resistencia de estos elementos ante la carga provocada por la explosión, sin tener en cuenta el fallo de las columnas en las que apoyaban. Se llegó a la conclusión de que la resistencia de las losas entre la primera y la quinta planta no fue suficiente para soportar una sollicitación tan elevada, con lo que inmediatamente tras la explosión estos elementos fallaron y también colapsaron, junto con las tres columnas explicadas anteriormente. Esto apoya la teoría concluida en [28] de que varios elementos tuvieron que ser destruidos por la misma explosión, no solo G20.

En conclusión, tras la recopilación de numerosas fuentes de información y distintas teorías sobre el colapso de la estructura, se puede establecer la siguiente progresión del colapso en el edificio:

- Inmediatamente tras la explosión, la columna G20 se destruyó junto a los forjados de la primera y segunda planta. Esto generó la pérdida de apoyo de numerosos elementos y la redistribución

de los esfuerzos internos a los elementos contiguos, como las columnas G24 y G16, que colapsaron también.

- Numerosos forjados se deformaron hacia arriba transmitiendo esos esfuerzos hacia las vigas transversales, que también se deformaron, y al cesar el movimiento colapsaron por la rotura frágil debido a cortante excesivo en las conexiones de las mismas. Los forjados sostenidos por ellas colapsaron consecuentemente. Entre estas vigas se encontraba la de gran canto de la tercera planta, que sostenía todas las columnas en la línea G desde la tercera planta hasta la cubierta, que se desplomaron al caer la viga.
- La pérdida de arriostamiento en la columna F24 en una altura de 3 plantas llevó a su inestabilidad por pandeo y al desplome de vigas y forjados que apoyaban en ella en la parte interna del edificio.
- El fallo se propagó por toda la fachada norte hasta la línea de pilares G12, donde existía una discontinuidad en el armado de la viga de gran canto, por lo que los esfuerzos excesivos no se transmitieron hacia esa zona, que sufrió algunos daños pero no se desplomó.

4. MODELIZACIÓN DEL CASO

4.1 Caracterización de la estructura real.

Tras la definición más general de la geometría del edificio comentada en el apartado 3.1 de esta memoria, se realiza ahora una descripción completa de la misma. La estructura del Alfred P. Murrah consistía en un entramado de pilares y vigas de hormigón armado formando pórticos regulares, junto con una serie de muros de cortante que conformaban el sistema rigidizador ante cargas horizontales. Estos muros se encontraban en la cara sur del edificio, mientras que en la cara norte tenía una peculiaridad: para mejorar la entrada al edificio al nivel de la calle los pilares en esa cara tenían una altura total equivalente a dos plantas del edificio, y una viga de gran canto, o viga de transferencia, a la altura de la tercera planta servía de soporte para toda la fachada norte.

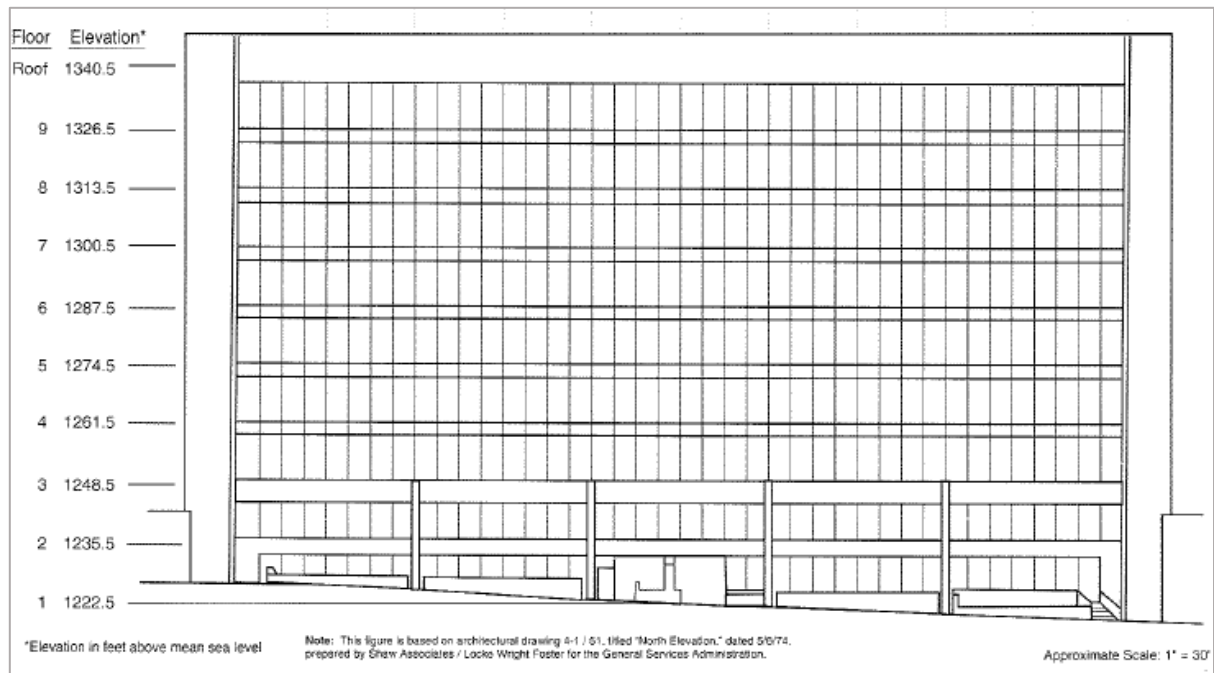


Figura 28. Cara norte del edificio principal del Alfred P. Murrah.[22]

El edificio tenía un total de nueve plantas y su estructura se proyectó de forma regular siguiendo en planta una malla de rejillas que abarcaban de la número 8 a la 28 en dirección oeste-este (longitudinal) y de G a la D en dirección norte-sur (transversal), de manera que en los encuentros de ella se situaban los pilares. Su altura total era de 35.97 metros (118 pies), con una planta de 67.06 x 30.48 metros (220 x 100 pies). Cada planta tenía una altura de 3.96 metros (13 pies), a excepción de la última que medía 4.27 metros (14 pies). Además, la distancia entre pilares longitudinales era de 6.1 metros (20 pies) y entre los transversales 10.67 metros (35 pies).

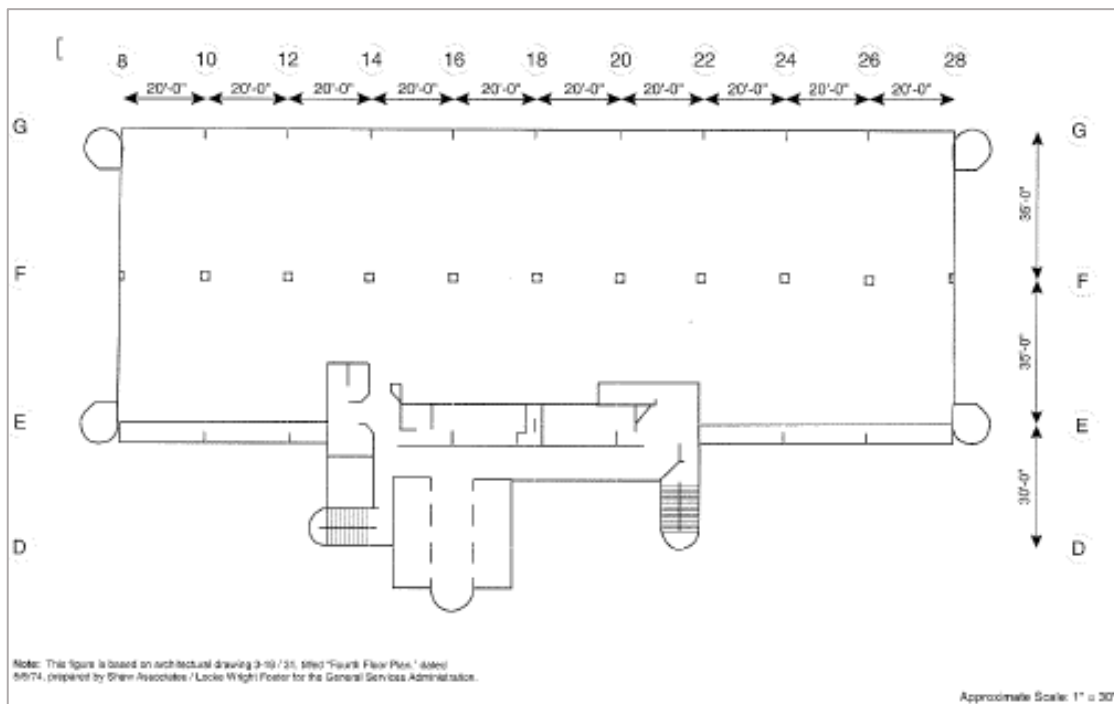


Figura 29. Planta tipo del edificio. [22]

La cara norte del edificio, que apoyaba sobre la viga de gran canto, consistía en un muro cortina de vidrio templado, mientras que la cara sur tenía parte de muro cortina y los muros de cortante ya mencionados, que quedaban expuestos, como puede comprobarse en la figura de arriba. El resto de muros que conformaban el cerramiento de la estructura no eran estructurales.



Figura 30. Fotografía en la que se aprecia el sistema de muros de cortante de la fachada sur. [29]

Pasando a la geometría de los elementos, varios planos de designación de las diferentes plantas del mismo se han podido consultar en el Oklahoma City Bombing Report [22] del FEMA estadounidense (Agencia Federal de Gestión de Emergencias), ya mencionado con anterioridad, de los cuales se deducen las dimensiones de los pilares de la estructura. Un ejemplo de esos planos es el siguiente:

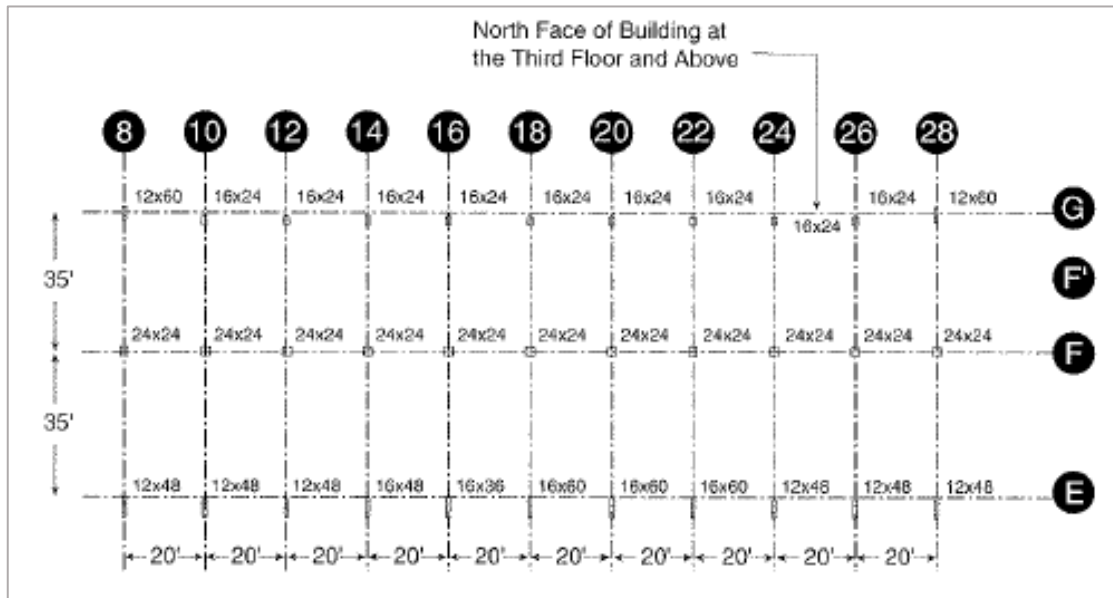


Figura 31. Plano en planta del Alfred P. Murrah (3ª - 9ª planta). [22]

Todos estos planos han sido trasladados a los presentes en el Anejo de esta memoria.

Los pilares tenían dimensiones muy diferentes entre sí y algunos se ajustaban a los muros portantes de las fachadas, como se verá más adelante en el modelo de Elementos Finitos. Todos ellos han sido reunidos en la siguiente tabla:

Tabla 3. Dimensiones de los pilares de la estructura. [22]

Pilar	Planta	h (m)	b (m)
12x42	1	0.3048	1.0668
20x26	1 - 2	0.508	0.6604
24x24	1 - 9	0.6096	0.6096
12x60	1	0.3048	1.524
12x48	1 - 9	0.3048	1.2192
16x16	1	0.4064	0.4064
20x30	2	0.508	0.762
16x60	2 - 9	0.4064	1.524
12x42	1 - 2	0.3048	1.0668
16x24	3 - 9	0.4064	0.6096
16x48	3 - 9	0.4064	1.2192
16x36	3 - 9	0.4064	0.9144

Por otro lado, existían 4 tipologías de vigas en la estructura: la viga de transferencia de la tercera planta, las vigas longitudinales en cada planta, las transversales, y unas vigas longitudinales de mayor canto en la planta de la cubierta. Sus dimensiones se recogen en la siguiente tabla:

Tabla 4. Dimensiones de las vigas de la estructura.[22]

Viga	Denominación	Planta	Dirección	h (m)	b (m)
Viga de gran canto	TG	3	Longitudinal	1.524	0.9144
Vigas longitudinales	VL	4 - 9	Longitudinal	0.889	0.4572
Vigas transversales	VT	4 - 9	Transversal	0.508	1.2192
Vigas de la cubierta	VRL	Cubierta	Longitudinal	1.2192	0.4572

Además, las plantas tenían forjados unidireccionales de este a oeste, con 6.1 metros de largo y 5.33 metros de ancho (la distancia entre las vigas transversales y la mitad de las longitudinales) y se apoyaban sobre las vigas transversales. Su espesor era de 15 centímetros aproximadamente (6 pulgadas). De nuevo, esta disposición puede consultarse en los planos existentes en esta memoria.

El sistema resistente frente a cargas horizontales compuesto por una serie de muros en la fachada sur contaba con elementos más gruesos, de canto aproximadamente 30 centímetros (12 pulgadas) y muros secundarios más ligeros, de cuyo canto no se tienen datos en las fuentes consultadas. Más adelante, en la definición geométrica del modelo en Elementos Finitos, se explicará la consideración del canto de estos.

En cuanto a el refuerzo de todos estos elementos, se tienen datos detallados de la armadura de todos ellos en el informe publicado por el FEMA sobre la explosión [22], pero para esta memoria resultaría tedioso y de poco uso describirlos todos. A la hora de llevar a cabo la comprobación de esfuerzos en el capítulo siguiente de esta memoria se describirán los armados relevantes para el cálculo.

Por otro lado, en cuanto a las características de los materiales empleados en la estructura, en el diseño la resistencia característica de hormigón tras 28 días se definió como 4000 libras por pulgada cuadrada, que son:

$$f_{ck} = 4000 \frac{lb}{in^2} \cdot 6.895 \frac{kPa}{lb/in^2} = 27579 kPa = 27.6 MPa$$

Para el acero de las armaduras se definió un acero con una tensión de rotura $f_{yk} = 60000 \frac{lb}{in^2}$, haciendo una conversión análoga a la anterior resulta $f_{yk} = 413.7 MPa$.

Sin embargo, tras la explosión, se tomaron varias muestras con la finalidad de determinar la resistencia real de los materiales en el edificio. Los resultados mostraron que para el hormigón la

resistencia a compresión era mayor a la de proyecto, y para el acero también se tenía una tensión de rotura mayor. Estos valores, convertidos a unidades del sistema internacional, son:

Tabla 5. Resistencia a compresión de las muestras de hormigón tomadas del edificio.[22]

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
$f_{ck}(MPa)$	33.92	53.15	44.95

Tabla 6. Tensión de rotura de las muestras de acero de armado tomadas del edificio.[22]

	Muestra 1	Muestra 2
$f_{yk}(MPa)$	495	449.5

Es importante destacar que el documento del FEMA [22] indica en una nota a pie de página que la muestra 2 de hormigón contenía parte de una barra de armado, de ahí su alta resistencia, con lo que para comprobaciones futuras ese dato debería descartarse. En el apartado siguiente, sobre la concepción del modelo de Elementos Finitos, se discutirá qué resistencia tomar en cada caso.

Por último, se incluyen en esta memoria las tablas proporcionadas en el informe en cuanto a las cargas de diseño del edificio, en unidades imperiales (de proyecto) y pasadas a métricas. La sobrecargas de uso y las cargas de viento consideradas fueron:

Tabla 7. Sobrecargas de uso consideradas en el proyecto.[22]

Elemento	Carga (lb/ft ²)	Carga (kPa)
Cubierta	20	0.96
Oficinas	50	2.39
Estructura del parking	50	2.39
Pasillos, escaleras, etc.	100	4.79
Plaza peatonal	100	4.79
Equipamiento	150	7.18
Mantenimiento de vehículos	150	7.18
Zonas a nivel de calle	250	11.97

Tabla 8. Cargas horizontales debidas al viento consideradas en el proyecto. [22]

Altura (pies)	Carga (lb/ft ²)	Carga (kPa)
< 30	25	1.20
30 - 50	30	1.44
50 - 100	40	1.92
> 100	45	2.15

Mientras que las cargas muertas de proyecto fueron:

Tabla 9. Cargas muertas en vanos interiores consideradas en el proyecto. [22]

Vanos internos	(lb/ft ²)	(kPa)
Particiones	0 - 20	0 - 0.96
Techos	1 - 2	0.048 - 0.096
Instalaciones	2 - 4	0.09 - 0.19
Solados	0 - 2	0 - 0.096
Total	3 - 28	0.14 – 1.34

Tabla 10. Cargas muertas en vanos exteriores consideradas en el proyecto. [22]

Vanos externos	(lb/ft ²)	(kPa)
Particiones	0 - 20	0 - 0.96
Techos	1 - 2	0.048 - 0.096
Instalaciones	2 - 4	0.09 - 0.19
Solados	0 - 2	0 - 0.096
Fachada exterior	15 – 15	0.72 – 0.72
Total	18 - 43	0.86 – 2.06

Como ya se ha comentado, en el siguiente apartado se considerarán las cargas a incluir en el modelo de Elementos Finitos.

4.2 Modelo de Elementos Finitos.

Para la concepción del modelo de Elementos Finitos (MEF) que reproduzca el comportamiento de la estructura del Alfred P. Murrah previamente a la explosión y tras ella se ha empleado el software SAP2000, con la premisa de intentar reproducir al máximo las condiciones reales de la estructura. En este apartado se expondrán los diferentes elementos de un MEF referidos al caso de estudio, así como los métodos de cálculo empleados para llevar a cabo los análisis pertinentes.

4.2.1 Geometría de los elementos.

Los datos geométricos de la estructura del Alfred P. Murrah se pueden obtener del ya mencionado documento del FEMA estadounidense [22], aunque también se han encontrado planos con detalles de las dimensiones en planta de la estructura en otros artículos publicados [25] [26]. Para llegar a un nivel de detalle suficiente como para que el modelo en Elementos Finitos reproduzca fielmente la estructura real, se ha generado por completo el entramado de vigas y pilares que supone la estructura portante frente a cargas gravitatorias, y se ha añadido la fachada sur, que consiste en una serie de muros que forman el sistema resistente frente a cargas horizontales. La finalidad de este proyecto no es analizar con gran precisión la integridad de la estructura frente a solicitaciones normales, sino evaluar la eficacia de una so de transferencia lución propuesta para mejorar la

robustez. Por ello, no se consideró relevante el efecto de las cargas horizontales, pero igualmente se busca generar un modelo muy fiel a la realidad incluyendo la compleja geometría de los muros de cortante. Otra serie de muros de la estructura real, como los que incluían el sistema de ventilación en las esquinas del edificio, o el muro cortina de la fachada norte, no se han considerado relevantes para el sistema de transmisión de cargas y no se han añadido al modelo.

Es importante destacar una puntualización que se hizo anteriormente en cuanto a los pilares de la fachada sur del edificio, situados en la línea E de los planos. Se ha observado en los diversos planos consultados que estos pilares formaban parte del sistema de muros de cortante, de manera que estaban embebidos en ellos, como se puede comprobar además porque su ancho coincide con el de los muros, según los datos de los documentos consultados. Esto se ilustra con la siguiente figura, donde se han señalado los pilares en cuestión:

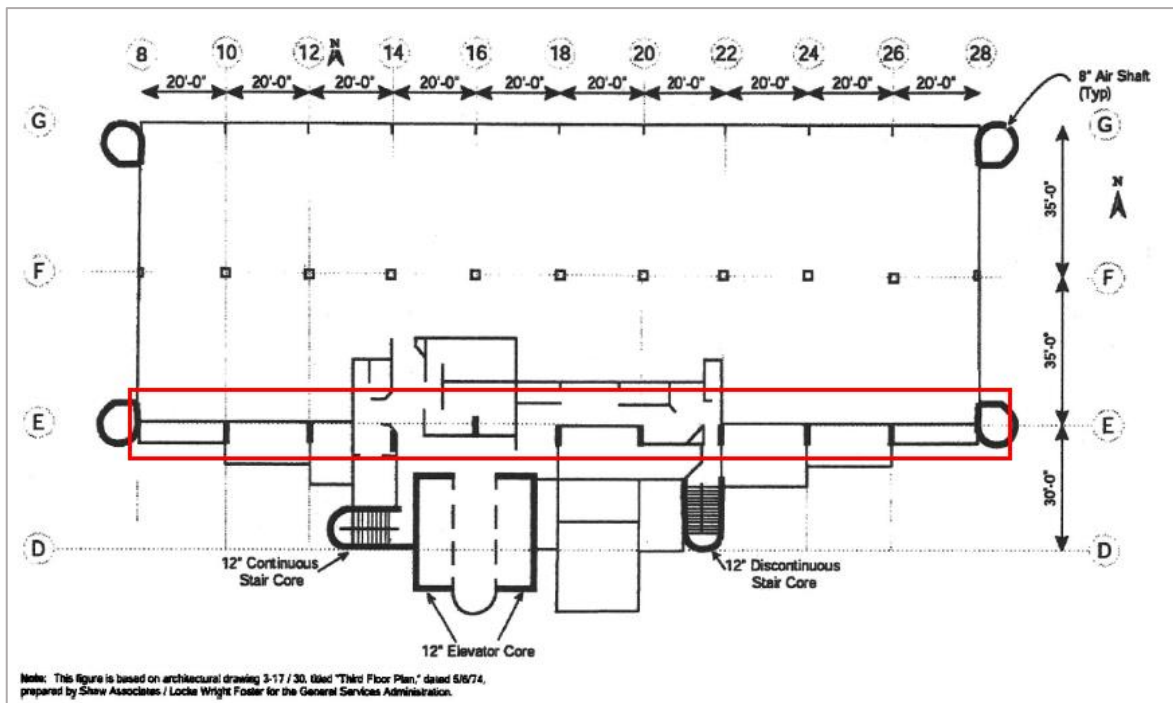


Figura 32. Plano de la tercera planta del Alfred P. Murrah. [26]

Por tanto, en el modelo del programa se decidió incluir estos pilares en el sistema de muros, como elementos tipo Shell. Esto nos lleva a comentar los distintos tipos de elementos que se han incluido en el modelo, que son:

- **Elementos tipo FRAME**, basados en la formulación viga-columna, capaz de representar el comportamiento en 3 dimensiones de estos elementos estructurales. Se definen como líneas rectas por los nodos que los delimitan. [30]
- **Elementos tipo SHELL**, para modelización de áreas, que están formulados para reproducir el comportamiento de placas y láminas. Se definen por tres o cuatro nodos que delimitan su forma. [30]

Así pues, todos los pilares y vigas definidos en SAP2000 serán elementos tipo Frame, mientras que los forjados, muros de cortante y pilares de la fachada sur (línea de referencia E) serán tipo Shell.

Pasando al modelado de la geometría, el sistema de pórticos es totalmente regular, con las siguientes características:

- En la dirección longitudinal, o de este a oeste, la distancia entre pilares es de 6.096 metros. Las vigas longitudinales tendrán esa longitud.
- En la dirección transversal, o de norte a sur, la distancia entre pilares es de 9.144 metros. Las vigas en esta dirección tendrán esa longitud.
- Son un total de 9 plantas, las primeras 8 con 3.96 metros de altura y la última de 4.27 metros. Los pilares serán de esas alturas.
- Se contará la planta baja (nivel del suelo) como planta 1, teniendo entonces 9 plantas más la cubierta.

Para respetar la geometría de la estructura real, en el modelo se incluye la caracterización de la fachada sur, que tenía el doble de distancia entre sus pilares y no contaba con vigas longitudinales hasta la tercera planta, para crear un espacio más diáfano en la entrada del edificio.

Continuando con esta parte de la estructura, se procede a comentar las secciones tomadas en el diseño. En cuanto a los pilares, el edificio real tenía una gran variedad de elementos con dimensiones parecidas pero que variaban entre sí simples centímetros. Esto se expuso en el primer apartado de este capítulo, más concretamente en la Tabla 3. Continuando con una definición fiel a la realidad, el modelo en SAP también reproduce todos los tipos de pilares en la localización que tenían, según datos obtenidos del documento del FEMA [22]. Por su parte, para las vigas se ha seguido el mismo procedimiento, según las dimensiones reales de las mismas reunidas en la Tabla 4 ya expuesta.

Con respecto a los forjados, todos tenían cantos de aproximadamente 15 centímetros (6 pulgadas) con lo que los elementos Shell definidos también. Se han creado con las dimensiones especificadas en las fuentes consultadas: 6.096 x 4.572 metros en las plantas 3-10, que corresponde a la distancia entre vigas longitudinales (se apoyarán en ellas) y la mitad de la distancia entre pórticos transversales. Los forjados de la planta 2 tienen el doble de longitud, son de 12.192 x 4.572 metros, por la ausencia de los pilares en las líneas de referencia 10, 14, 18, 22 y 26.

Una vez incluidos todos los elementos comentados, con sus dimensiones y secciones correspondientes, el modelo en SAP2000 identificando cada elemento según su sección resulta:

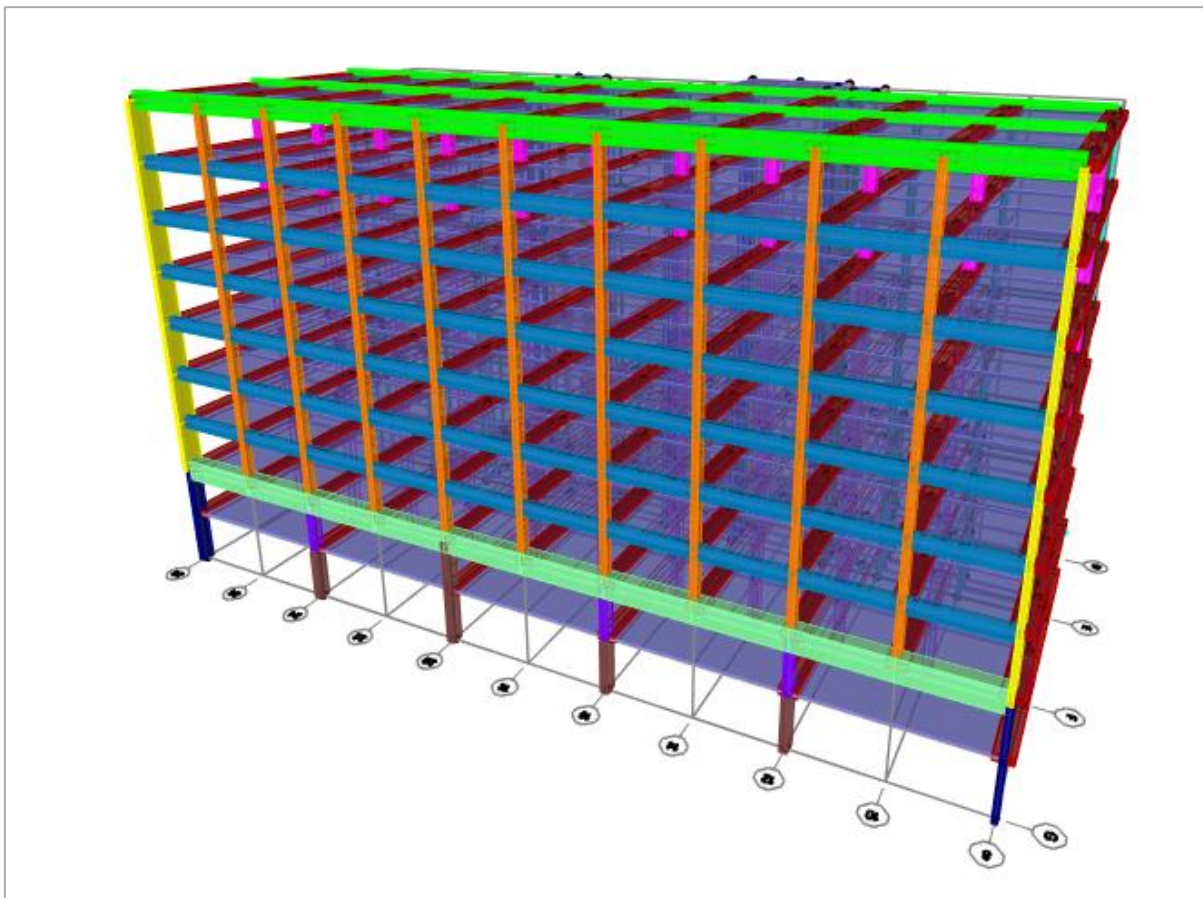


Figura 33. Sistema resistente de pórticos modelado en SAP diferenciando los elementos por sus secciones transversales.

Se observa la diferenciación en la geometría de los elementos que la estructura real tenía.

Refiriéndonos ahora al sistema de muros de cortante de la fachada sur, para su definición geométrica no se contaban con la totalidad de las dimensiones de los mismos. Tampoco se tenía el dato del espesor de los muros de mampostería adyacentes a los núcleos de hormigón que contenían escaleras y ascensores, y que consistían el grueso de este sistema resistente. Se han llevado a cabo aproximaciones razonables para estos datos.

En primer lugar, como los muros de cortante tenían un espesor de 30 centímetros aproximadamente (12 pulgadas) se ha considerado aceptable que el resto de muros fuesen de 10 centímetros de espesor, que es un valor habitual para particiones con muros no portantes.

En cuanto a las dimensiones, debido a la ausencia de detalles completos, se ha realizado un procedimiento habitual en estos casos: partiendo de imágenes escaladas con dimensiones que sí se conocen, se han medido aquellas que no para obtener estimaciones razonables. Un ejemplo de uno de los planos que se ha tomado para medir las particiones con muros es el siguiente:

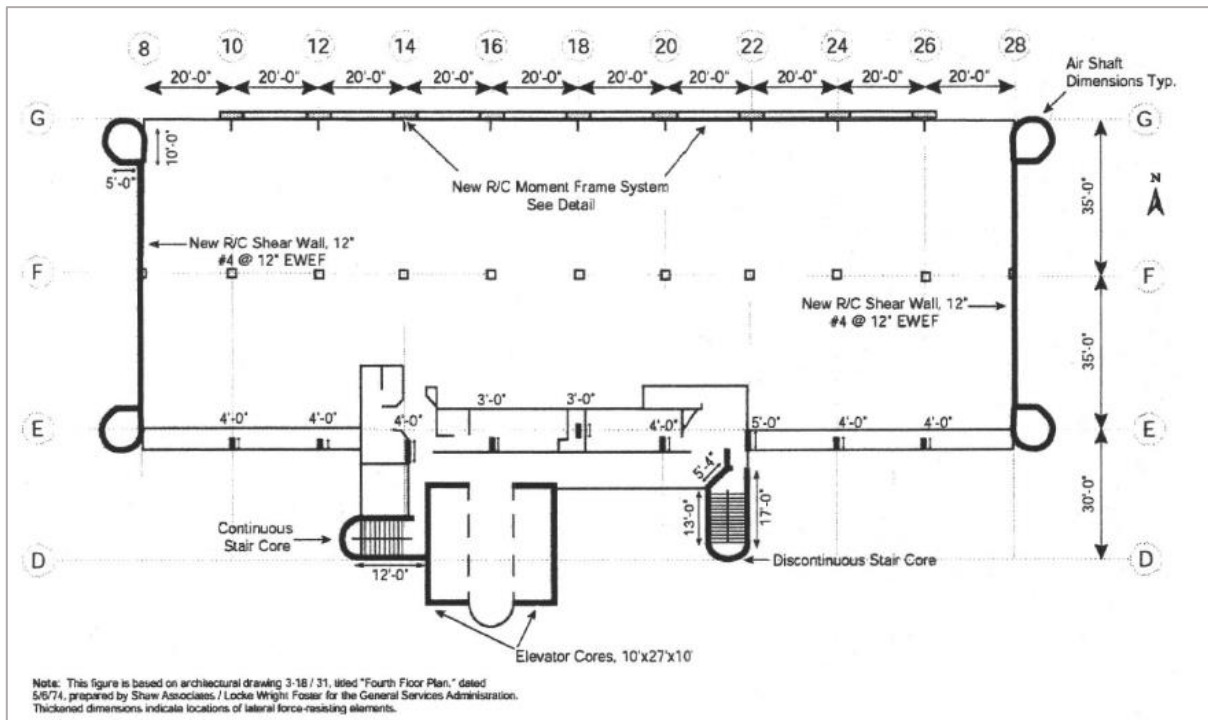


Figura 34. Planta del cuarto piso de la estructura, con detalles de algunas dimensiones. [26]

La definición completa con todas las dimensiones tomadas para el modelo en SAP2000 se incluye en el plano nº1 de esta memoria. No se han modelizado la totalidad de las particiones que aparecen en los planos, considerando sólo necesarios los elementos de mayor espesor y aquellos que los unen al resto de la estructura de pórticos.

Finalmente, tras la modelización de todos los muros considerados, la geometría del modelo según la sección transversal de los elementos se muestra en la Figura 35:

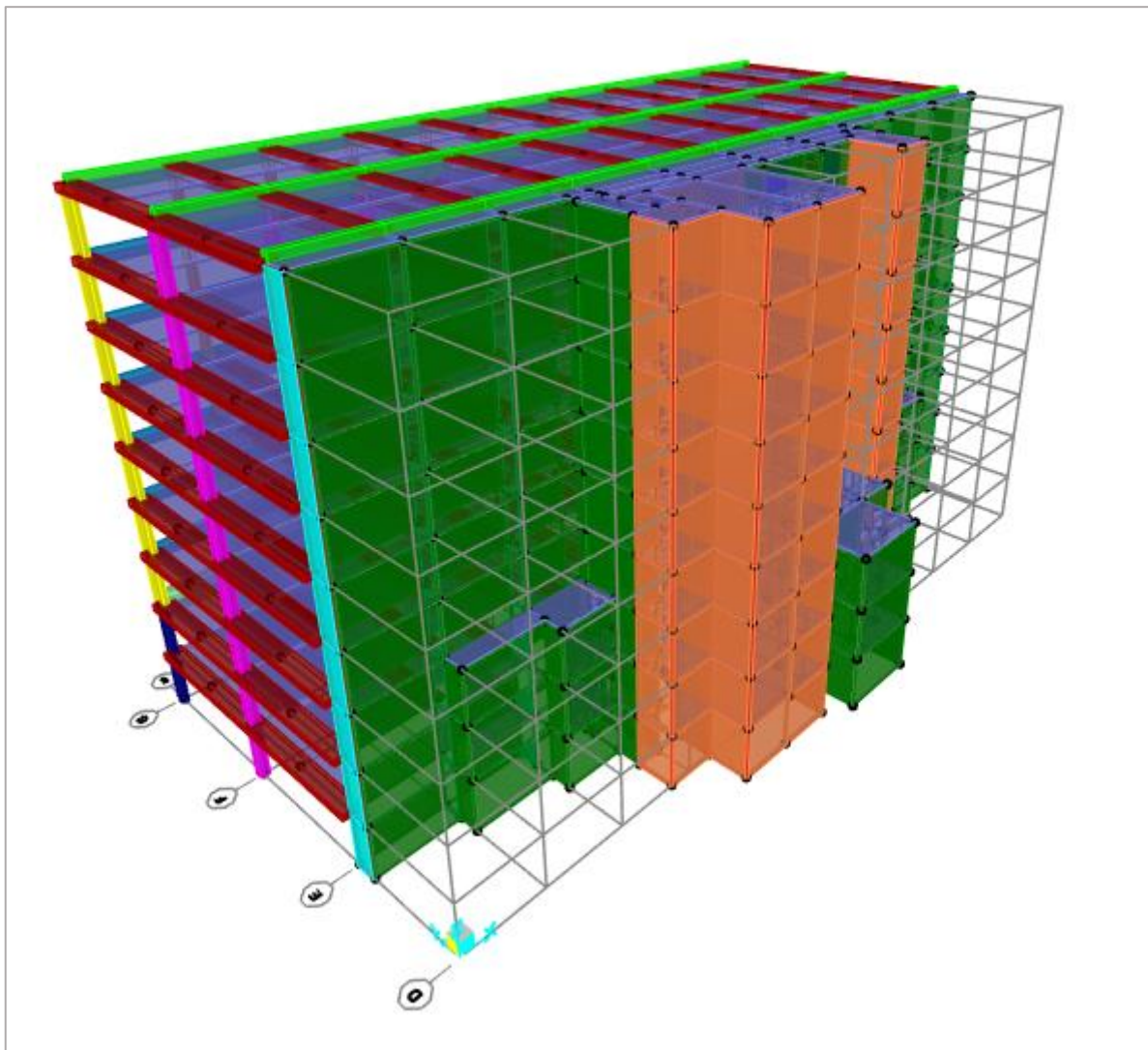


Figura 35. Detalle del sistema resistente de muros de cortante diferenciando los elementos por sus secciones transversales.

Se observa la diferenciación entre los muros de mayor espesor (en color naranja) los de menor espesor (de color verde) y en la esquina se ve un ejemplo de uno de los pilares que se han modelizado como elemento Shell (cian), para aportar continuidad al modelo y evitar anomalías en la formulación de Elementos Finitos.

4.2.1 Materiales.

Como se expuso en el primer apartado de este capítulo, el edificio Alfred P. Murrah estaba compuesto por una ordinaria estructura de pórticos de hormigón armado, sin emplear ningún material poco convencional. Además, como ya se ha comentado, se tienen datos tanto como de la resistencia a compresión del hormigón de diseño como de la de proyecto, así como del acero de las armaduras. Para el modelo en Elementos Finitos se ha decidido llevar a cabo un análisis del lado de la seguridad, lo cual implica tomar el menor dato de todos los disponibles. Como los datos de las

muestras analizadas tras la explosión de la bomba determinan que la resistencia real del hormigón era mayor a la de proyecto, se ha decidido tomar la determinada en él, que era:

$$f_{ck} = 4000 \frac{lb}{in^2} = 27.58 MPa$$

Asimismo, debido a que todos los análisis que se van a llevar a cabo serán de carácter elástico y lineal, no es necesario incluir con detalle el armado de todos los elementos de la estructura, ya que no se considerarán efectos plásticos. De esta manera, se considerará un peso propio de hormigón armado, $\gamma_H = 25 kN/m^3$, y ya que para el resto de parámetros del material no se tienen datos propios del proyecto, se han tomado valores convencionales. La definición completa del material en SAP2000 se puede consultar en la siguiente tabla:

Tabla 11. Definición en SAP2000 del hormigón de proyecto.

Propiedad	Valor
Peso específico (γ)	25 kN/m ³
Módulo elástico (E)	30 GPa
Módulo de Poisson (ν)	0.2
Módulo de cortante (G)	12.5 GPa
Resistencia característica a compresión (f_{ck})	27.579 MPa

Por otro lado, a pesar de no definir expresamente el armado real que tenían los elementos de la estructura, para el cálculo final del refuerzo ante el fallo de la columna se deberá definir una sección tipo con el armado necesario para resistir esos esfuerzos. Por ello, se define el acero de proyecto para que ese sea el considerado. De igual manera que con el hormigón se tomará como tensión de rotura del acero el valor de proyecto, que era:

$$f_{yk} = 60000 \text{ ln/in}^2 = 413.69 MPa$$

Se han utilizado valores típicos para el resto de los parámetros. Las propiedades definidas son:

Tabla 12. Definición en SAP2000 del acero de proyecto.

Propiedad	Valor
Peso específico (γ)	76.97 kN/m ³
Módulo elástico (E)	210 GPa
Límite elástico característico (f_{yk})	413.69 MPa
Tensión de rotura (f_u)	600 MPa

En la definición de las secciones de los elementos se indica que el material del mismo será el hormigón definido, mientras que el refuerzo considerado tendrá el acero definido.

4.2.2 Cargas empleadas.

Una vez completada la geometría del modelo, con las dimensiones adecuadas y las secciones que corresponden, sólo resta incluir las cargas pertinentes para analizar la estructura bajo los dos estados límite últimos que nos conciernen:

- El estado límite último (ELU) correspondiente a la combinación de acciones fundamental, sin considerar la acción accidental que concierne a este trabajo. Corresponde al ELU en situación de proyecto persistente o transitoria, como se define en el artículo 6.4.3.2 del Eurocódigo 0 (EN 1990: Bases de cálculo estructural) [31].
- El estado límite último que tiene en cuenta la acción accidental, es el caso en el que uno de los miembros de la estructura deja de aportar capacidad resistente en el sistema estructural por su eliminación repentina. Como se expondrá más adelante, para esta combinación se ha tomado la normativa estadounidense comentada en el apartado 2.5.1, que trata con detalle el diseño de edificios contra el colapso progresivo. En concreto será el apartado 3-2.11.4.1 (UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse) [13].

4.2.2.1 Estado Límite Último persistente o transitorio.

El estado límite último persistente o transitorio corresponde a la situación de proyecto normal, bajo la cual se diseña habitualmente, y tiene en cuenta las acciones de carácter permanente (suponiéndolas constantes en el tiempo) así como las de carácter variable en el tiempo, con una serie de coeficientes de mayoración adecuados. La expresión que evalúa esta combinación es:

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

Donde:

- $G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.
- P es la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ es el valor representativo de la combinación de las acciones variables concomitantes.

De esta combinación, que se trata de una definición genérica, la acción del pretensado es irrelevante, ya que se trata de un edificio convencional. En cuanto a las acciones permanentes, los valores a considerar serán el peso propio de los elementos y las cargas muertas habituales en edificios: particiones, solados, instalaciones... En cuanto a cargas variables, en edificios se debe

considerar la sobrecarga de uso, que viene dada por la tipología de edificación en cuestión (si se trata de viviendas, oficinas, zonas comerciales, etc.)

Teniendo en cuenta que el modelo debe reproducir con el mayor detalle posible la situación real, se han tomado para estas cargas los valores proporcionados en el documento fruto de la investigación del colapso del edificio, el ya mencionado anteriormente como documento del FEMA estadounidense (Agencia Federal de Gestión de Emergencias) [22], que proporciona los valores del proyecto original para las cargas muertas en el anexo B-2 y para la sobrecarga de uso en el apartado 2.1. Los valores numéricos se definieron en el primer apartado de este capítulo (4.1 Caracterización de la estructura real.)

De los valores definidos en las tablas 7 – 10 de esta memoria, para la carga muerta se consideran los valores más altos, ya que el documento proporcionaba un rango según la localización del elemento en el edificio. Se debe diferenciar entre los elementos internos y externos, para lo cual se han incluido en el modelo en SAP2000 las cargas por unidad de área en los forjados de las plantas, mientras que la carga de fachada se ha incluido en las vigas perimetrales. Por tanto, el total de la carga muerta aplicado en los forjados será:

$$CM = 20 + 2 + 4 + 2 = 28 \frac{lb}{ft^2} = 1.34 \frac{kN}{m^2}$$

Mientras que en las vigas perimetrales se multiplica el valor proporcionado por la longitud de las vigas, ya que se aplicará como una carga por unidad de longitud:

$$CM_{fachada} = 15 \frac{lb}{ft^2} = 0.7182 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM_{longitudinales} = 0.7182 \cdot 6.096 = 4.378 \text{ kN/m}$$

$$CM_{transversales} = 0.7182 \cdot 10.668 = 7.662 \text{ kN/m}$$

De los valores de sobrecarga de uso encontrados en la memoria de la referencia, se tomarán únicamente el valor genérico para edificios de oficinas y de tejado, ya que se trata de un modelo simplificado que no tiene en cuenta las particiones, pasillos, parkings, etc., para los cuales se proporcionan valores concretos. Estas cargas también se aplicarán sobre los forjados como valores por unidad de área, y son:

$$SC_{oficinas} = 50 \frac{lb}{ft^2} = 2.39 \frac{kN}{m^2}$$

$$SC_{cubierta} = 20 \frac{lb}{ft^2} = 0.96 \frac{kN}{m^2}$$

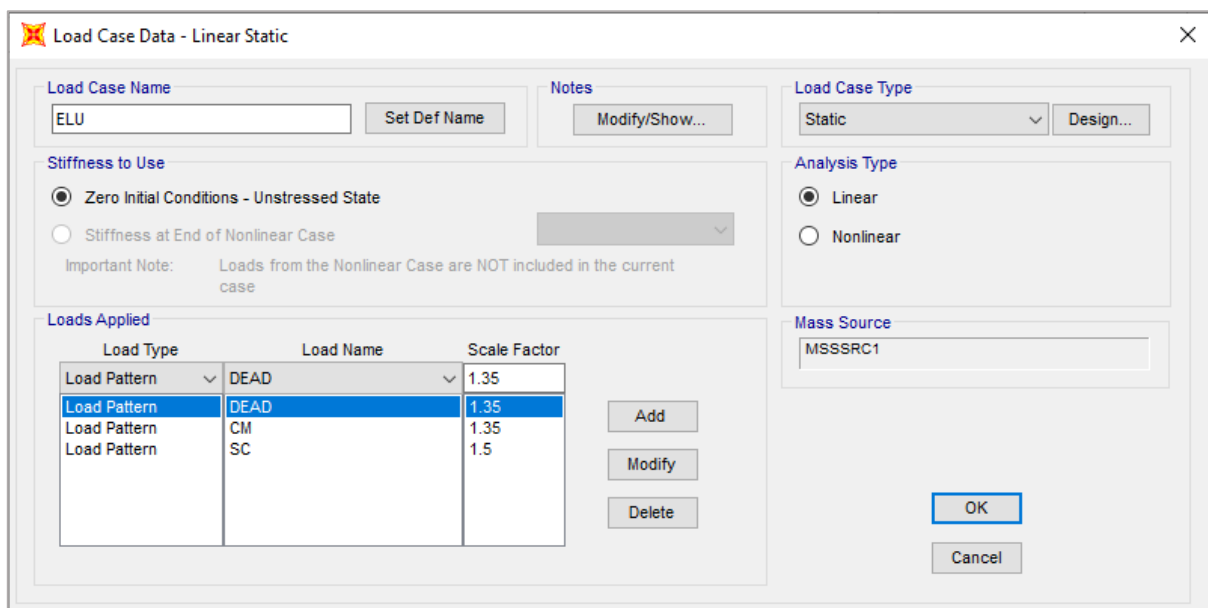
Por otra parte, a pesar de que se tienen datos sobre la carga de viento considerada en proyecto, se aceptará que en la combinación de acciones estos valores no resultan de gran importancia para las

comprobaciones que conciernen a este trabajo. Se busca incluir en el programa la combinación en ELU persistente para realizar una comprobación de los esfuerzos bajo cargas gravitatorias según se definieron en la realidad, de manera que la comprobación para fuerzas horizontales se omitirá en este caso.

Una vez se incluyen estos valores en SAP2000 en los elementos pertinentes, se puede indicar al programa la combinación de acciones que debe calcular. El peso propio de los elementos viene calculado por defecto en él según la definición del material que se haya incluido. Para completar la combinación debemos definir los coeficientes parciales de acciones permanentes (peso propio y carga muerta) γ_G y de acciones variables (sobrecarga de uso) γ_Q . Para estados límites últimos persistentes, en el anexo A1.3 del Eurocódigo 0 [31], en el diseño de elementos estructurales se definen estos coeficientes en la tabla A1.2B:

$$\gamma_G = 1.35 ; \gamma_Q = 1.5$$

Por tanto, en SAP2000, la combinación de Estado Límite Último resulta:



Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: ELU [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Mass Source: MSSSRC1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.35
Load Pattern	DEAD	1.35
Load Pattern	CM	1.35
Load Pattern	SC	1.5

[Add] [Modify] [Delete] [OK] [Cancel]

Figura 36. Definición de la combinación de acciones para el ELU en SAP2000.

4.2.2.2 Estado Límite Último accidental.

Para el estado límite accidental recurrimos a la normativa estadounidense. El documento “Design of buildings to resist progressive collapse” (UFC 4) es idóneo para casos como el que se presenta en este trabajo, ya que ha sido desarrollado pensando en cómo debe calcularse una estructura tras la pérdida de alguno de sus elementos portantes, de manera que pueden evaluarse los esfuerzos debidos a la acción accidental con ciertas combinaciones de cálculo propuestas y según las comprobaciones que se indican.

La normativa define el tipo de análisis que se debe tomar según una categoría de riesgo, que viene dada por la normativa base de estructuras estadounidense desarrollada también por el Departamento de Defensa (DoD) (UFC 3-301-01 [32]). En esta última, consultamos la categoría en la tabla 2-2 y comprobamos que se trata de categoría tipo II, por lo que según la UFC 4-023-03 es aceptable tomar el método del camino alternativo de cargas, *alternative load path method* en inglés, detallado en el apartado 2.3 de esta memoria.

Tabla 13. Tabla 2-2 de la normativa UFC 4-023-03 estadounidense sobre colapso progresivo.[13]

Risk Category /3/	Design Requirement
I	No specific requirements
II	Option 1: Tie Forces (TF) for the entire structure and Enhanced Local Resistance (ELR) for the corner and penultimate columns or walls at the first story. OR Option 2: Alternate Path (AP) for specified column and wall removal locations.
III	Alternate Path for specified column and wall removal locations and Enhanced Local Resistance (ELR) for all perimeter first story columns or walls.
IV ^A	Tie Forces and Alternate Path for specified column and wall removal locations and Enhanced Local Resistance for all perimeter first story columns or walls.

Continuando con las indicaciones proporcionadas en la norma, en el apartado dedicado al cálculo para los casos en los que se puede aplicar ese método de diseño (apartado 3-2), se especifica que se deben aplicar combinaciones de cargas diferentes en los **elementos adyacentes al eliminado**.

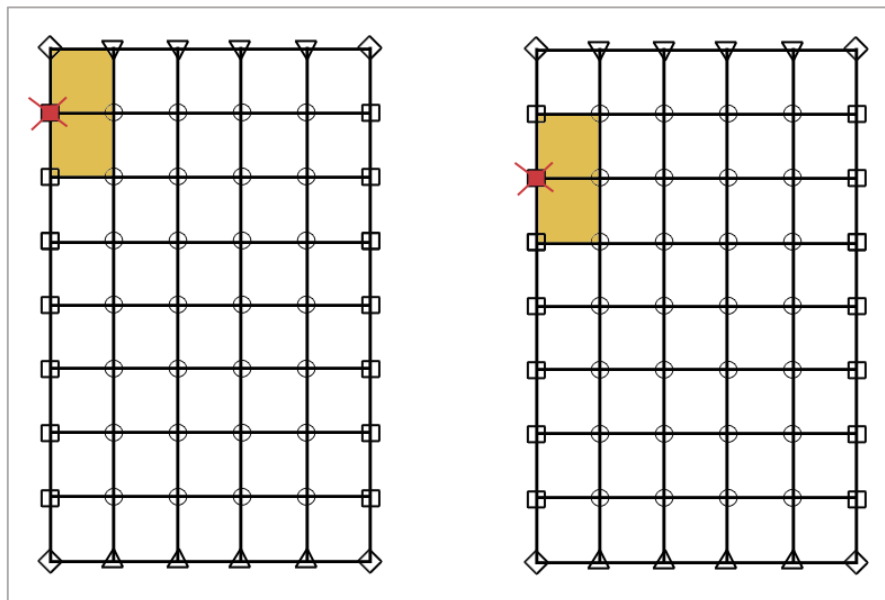


Figura 37. Elementos que sufren la carga crítica debido al fallo de una columna.

Estas combinaciones se definen respectivamente como:

$$G_L = \Omega_L \cdot [1.2 \cdot D + (0.5 \cdot L \text{ or } 0.2 \cdot S)]$$

Donde:

- G_{LD} es la acción gravitatoria que se incrementa debido a la acción accidental, calculada con procedimientos estáticos lineales.
- D es la carga muerta incluyendo cargas de fachada.
- L es la sobrecarga de uso.
- S es la sobrecarga de nieve, que en este caso será nula.
- Ω_L es el **factor de amplificación de carga** debido a la acción accidental, de nuevo calculada con procedimientos estáticos lineales.

$$G = 1.2 \cdot D + (0.5 \cdot L \text{ or } 0.2 \cdot S)$$

Donde:

- G es la acción gravitatoria existente.

Se observa como la combinación es similar, excepto que para los elementos adyacentes al perdido se debe determinar un **factor de amplificación de carga** Ω_L . Este factor se aplica para considerar de manera indirecta los efectos dinámicos que genera la pérdida repentina de un elemento en un análisis estático. La definición del mismo viene dada por la siguiente tabla:

Tabla 14. Tabla 3-4 de la normativa UFC 4-023-03 estadounidense sobre colapso progresivo.[13]

Material	Structure Type	Ω_{LD} , Deformation- controlled	Ω_{LF} , Force- controlled
Steel	Framed	$0.9 m_{LIF} + 1.1$	2.0
Reinforced Concrete	Framed ^A	$1.2 m_{LIF} + 0.80$	2.0
	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0
Masonry	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0
Wood	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0
Cold-formed Steel	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0

Debemos definir si se trata de una acción “deformation – controlled ” o determinada por la deformación, o “force – controlled” determinada por los esfuerzos. Son unos conceptos que realmente dependen del comportamiento del material ante la acción actuante, según cómo se deforma. Debido a que una definición tan exhaustiva del comportamiento resulta innecesaria en este trabajo, se asumirá que se trata de una “deformation – controlled action”, ya que como observamos en la Tabla 14, se tratará del caso más desfavorable, debido a que necesariamente el valor m_{LIF} será superior a la unidad. Ese factor m_{LIF} también viene proporcionado por una tabla

concreta para análisis estáticos lineales de modelos de vigas y columnas de hormigón armado, que se muestra a continuación:

Tabla 15. Tabla 4-2 de la normativa UFC 4-023-03 estadounidense sobre colapso progresivo. [13]

Conditions			<i>m</i> -factors ¹	
			Component Type	
			Primary	Secondary
i. Beams controlled by flexure²				
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ³	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ⁴		
≤ 0.0	C	≤ 3	16	19
≤ 0.0	C	≥ 6	9	9
≥ 0.5	C	≤ 3	9	9
≥ 0.5	C	≥ 6	6	7
≤ 0.0	NC	≤ 3	9	9
≤ 0.0	NC	≥ 6	6	7
≥ 0.5	NC	≤ 3	6	7
≥ 0.5	NC	≥ 6	4	5
ii. Beams controlled by shear²				
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> / 2			1.5	3
Stirrup spacing > <i>d</i> / 2			1.5	2
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span²				
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> / 2			1.5	3
Stirrup spacing > <i>d</i> / 2			1.5	2
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint²				
			2	3
1. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. See Section 3-2.4 for definition of primary and secondary components. 2. Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. 3. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ <i>d</i> /3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (<i>V_s</i>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. 4. <i>V</i> is the design shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1 of ASCE 41.				

Para consultar la tabla, debemos interpretar la rotura de los elementos adyacentes a la columna que desaparece, en este caso, las vigas adyacentes. Se refiere a si la rotura se producirá por flexión o por cortante, entre estos dos fenómenos se puede deducir fácilmente que el cortante es aquel que conlleva una rotura frágil y repentina de los elementos, siendo siempre menor en un elemento viga la resistencia que tiene al cortante que al momento flector. Con estas premisas, se toma el factor m_{LIF} correspondiente al comportamiento controlado por cortante, y como podemos comprobar

depende de la separación entre cercos de la armadura transversal pero el valor es el mismo en ambos casos:

$$m_{LIF} = 1.5$$

De esta manera, podemos calcular el coeficiente de amplificación de cargas tal y como se ha definido según la Tabla 14:

$$\Omega_{LD} = 1.2 \cdot m_{LIF} + 0.8 = 1.2 \cdot 1.5 + 0.8 = 2.6$$

Antes de evaluar la combinación de acciones que se incluirá en el programa es necesario tener en cuenta otro aspecto de esta normativa. La comprobación de acciones en el caso de deformaciones críticas se define en ella como:

$$\phi \cdot m_{LIF} \cdot Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

Donde:

- Q_{UD} es la acción crítica calculada según un modelo estático lineal.
- m_{LIF} es el factor ya determinado.
- ϕ es el factor de reducción de resistencia definido por las normativas aplicables, que será en nuestro caso el que define el Eurocódigo 2 referido a estructuras de hormigón [33] para Estados Límites Últimos en situaciones persistentes o transitorias, con lo que $\phi = 1/1.5$.
- Q_{CE} es la resistencia del elemento ante la acción crítica.

Es importante tener en cuenta esta comprobación ya que pone de manifiesto que **la resistencia del material también está multiplicada por el factor m_{LIF}** , pero al tratarse de un análisis estático lineal, la resistencia del material no cambiará cuando se produzca el fallo repentino de un elemento, con lo que la manera de computarlo en el modelo desarrollado será aplicar un coeficiente de amplificación de cargas en la combinación de acciones Ω_{LD}/m_{LIF} , para poder computar la resistencia constante propia del análisis elástico lineal (siempre teniendo en cuenta el factor de reducción de la misma). Por tanto, la ecuación de resistencia general definida anteriormente cambiaría de:

$$m_{LIF} \cdot Q_{CE} > \Omega_{LD} \cdot Q_{UD}$$

A la siguiente comprobación:

$$Q_{CE} > \frac{\Omega_{LD}}{m_{LIF}} \cdot Q_{UD}$$

Esta determinación se ha hecho en base al documento de referencia [34] de esta memoria, en el que se analizan con detalle las especificaciones del DoD en la normativa UFC 4-023-03 en cuanto a todos los coeficientes y comprobaciones que se han descrito en este apartado.

En conclusión, para añadir la comprobación tal que la resistencia del material también esté multiplicada por m_{LIF} finalmente el factor de amplificación que se deberá tomar en la combinación de acciones será:

$$\frac{\Omega_{LD}}{m_{LIF}} = \frac{2.6}{1.5} = 1.733$$

Y la combinación de acciones para elementos adyacentes al que desaparece resulta:

$$\mathbf{G}_L = \frac{\Omega_L}{m_{LIF}} \cdot [1.2 \cdot D + 0.5 \cdot L] = 1.733 \cdot [1.2 \cdot D + 0.5 \cdot L] = \mathbf{2.08 \cdot D + 0.866 \cdot L}$$

Donde las cargas permanentes D serán en SAP2000 aquellos valores correspondientes al peso propio (determinado por el propio programa) y a los de carga muerta definidos en el apartado 4.2.2.1. Los de la sobrecarga de uso L también se han definido en ese apartado. La combinación total de acciones en el programa incluirá también las cargas aplicadas en elementos que no son adyacentes a la columna eliminada, ya que se deben considerar todas a la vez, y que llevarán la misma combinación sin el factor de amplificación final 1.733.

Para ilustrar cómo se ha incluido en el modelo ambas combinaciones en los elementos que corresponde se pone de ejemplo el modelo donde ya falta la columna G-20:

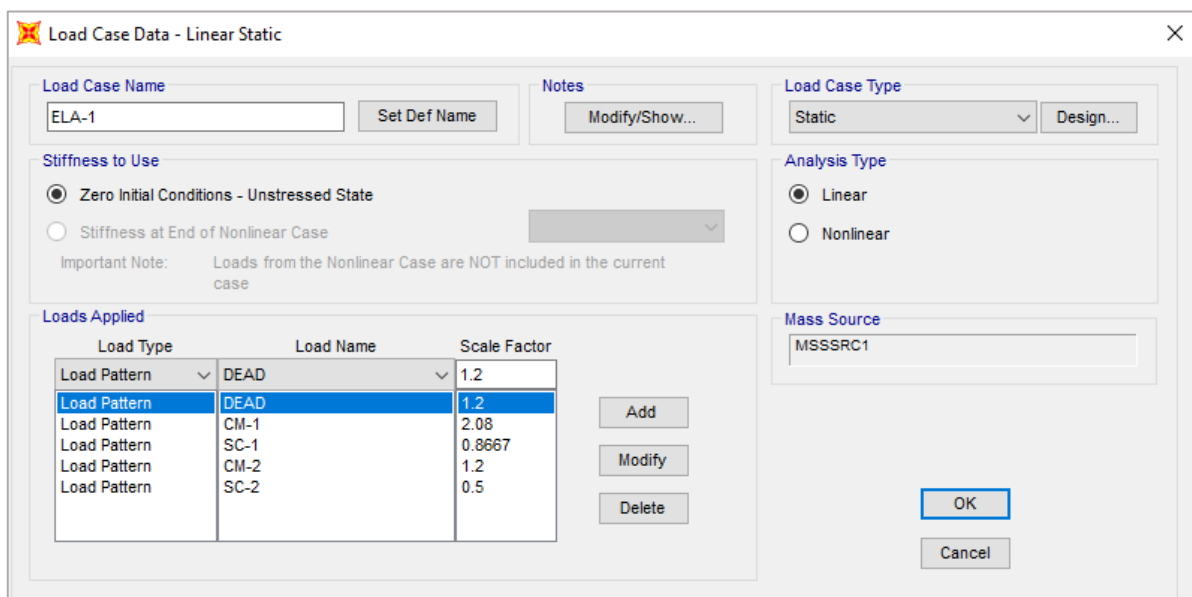


Figura 38. Combinación de cargas para el ELA en el modelo de fallo de la columna G-20.

En el programa se han definido los casos de carga 1 (CM-1 y SC-1) tal que se aplican los valores correspondientes a los elementos adyacentes a la columna eliminada, mientras que en los casos 2 (CM-2 y SC-2) se aplican a los no adyacentes. Así se aplica el coeficiente necesario a cada elemento en la combinación total, que considera una mayoración de las acciones para unos más que para otros. Por ejemplo, el caso de carga SC-1 en los forjados resulta:

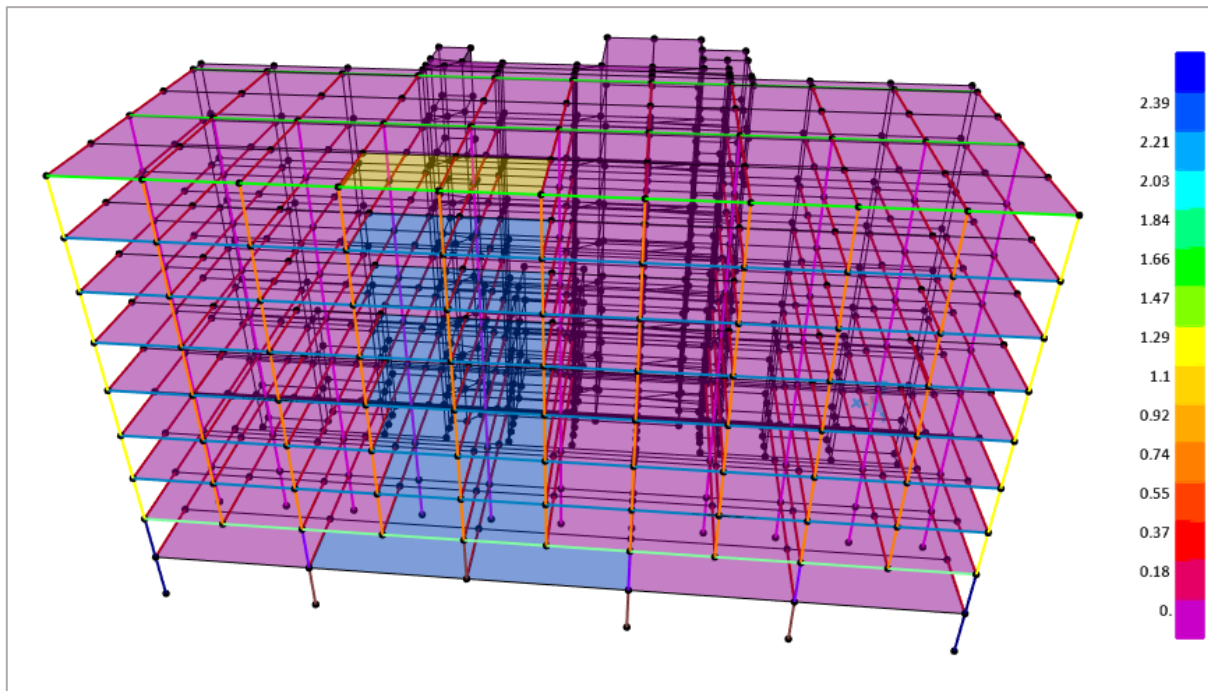


Figura 39. Caso de carga SC-1 para los forjados en el modelo de fallo de la columna G-20.

Se aplica el valor correspondiente a los forjados interiores determinado en el subapartado 4.2.2.1 para oficinas, en la cubierta el correspondiente, y en el resto de elementos será nulo ya que están cargados en el caso SC-2, que tiene el coeficiente de mayoración según la normativa estadounidense sin considerar el factor de amplificación de cargas. Este sería el ejemplo de la sobrecarga de uso. Para la carga muerta se procede igualmente, sin olvidar las cargas distribuidas en las vigas perimetrales de la fachada.

Todas las comprobaciones se han realizado siguiendo ese procedimiento tanto en este modelo como en el que falla la columna G-24. Los resultados que se analizarán en el capítulo 5 corresponderán a esta combinación total ELA-1.

5. ANÁLISIS Y RESULTADOS

5.1 Introducción.

En este capítulo se analizarán los modelos generados según las premisas del apartado 4.2 del capítulo anterior. Para llevar a cabo los diferentes análisis en las distintas situaciones por las que pasó el edificio Alfred P. Murrah se realizarán varios modelos de Elementos Finitos, que se describen a continuación:

- **Modelo de configuración original:** este modelo corresponde a la situación real del edificio previamente a la explosión que propició su colapso parcial. Se trata del modelo completo descrito anteriormente, que reproduce fielmente el edificio real, y se analizará bajo el Estado Límite Último que se ha comentado, según las premisas del Eurocódigo 2 de Proyecto de Estructuras de Hormigón (EN 1992-1-1 [33]). Se comprobará la resistencia de los elementos más solicitados, tanto de vigas como de forjados, buscando que ésta sea suficiente, ya que se trata de la situación habitual de la estructura.
- **Modelo de colapso inicial:** en este modelo se eliminará la columna G20, buscando reproducir la situación inmediatamente tras la explosión en la que esta columna se desintegró y dejó de aportar resistencia. Por tanto, el análisis se lleva a cabo bajo la combinación del Estado Límite Accidental de la normativa UFC 4-023-03 [13]. Se comprobará la resistencia de los elementos más solicitados, que serán los adyacentes a la columna que desaparece.
- **Modelo adicional de colapso:** A parte del modelo anterior, para llevar a cabo un cálculo adicional se propone comprobar la resistencia al edificio si se perdiese la columna G24. Es uno de los escenarios más desfavorables para una estructura como la que concierne a este trabajo, formada por pórticos regulares. Esto viene fundamentado por la normativa UFC 4-023-03, en la cual se describe que, en el método del camino alternativo de cargas, se demuestra que al tratarse de una columna que tiene menos soporte adicional por otros elementos de la estructura la transmisión de cargas a los elementos adyacentes es muy desfavorable, y el riesgo de colapso parcial o total de la estructura es mayor. Por tanto, este modelo también se calculará según el UFC 4-023-03, pero eliminando en este caso la columna G24 y aplicando la combinación de cargas correspondiente.

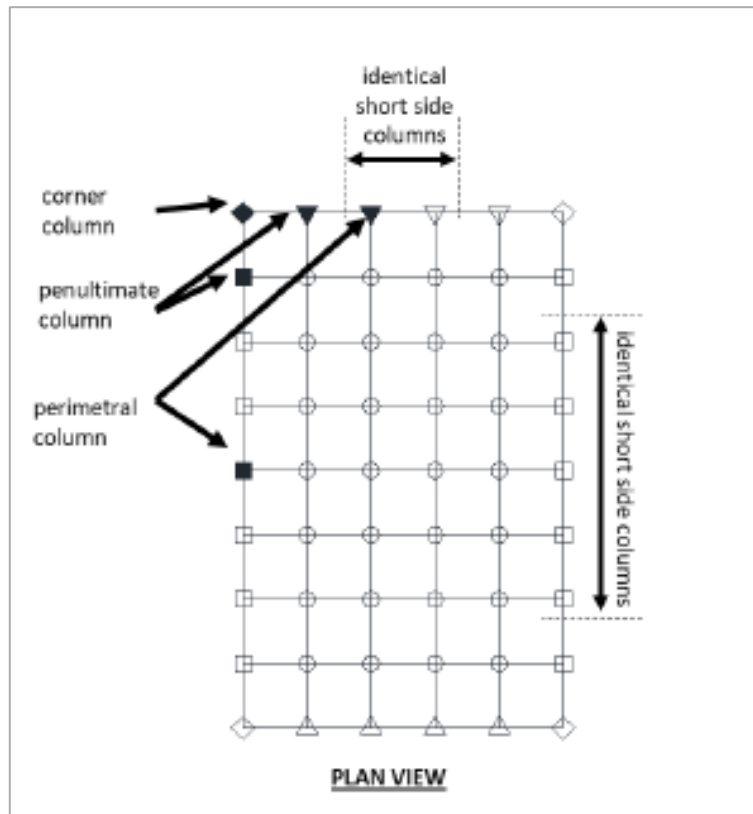


Figura 40. Elementos que causan los escenarios más desfavorables ante el colapso progresivo de la estructura [13].

El croquis siguiente ilustra qué elemento se eliminan en cada modelo. Para el plano G, en el modelo original, todas las columnas se mantienen. En el de colapso inicial, se elimina G20 (rojo) y se mantiene G24 (azul). En el de colapso adicional ocurre al revés, se eliminará G24 y se mantendrá G20.

	28	26	24	22	20	18	16	14	12	10	8
Cubierta											
9											
8											
7											
6											
5											
4											
3											
2											
1											

Figura 41. Croquis que representa qué columnas se eliminan en cada modelo numérico.

En el siguiente capítulo se expondrán los modelos de Elementos Finitos creados para el dimensionamiento y la comprobación del refuerzo propuesto de la estructura.

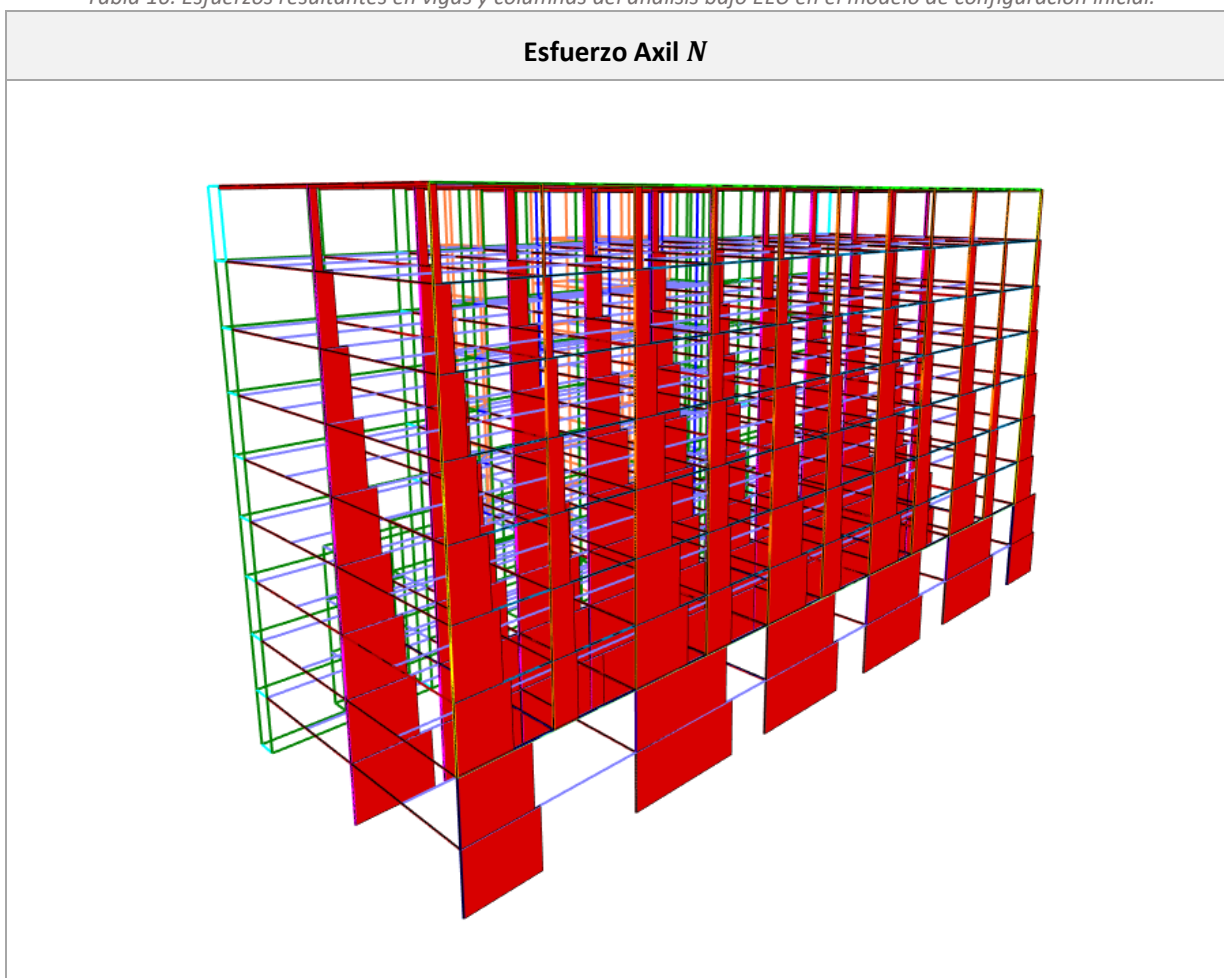
5.2 Configuración original.

En el modelo de configuración inicial, la estructura continúa tal y como era previamente al colapso. Por tanto, se realizan comprobaciones en los elementos más solicitados, sin esperar anomalías en los resultados. Se comprobarán primero los elementos lineales: vigas y columnas, y después los forjados. Al final de este capítulo se discutirán los resultados obtenidos en comparación con aquellos de la configuración inicial de colapso.

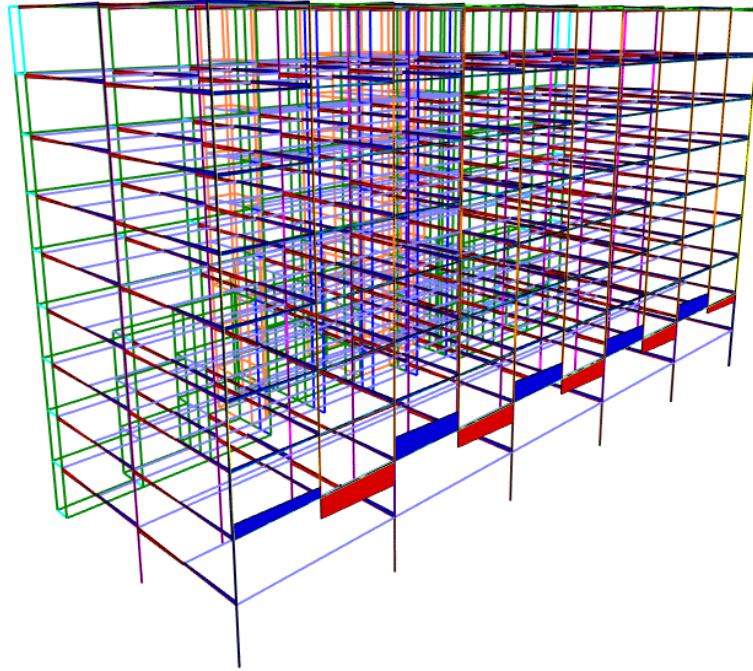
5.2.1 Comprobación de vigas y pilares.

Una vez realizado el análisis, se muestran a continuación los diagramas de axiles, cortantes y momentos flectores en las direcciones principales de los elementos. Se representan a la misma escala, de manera que se pueda comparar a simple vista las diferencias de magnitud entre ellos:

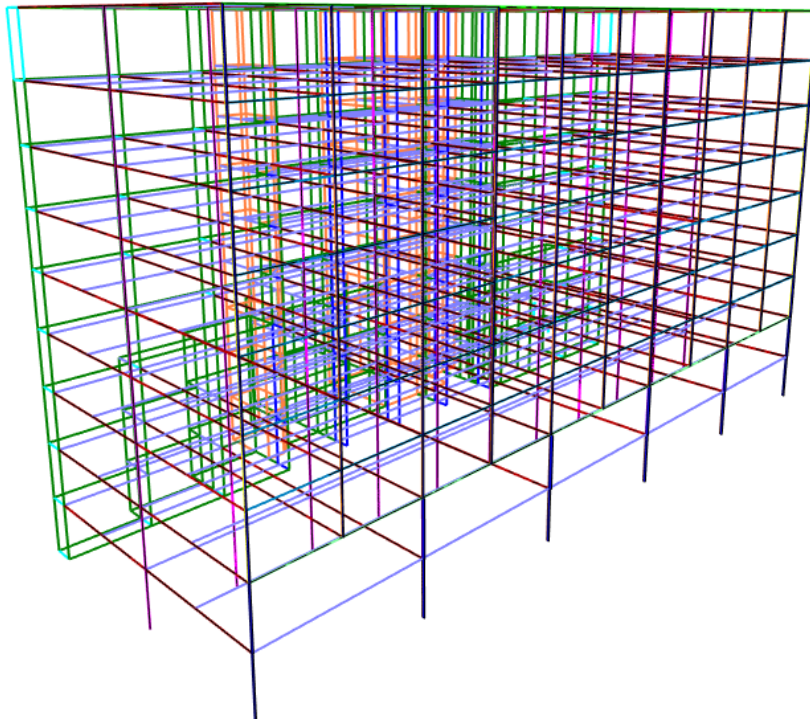
Tabla 16. Esfuerzos resultantes en vigas y columnas del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.



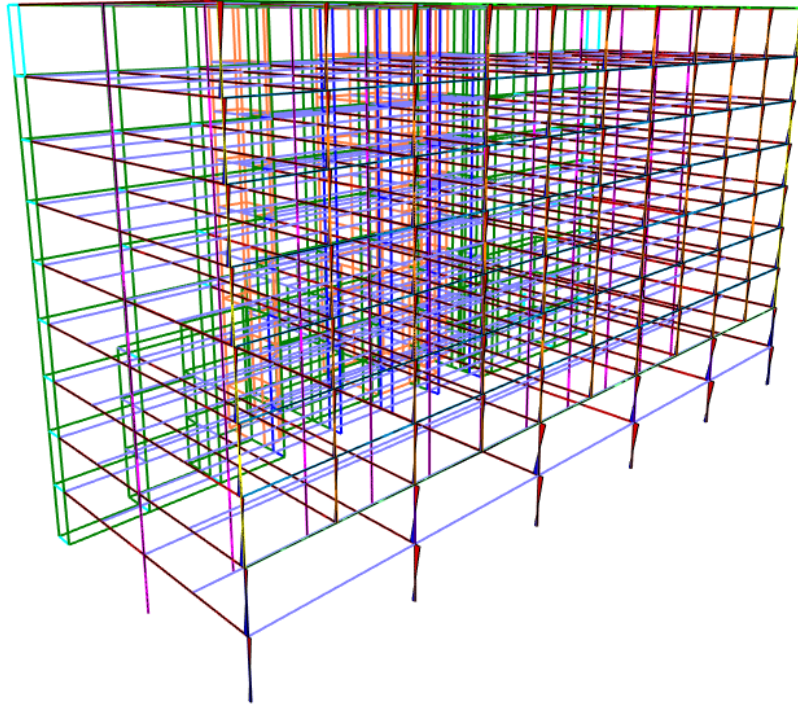
Esfuerzo Cortante V_2



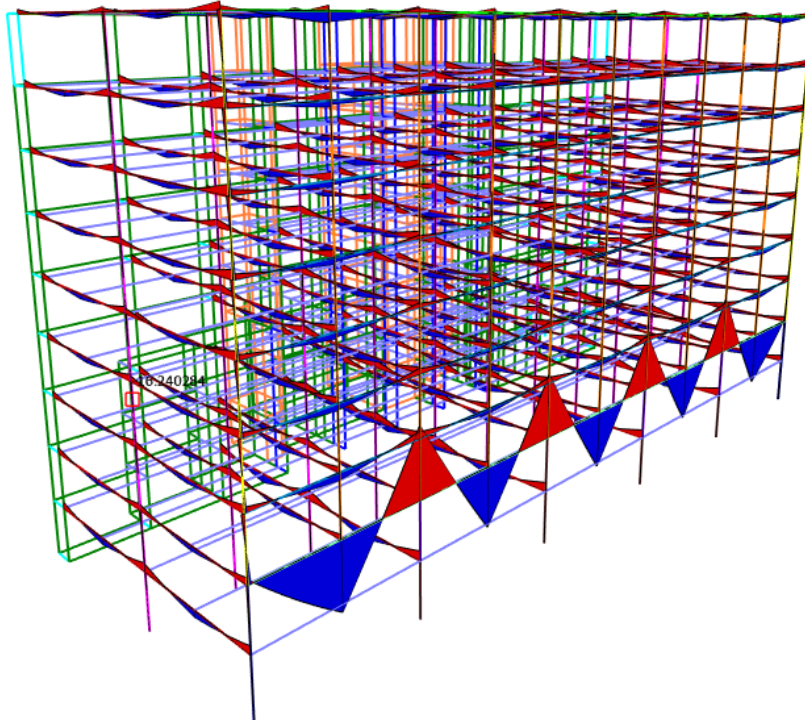
Esfuerzo Cortante V_3



Momento Flector M_2



Momento Flector M_3



La diferencia entre los cortantes y momentos según las dos direcciones principales de los elementos es muy notable. Los resultados son habituales para este tipo de estructura, y se aprecia cómo la viga de gran canto de la tercera planta soportaba la gran mayoría de los esfuerzos cortantes y flectores, al igual que los pilares los esfuerzos axiales. En la siguiente tabla se recogen los esfuerzos máximos en valor absoluto:

Tabla 17. Esfuerzos máximos en vigas y columnas del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.

Axil máximo (kN)	Cortante máximo V2 (kN)	Cortante máximo V3 (kN)	Flector máximo M2 (kN·m)	Flector máximo M3 (kN·m)
10892.67	2067.65	289.31	574.03	6005.96

El axil máximo se sitúa en la base de la columna G24, el cortante máximo V_2 en la viga de gran canto, a la izquierda de la columna G24, el cortante máximo V_3 y el flector máximo M_2 en la columna G20, y el flector máximo M_3 en la viga de gran canto a la derecha de la columna G12.

Para la comprobación de esfuerzos, y debido a la gran diferencia en la magnitud entre los cortantes y flectores en diferentes direcciones, se consideran relevantes el axil máximo, el cortante V_2 y el flector M_3 .

5.2.1.1 Comprobación del axil máximo.

El elemento con axil máximo es la columna G24, cuyas características se detallan a continuación:

Tabla 18. Características geométricas y refuerzo de la columna G24 [22].

Características mecánicas de la sección	
Ancho b (m)	0.508
Altura h (m)	0.9144
Recubrimiento superior r_{sup} (m)	0.076
Recubrimiento inferior r_{inf} (m)	0.076
Canto útil d (m)	0.8384
Cuantías de armaduras en el elemento	
Armadura de compresión A_s (cm ²)	100.66
Armadura de tracción A_t (cm ²)	100.66
Armadura trans A_t (cm ²)	1.29

Separación de cercos s (m)	0.15
------------------------------	------

Para la comprobación del axil se lleva a cabo un análisis de inestabilidad del elemento y de tensión máxima admisible bajo carga axil. La comprobación se ha llevado a cabo siguiendo lo estipulado en el apartado 5.8.3.1 del EN 1992-1-1 [33]. Se debe cumplir que:

$$\lambda_{mec} \leq \lambda_{lim}$$

Donde:

- λ_{mec} es la esbeltez del elemento según su geometría y condiciones de arriostramiento.
- λ_{lim} es el valor límite bajo la cual se deben considerar los efectos de segundo orden sobre el elemento, porque se producirá la inestabilidad.

$$\lambda_{mec} = l_0/i$$

El valor de la longitud de pandeo en elementos pertenecientes a pórticos se calcula como:

$$l_0 = 0.5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

Los valores de k_1 y k_2 dependen de la flexibilidad al giro en los extremos del elemento. Dependen del giro de los nudos, el momento flector actuante, y las propiedades del elemento. Se calculan como:

$$k_i = \frac{\theta_i \cdot EI}{M \cdot l}$$

En el extremo 1, la base del pilar, $k_1 = 0$, ya que se encuentra empotrado en la cimentación. Conocidos los resultados en el nudo 2 del elemento y sus propiedades mecánicas calculamos la flexibilidad relativa del nudo y la longitud de pandeo:

$$k_2 = \frac{-4.87 \cdot 10^{-5} \cdot 30000 \cdot 0.0324}{-537.72 \cdot 3.96} = 0.0222$$

$$l_0 = 2.03$$

La esbeltez mecánica será entonces:

$$\lambda_{mec} = \frac{2.03}{0.264} = 7.675$$

Pasando al cálculo de la esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}}$$

Todos los coeficientes están definidos en el apartado de la normativa y se considera poco relevante su profunda explicación en este texto. El cálculo resulta:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0.7 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \left(1.7 - \frac{M_{Ed,1}}{M_{Ed,2}}\right)} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}}} = \mathbf{34.438}$$

$$\lambda_{mec} = 7.675 < \lambda_{lim} = 34.438$$

Por tanto, la comprobación se verifica, y no deben tenerse en cuenta los efectos de pandeo en este elemento.

Si se comprueba la tensión máxima axial admisible en el elemento:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A_c} = \frac{10892.7}{0.444} = 24511 \text{ kPa} = 24.5 \text{ MPa} > f_{cd} = \frac{27.6}{1.5} = 18.4 \text{ MPa}$$

En teoría, la tensión no es admisible, por lo que el elemento no soportaría esta carga. Sin embargo se deben tener en cuenta varias premisas del cálculo:

- El edificio fue diseñado en los años 70, cuando las restricciones en cuanto a resistencia de los materiales no eran tan estrictas como ahora, al igual que las combinaciones de carga tampoco mayoraban tanto los esfuerzos.
- En la tabla 3-3 del documento del FEMA, base de referencia mencionado con anterioridad en esta memoria, [22], se especifica que la resistencia a compresión usada en el diseño fue de $f_c = 4000 \text{ psi}$, que es un valor habitual en los códigos americanos, pero no se especifica que se empleasen ningunos coeficientes de seguridad. De esta manera, sí que se verifica la comprobación, ya que $4000 \text{ psi} = 27.6 \text{ MPa} > 24.5 \text{ MPa}$. Además, es muy importante destacar que, como se mencionó al principio del apartado 4.1, en la Tabla 5, los ensayos a distintas muestras de hormigón del edificio real mostraron que la resistencia a compresión era mucho mayor que la de proyecto, excediendo $f_{ck} = 33 \text{ MPa}$.

5.2.1.2 Comprobación del cortante máximo.

El elemento que sufre el esfuerzo cortante máximo es la viga de gran canto de la tercera planta. Sus características son:

Tabla 19. Características geométricas y refuerzo de la viga de gran canto [22].

Características mecánicas de la sección	
Ancho b (m)	0.9144
Altura h (m)	1.524

Recubrimiento superior r_{sup} (m)	0.076
Recubrimiento inferior r_{inf} (m)	0.076
Canto útil d (m)	0.1448
Cuantías de armaduras en el elemento	
Armadura de compresión A_s (cm ²)	110.66
Armadura de tracción A_t (cm ²)	100.66
Armadura trans A_t (cm ²)	11.36
Separación de cercos s (m)	0.15

Continuando con las comprobaciones pertinentes, la formulación de la resistencia a cortante se encuentra en el apartado 6.2.3 del EN 1992-1-1 [33]. Se debe verificar que el cortante de diseño cumpla, para elementos que requieren armadura de cortante:

$$V_d < \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max})$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Estos valores dependen de la disposición de la armadura transversal en el elemento. A falta de más información sobre la inclinación de los cercos, se supondrá el caso más desfavorable en cuanto a tensiones en el hormigón, que se produce para $\theta = 90^\circ$, es decir, cercos en posición verticales.

Los valores resultan:

$$V_{Rd,s} = \frac{8.52 \cdot 10^{-4}}{0.15} \cdot 1.3 \cdot 359.7 \cdot 10^3 \cdot 1 = 2662.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 0.9144 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot 18.4 \cdot 10^3 \cdot 1 = 13146 \text{ kN}$$

Por tanto:

$$V_d < \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) = \min(2662.8, 13146) = 2662.8 \text{ kN}$$

$$V_d = 2067.6 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 2662.8 \text{ kN}$$

Se verifica esta comprobación según el Eurocódigo 2.

5.2.1.3 Comprobación del momento máximo.

El momento flector máximo también se encuentra en la viga de gran canto de la tercera planta, con lo que se toman las mismas características que en el apartado anterior.

El Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1 [33]) no aporta formulación directa para las comprobaciones bajo flexión, sino que en el apartado 6.1 especifica las bases del cálculo a seguir. Se tratan de las premisas básicas para el cálculo lineal simplificado de deformaciones y tensiones en secciones de hormigón armado: la sección permanece plana tras deformarse, se desprecia la resistencia a tracción del hormigón, la armadura sufre un alargamiento igual al del hormigón y el diagrama de tensión-deformación empleado es bilineal, tal que la distribución de tensiones de la zona de compresión es rectangular.

Se calculará el momento de agotamiento de la sección y se comprobará con el de diseño. El momento máximo del cálculo se encuentra en la sección de la viga sobre la columna G12, donde según el informe del FEMA la viga sólo tenía armadura longitudinal en la cara superior, ya que el momento es negativo. Para conocer el momento de agotamiento debemos determinar la posición de la fibra neutra adimensional en la sección:

$$\xi = \frac{\nu_c}{0.8} = \frac{\omega}{0.8} = \frac{0.1635}{0.8} = 0.2$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{U_c} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0.1635$$

Esa posición de la fibra neutra recae en el dominio de flexión tal que la armadura superior está totalmente traccionada. El momento de agotamiento adimensional se puede calcular como:

$$\mu_u = 0.8 \cdot \xi \cdot (1 - 0.4\xi) + \omega \cdot \left(1 - \frac{r_{sup}}{d}\right) = 0.305$$

$$M_u = \mu_u \cdot U_c \cdot d = 0.305 \cdot 24.3 \cdot 10^3 \cdot 1.45 = \mathbf{10754 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

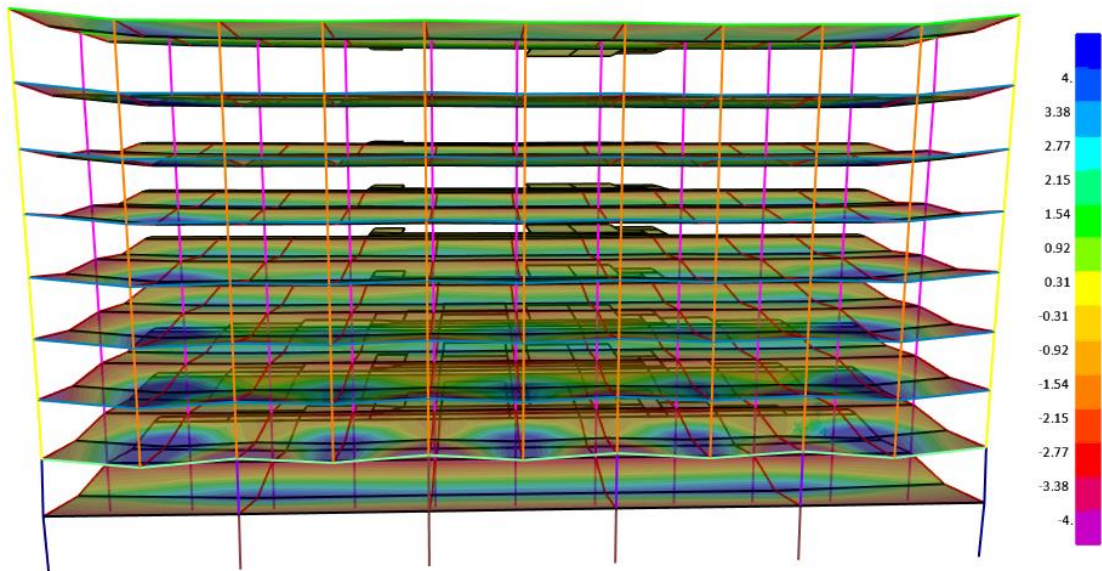
Por lo que el momento de diseño $M_d = \mathbf{6005.96 \text{ kN} \cdot \text{m}}$ no agotará la sección.

5.2.2 Comprobación de los forjados.

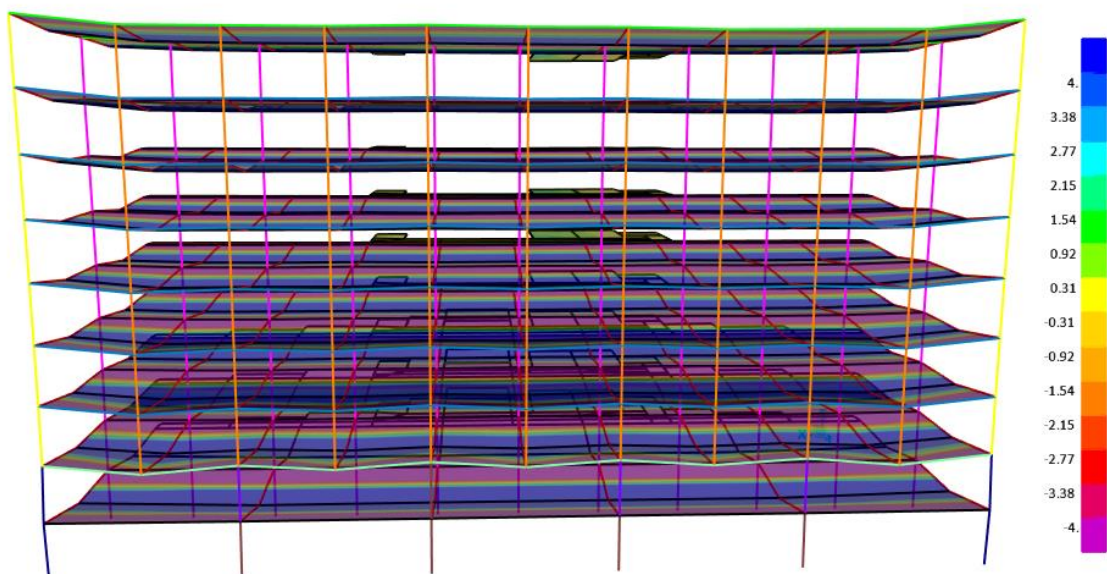
Los forjados se comprobarán bajo esfuerzos de cortante, flexión y torsión (ya que va acoplada con la flexión) por que los esfuerzos axiales, o de membrana, no tienen relevancia en el cálculo de forjados. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 20. Esfuerzos resultantes en forjados del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.

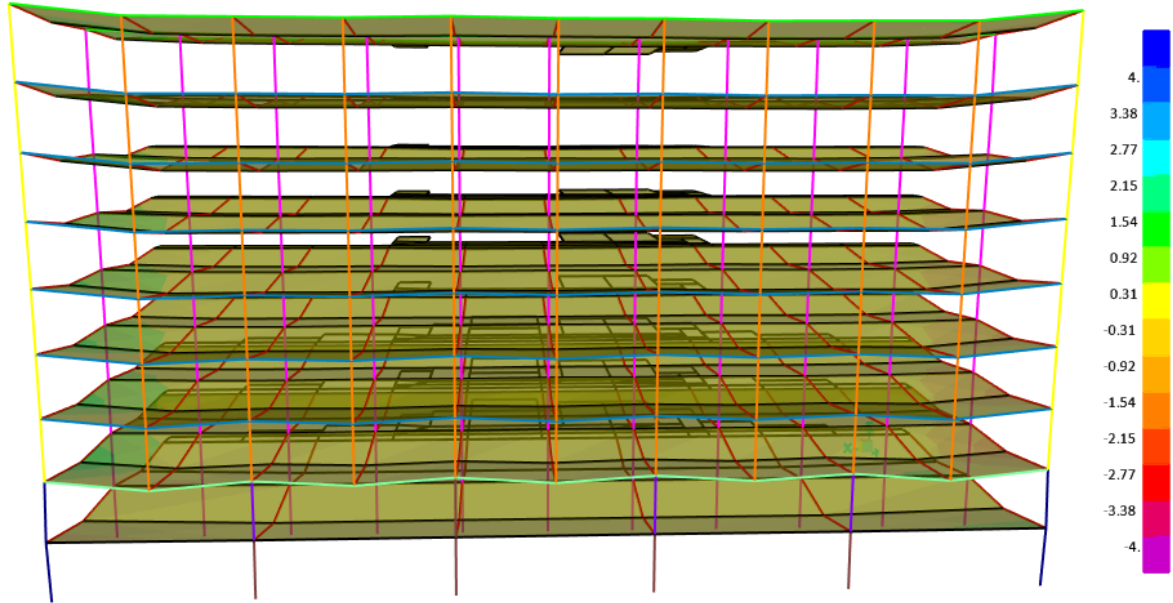
Momentos flectores en la dirección principal 1. M_{11} (kN · m/m)



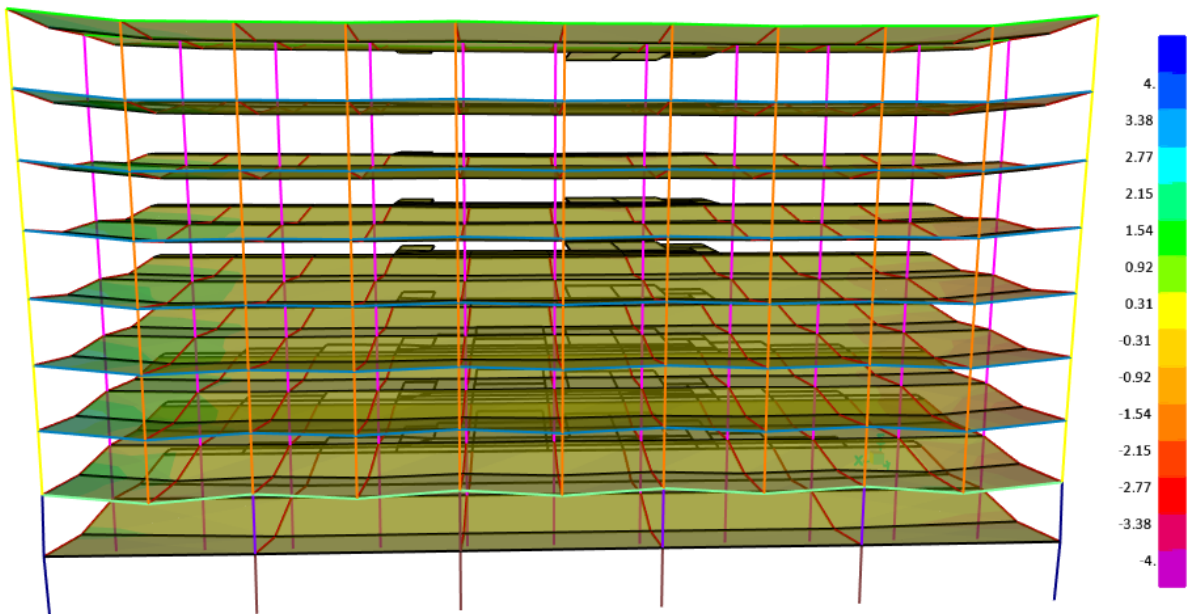
Momentos flectores en la dirección principal 2. M_{22} (kN · m/m)

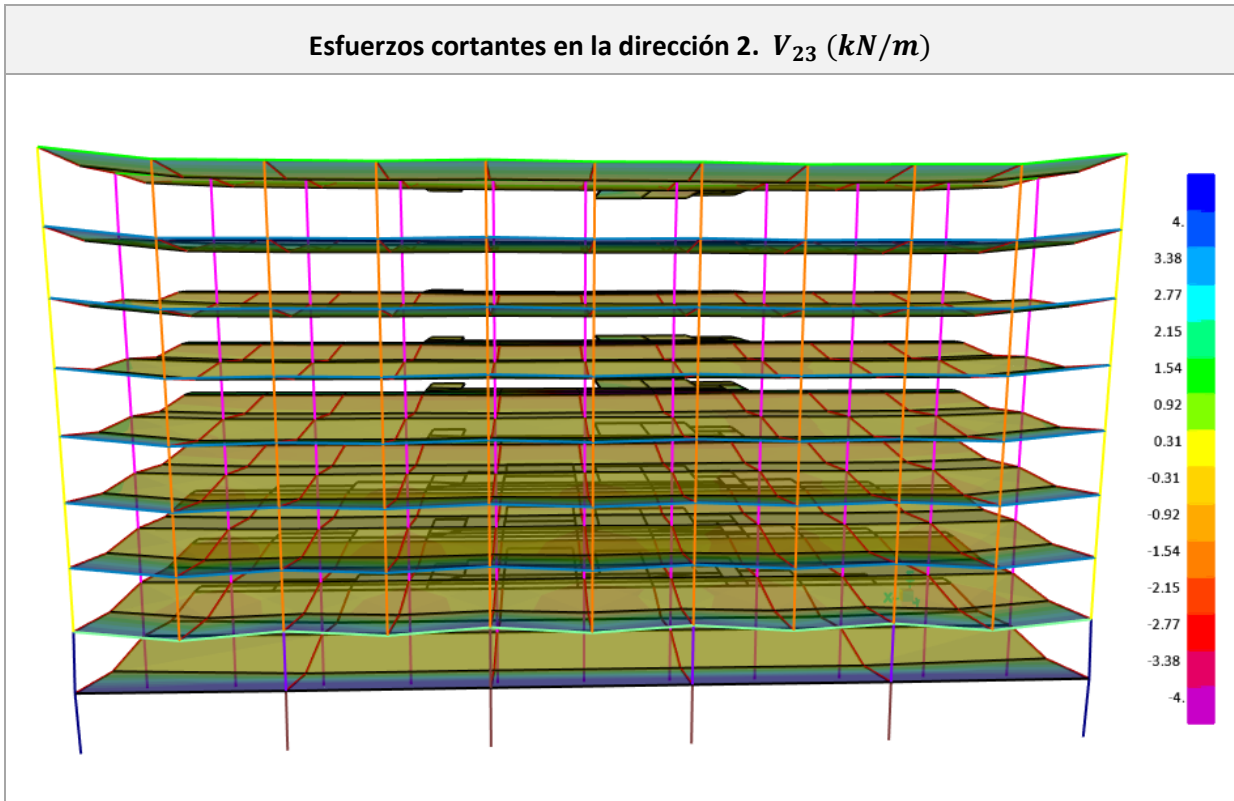


Momentos torsores. M_{12} (kN · m/m)



Esfuerzos cortantes en la dirección 1. V_{13} (kN/m)





Para poder interpretar estos esfuerzos se ha recurrido al manual de SAP2000 y se ha elaborado un esquema con un elemento tipo, sus ejes principales y las direcciones de los esfuerzos:

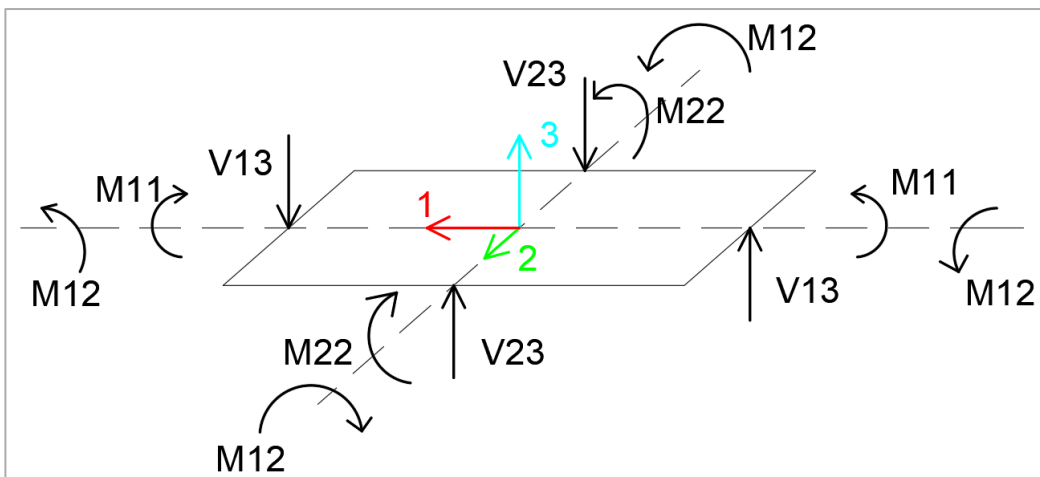


Figura 42. Esquema de esfuerzos en un elemento Shell de SAP2000.

Se han determinado los esfuerzos máximos entre todos los elementos:

Tabla 21. Esfuerzos máximos en los forjados del análisis bajo ELU en el modelo de configuración inicial.

Cortante máximo V_{13} (kN/m)	Cortante máximo V_{23} (kN/m)	Flector máximo M_{11} (kN · m/m)	Flector máximo M_{22} (kN · m/m)	Torsor máximo M_{12} (kN · m/m)
2.78	7.73	-10.22	20.73	1.79

La comprobación se hará sólo en los elementos que tienen el mayor flector y el mayor cortante. El cortante V_{23} se produce en un forjado de la primera planta, entre los pilares F24 y F28, mientras que el momento M_{22} también en la primera planta, entre F8 y F12.

La formulación que se empleará en las comprobaciones se encuentra en un documento referencia de esta escuela, [35], en el que se plantea un método simplificado para el cálculo de tensiones de elementos planos bajo sollicitaciones normales.

5.2.2.1 Comprobación bajo cortante.

En el documento del FEMA no se especifica que los forjados del edificio estuviesen reforzados con armadura de cortante, sólo hace referencia a armadura de flexión. Los datos de la geometría y el refuerzo de los forjados son los siguientes:

Tabla 22. Características geométricas y refuerzo de los forjados de la estructura [22].

Características mecánicas de la sección	
Canto h (m)	0.1524
Recubrimiento superior e inferior r (m)	0.03
Canto útil d (m)	0.1224
Cuantías de armaduras en el elemento	
Armadura en dirección 1 A_x (cm ² /m)	5.715
Armadura en dirección 2 A_y (cm ² /m)	2.868

La formulación que se debe cumplir para elementos que no requieren armadura de cortante específica que el cortante de diseño debe ser menor al valor de resistencia correspondiente a la placa contabilizando la cuantía de armadura longitudinal ρ_l , y a su vez esta resistencia siempre tiene que ser mayor al mínimo aportado por el hormigón:

$$v_{1d} < v_{Rd,c} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d$$

$$v_{Rd,c} > v_{Rd,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d$$

Es muy similar a la del Eurocódigo 2 EN 1992-1-1 [33] para elementos que no requieren armadura de cortante. El cortante de cálculo es aquel en el plano de máximo cortante, que se calcula en función de los cortantes en ambas direcciones principales del elemento:

$$v_{1d} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} = \sqrt{7.73^2 + 0.34^2} = 7.74 \text{ kN/m}$$

Siguiendo la formulación los dos términos resultan:

$$v_{Rc,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d = \left[\frac{0.075}{1.5} \cdot 2.28^{\frac{3}{2}} \cdot 27.579^{\frac{1}{2}} + 0 \right] \cdot 0.122 \cdot 1000$$

$$= 62.29 \frac{kN}{m}$$

$$v_{Rd,c} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d$$

$$= \left[\frac{0.18}{1.5} \cdot 2.28 \cdot (100 \cdot 0.002 \cdot 27.579)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 0.122 \cdot 1000 = 110.52 \frac{kN}{m}$$

$$v_{Rd,c} = 110.52 \frac{kN}{m} > v_{Rc,min} = 62.29 \frac{kN}{m}$$

$$v_{1d} = 7.74 \frac{kN}{m} < v_{Rd,c} = 110.52 \frac{kN}{m}$$

Por lo que la comprobación se cumple también sin necesidad de armadura transversal. Según esta metodología se tiene bastante holgura en la comprobación. No conocemos la metodología empleada en proyecto y tampoco se tienen más datos sobre la disposición de la armadura transversal en los forjados del edificio real, pero se puede suponer que ciertos cercos se colocarían aunque el documento de referencia no los mencione.

5.2.2.2 Comprobación de flexión.

El modelo de cálculo de tensiones que se emplea para la comprobación en las placas de los forjados [35] supone que el elemento bidimensional resiste los esfuerzos de flexión con un modelo en 3 capas, donde la primera y la última resisten esfuerzos de membrana y la segunda de cortante. Se calculan las tensiones en las capas de membrana y se comparan con la tensión de agotamiento de hormigón fisurado. Se tienen en cuenta los esfuerzos de torsión también, ya que se calculan las tensiones en los planos principales del elemento de hormigón, de manera que los 3 esfuerzos intervienen.

Suponiendo que la capa de membrana abarca hasta el mallazo de armaduras de las placas, se tiene un espesor de $t = 0.085 \text{ m}$, si el brazo mecánico z abarca desde el borde superior de la placa hasta la armadura inferior, las tensiones de membrana se calculan como:

$$\sigma_{Edx} = \frac{m_{Edx}}{z \cdot t} = \frac{5.51 \cdot 10^{-3}}{0.067 \cdot 0.085} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Edy} = \frac{m_{Edy}}{z \cdot t} = \frac{20.73 \cdot 10^{-3}}{0.067 \cdot 0.085} = 3.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Edxy} = \frac{m_{Edy}}{z \cdot t} = \frac{0.345 \cdot 10^{-3}}{0.067 \cdot 0.085} = 0.058 \text{ MPa}$$

En la membrana inferior los resultados de las tensiones son los contrarios a estos, con lo que la membrana inferior es la que está comprimida.

El método determina que si $\tau_{Edxy}^2 < \sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy}$, como es el caso, se tiene compresión biaxial y se debe verificar que $-\sigma_{c2d} < f_{2cd}$, donde σ_{c2d} es la compresión en el plano de tensión principal menor de la membrana, y f_{2cd} es la tensión de agotamiento del hormigón fisurado. Se calculan como:

$$-\sigma_{c2d} = -\frac{\sigma_{Edx} + \sigma_{Edy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{Edx} - \sigma_{Edy}}{2}\right)^2 + \tau_{Edxy}^2} = -3.62 \text{ MPa}$$

$$f_{2cd} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1 + 3.8\alpha}{(1 + \alpha^2)}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{\sigma_{c1d}}{\sigma_{c2d}} = \frac{1}{\sigma_{c2d}} \cdot \left(\frac{\sigma_{Edx} + \sigma_{Edy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{Edx} - \sigma_{Edy}}{2}\right)^2 + \tau_{Edxy}^2} \right) = 0.27$$

Por lo que resulta $f_{2cd} = 19.60 \text{ MPa} > -\sigma_{c2d} = 3.62 \text{ MPa}$, y se cumple la comprobación. Los esfuerzos de flexión no agotan la capa de membrana.

5.3 Configuración de colapso inicial.

En este supuesto, como ya se ha comentado a principios de este capítulo, se elimina la columna G20 y se aplica la combinación de cargas que mayor los valores en torno al fallo, tanto en los forjados como en las vigas perimetrales de la fachada. Se esperan resultados tal que los elementos no resistan los grandes esfuerzos que se producirán, ya sea en los elementos directamente adyacentes a G20 y a aquellos en los que se espera un aumento considerable de los esfuerzos por reparto de cargas, como en la columna G24. Al igual que en el caso anterior, se comprobarán tanto las vigas como los forjados, esperando que los esfuerzos máximos se produzcan en la zona del fallo.

5.3.1 Comprobación de vigas y pilares.

En primer lugar, se incluye el resultado de la deformada del edificio inmediatamente tras el colapso de G20, representando la resultante de los desplazamientos:

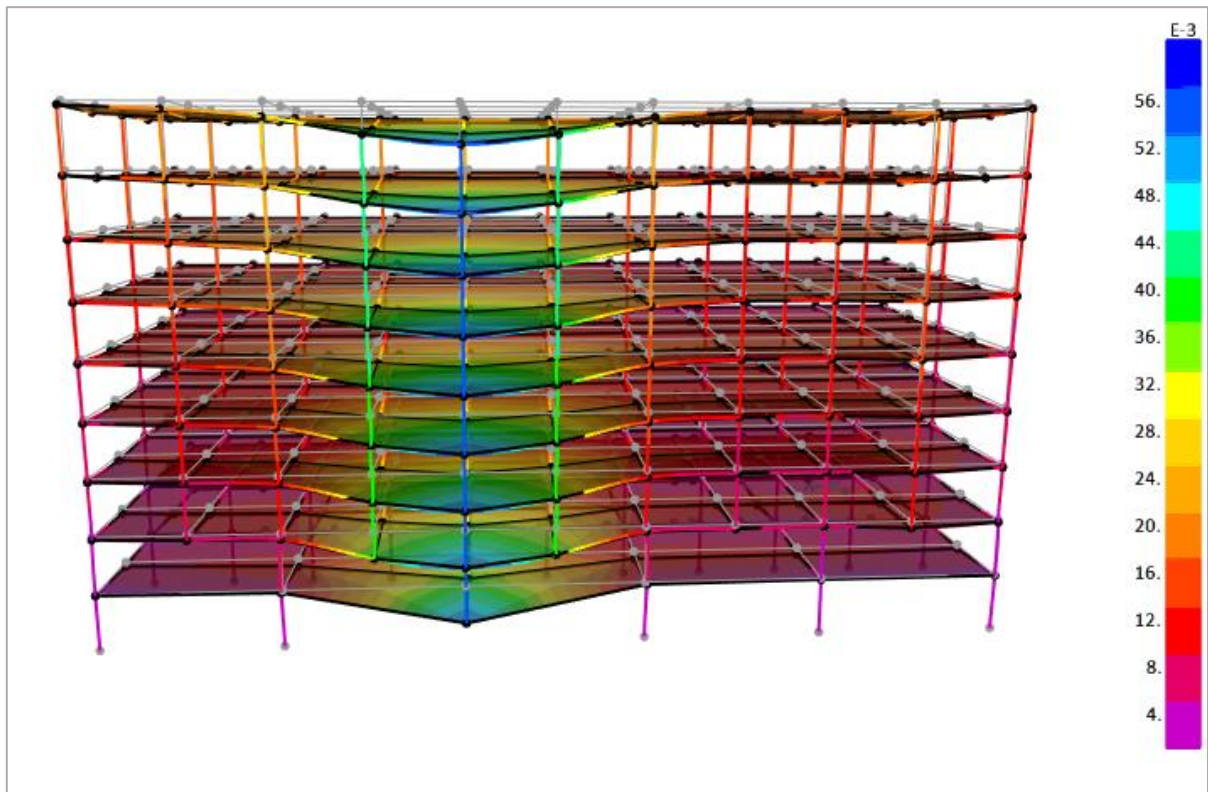
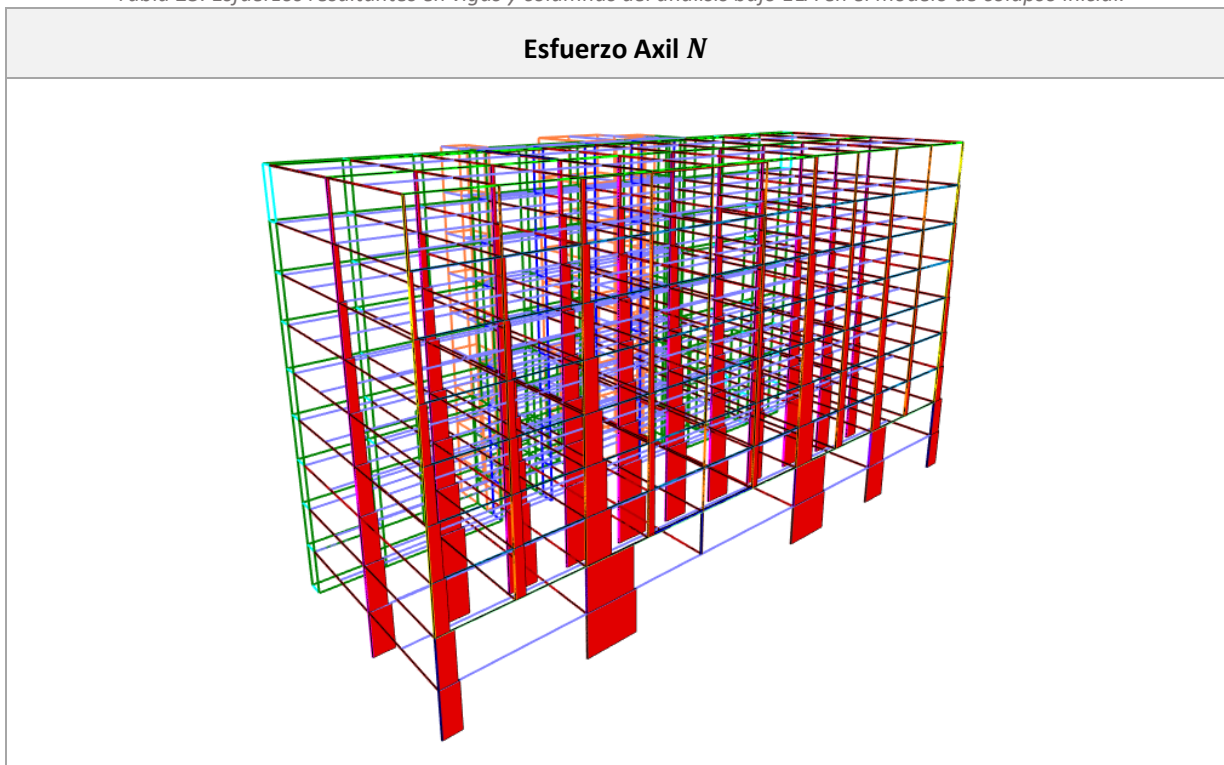


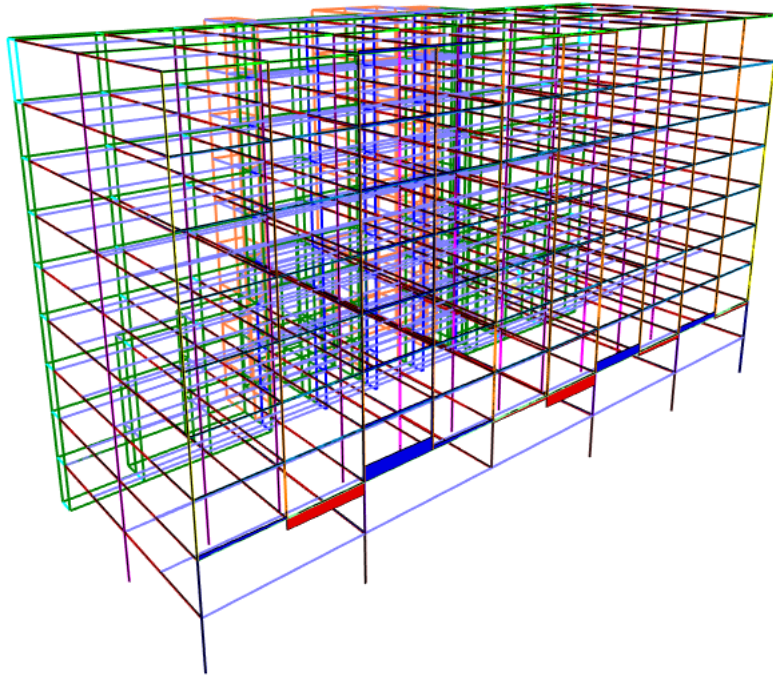
Figura 43. Deformada de la estructura inmediatamente tras el fallo de G20.

De nuevo, se representan en la siguiente tabla los esfuerzos en los elementos lineales bajo la combinaci3n accidental de cargas:

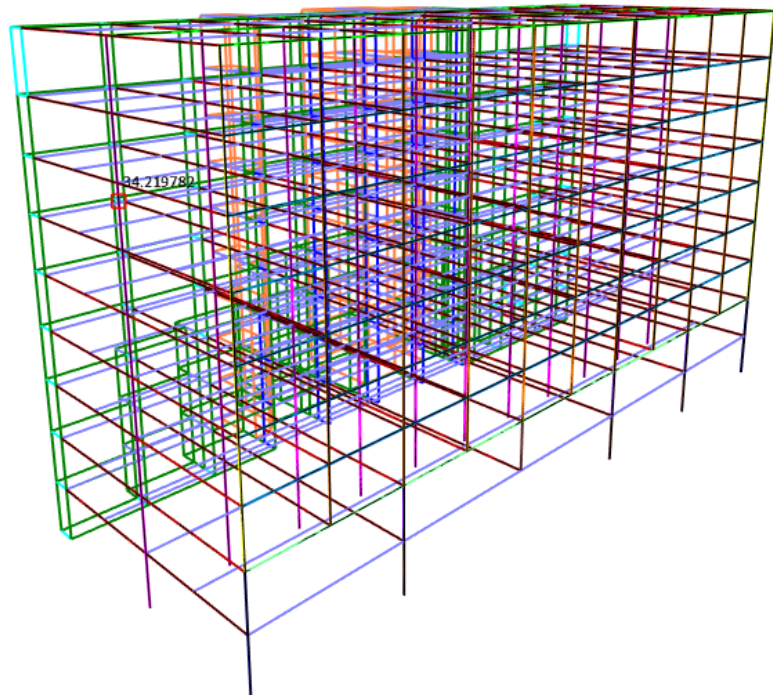
Tabla 23. Esfuerzos resultantes en vigas y columnas del an3lisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.



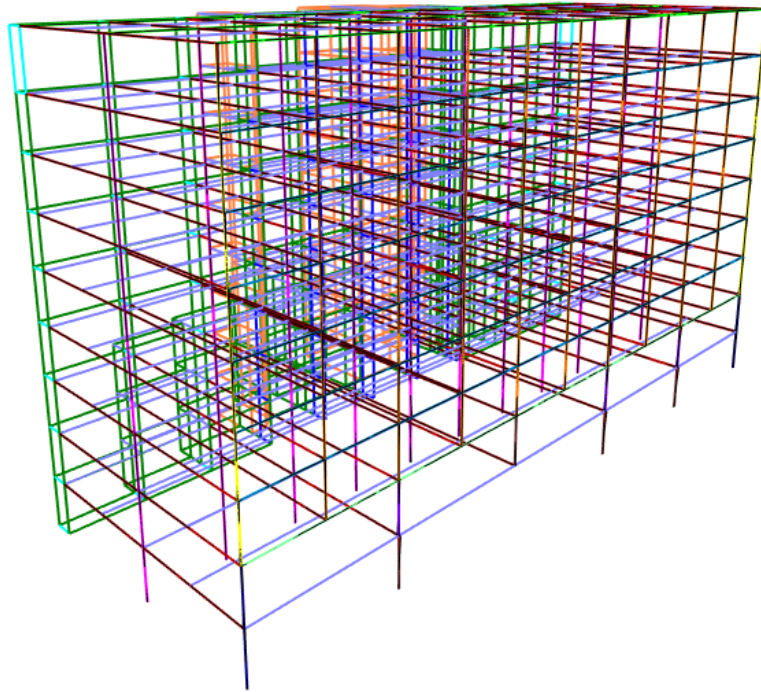
Esfuerzo Cortante V_2



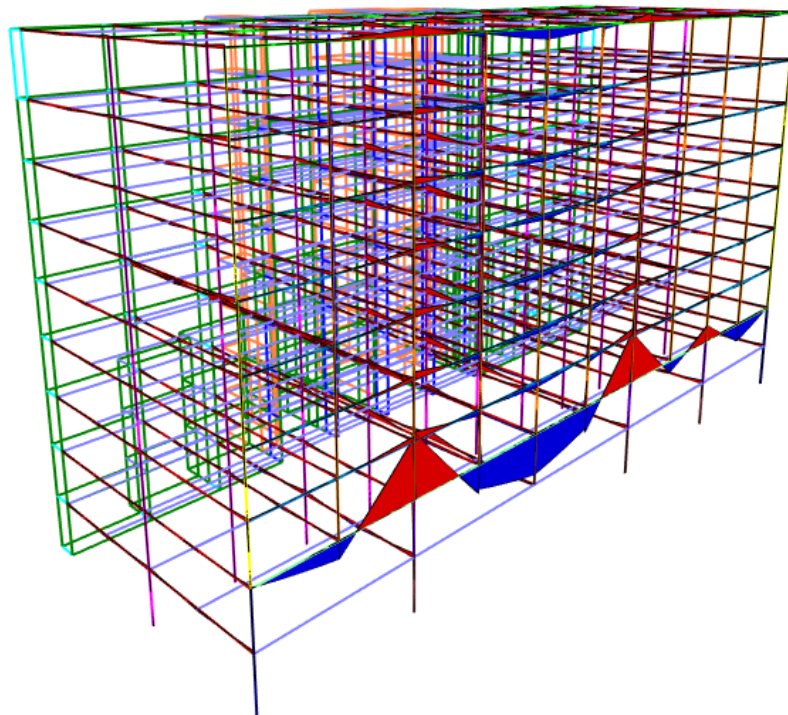
Esfuerzo Cortante V_3



Momento Flector M_2



Momento Flector M_3



De nuevo, en la tabla anterior se muestran los resultados todos a la misma escala, para que sea evidente la diferencia entre las magnitudes de los esfuerzos. Como cabía esperar, los valores del cortante en dirección 3 y el momento en dirección 2, propios de los pilares y las vigas transversales, son irrelevantes en comparación con la magnitud del cortante en dirección 2 y momento flector en 3, que corresponden a las vigas longitudinales. Asimismo, los pilares reciben una carga axil muy acusada, notándose como el pilar G24 es claramente el que mayor esfuerzo tendrá. La tabla siguiente recoge los valores máximos en valor absoluto:

Tabla 24. Esfuerzos máximos en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.

Axil máximo (kN)	Cortante máximo V2 (kN)	Cortante máximo V3 (kN)	Flector máximo M2 (kN·m)	Flector máximo M3 (kN·m)
12248.7	2847.2	237.5	483.8	11323.2

El axil máximo se sitúa en la base de la columna G20, el cortante máximo V_2 y el flector máximo M_3 en la viga de gran canto, a la derecha de la columna G24, el cortante máximo V_3 y el flector máximo M_2 en la columna F20, en la segunda planta. Todos los resultados son coherentes con lo esperado: el pilar que recibe mayor carga es el contiguo al que falla, la viga que está más solicitada es la viga de gran canto, que falló justo después de las columnas, y el pilar interior que más carga recibió es el contiguo a G20 dentro del edificio. De nuevo, para la comprobación de esfuerzos, sólo se considerarán el axil máximo y el cortante V_2 junto al flector M_3 .

5.3.1.1 Comprobación del axil máximo.

De nuevo, se comprobará el axil máximo con la formulación de efectos de segundo orden, para comprobar la inestabilidad bajo la carga axil dada, y con la comprobación de la tensión máxima que puede soportar la sección.

En este caso, llevando a cabo el mismo cálculo expuesto en la sección 5.2.1.1 anterior, los resultados de la esbeltez mecánica y límite son:

$$\lambda_{mec} = 8.696$$

$$\lambda_{lim} = 33.134$$

Por lo que sigue sin producirse el pandeo en el elemento bajo ese axil. Esto era de esperar ya que en la primera comprobación se observó mucha holgura entre los valores, porque el elemento no es nada esbelto, teniendo en cuenta que mide unos 4 metros de altura y la dimensión mayor de su sección es casi de 1 metro.

La comprobación de la tensión máxima no se espera que resulte positiva, ya que en el caso de la configuración inicial con un axil más bajo no lo hizo, pero se comparará también con la resistencia a compresión del hormigón sin minorar, que era el valor de proyecto:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A_c} = \frac{12248.7}{0.444} = 27563 \text{ kPa} = 27.56 \text{ MPa} > f_{cd} = \frac{27.58}{1.5} = 18.4 \text{ MPa}$$

No se cumple la condición, y para el valor de $f_{cd} = 27.58 \text{ MPa}$, sin minorar, se cumple con muy poca diferencia.

Se considera interesante también comprobar el axil de la otra columna contigua a G20, es decir, G16, que también sufrió un gran impacto con la explosión y recibiría gran parte de la carga tras la pérdida de G20. En el caso de la configuración inicial el axil de compresión de G16 era:

$$N_{Ed,G16} = 10430 \text{ kN}$$

Tras la pérdida de G20 aumenta a:

$$N_{Ed,G16} = 11970 \text{ kN}$$

Este valor es menor que el de G24, como era de esperar, ya que se ha comentado que las normativas y artículos científicos basados en la experimentación y teorías de colapso progresivo han concluido que los pilares más externos de la estructura sufrirán siempre un aumento de carga mayor que aquellos que están más alejados de los bordes. Al tener la misma geometría que G24, se deduce que ambas comprobaciones también serán satisfactorias para G16, porque su carga axil es menor.

5.3.1.2 Comprobación del cortante máximo.

Siguiendo el mismo procedimiento que en la configuración anterior, se calculan las resistencias a cortante del hormigón y el acero en la sección de la viga de gran canto de la tercera planta, y se comprueba si el cortante de diseño supera el mínimo de estos valores. Los valores de resistencia no han cambiado porque se trata del mismo elemento:

$$V_{Rd,s} = 2662.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 13146 \text{ kN}$$

El cortante en este caso es $V_{Ed} = 2847.2 \text{ kN}$, por lo que no se cumple esta comprobación. Esto es coherente con la rotura observada en el lugar de la explosión, ya que las conclusiones del informe del FEMA estadounidense [22] determinaron que la viga de gran canto sufrió una rotura frágil.

5.3.1.3 Comprobación del momento máximo.

El momento máximo tras la pérdida de G20 también se da en la viga de gran canto. Su valor es:

$$M_{Ed,max} = 11323.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como puede observarse en la Tabla 23, el máximo se encuentra entre la línea de pilares G24 y G22, el extremo correspondiente a G24, donde el reparto de cargas es más desfavorable. Es un momento

negativo, y como ya se comentó en la configuración inicial, en esa sección sólo se tiene armadura superior para resistir las tracciones en esa zona. Por tanto, el momento último será el mismo que se calculó en ese supuesto, ya que la sección es la misma:

$$M_u = 10754 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

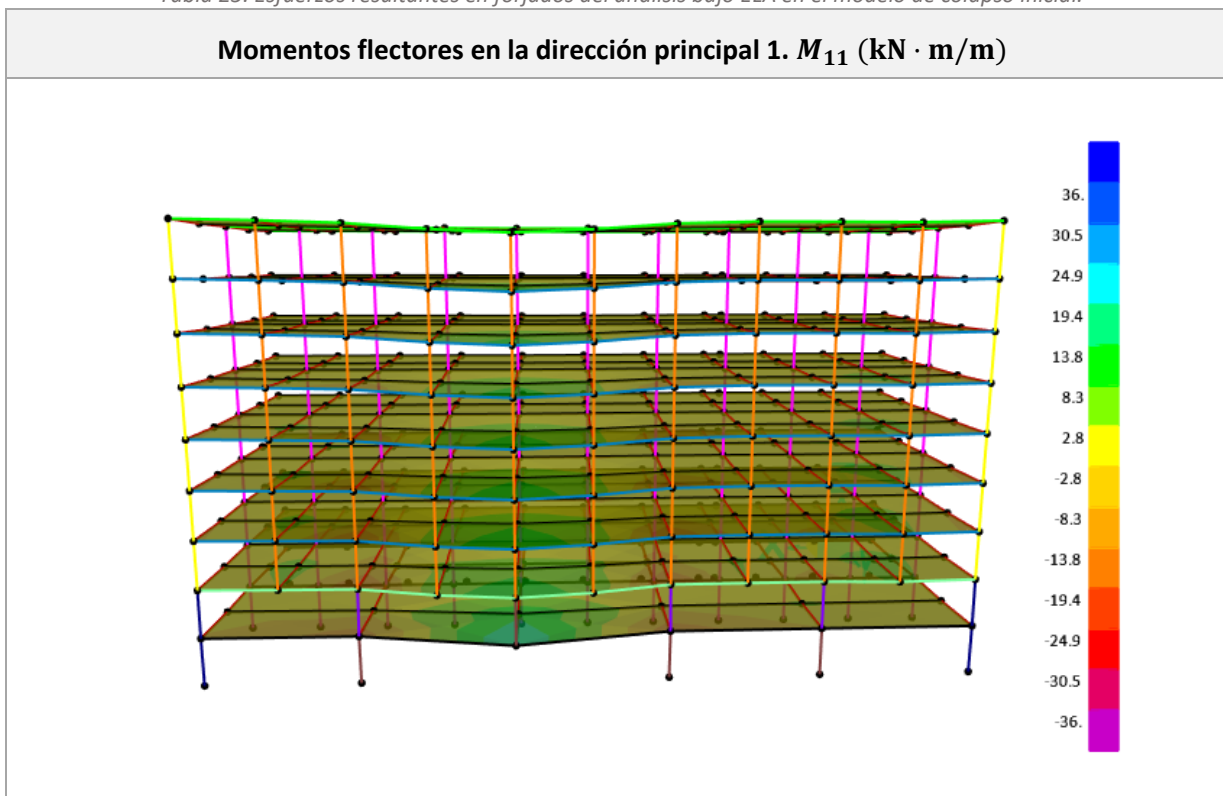
El momento de diseño es mayor a ese valor, con lo que la viga de gran canto tampoco resistiría esta sollicitación.

Es interesante realizar una comprobación adicional en la viga de gran canto. Es evidente el cambio en la ley de momentos M_3 de este elemento presentada en la Tabla 16 y la de la Tabla 23 anterior, en la línea de la columna G20 se pasa de un momento negativo en los extremos de las vigas a uno positivo. En concreto, se pasa de un momento negativo $M_3 = -5747.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ a uno positivo de valor $M_3 = 7860.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$. En esa sección la viga sólo tiene armadura en la capa superior, de manera que no tiene forma de resistir las tracciones en su zona inferior y se produciría el agotamiento. Por tanto, esta viga no sólo no resiste el momento máximo localizado en la unión con las columnas G16 y G24, sino que también fallaría en la línea G20.

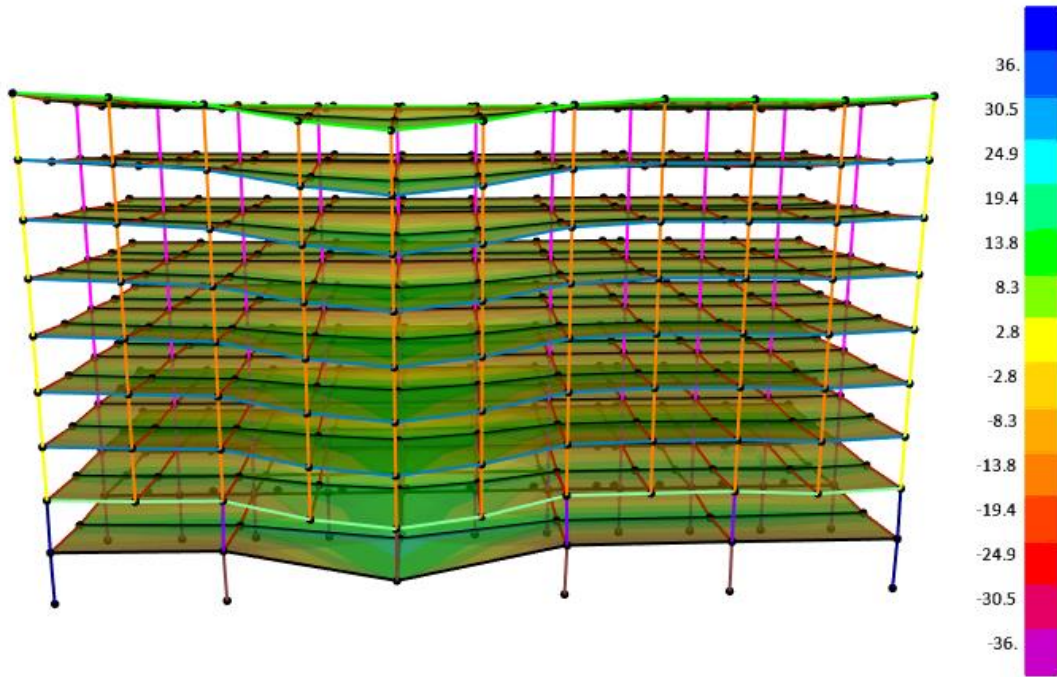
5.3.2 Comprobación de los forjados.

Los resultados de los esfuerzos en los forjados para la configuración de este caso se muestran en la tabla de la siguiente página:

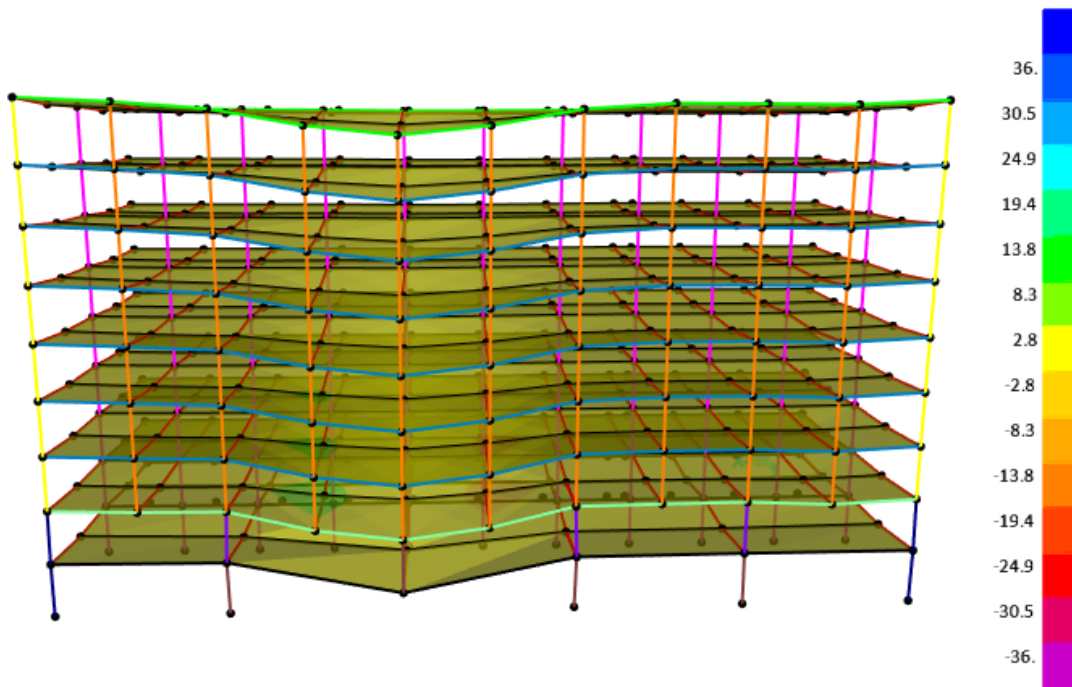
Tabla 25. Esfuerzos resultantes en forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.



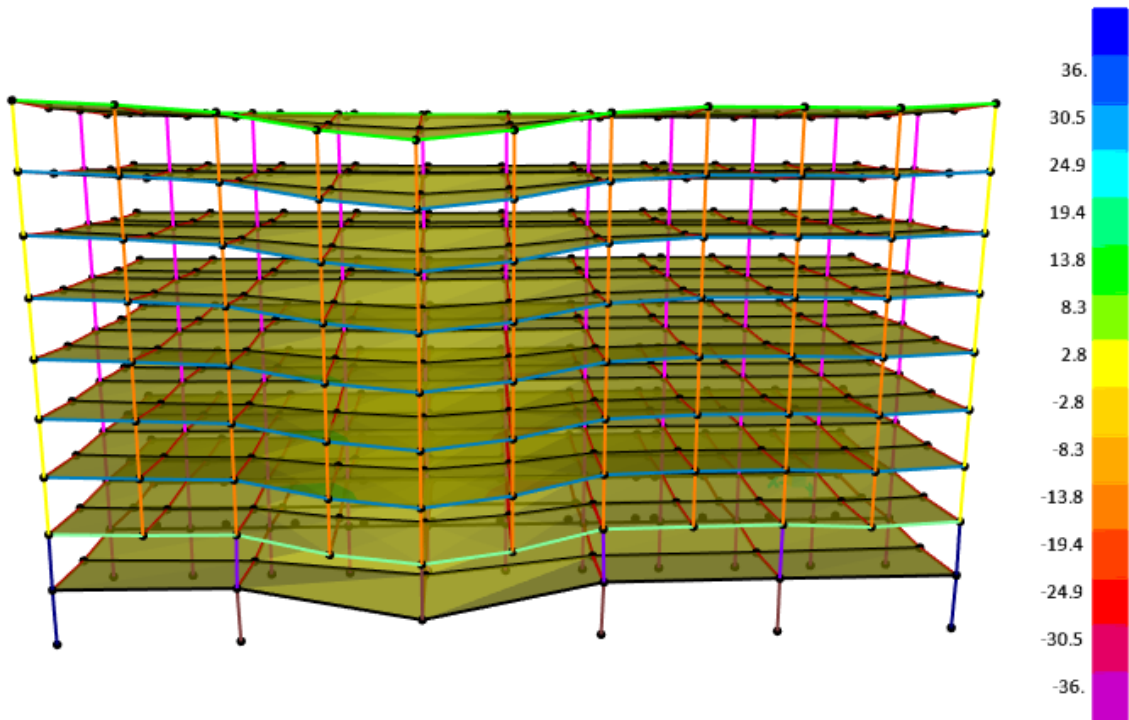
Momentos flectores en la direcci3n principal 2. M_{22} (kN · m/m)



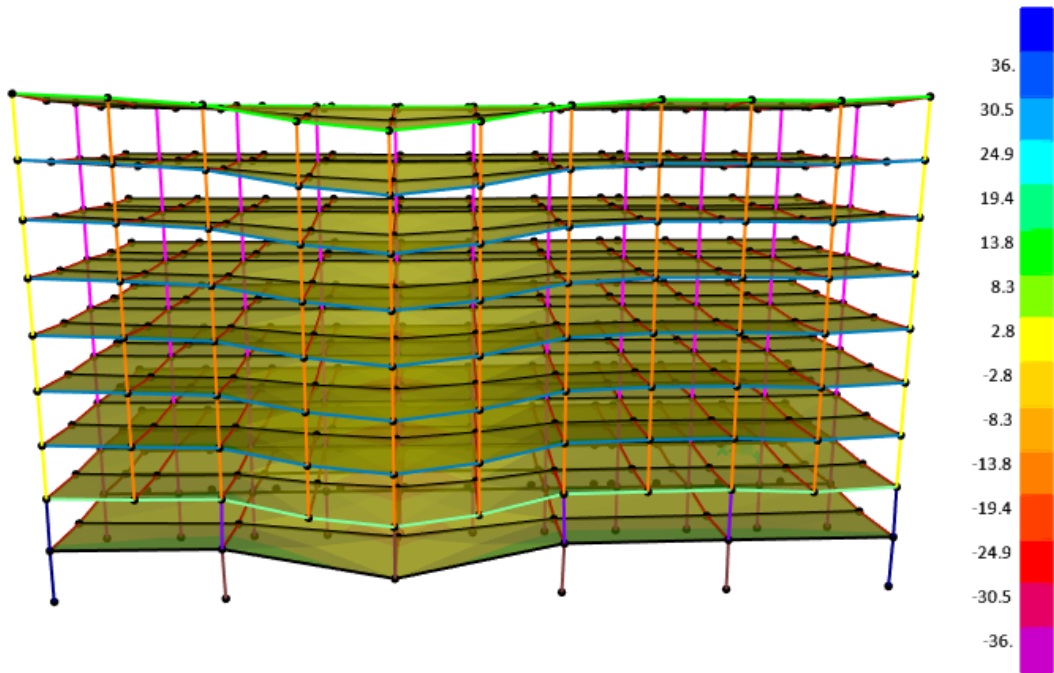
Momentos torsores. M_{12} (kN · m/m)



Esfuerzos cortantes en la dirección 1. V_{13} (kN/m)



Esfuerzos cortantes en la dirección 2. V_{23} (kN/m)



De nuevo, se representan todos los esfuerzos a la misma escala, comprobando como el mayoritario es el momento en dirección 22, que es aquel que gira en torno al eje global Y, el que sigue las vigas transversales del edificio. Esto era fácilmente deducible porque al perderse el elemento G20 el giro mayoritario de los forjados es en esa dirección. Los esfuerzos máximos para este caso entre todos los elementos son:

Tabla 26. Esfuerzos resultantes en los forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso inicial.

Cortante máximo V_{13} (kN/m)	Cortante máximo V_{23} (kN/m)	Flector máximo M_{11} (kN · m/m)	Flector máximo M_{22} (kN · m/m)	Torsor máximo M_{12} (kN · m/m)
5.77	-10.04	-22.97	-35.27	4.76

El flector máximo M_{11} se encuentra en el forjado de la segunda planta inmediatamente a la derecha de donde estaba G20, M_{22} en el forjado contiguo a este último, el torsor en uno de los colindantes con la línea G20 en una de las plantas superiores, y los cortantes en elementos de la segunda y cuarta planta también colindantes con la fachada. Como era de esperar, todos los esfuerzos máximos en las placas del modelo están en torno al elemento eliminado.

5.3.2.1 Comprobación bajo cortante.

Como ocurría en el caso de las vigas, la resistencia a cortante de los forjados no ha variado con respecto al caso de configuración inicial. Este valor era:

$$v_{Rd,c} = 110.52 \frac{kN}{m}$$

El valor de diseño en este caso, para el forjado que tiene mayor cortante en ambas direcciones (V_{23}):

$$v_{1d} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} = \sqrt{10.04^2 + 1.29^2} = 10.20 \text{ kN/m}$$

Por lo que la resistencia sigue siendo suficiente para los esfuerzos que se están comprobando.

5.3.2.2 Comprobación de flexión.

Para este caso los esfuerzos de flexión también son mucho mayores a los del caso de la configuración inicial, pero no se espera que superen la resistencia a compresión del plano principal de la placa, ya que en el primer caso se tuvo una holgura importante con respecto a ese valor. Repitiendo los cálculos en función de los esfuerzos como se explicó en el apartado 5.2.2.2, la compresión debido a los momentos flectores M_{11} y M_{22} y al torsor M_{12} en este caso es:

$$\sigma_{2cd} = -6.21 \text{ MPa},$$

Para la membrana superior, que será la comprimida en este caso. La comprobación de resistencia es distinta en este caso, porque se tiene otro dominio de flexión en la placa, $\tau_{Edxy}^2 < \sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy}$, debe verificarse que $-\sigma_{c2d} < f_{1cd}$:

$$f_{1cd} = 0.4 \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 18.386 \text{ MPa} = 7.35 \text{ MPa}$$

Por lo que $-\sigma_{c2d} = 6.21 < f_{1cd} = 7.35 \text{ MPa}$ y la comprobación se cumple, el hormigón de la placa no se agota por compresión en este caso tampoco.

5.4 Configuración adicional de colapso.

En este supuesto, como ya se ha comentado a principios de este capítulo, se elimina la columna G20 y se aplica la combinación de cargas que mayor los valores en torno al fallo, tanto en los forjados como en las vigas perimetrales de la fachada. Se esperan resultados tal que los elementos no resistan los grandes esfuerzos que se producirán, ya sea en los elementos directamente adyacentes a G20 y a aquellos en los que se espera un aumento considerable de los esfuerzos por reparto de cargas, como en la columna G24. Al igual que en el caso anterior, se comprobarán tanto las vigas como los forjados, esperando que los esfuerzos máximos se produzcan en la zona del fallo.

5.4.1 Comprobación de vigas y pilares.

En primer lugar, se incluye el resultado de la deformada del edificio inmediatamente tras el colapso de G20, representando la resultante de los desplazamientos:

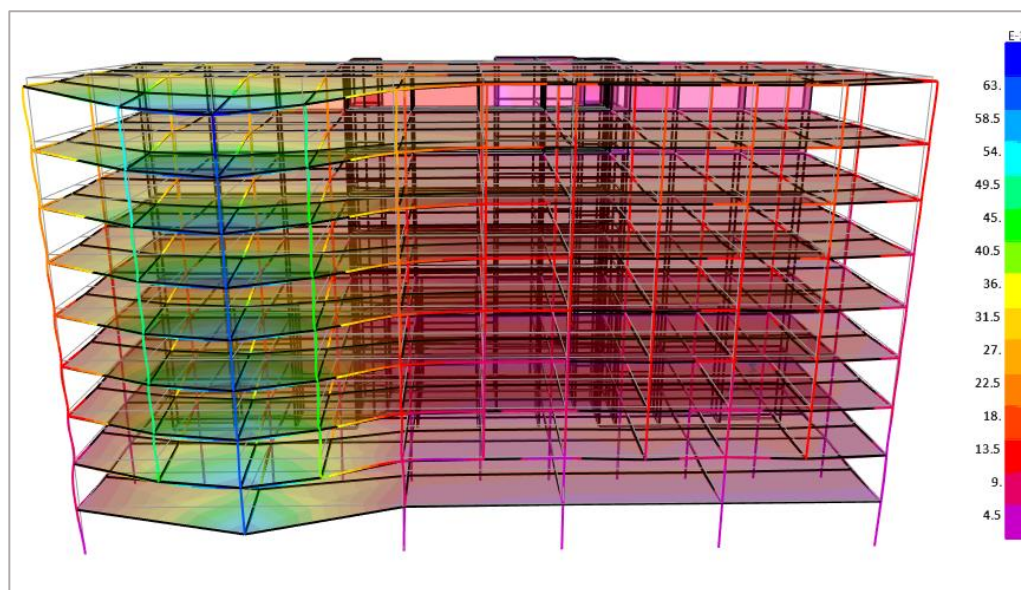


Figura 44. Deformada de la estructura inmediatamente tras el fallo de G24.

A simple vista es muy similar a la del fallo de G20 sólo que en la otra línea de columnas, pero comparando los valores de desplazamientos verticales máximos veremos que ha aumentado en este caso:

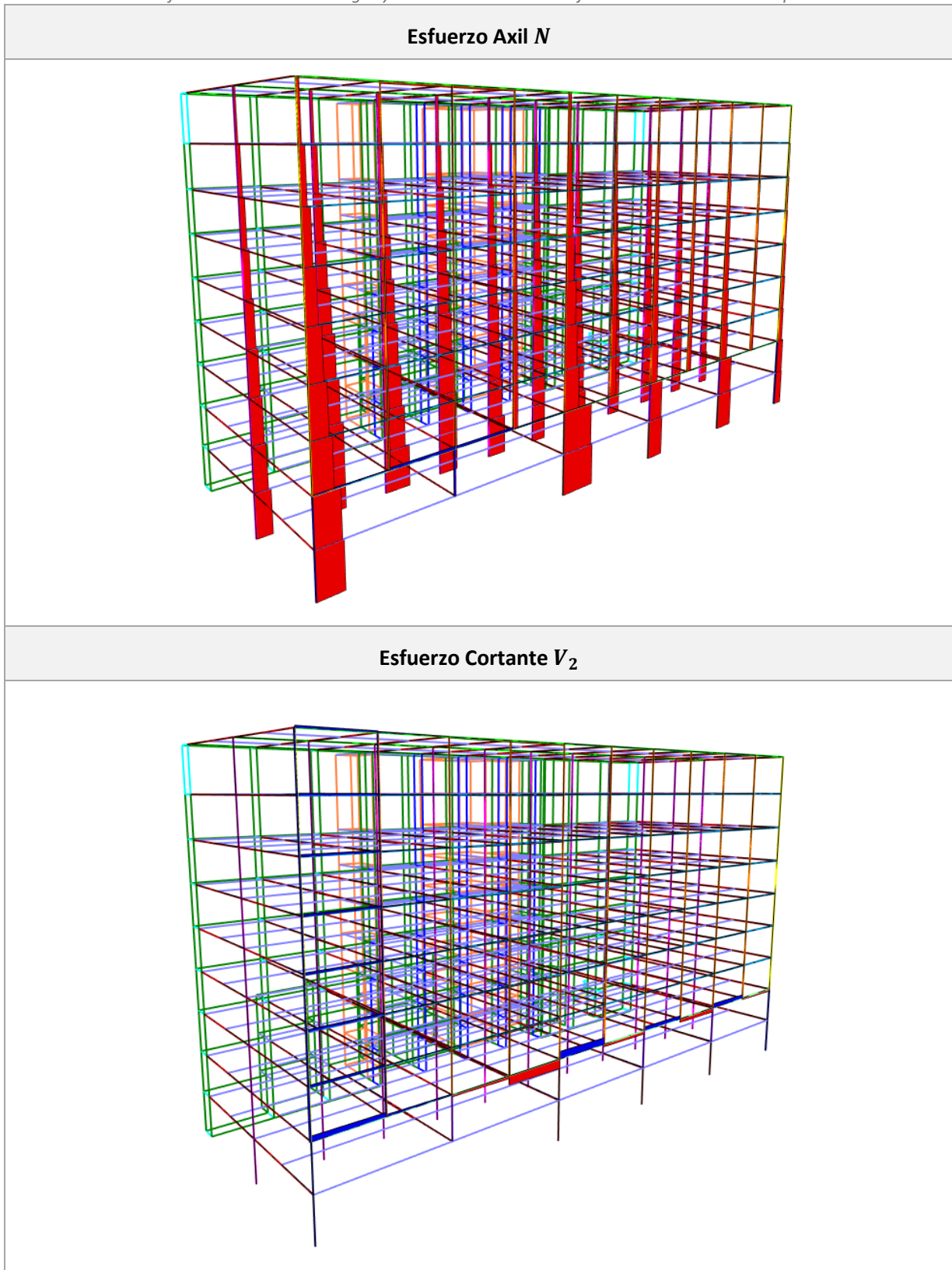
$$u_{z,max}^{G20} = -0.053 \text{ m}$$

$$u_{z,max}^{G24} = -0.060 \text{ m}$$

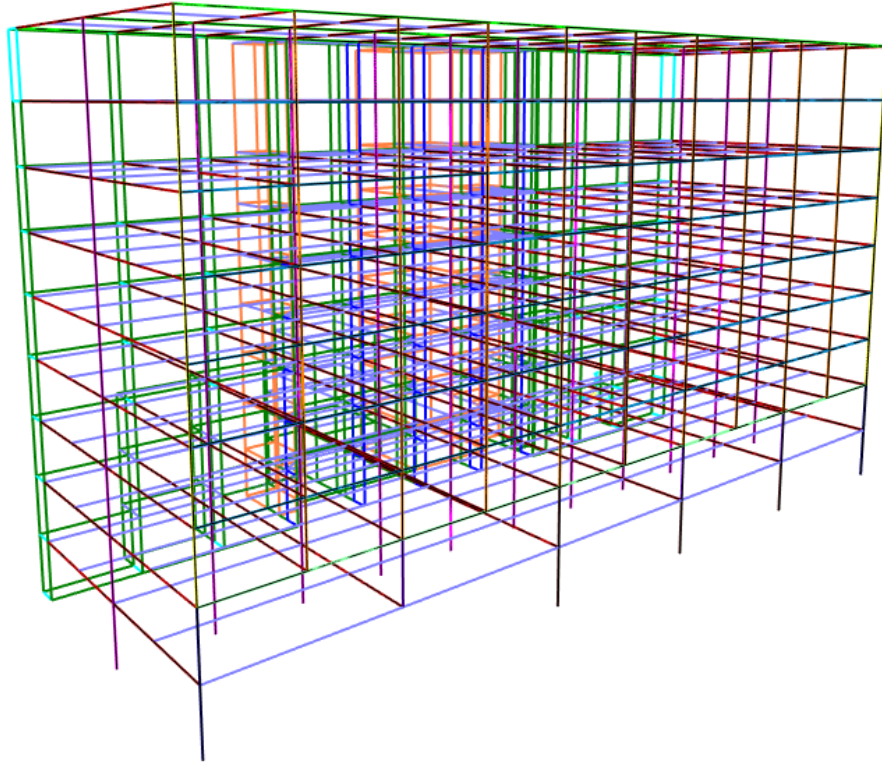
Sólo con este resultado ya cabe esperar que los esfuerzos sean mayores también.

De nuevo, se representan en la siguiente tabla los esfuerzos en los elementos lineales bajo la combinación accidental de cargas:

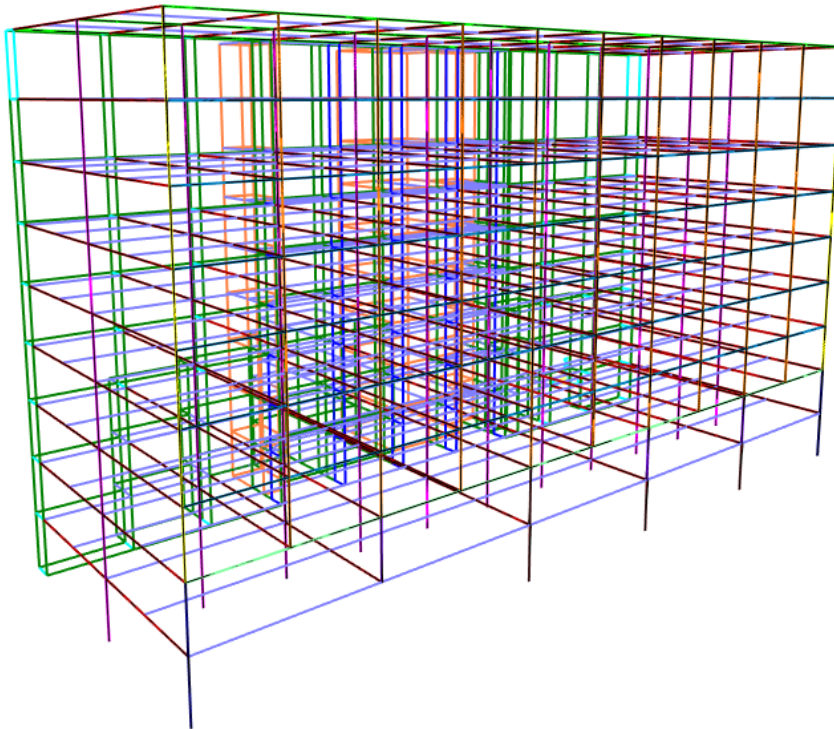
Tabla 27. Esfuerzos resultantes en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.



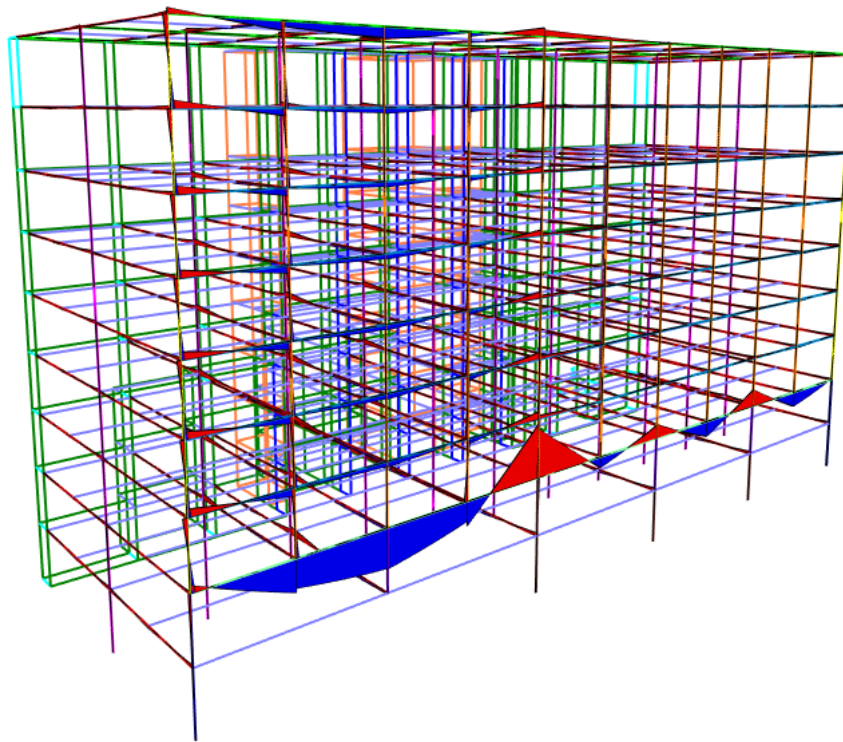
Esfuerzo Cortante V_3



Momento Flector M_2



Momento Flector M_3



Los diagramas son idénticos al caso de fallar G20 pero ajustados a la línea G24. Obteniendo los valores máximos comprobaremos que son mayores a los de ese otro caso:

Tabla 28. Esfuerzos máximos en vigas y columnas del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.

Axil máximo (kN)	Cortante máximo V2 (kN)	Cortante máximo V3 (kN)	Flector máximo M2 (kN·m)	Flector máximo M3 (kN·m)
12510.5	2964.8	241.7	285.7	12046.9

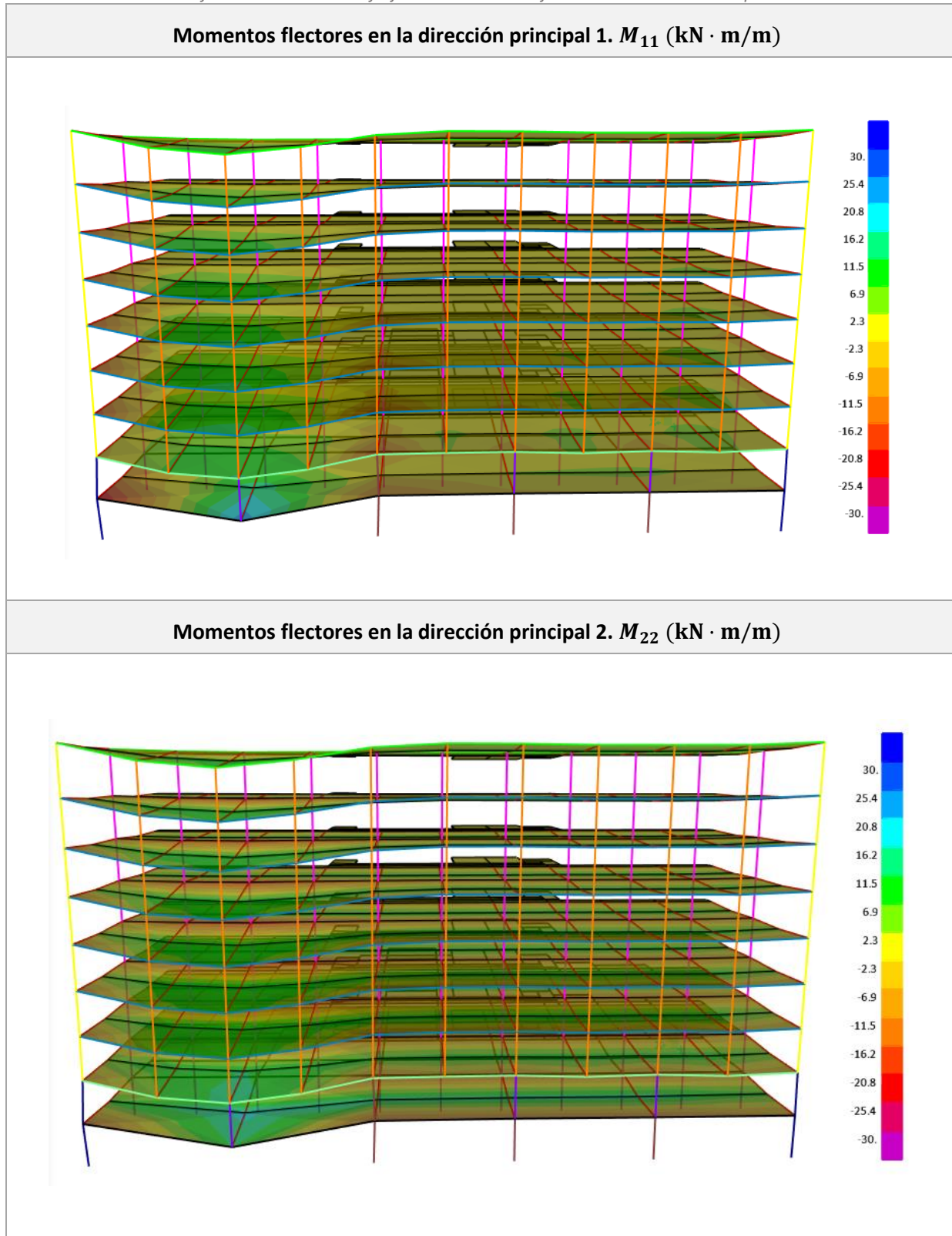
La disposición de los esfuerzos máximos es idéntica a la del caso del fallo en G20, el axil máximo se sitúa en el pilar contiguo al que falla (base de la columna G20), el cortante máximo V_2 y el flector máximo M_3 en la viga de gran canto, a la derecha de la columna G20, donde el reparto de cargas es mayor, el cortante máximo V_3 y el flector máximo M_2 en la columna F24, en la segunda planta, que es el pilar interior que más carga recibe.

Resulta redundante volver a llevar a cabo la comprobación de los elementos solicitados bajo esos esfuerzos, ya que se ha comprobado que aunque no son exactamente los mismos que en el caso anterior, sí que tienen las mismas características geométricas y mecánicas que ellos, con lo que al ser los esfuerzos más elevados no se cumplirán las comprobaciones tampoco. Sólo podría haber duda en el caso del axil, pero no es muy valor muy alejado al comprobado en el apartado 5.3.1.1, por lo que se puede deducir que tampoco habrá inestabilidad por pandeo y la tensión máxima bajo la carga de diseño superará la resistencia a compresión en este caso.

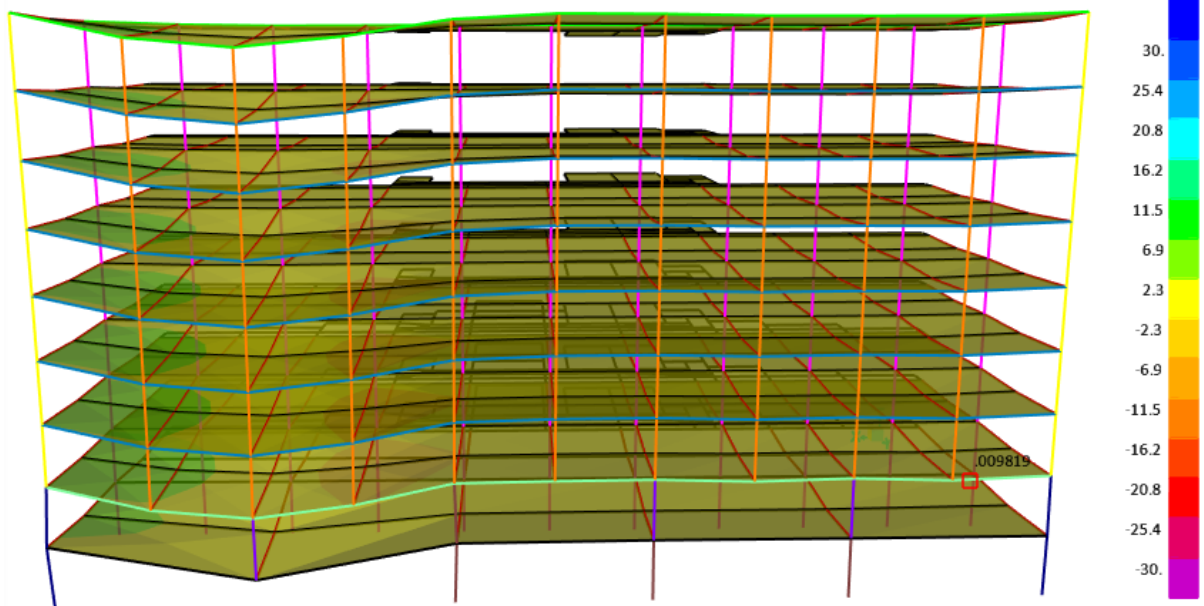
5.4.2 Comprobación de los forjados.

Se muestran los resultados de los forjados para el caso que ocupa a este apartado:

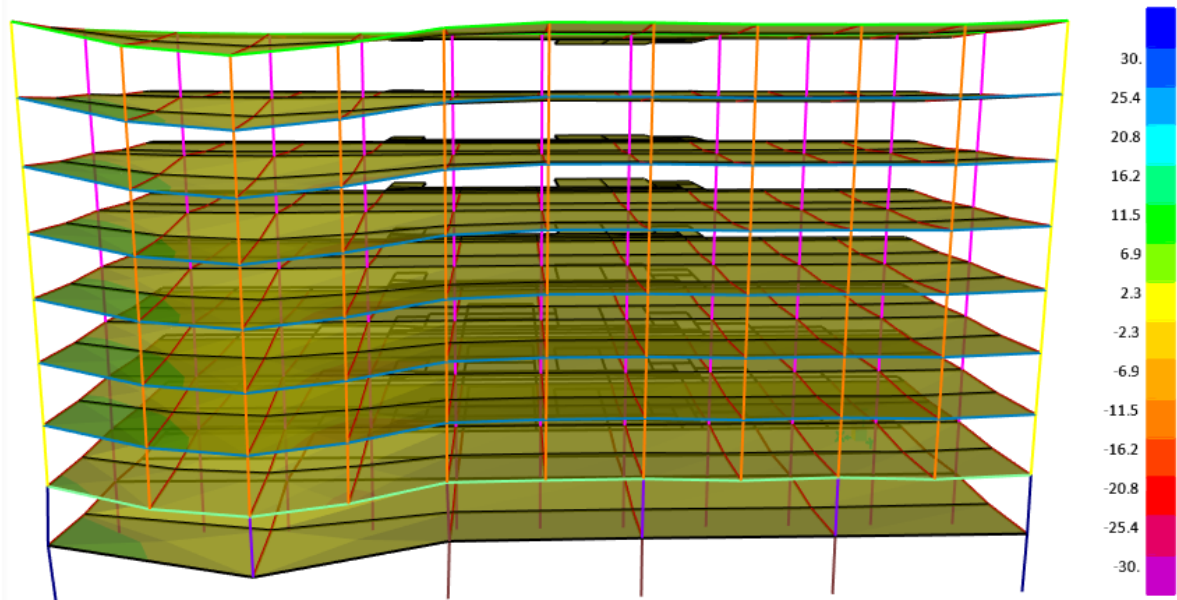
Tabla 29. Esfuerzos resultantes en forjados del análisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.

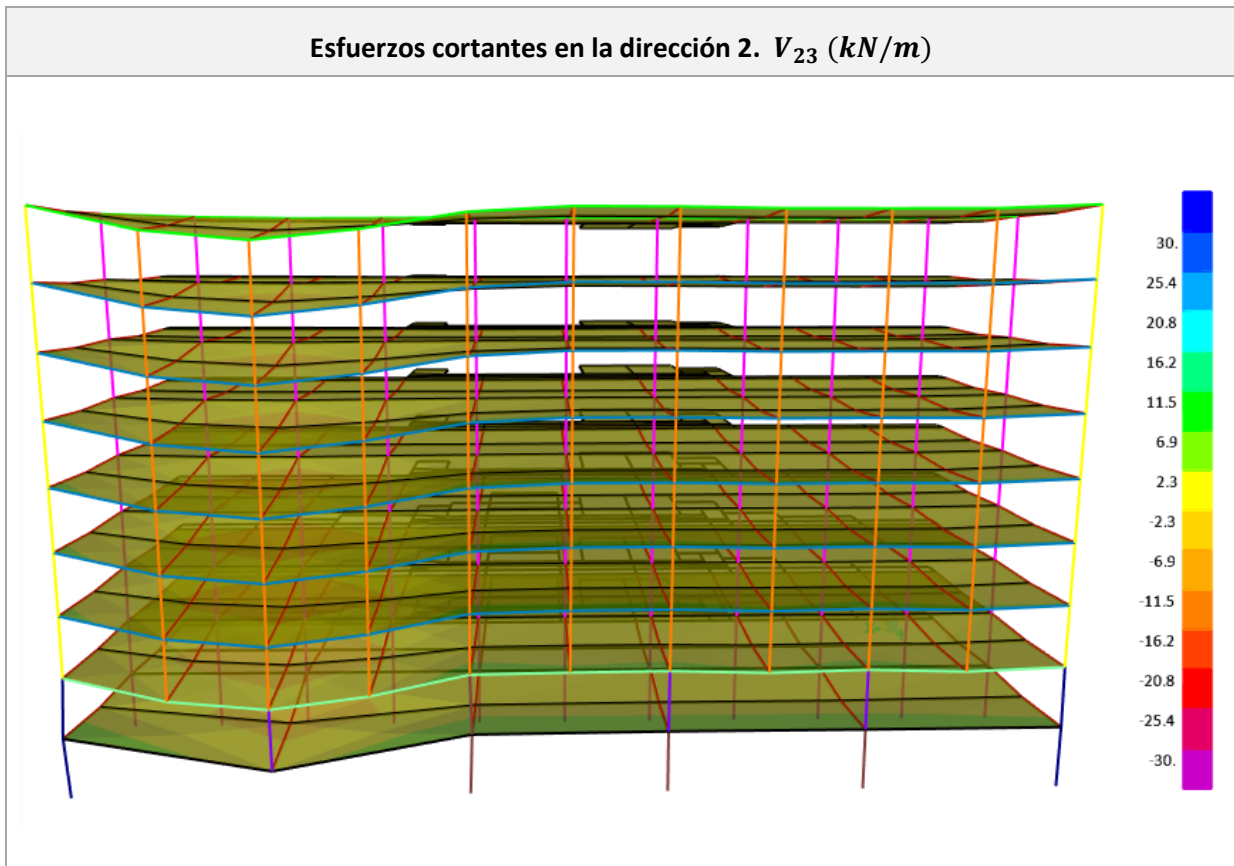


Momentos torsores. M_{12} (kN · m/m)



Esfuerzos cortantes en la dirección 1. V_{13} (kN/m)





La configuraci3n es muy similar a la del apartado anterior, pero se comprueba que al igual que para los elementos lineales los esfuerzos aumentan:

Tabla 30. Esfuerzos resultantes en los forjados del an3lisis bajo ELA en el modelo de colapso adicional.

Cortante m3ximo V_{13} (kN/m)	Cortante m3ximo V_{23} (kN/m)	Flector m3ximo M_{11} (kN · m/m)	Flector m3ximo M_{22} (kN · m/m)	Torsor m3ximo M_{12} (kN · m/m)
6.82	-10.43	-25.71	-36.87	6.28

Todos los valores m3ximos vuelven a encontrarse en forjados contiguos a la columna que falla, demostrando la transmisi3n de cargas entre los elementos cercanos al fallo inicial una vez m3s.

Al igual que en el caso de las comprobaciones de vigas y pilares, no se considera necesario demostrar que estos elementos no son capaces de resistir tan altos esfuerzos, teniendo en cuenta que son levemente mayores a los del caso en el que falla G20. El apartado siguiente se dedicar3 a concretar las diferencias entre los diferentes modelos estudiados y los resultados presentados a lo largo de este capítulo.

5.5 Discusi3n.

En vista de los resultados expuestos anteriormente, se verifican las distintas nociones sobre colapso progresivo comentadas a lo largo de esta memoria. Las diferencias entre el caso original y los casos

en los que un elemento vertical primario de la estructura falla muestran cómo las mismas verificaciones pasan de ser correctas a no serlo, deduciendo que, aunque originariamente el edificio no se diseñó bajo las premisas de esta normativa, si ese fuese el caso la configuración de una estructura regular, sin puntos críticos ni elementos poco convencionales y formada por pórticos de hormigón armado, no resistiría la carga accidental provocada por el fallo, aunque sería capaz de resistir los esfuerzos propios de las cargas habituales.

Además, se pone en evidencia también el modo de fallo descrito por el grupo de expertos que examinó la estructura tras el colapso parcial, y que se comentó en el apartado 3.2 de esta memoria. Dejando de lado la carga debido al impacto de la explosión, al perderse la columna G20, los elementos contiguos sufren una sobrecarga para la que no están dimensionados. De esta manera, la columna G24 recibe una carga excesiva, que según las comprobaciones acerca la tensión de diseño a la resistencia a compresión de la misma. Claramente, esto es una simplificación del conjunto de esfuerzos que se desarrollaría en la realidad, al igual que se deben tener en cuenta las limitaciones del análisis de tipo elástico lineal, que es el que se ha llevado a cabo. Por tanto, debido a estas simplificaciones este resultado no muestra que la columna rompería por un mecanismo de compresión que supera su resistencia, que puede deducirse que fue el fallo en la realidad, sino que sirve para comprobar cómo se realiza el reparto de cargas y que coincide con lo expuesto en la normativa UFC 4-023-03 [13].

Es importante destacar igualmente el cambio en la tendencia de los esfuerzos de muchos de los elementos. Se comentó en la sección 5.3.1.3 la problemática con la viga de gran canto y el cambio en el sentido del momento en la línea G20, pero no es el único elemento que sufre esta inversión de momentos. Todas las vigas longitudinales de esa zona sufrirán el mismo fenómeno, aunque sea la de gran canto la que soporte la mayor carga. En la zona donde se pierde el elemento vertical, muchos de los elementos pasan de tener que resistir un momento flector positivo a uno negativo, o viceversa. Por ejemplo, si se representa el momento M_2 en pilares de la fachada norte:

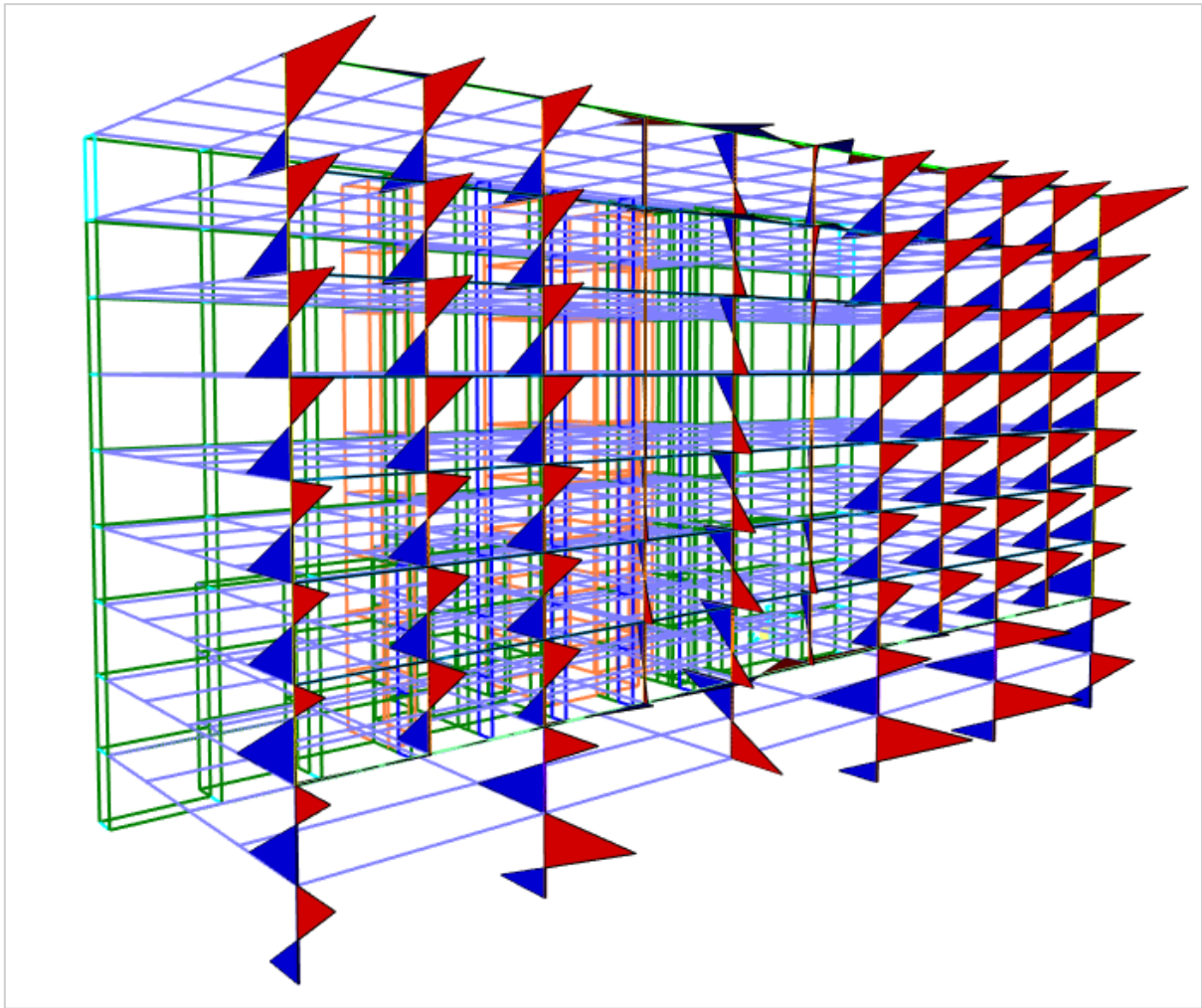


Figura 45. Momentos flectores M_2 en la fachada norte del modelo de colapso inicial bajo el ELA.

Se ha aumentado la escala para que sean visible las leyes en todos los elementos. Se observa como en la zona de G20 los pilares pasan de soportar momentos positivos en su base y positivos en la cabeza al caso contrario. Esto puede no ser mayor problemática en el caso de pilares, ya que habitualmente se dimensionan con armadura simétrica, pero la compatibilización en los nudos con los elementos viga hará que en ellas haya inversión de momentos también. Por tanto, en la unión de las vigas transversales de la zona del fallo con los pilares de la fachada norte las secciones en las vigas estarán traccionadas y probablemente no resistirían por no tener el refuerzo necesario.

Es fácilmente deducible que la misma problemática se situará en los forjados de la zona, aunque éstos disponen de mallazos de refuerzo tanto en la cara superior como en la cara inferior, con lo que se necesitaría un estudio más detallado para determinar si la inversión de momentos produciría su agotamiento también.

Por tanto, se pone de manifiesto una de las mejoras en el diseño de cualquier estructura de edificación que se quiera dimensionar ante el colapso progresivo por el fallo de uno de los elementos primarios verticales. Además, no sólo sería necesario prever la inversión de esfuerzos,

sino que se debería ser capaz de aportar la ductilidad necesaria en los nudos que sufren el fenómeno, similar al caso del dimensionamiento de un edificio ante la acción sísmica. Este dimensionamiento escapa los objetivos del presente trabajo.

Por otro lado, aunque podría resultar efectivo el dimensionamiento de toda la estructura tal que pudiera resistir tanto momentos negativos como positivos en los puntos críticos, este sistema de refuerzo con total seguridad resultaría muy costoso, con lo que las diferentes técnicas de refuerzo expuestas en el apartado 2.4 de esta memoria resultan más atractivas. Además, este no es el caso que ocupa a este trabajo, ya que el dimensionamiento del refuerzo que se expondrá en el capítulo siguiente se ha enfocado tal que se dispone con el edificio ya construido en fase de servicio.

6. DISEÑO DEL SISTEMA DE REFUERZO

6.1 Dimensionamiento.

El refuerzo de una estructura ante colapso progresivo debe partir de un análisis específico de la estructura en cuestión y la transmisión de cargas en la misma. El caso del Alfred P. Murrah ha sido estudiado a lo largo de esta memoria y tal y como se ha mostrado en el capítulo anterior los supuestos más desfavorables han sido presentados. A partir de esos resultados se puede determinar la transmisión de esfuerzos propia del método de estudio empleado en este caso (Método del Camino Alternativo de Cargas) y con ella determinar qué refuerzo es adecuado para este edificio. Es fundamental destacar que el enfoque de este trabajo será el de un refuerzo del edificio ya existente, es decir, lo que se busca es diseñar un elemento capaz de soportar los esfuerzos que se han determinado en el capítulo 5, con la estructura tal y como era si se hubiese implementado un refuerzo ante el posible colapso progresivo que ocurrió en la realidad.

Por tanto, el análisis de esta estructura bajo colapso progresivo, si no hubiese ocurrido en la realidad, probablemente sería el mismo que el que se ha llevado a cabo, debido a que los elementos primarios más susceptibles a fallar y causar la reacción en cadena son exactamente los pilares de las primeras plantas en la fachada norte, debido a la disposición de la viga de gran canto que los recoge, así como el hecho de que en la fachada sur los muros de cortante aportarían una rigidez superior y no se trataría del caso más desfavorable. De esta manera, centrándonos en la fachada norte, se analiza la transmisión de esfuerzos cuando falla G24, siendo similar para el caso de G20:

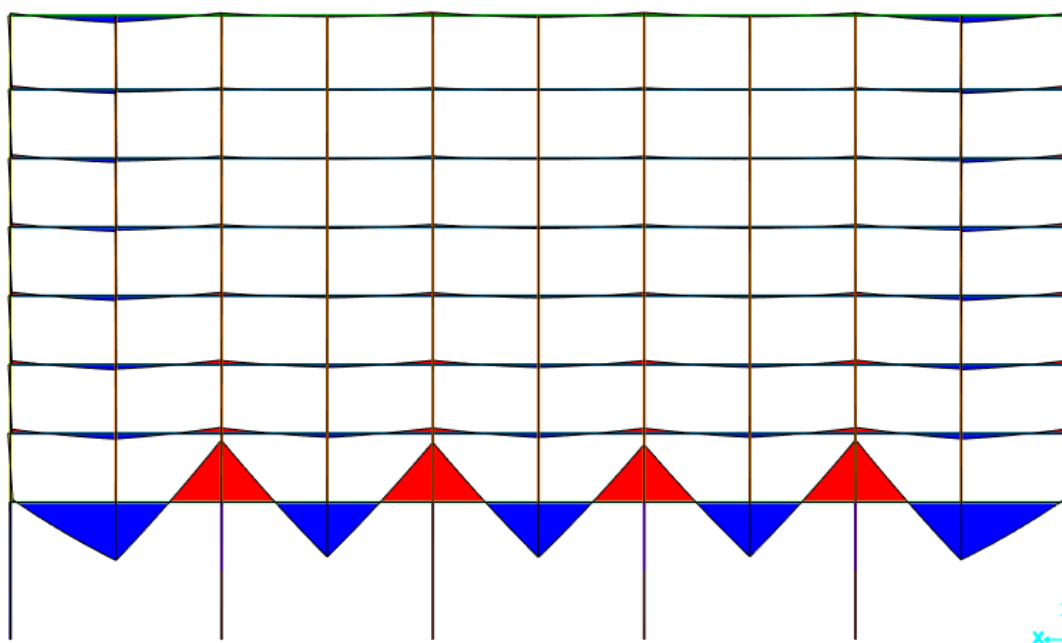


Figura 46. Diagrama de momentos en la fachada norte en la situación original de proyecto.

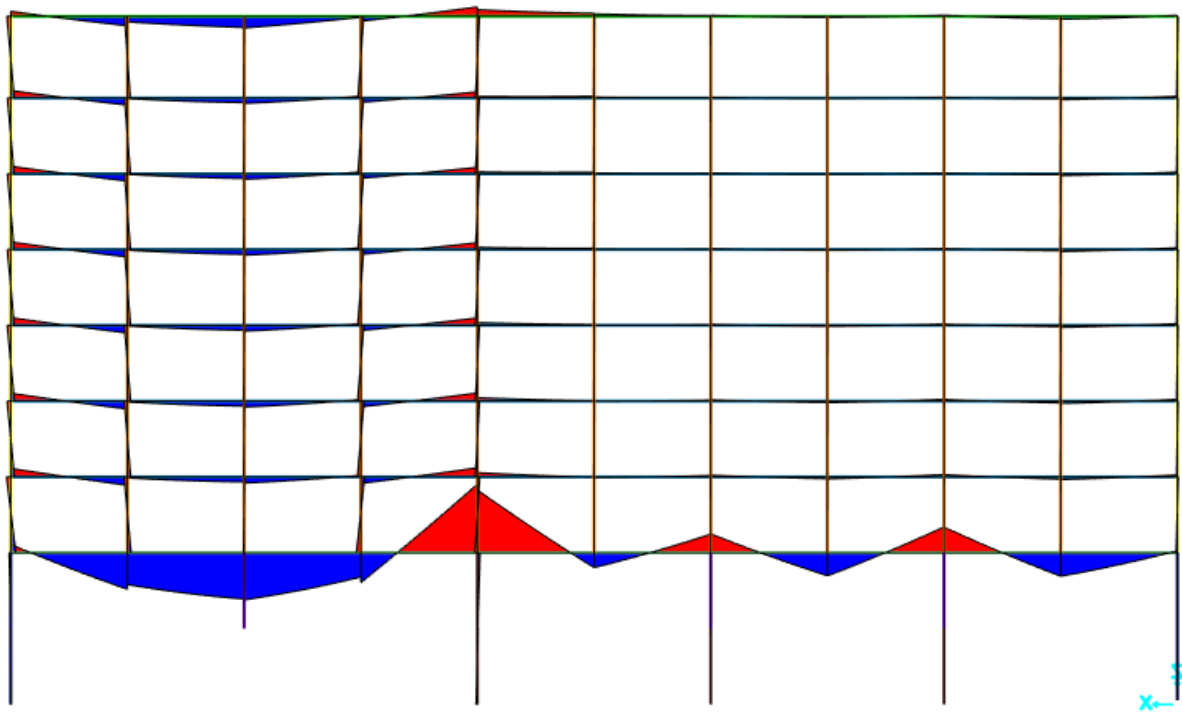


Figura 47. Diagrama de momentos flectores en la fachada norte tras fallar la columna G24.

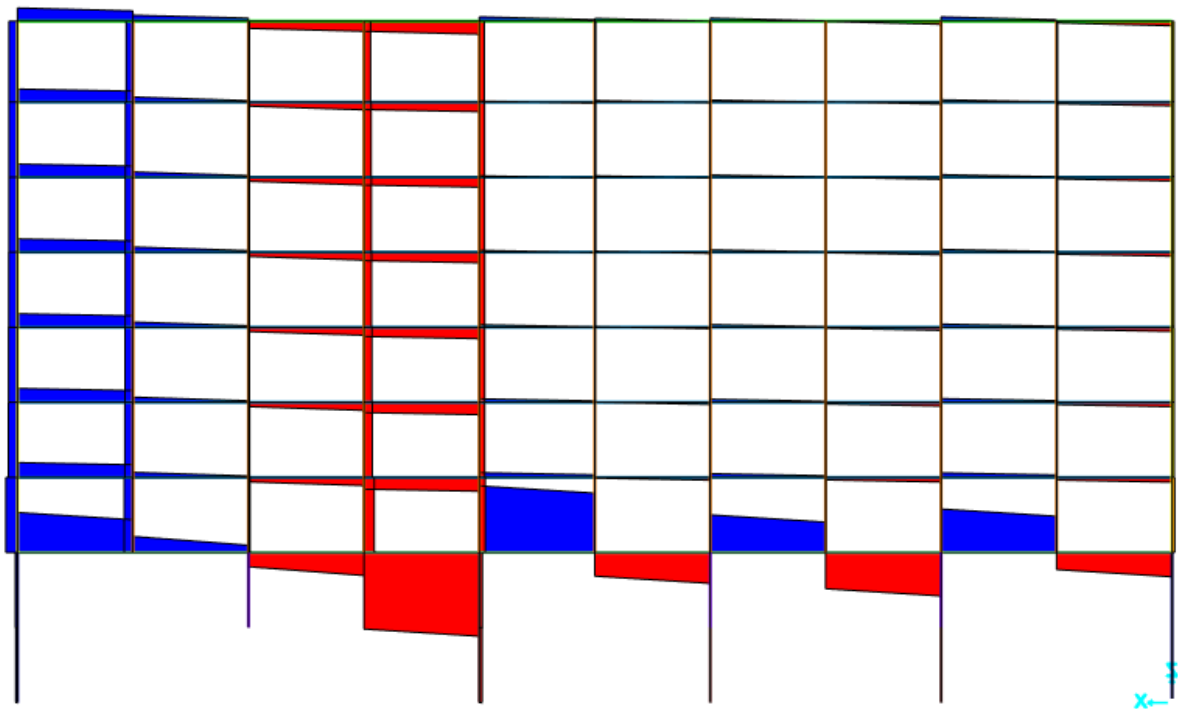


Figura 48. Diagrama de cortantes en la fachada norte tras fallar la columna G24.

En estas figuras se observa cómo la transmisión de esfuerzos pasa desde la viga de gran canto de la tercera planta por los elementos que conforman la fachada y terminan en la viga perimetral de la cubierta. Además, el desplome de elementos es evidente, lo que lleva a pensar en la manera de evitar estos desplazamientos tan desproporcionados. Por ello, el refuerzo propuesto consistirá en

aportar mayor rigidez a la viga perimetral de la cubierta, de manera que sirva como mecanismo resistente al cual se unen los pilares que pierden el apoyo inicial que tenían, porque se elimina uno de los elementos verticales o, en el caso de esta estructura, porque la viga de gran canto deja de aportar resistencia. Esta medida se considera mucho más efectiva ante otras de las propuestas en el capítulo 2, debido a que la solución con refuerzos en distintos elementos de la estructura resultaría muy invasiva en la estructura existente, a diferencia de reforzar únicamente la viga perimetral de la cubierta. Igualmente, el refuerzo añadiendo elementos como cables resulta poco conveniente en estructuras convencionales de edificios, es mucho más indicada para otras estructuras como puentes. La clave del refuerzo propuesto no es sólo el modo de fallo observado, sino que se trata de una estructura existente y encontramos limitaciones en las actuaciones que pueden llevarse a cabo en contraposición al diseño de una estructura nueva.

Además, hay un aspecto importante del diseño que viene dado por el método de diseño descrito, y es que al aportar mayor rigidez en elementos de la estructura que anteriormente no la tenían el reparto de esfuerzos internos difiere del caso original. De esta manera, al rigidizar la viga de la cubierta ésta soportará esfuerzos de flexión, cortantes y axiles mayores, por lo que no se pueden tomar para el dimensionamiento aquellos de los modelos descritos en el capítulo 5, y que se muestran en las figuras 34 y 35 anteriores. Para determinar esos esfuerzos, se ha realizado otro modelo en el que se ha incluido un elemento muy rígido como viga de la cubierta, para llegar al equilibrio en el que las cargas se reparten por la estructura como lo harán cuando el refuerzo se coloque. Los diagramas resultantes son similares en forma a los anteriores, pero los valores soportados por la viga de la cubierta son mucho mayores, siendo los máximos:

Tabla 31. Valores de los esfuerzos de diseño del refuerzo.

Cortante máximo V_d (kN)	Flector positivo máximo M_d^+ (kN · m)	Flector negativo máximo M_d^- (kN · m)
1067.7	6524.3	-3839.9

El refuerzo consistirá en aumentar las dimensiones de la viga en cuestión y aportar mayor rigidez tanto a flexión positiva como negativa y a cortante. Se ha comprobado que mayoritariamente el reparto de cargas tras el fallo exige que la estructura resista unos mayores esfuerzos de flexión en el plano donde se produce el fallo, por lo que se partirá de un predimensionamiento con una sección de mayor canto añadiendo una capa de hormigón armado con materiales de mayor resistencia, de manera que la resistencia a compresión del hormigón será:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Y la resistencia característica del acero de refuerzo será:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Además, observando las diferencias entre los diagramas de flectores para el caso original y el del fallo, se pone de manifiesto la problemática de este diseño: en las zonas de unión entre pilares y vigas, que son secciones de las vigas dimensionadas para un momento negativo ya que es el habitual en el punto de estudio, se produce una inversión de momentos, y pasa a ser positivo. Según los datos del documento del FEMA [22] en estos puntos sólo se tiene armadura superior en las vigas, ya que la armadura inferior se localizaba a lo largo de las vigas pero no había superposición en la unión con los pilares. Incluso este documento, en el anexo B dedicado a describir en detalle los refuerzos de los elementos, se describe que esa sección es un punto crítico para el caso de la explosión, en el que los momentos de los pilares pasan de ser negativos a positivos en esa zona.

Por tanto, el dimensionamiento actual debe ser capaz de adecuarse tanto a las tensiones dadas en los elementos por momentos flectores positivos como negativos, de gran magnitud, y sin poder añadir armadura dentro del elemento ya existente. Partiendo de la premisa de aumentar la sección transversal de manera que se aporten materiales más resistentes y se aumente el canto de la sección para resistir más efectivamente los momentos flectores, se presentan a continuación diferentes posibilidades de refuerzo consideradas y la comparativa entre ellas. Los primeros prediseños se centran en la resistencia a flexión de las secciones, de manera que tras conseguir esto se diseñarán los demás elementos necesarios, como anclajes entre los dos hormigones, armaduras transversales y de piel, etc.

6.1.1 Primera alternativa.

En la primera alternativa se buscará que la sección reforzada tenga la resistencia a flexión suficiente añadiendo únicamente armado en el bloque de hormigón adicional que se ha comentado anteriormente. Sin embargo, no es viable una solución en la que la viga tenga un canto excesivo, sobre todo porque el canto original ya es de $h = 1.22 \text{ m}$. Se propone entonces recrecer la sección hasta 1 metro más, entendiendo que la viga perimetral en la cubierta podría funcionar como el muro perimetral en la planta de la cubierta, un elemento que normalmente no es estructural.

En el canto añadido se incluye armado en las caras superior e inferior. Llegados a este punto, conviene recordar las disposiciones necesarias según el Eurocódigo 2 de Proyectos de Estructuras de Hormigón (EN 1992-1-1 [33]) en cuanto a separación entre barras de refuerzo. En su apartado 8.2 especifica que la distancia entre barras debe ser mayor a la mínima entre el diámetro de las barras o $d = 20 \text{ mm}$. Asumiendo que siempre se colocarán barras mayores a $\phi = 20 \text{ mm}$, porque la sección necesitará estar fuertemente reforzada, se dispondrán las barras de manera que la distancia entre ellas será siempre mayor al diámetro de las mismas. En cuanto al recubrimiento, se propone mantener un valor constante tanto para los recubrimientos laterales como superior e inferior de $r = 0.07 \text{ m}$.

El armado en la zona superior será el necesario para resistir los excesivos momentos negativos que se producen en las cabezas de los pilares contiguos a aquellos que fallan, además de los momentos negativos propios de la situación normal de proyecto, ya que en ese caso las mayores tensiones de tracción se dan en la parte superior de la viga. Cuanto más canto añadamos mayor será la capacidad, ya que el brazo mecánico de ese armado aumenta. Será relativamente sencillo conseguir la capacidad suficiente bajo momento negativo, pero para la resistencia a momento positivo se debe confiar en que al añadir armado en la cara inferior del refuerzo la fibra neutra de la sección quede por encima del mismo y este se encuentre traccionado. Se propone una sección con las siguientes características:

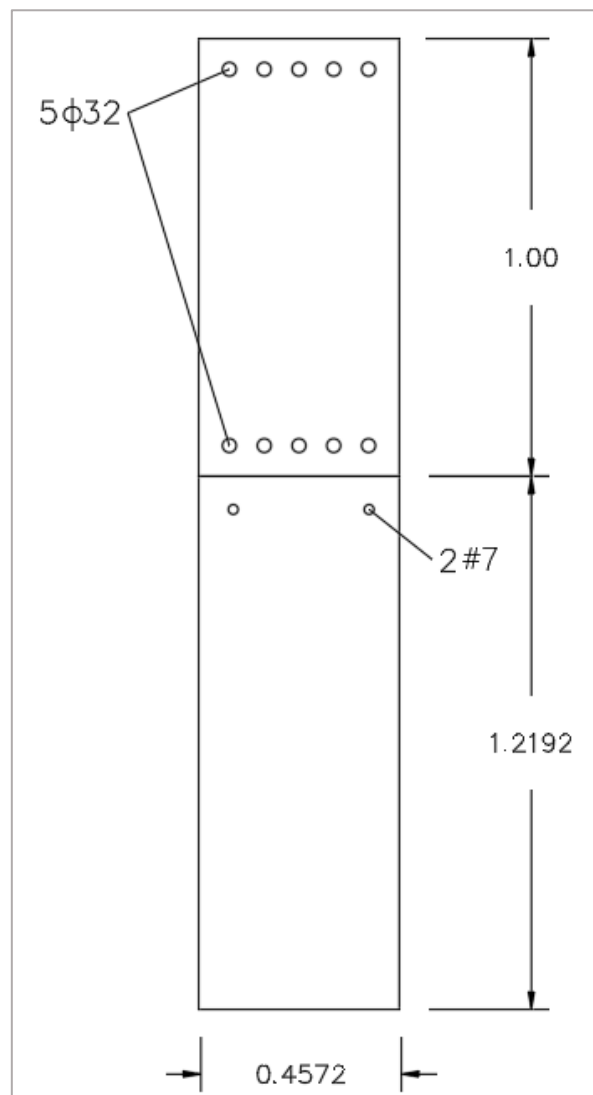
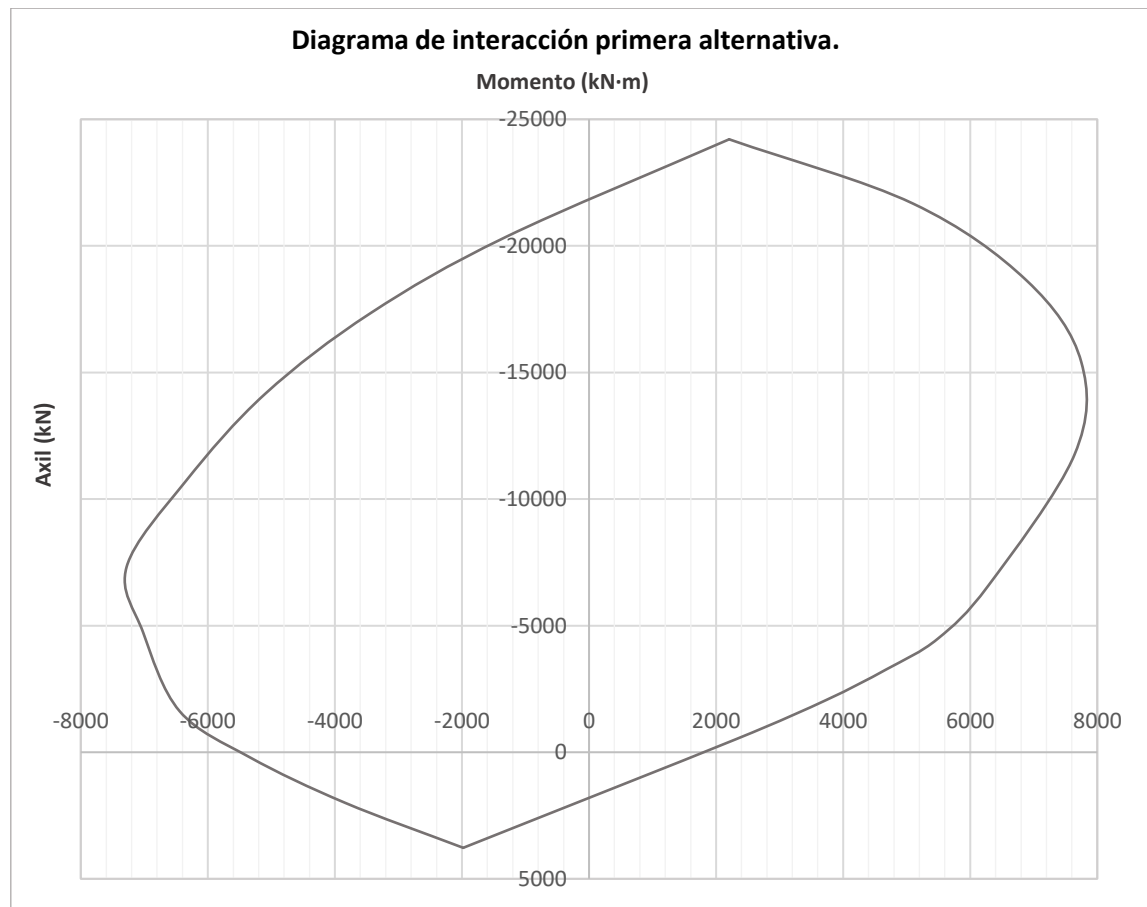


Figura 49. Propuesta de sección reforzada de la primera alternativa (dimensiones en metros).

Como se observa en la imagen, el refuerzo añadido es simétrico en ambas caras y será de $5\phi 32 \rightarrow A_s = 40.2 \text{ cm}^2$. Con el diagrama de interacción axil-flector de esta sección se puede consultar la capacidad a flexión negativa y positiva de la misma:



Gràfica 1. Diagrama de interacci3n axil-momento de la secci3n reforzada de la primera alternativa.

Las capacidades son:

$$M_{adm}^+ = 1985.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{adm}^- = -5743.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, para los momentos de dise1o, que eran $M_{Ed}^+ = 6524.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ y $M_{Ed}^- = -3839.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, se comprueba lo explicado anteriormente, la capacidad negativa es mucho m1s alta pero la positiva es muy reducida. Tras varios tanteos, se a1ade una gran cantidad de armadura en la parte baja del refuerzo, 5 filas de $5\phi 32$, pero aun as1 la capacidad a momento positivo no es suficiente, qued1ndose en ese caso en $M_{adm}^+ = 4391.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$. No ser1a conveniente tampoco reducir el canto a1adido porque as1 la fibra neutra bajar1a en la secci3n total y la armadura a1adida podr1a no estar traccionada. Por estos motivos, se deduce que esta soluci3n nunca ser1a capaz de aportar la capacidad necesaria para resistir el momento positivo de dise1o, debido a que probablemente no se consiga que estas barras trabajen a tracci3n en su totalidad. Lo m1s efectivo ser1a a1adir armadura en la parte baja de la secci3n existente, donde las tracciones son m1ximas bajo flectores positivos, para aumentar el brazo mec1nico y el rendimiento de la secci3n. Sin embargo, como ya se ha comentado, est1 fuera de las posibilidades de este refuerzo modificar la viga existente.

6.1.2 Segunda alternativa.

La segunda alternativa parte de la base de la primera, explicada en el subapartado anterior. Se ha comprobado cómo es relativamente sencillo que la sección sea capaz de aportar la capacidad bajo momentos negativos que se requiere. Para llegar a una solución con respecto a la capacidad positiva, se propone a continuación una actuación sobre la viga existente, que consiste en añadir pletinas metálicas en las caras de la misma. Sería efectivo de igual manera añadirlas en su cara inferior, pero constructivamente en un edificio ya operativo no es viable, ya que las vigas estarán unidas a los muros de la fachada en esa zona. Se buscará añadir estas pletinas en la parte baja, para que el brazo mecánico sea el mayor posible con respecto a la sección y la resistencia que aporte la máxima.

Estas pletinas estarán hechas de acero estructural, se ha escogido del tipo S-355, cuyas características en el programa SAP2000 son:

Tabla 32. Definición en SAP2000 del acero de las pletinas.

Propiedad	Valor
Peso específico (γ)	76.97 kN/m ³
Módulo elástico (E)	210 GPa
Límite elástico característico (f_{yk})	355 MPa
Tensión de rotura (f_u)	510 MPa

Se presenta a continuación la solución final tras optimizar el diseño. Para las dimensiones de las pletinas, se ha buscado un catálogo comercial [36], y se han escogido pletinas de espesor $e = 20 \text{ mm}$ y canto $h = 400 \text{ mm}$, Como se puede observar, también se han realizado cambios en cuanto a la armadura necesaria para resistir los momentos negativos. Se ha comprobado que un canto añadido de 1 metro no era necesario, pudiéndose fijar en $h = 0.7 \text{ m}$ con una cantidad algo mayor de armado, $8\phi 32$ dispuestos en dos capas, un total de $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$. La geometría de la sección y el diagrama de interacción axil-momento resultan:

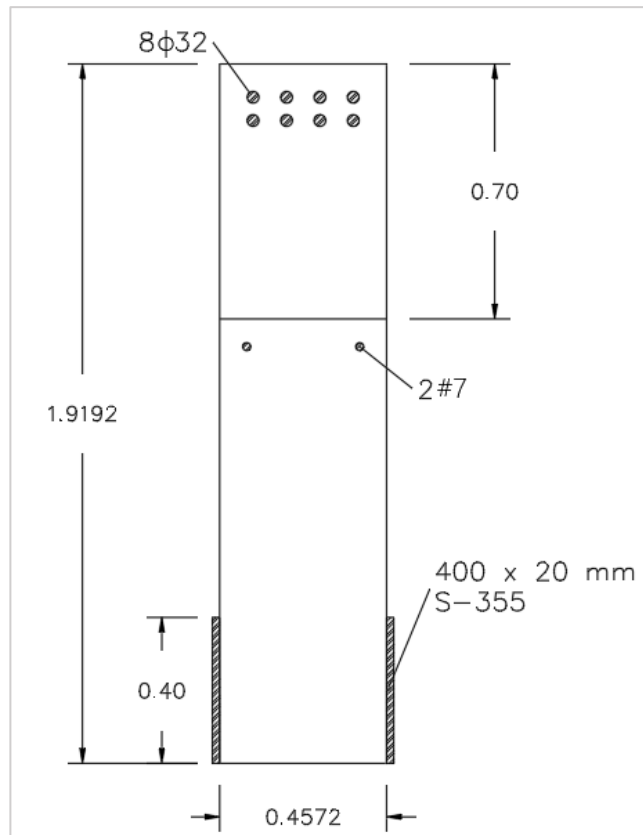
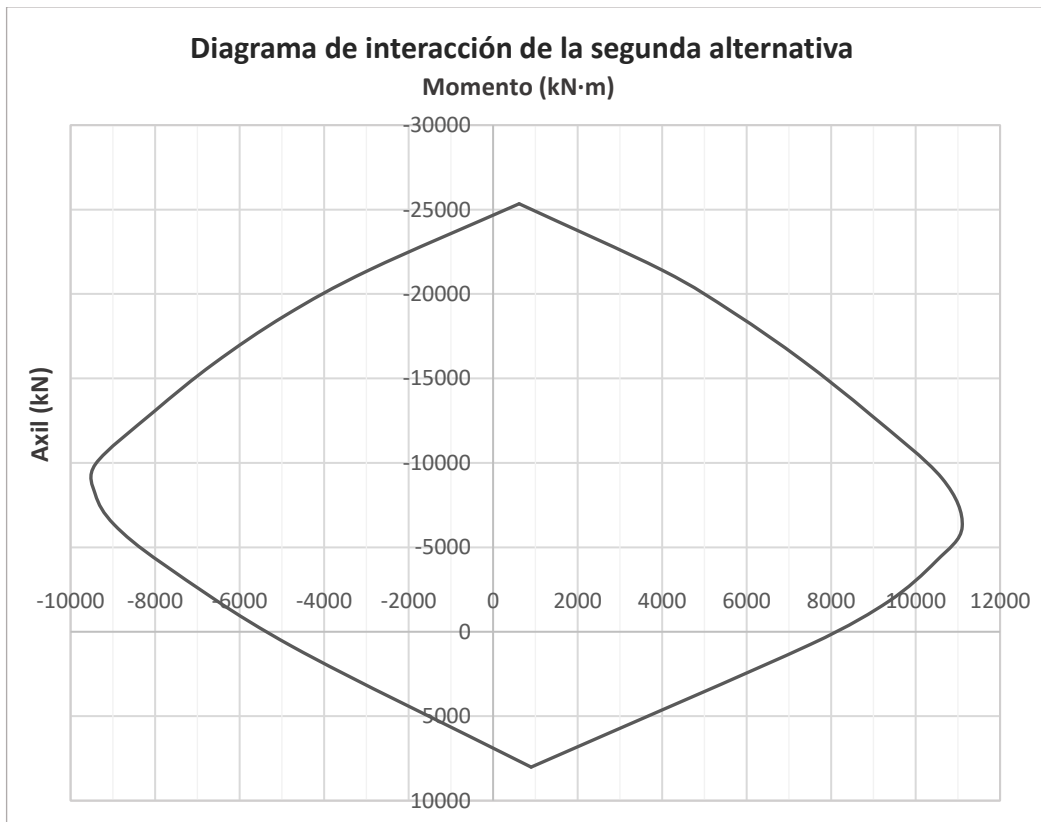


Figura 50. Propuesta de sección reforzada de la segunda alternativa (dimensiones en metros).



Gráfica 2. Diagrama de interacción axil-momento de la sección reforzada de la segunda alternativa.

Una comparaci3n visual con la Gr3fica 1 ya muestra c3mo la capacidad positiva es mucho mayor. Los valores concretos son:

$$M_{adm}^+ = 8409.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{adm}^- = -5604.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Son suficientes para resistir los momentos de dise1o determinados, por lo que ser3a una soluci3n viable. M3s adelante se comparar3a con las otras alternativas presentadas.

6.1.3 Tercera alternativa.

La tercera y 3ltima alternativa es muy similar a la descrita anteriormente, pero con una t3cnica m3s actual y novedosa de refuerzo, que consiste en a1adir bandas de pol3meros reforzados con fibras de distintos materiales, que poseen una resistencia a tracci3n muy alta y son muy efectivos en estos casos. Actualmente existen refuerzos de este tipo con pol3metros reforzados con distintas fibras: de carbono, de vidrio, de aramida... [37] Para esta propuesta se ha escogido el reforzado con fibras de carbono, por ser el m3s comercial y del que m3s estudios e informaci3n se puede encontrar. Al igual que con las pletinas de acero, se ha consultado un cat3logo comercial [38], del que se han escogido bandas del tipo E 200, que tienen 1.4 mm de espesor, y cuyas caracter3sticas mec3nicas se han incluido en SAP como un material adicional definido por el usuario:

Tabla 33. Definici3n en SAP2000 del pol3mero reforzado con fibra de carbono (Carbonplate tipo E 200).

Propiedad	Valor
Peso espec3fico (γ)	15.3 kN/m ³
M3dulo el3stico (E)	200 GPa
L3mite el3stico caracter3stico (f_{yk})	3300 MPa

Cabe mencionar que se ha definido como un material tipo acero para poder a1adir as3 la resistencia a tracci3n, que ser3 de 3300 MPa, y se ha tomado como simplificaci3n que el material tiene un comportamiento isotr3pico. Para este predimensionamiento se considera suficiente esta definici3n simplificada, pudiendo afinarse en un dimensionamiento conciso.

Tras varias pruebas, se comprueba que a1adiendo bandas tal que cubran un canto $h = 0.6 \text{ m}$ de la parte baja de la viga, a ambos lados, se proporciona la capacidad resistente a flexi3n positiva necesaria. Para la flexi3n negativa se dispone la misma armadura ya definida en el caso anteriores. Por tanto, la secci3n propuesta y su diagrama de interacci3n axil-momento son:

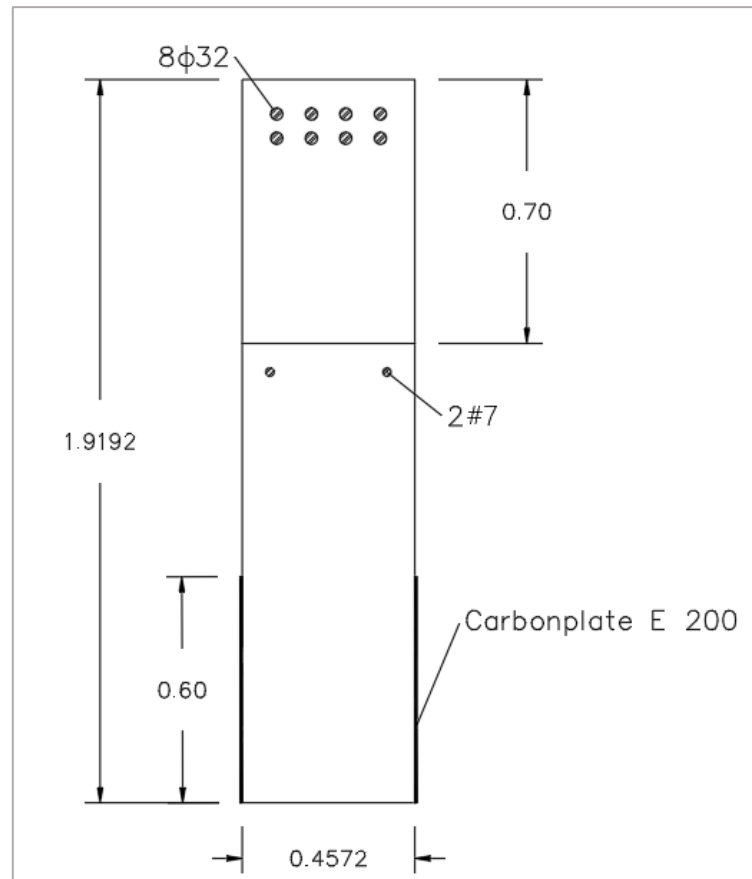
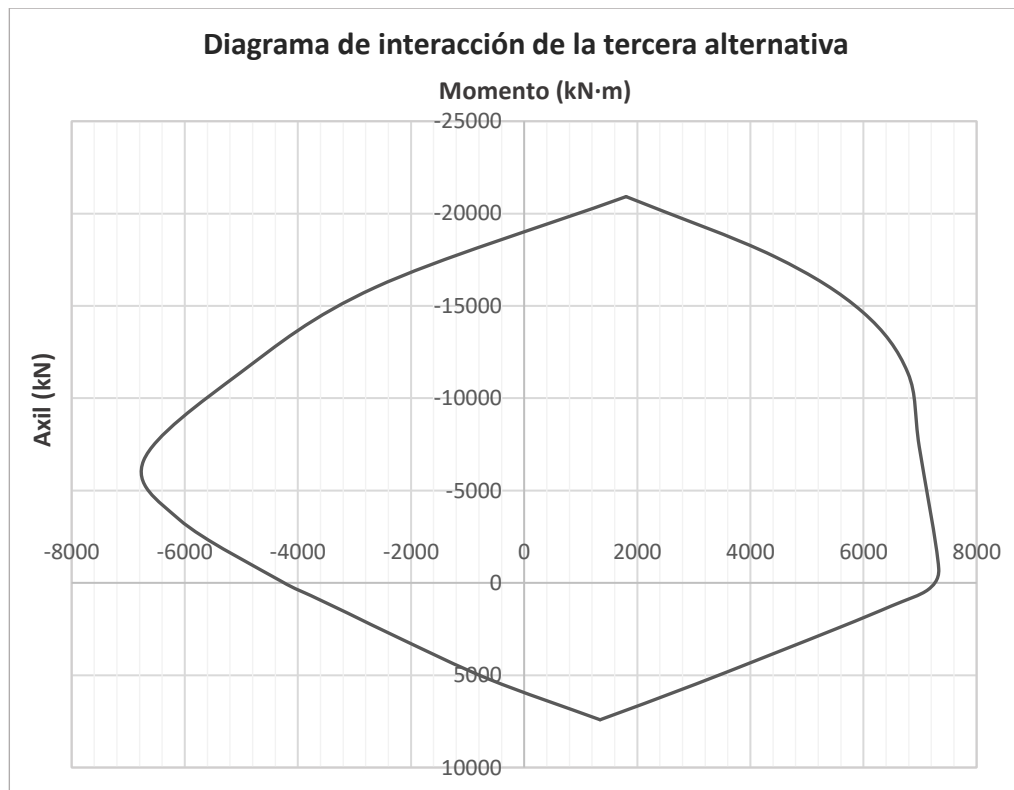


Figura 51. Propuesta de sección reforzada de la tercera alternativa (dimensiones en metros).



Gráfica 3. Diagrama de interacción axil-momento de la sección reforzada de la tercera alternativa.

Las capacidades de flexión positiva y negativa también resultan suficientes:

$$M_{adm}^+ = 7287.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{adm}^- = -4513.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo que en la comparativa final se determinará cuál de las dos opciones viables será la definitiva.

6.1.4 Comparativa y diseño final.

Para la comparativa entre la segunda y tercera alternativa, ya que la primera no es lo suficientemente resistente, se ha recurrido a un cálculo simplificado del precio del material de refuerzo, sin contabilizar otros aspectos de la ejecución, como la mano de obra o los costes indirectos. El precio del material tanto para la alternativa 2 (acero estructural tipo S-355) como para la 3 (polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) se ha tomado del banco de precios de la corporación CYPE Ingenieros S.A [39]. En esta base de precios se proporcionan los siguientes valores:

$$C_{acero} = 1.73 \text{ €/kg}$$

$$C_{CFRP} = 33.66 \text{ €/m}_{lineal}$$

El acero se mide según su peso en kilogramos, pero conociendo la densidad ($\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$) se determina que según su volumen el precio será:

$$C_{acero} = 13580.5 \text{ €/m}^3$$

Conocido el volumen de las pletinas de acero que se han dimensionado en la segunda alternativa, podemos calcular el precio total del material. Se tomará que las pletinas se colocan en toda la longitud de la viga perimetral, debido a que no se conoce en qué zona se podría producir el fallo inicial de algún elemento vertical y el colapso progresivo. En este trabajo se han determinado los casos más desfavorables, pero siempre podrían fallar otros elementos. Además, en la situación normal de proyecto los momentos positivos también deben resistirse. Por tanto, el volumen de refuerzo en un metro de viga será:

$$V_{aceero} = 2 \cdot 0.4 \cdot 0.02 \cdot 1 = 0.016 \text{ m}^3/\text{m}_{lineal}$$

El perímetro total del edificio es:

$$P = 164.592 \text{ m}$$

Con lo que el volumen total de acero y su precio:

$$V_{total,acero} = 0.016 \cdot 164.592 = 2.633 \text{ m}^3$$

$$C_{total,acero} = 2.633 \cdot 13580.5 = \mathbf{35,764 \text{ €}}$$

Para el refuerzo con CFRP, el coste total se obtiene directamente multiplicando por el perímetro del edificio:

$$C_{total,CFRP} = 33.66 \cdot 2 \cdot 164.592 = \mathbf{11,080 \text{ €}}$$

Vemos como el refuerzo con CFRP es aproximadamente un tercio más barato que el refuerzo con pletinas de acero en este caso. Además, su ejecución y colocación tienen ciertas ventajas, principalmente porque las pletinas de acero se colocan con anclajes y pernos que también son costosos y causan un daño indirecto al elemento existente, ya que deben taladrarse los huecos. La unión de las pletinas a la estructura existente se representa en la siguiente imagen:

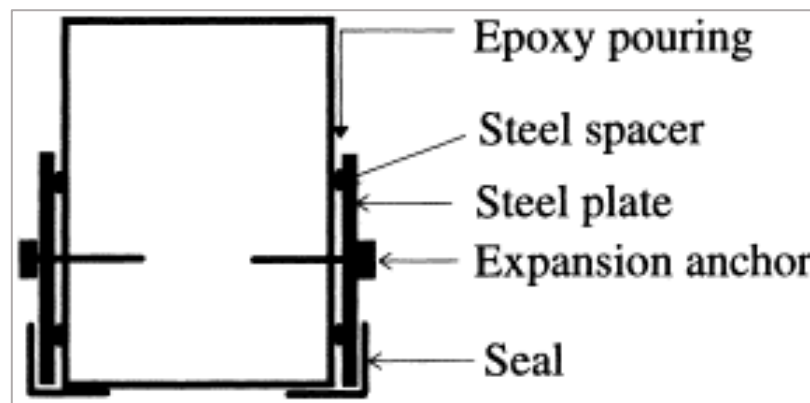


Figura 52. Refuerzo de una viga con pletinas de acero [40].

Sin embargo, el polímero reforzado sólo se trata de unas láminas que se colocan con un adhesivo sobre las caras de las vigas. La ejecución es mucho más sencilla y sin duda menos costosa, y asegura la interacción entre el material existente y el nuevo, porque se unen en toda su superficie.

De esta manera, la solución óptima es la tercera alternativa, con lo que la viga tendrá un refuerzo que consistirá en añadir un volumen mayor de hormigón armado en su zona superior, con materiales más resistentes que los existentes, y unas láminas de polímeros reforzados con fibra de carbono en las caras de la parte inferior de la viga. Aún es necesario evaluar otros aspectos del armado del nuevo elemento de hormigón que se añade, como la resistencia a cortante o la armadura mínima de fisuración que debe colocarse en la parte baja de la pieza, ya que no es aceptable colocar un volumen de hormigón que puede trabajar a tracción sin armar.

En primer lugar, es muy importante el aspecto que se describe en el apartado 6.2.5 del EN 1992-1-1 [33]. Éste se refiere al cálculo de la tensión rasante entre la junta de dos hormigones de diferentes edades, y se especifica que para el caso en el que no se cumpla se deben colocar estribos que unan los dos elementos entre sí. La comprobación es la siguiente:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

Donde:

$$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b}$$

- v_{Edi} es la tensión rasante de cálculo en la junta.
- β es la relación entre el esfuerzo longitudinal en la nueva área de hormigón y el área total, que para esfuerzos mayoritarios de cortante vale 1.
- z es el brazo mecánico de la sección, que se define como un 90% del canto útil.
- b es el ancho de la junta, que en este caso se supone el ancho total de la sección ya que se considera que el contacto entre ambas piezas es continuo.

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd}(\mu \cdot \text{sen } \alpha + \cos \alpha) < 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Donde:

- v_{Edi} es la resistencia a rasante de cálculo en la junta.
- c y μ son valores que dependen de la irregularidad de la junta, que se determinarán a continuación.
- f_{ctd} se define según el punto 3.1.6 de esta normativa [33] como:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.15} \rightarrow f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} \rightarrow f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Resulta:

$$f_{ctd} = 127.79 \text{ kPa}$$

- σ_n es la tensión por unidad de área causada por el esfuerzo externo normal a la sección, que en este caso es nulo, con lo que la tensión también lo es.
- ρ es la relación entre el área de armadura de cortante que atraviesa la junta y la superficie de contorno de la junta por unidad de longitud, que será todo el ancho de la sección en nuestro caso.

Sólo resta determinar los parámetros de irregularidad de la junta, que se describen en el mismo apartado del Eurocódigo. Son parámetros que dependen de la ejecución del hormigonado, de manera que para superficies muy lisas (encofradas con acero o plástico) son valores muy bajos, con lo que bajará también la resistencia a la tensión rasante, y para superficies dentadas con una ejecución minuciosa son valores muy altos. No es objeto de este trabajo definir la ejecución del refuerzo, con lo que se supondrá el caso más desfavorable, el de una superficie muy lisa, para el que esos parámetros tienen los valores:

$$c = 0.025 ; \mu = 0.5$$

Por tanto, la tensión de cálculo será:

$$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b} = 1 \cdot \frac{1067.7}{0.9 \cdot 1.8 \cdot 0.4572} = 1407.7 \text{ kPa}$$

Si igualamos ese valor a la resistencia v_{Rdi} podremos calcular la cuantía necesaria ρ , y con él la cantidad de armadura transversal que debe atravesar la junta:

$$c \cdot f_{ctd} + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) = 1407.7$$

$$0.025 \cdot 12.79 + \rho \cdot 434783 \cdot (0.5 \cdot \operatorname{sen} 90 + \cos 90) = 1407.7$$

Se ha tomado una tensión máxima admisible del acero de $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ y que los estribos se colocarán a 90° . El valor de la cuantía resulta:

$$\rho = 0.00646 = \frac{A_t}{s \cdot b}$$

Con una separación de 10 centímetros entre los cercos, la armadura transversal necesaria será:

$$A_t = 0.00646 \cdot 10 \cdot 0.4572 \cdot 10^4 = 2.954 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16$$

Colocando esa armadura la resistencia a rasante resulta:

$$v_{Rdi} = 1914 \text{ kPa} > v_{Edi} = 1407.7 \text{ kPa}$$

Por lo tanto, entre los dos hormigones deberán colocarse un cerco abierto de $\phi = 16 \text{ mm}$ cada 10 centímetros, que serán dos ramas de $\phi = 16 \text{ mm}$, para asegurar la correcta resistencia a la tensión rasante que se generará en esa junta bajo el esfuerzo cortante determinado. La conexión entre ambos hormigones con esos cercos se describirá en el apartado siguiente.

Continuando con la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de cortante, el máximo que se debe soportar es:

$$V_{Ed,m\acute{a}x} = 1067.7 \text{ kN}$$

Si calculamos la resistencia a cortante de la viga existente, siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 6.2 del EN 1992-1-1 [33] y con los datos proporcionados por el documento de referencia [22]:

$$V_d < V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta = \left(\frac{8 \cdot 10^{-4}}{0.61} \cdot 359.7 + \frac{4.02 \cdot 10^{-4}}{0.1} \cdot 434.8 \right) \cdot 1.03 \cdot 10^{-1} = 2283.7 \text{ kN}$$

Por tanto:

$$V_d = 1067.7 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 2283.7 \text{ kN}$$

Contabilizando la armadura transversal preexistente en la viga perimetral y la aportación de los pasadores que se incluyen para asegurar la transferencia de esfuerzos, cada una con la resistencia del acero que le corresponde, no es necesario incluir más armadura transversal. Esta comprobación es acertada a pesar de que los pasadores no formen cercos cerrados en la viga existente si se tiene en cuenta que la tensión de cortante máxima se encuentra entorno a la fibra neutra de la sección.

En la sección propuesta se encuentra aproximadamente a 20 centímetros del centro de la viga preexistente, según los datos obtenidos en la herramienta de secciones de SAP2000, con lo que los pasadores deberán llegar hasta esa profundidad.

Además, las láminas de CFRP también aportan resistencia adicional a cortante. La empresa comercial MAPEI, de la que se han obtenido los datos del material, permite hacer una estimación de la aportación de resistencia a cortante con una herramienta de cálculo elaborada según la normativa americana ACI PRC-440.2-17, que se centra en el diseño de elementos de hormigón reforzados externamente con láminas de polímeros reforzados con fibra de vidrio. De esta manera se ha estimado que se puede aportar entre 400 y 700 kN de resistencia a cortante, lo cual es muy relevante para este diseño. La contribución de todos estos elementos se considera adecuada para resistir el cortante en la viga original.

Sin embargo, no sólo la viga existente resistirá el cortante de la situación accidental, sino que el nuevo refuerzo también. De esta manera, considerando el cortante máximo como valor de dimensionamiento, se necesita una cantidad de armadura transversal igual a:

$$\frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 1067.7 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1067.7}{0.9 \cdot 0.7 \cdot \frac{500}{1.15} \cdot 10^3 \cdot 1} = 38.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con una separación de $s = 10 \text{ cm}$, resulta:

$$A_t = 3.90 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 12$$

Serán 2 cercos de 2 ramas cada 10 centímetros, en el hormigón adicional del refuerzo.

Por último, se deben colocar ciertos armados en consideración de la fisuración del hormigón en ciertas zonas, según lo establecido en el apartado 7.3 del EN 1992-1-1 [33]. En zonas donde se esperan tracciones, la armadura pasiva mínima se define como:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct} \cdot A_{ct} \cdot \frac{1}{\sigma_s}$$

Donde:

- k_c es un coeficiente que considera la distribución de tensiones dentro de la sección antes de la fisuración, y que será la unidad en el caso de tracción en toda la sección. En el caso que nos ocupa se considerará que cuando sobre la sección actúa un momento negativo, debido a su gran canto la fibra neutra se colocará en la parte baja, sobre la viga antigua, y toda la sección nueva estará traccionada, con lo que $k_c = 1$.

- k es un coeficiente que considera el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas y que será $k = 1$ para $h \leq 300 \text{ mm}$ y $k = 0.65$ para $h \geq 800 \text{ mm}$, pudiéndose interpolar entre ellos. Como la sección tiene un canto $h = 700 \text{ mm}$, el valor será $k = 0.72$.
- f_{ct} es la resistencia a tracción de hormigón al producirse la fisuración, que puede definirse como $f_{ct} = f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0.3 \cdot 35000^{2/3} = 321 \text{ kPa}$.
- A_{ct} es el área de hormigón dentro de la zona de tracción. En este caso, según lo comentado más arriba, será el refuerzo completo, con lo que $A_{ct} = 0.7 \cdot 0.4572 = 0.32 \text{ m}^2$.
- σ_s es el valor absoluto de la tensión en la armadura tras la formación de la fisura, que sin más datos puede suponerse igual al límite elástico de la armadura $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

De esta manera, el cálculo resulta:

$$A_{s,min} = 1 \cdot 0.72 \cdot 321 \cdot \frac{1}{500 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 1.479 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10$$

Con lo que en la zona baja de la sección añadida deberá colocarse esta cantidad de armadura para evitar la fisuración del hormigón.

Una última consideración según el Eurocódigo es lo que se conoce como armadura de piel, que se coloca en la zona del recubrimiento para evitar el desconchado superficial del hormigón. Su determinación se comenta en el apartado 7.3.3, y se especifica que se debe calcular como la armadura de fisuración tomando un valor de $k = 2$. Por tanto, el valor será:

$$A_{s,piel} = 1 \cdot 2 \cdot 321 \cdot \frac{1}{500 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 4.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 12$$

Esta armadura se colocará dentro de los cercos del armado de cortante, a una distancia de 10 centímetros entre las barras.

Finalmente, la definición completa del refuerzo se muestra en la figura siguiente:

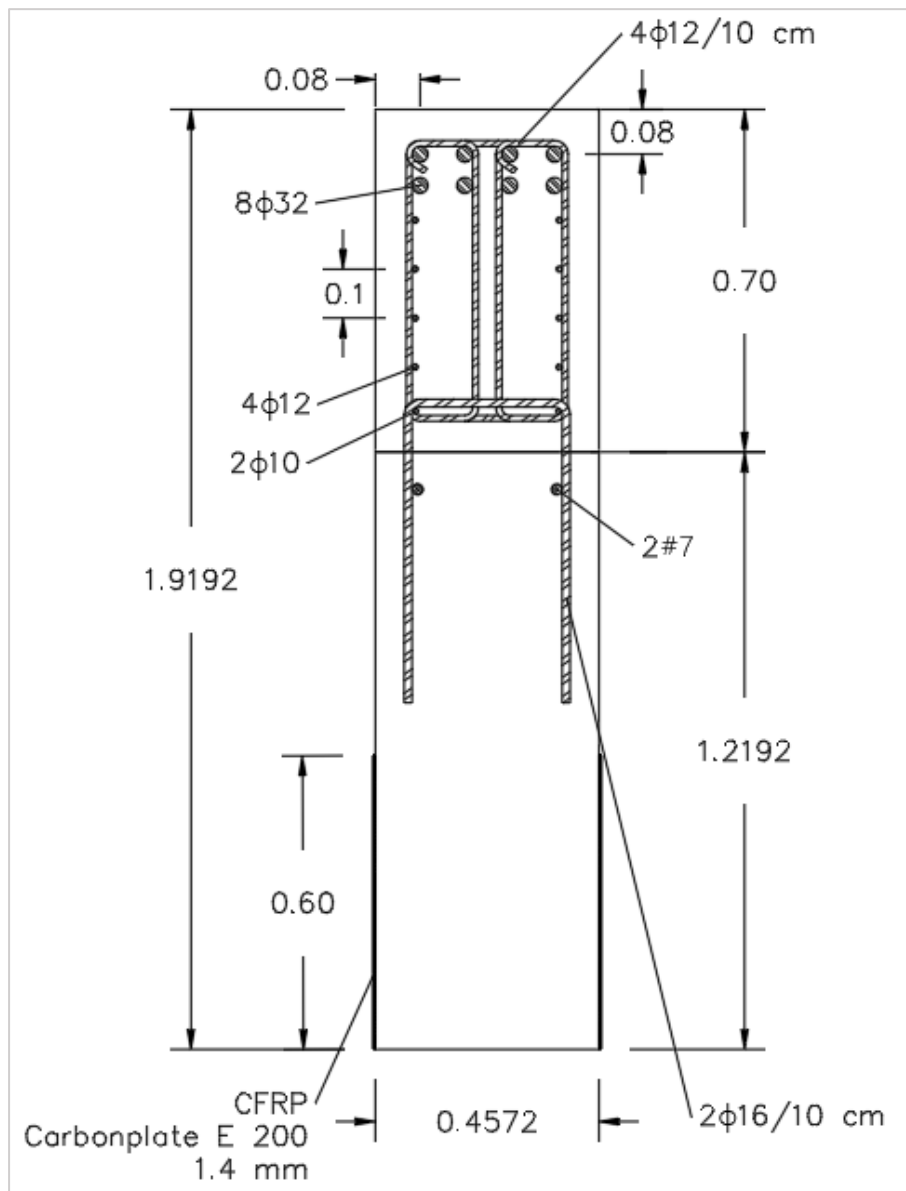


Figura 53. Definición completa del refuerzo.

Para ilustrar el diferente comportamiento de la estructura ante la combinación de cargas accidentales propuesta en la sección 4.2.2.2 una vez que reforzamos la viga perimetral de la cubierta, podemos comprobar cómo se modifica el desplome de la fachada en las dos situaciones. Así, se muestran en las dos siguientes imágenes la deformada de la fachada norte ante la combinación accidental en los dos modelos:

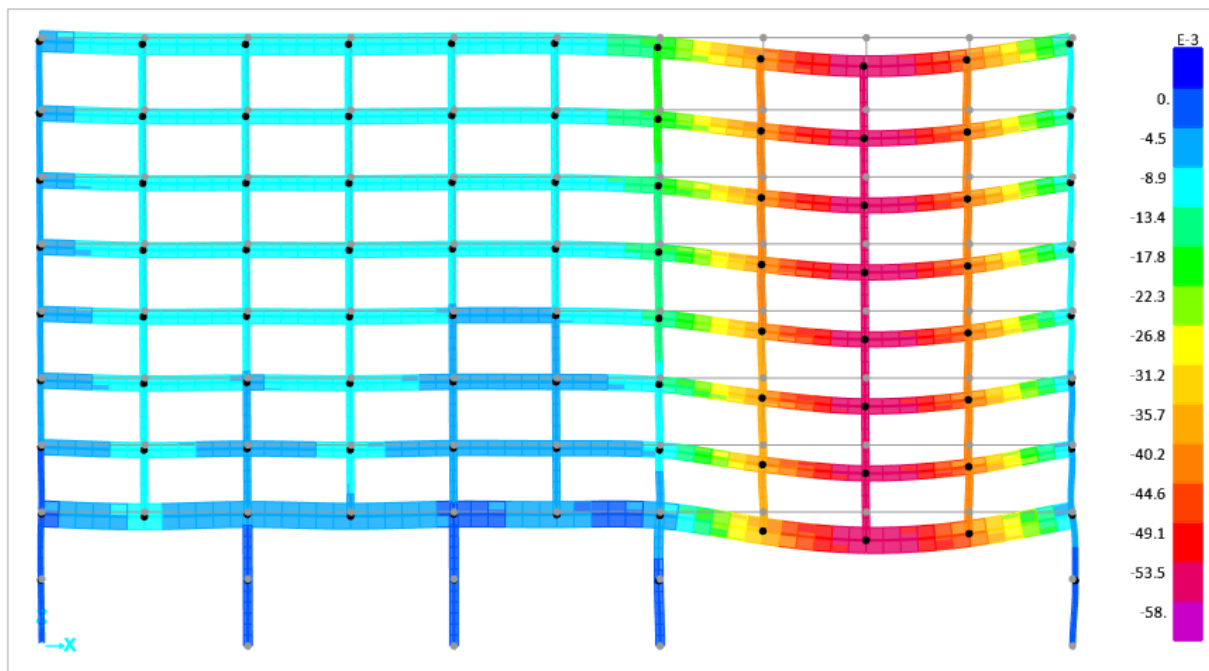


Figura 54. Deformada de la fachada norte del modelo de la estructura sin reforzar.

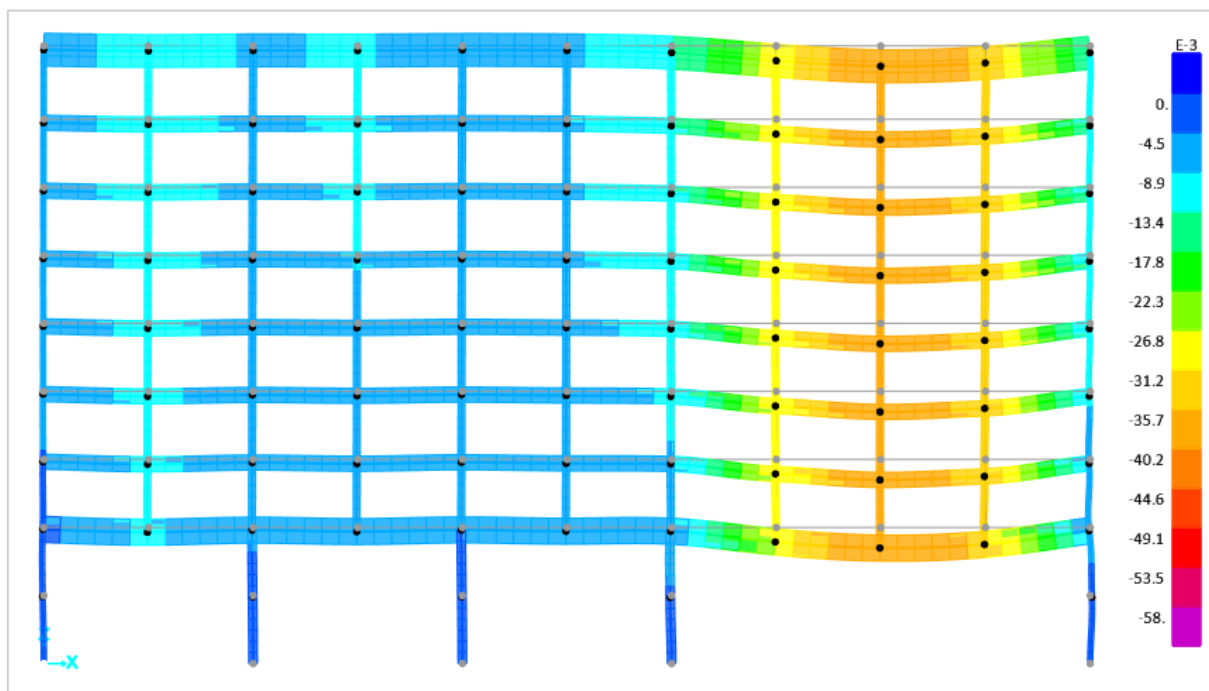


Figura 55. Deformada de la fachada norte del modelo de la estructura reforzada.

Las figuras 54 y 55 anteriores muestran la componente U_z del cálculo, es decir, el desplazamiento vertical. Si comparamos los valores del nodo extremo en el columna G24 que queda sin apoyo:

$$U_z = -0.056 \text{ m}$$

$$U_{z,\text{refuerzo}} = -0.040 \text{ m}$$

Los desplazamientos se han reducido, demostrando así la influencia de la mayor rigidez del elemento en el comportamiento total del edificio. También podemos mostrar cómo funciona la metodología del camino alternativo de cargas si comprobamos los diagramas de momentos flectores en ambas situaciones:

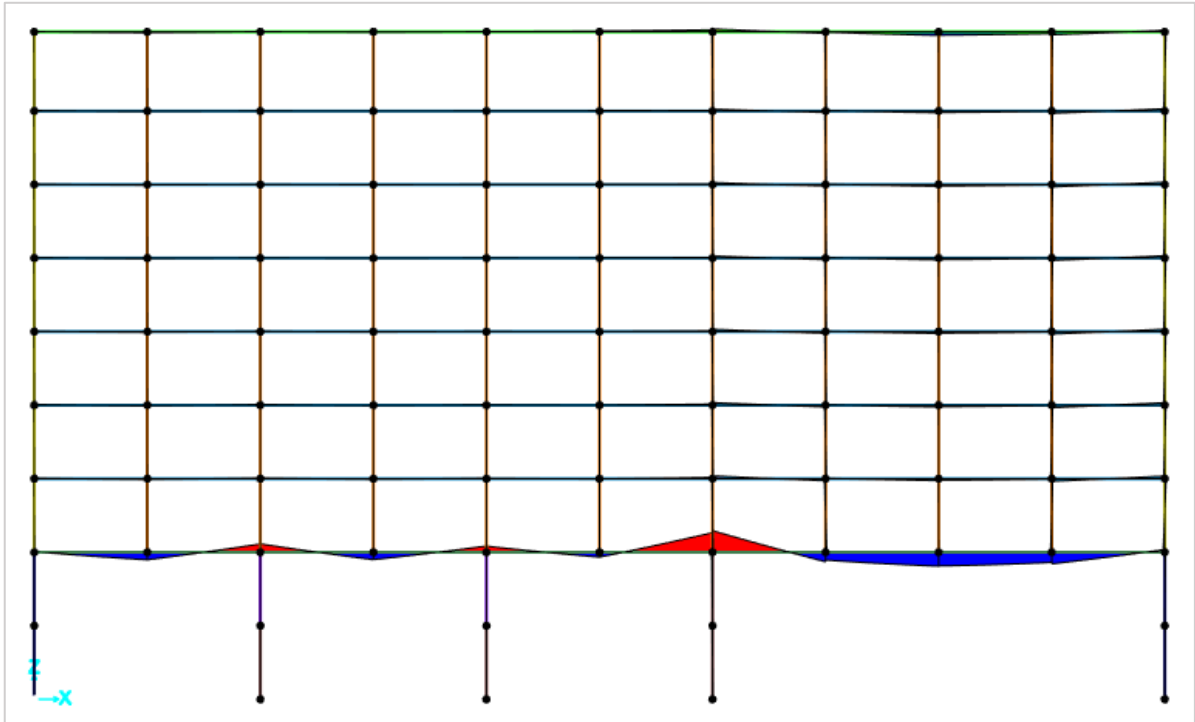


Figura 56. Diagrama de momentos flectores en la fachada norte del modelo sin reforzar bajo el ELA.

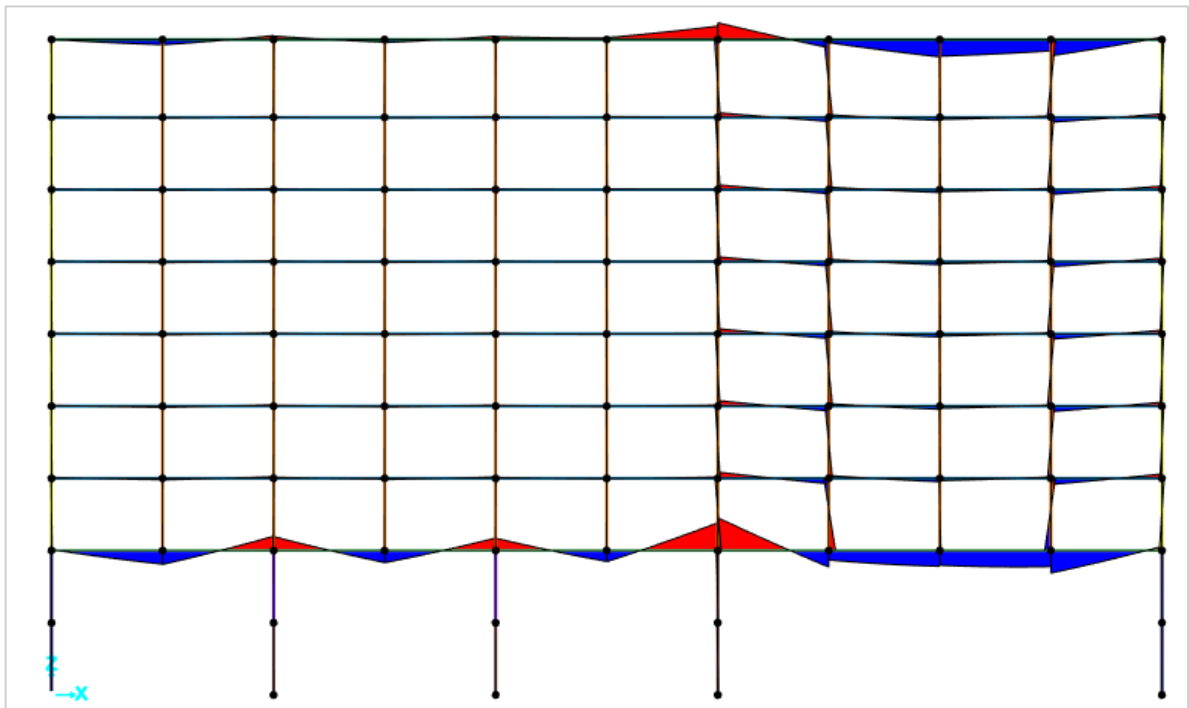


Figura 57. Diagrama de momentos flectores en la fachada norte del modelo reforzado bajo el ELA.

Comprobamos cómo, al ser la viga perimetral mucho más rígida, los esfuerzos se redistribuyen mayormente de la viga de transferencia de la tercera planta hacia la perimetral de la cubierta. Se ha diseñado esta última para ser capaz de resistir estos esfuerzos, garantizando así el correcto comportamiento de la estructura ante la situación de perderse la columna G24. Como ya se comentó al inicio de este capítulo, se ha demostrado que este es el caso más desfavorable y por eso el dimensionamiento se ha basado en este modelo. Todos los elementos colaboran en esta redistribución, observándose unos diagramas mayores en los pilares y vigas de la situación reforzada en la fachada. La viga de transferencia de la tercera planta está sometida a un momento mucho menor que en el caso de no reforzar el edificio. El valor máximo para el caso sin refuerzo era:

$$M_{m\acute{a}x} = -12046.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo el momento negativo en el encuentro entre el pilar G16 y la viga en la tercera planta. En el caso reforzado, ese mismo momento sigue siendo el máximo, pero su valor se reduce a:

$$M_{m\acute{a}x} = -9304.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se calculó en el apartado 5.2.1.3 que el momento último negativo de esta sección era:

$$M_u = -10754 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo que no existen problemas de resistencia en esta viga una vez se ha reforzado la estructura.

Se muestran también las diferencias entre los diagramas de axiles de las situaciones reforzadas y sin reforzar:

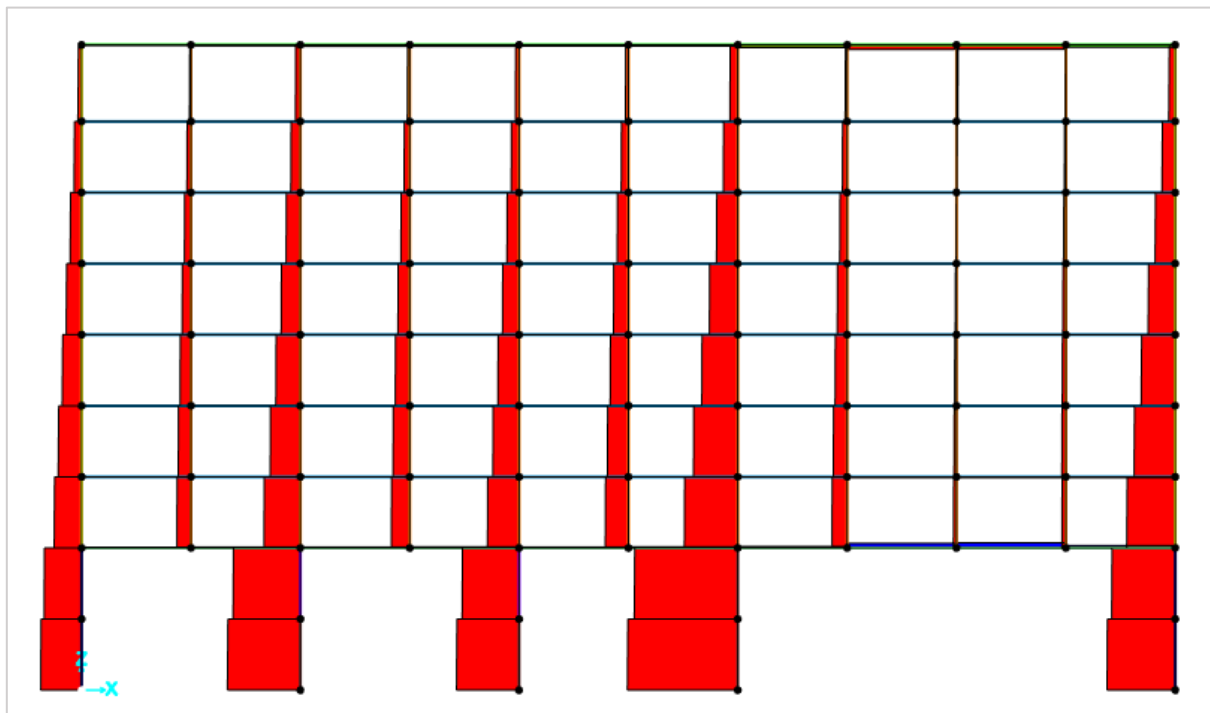


Figura 58. Diagramas axiles en la fachada norte del modelo sin reforzar bajo el ELA.

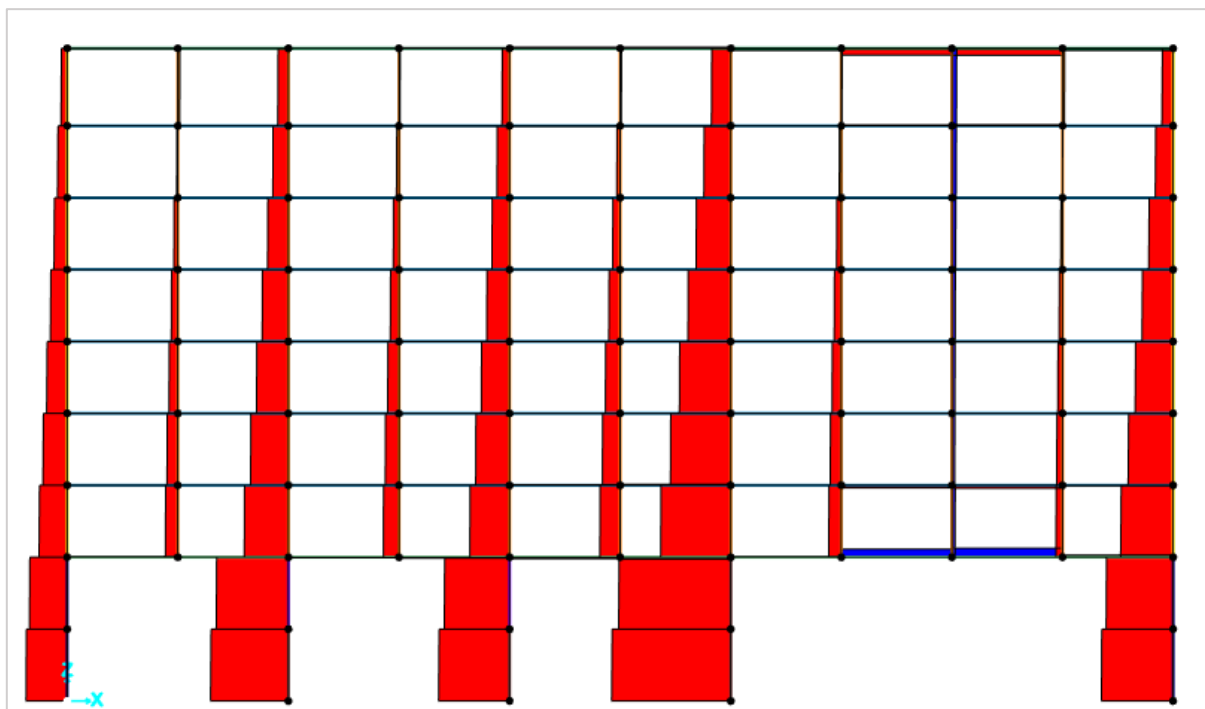


Figura 59. Diagramas axiales en la fachada norte del modelo reforzado bajo el ELA.

En este caso no se aprecia una gran diferencia en cuanto a los pilares, pero sí que se observa que al rigidizar la viga perimetral de la cubierta hay una mejor redistribución de los esfuerzos, porque los elementos sobre el pilar desaparecido soportan esfuerzos mayores.

En líneas generales es evidente la aportación de rigidez del refuerzo propuesto, que consigue el objetivo para el que fue diseñado: una redistribución de esfuerzos más eficiente en la estructura y aportar la resistencia necesaria para soportar esos esfuerzos, sin que el resto de elementos lleguen a su agotamiento.

6.2 Conexión a la estructura existente.

La definición completa del refuerzo ya se ha determinado de manera teórica, pero es necesario especificar algunos aspectos de la conexión con la estructura existente.

El recrecimiento de hormigón es uno de los métodos más efectivos a la hora de reforzar vigas de hormigón armado [41], porque la transferencia de esfuerzos es muy efectiva, siempre que se ejecute la nueva sección de hormigón in-situ y se prepare adecuadamente la interfaz entre ambos materiales. De hecho, se ha comprobado en varios ensayos ([42], [43]) que cuanto mayor es la rugosidad de la capa intermedia mejor es la transferencia de esfuerzos. En el cálculo mostrado en el apartado anterior se ha calculado la junta en el caso más desfavorable según el Eurocódigo, pero puede proponerse que en realidad la ejecución del refuerzo pase por añadir morteros de adhesión con pequeños elementos metálicos (como se describe en [42]) que aseguran la conexión. Además, en este último documento también se concluye que cuanto más diferentes sean las edades entre los

hormigones más resistencia tiene el elemento final, por lo que se trata de un aspecto a favor, ya que el refuerzo se ejecutaría mucho después de que la estructura original estuviese operativa.

Sin embargo, como se ha mencionado anteriormente, no es suficiente la resistencia por rozamiento entre los dos materiales para resistir los esfuerzos rasantes que se generan en la junta, con lo que se añade la cantidad de armadura determinada entre ambos elementos. Los cercos que ayudan a la transferencia de esfuerzos, más conocidos como pasadores, se incluyen en el elemento de refuerzo (están embebidos en él) y se anclan a la viga ya existente. Existen diferentes métodos de anclaje, como se describe en la siguiente figura:

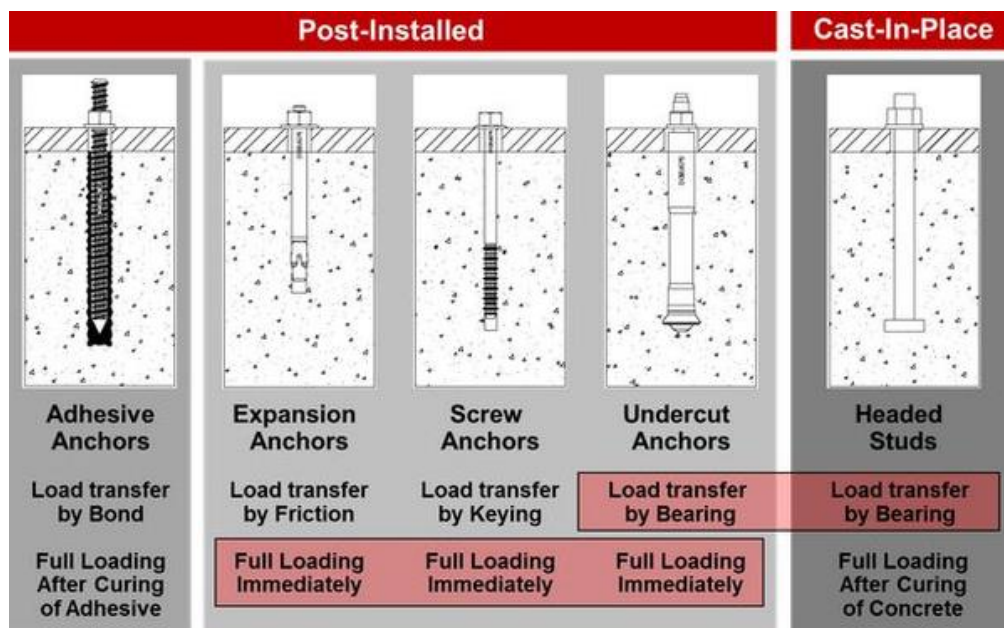


Figura 60. Distintos métodos para incluir anclajes en elementos de hormigón armado [44].

El método propuesto para este caso es el primero de las opciones. Este anclaje se lleva a cabo taladrando el hueco necesario en la cabeza de las vigas e incluyendo una resina (generalmente tipo epoxi) que asegure la adhesión entre ambos materiales. Se asegura la total transferencia de esfuerzos una vez que ha fraguado la resina. El procedimiento de ejecución puede consultarse en la figura siguiente:

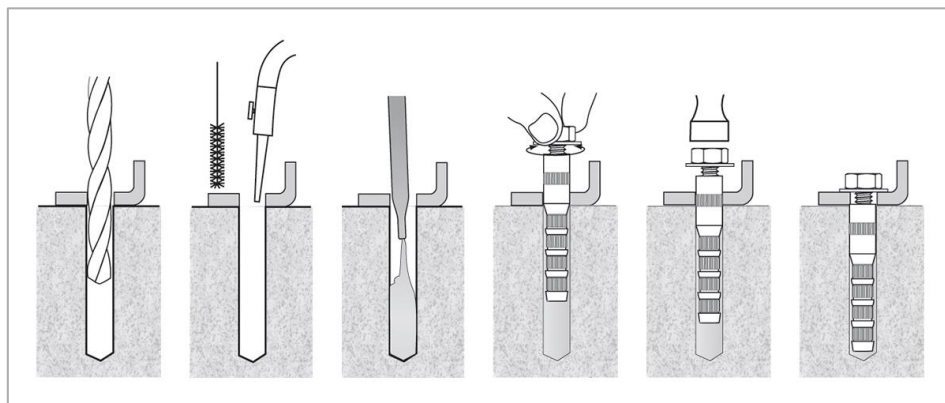


Figura 61. Ejecución de pasadores o anclajes en un elemento de hormigón armado [45].

En nuestro caso, en vez de atornillarse al elemento, se trata de una barra que más tarde queda embebida en el hormigón de mayor resistencia.

El resto de armaduras del refuerzo (longitudinal para tracciones, de fisuración y de piel) se colocarían con los métodos tradicionales previamente a verter el hormigón nuevo, asegurando la conexión entre todos los elementos.

En cuanto al refuerzo con las láminas de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), el procedimiento de ejecución viene dado por la casa comercial que los proporciona. En este caso se ha elegido la empresa MAPEI, en cuyo catálogo [46] se especifica en detalle el procedimiento. Se trata de añadir una serie de adhesivos (de la misma casa comercial) sobre los que se coloca la lámina reforzada aplicando presión con rodillos manuales. Distintas medidas de seguridad se describen igualmente en el catálogo. Se puede observar el resultado final de este refuerzo en la parte baja el tablero de un puente en la siguiente figura:



Figura 62. Ejemplo de refuerzo con Carboplate en un puente de hormigón armado [38].

Como ya se comentó al definir la alternativa de refuerzo, en el caso que nos ocupa se colocan las láminas a los lados de la viga antigua porque resultaría muy dañino para la estructura existente colocarlas en la parte baja, debido a que estas vigas están conectadas a los muros de la fachada. Se consigue el mismo efecto ya que al colocarse en la parte baja de la viga la aportación a la resistencia a flexión positiva es muy alta.

Con estas premisas se considera definida en su totalidad la solución de refuerzo ante el posible colapso progresivo de esta estructura, y se hará una estimación del coste aproximado del mismo en el siguiente apartado.

6.3 Coste aproximado del refuerzo.

Para aproximar el coste del refuerzo se consultan los precios de todos los elementos a añadir en la base de precios de la empresa CYPE Ingenieros S.A [39], dónde se tiene información detallada de los precios de cada partida. Se tomarán los precios del material para calcular una aproximación. En la siguiente tabla se reúnen:

Tabla 34. Unidad de medición y coste unitario de los materiales del refuerzo.

Elemento	Unidad	Coste (€)
Hormigón $f_{ck} = 35$ MPa	m ³	96.25
Acero B-500 S	kg	1.63
Láminas CFRP	m _{lineal}	33.66
Anclajes mecánicos	Ud	1.65

El volumen total de hormigón a añadir será:

$$V_{hormigón} = 0.4572 \cdot 0.7 \cdot 164.592 = 52.67 \text{ m}^3$$

Con lo que su coste:

$$C_{hormigón} = 52.67 \cdot 96.25 \frac{\text{€}}{\text{m}^3} = 5,070 \text{ €}$$

El acero se contabiliza por kilogramos, a partir de su volumen total y su densidad. En cuanto a armaduras longitudinales, el volumen total será:

$$A_{s,long,total} = 5 \cdot \frac{0.04^2 \cdot \pi}{4} + 8 \cdot \frac{0.012^2 \cdot \pi}{4} + 2 \cdot \frac{0.01^2 \cdot \pi}{4} = 0.00735 \text{ m}^2$$

$$V_{s,long,total} = 0.00735 \cdot 164.592 \text{ m} = 1.21 \text{ m}^3$$

Ya se ha comentado que se coloca la armadura longitudinal en todo el perímetro, ya que es totalmente impredecible el punto donde se producirá el fallo local que origine el colapso progresivo. Tradicionalmente deberían disponerse las armaduras según las zonas traccionadas de la estructura, pero en este caso las zonas que en situación normal de proyecto están traccionadas y las que quedan traccionadas cuando falla un elemento vertical son opuestas, como ya se ha explicado.

Ese volumen de acero en peso será:

$$P_{s,total,long} = 1.21 \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 9490 \text{ kg}$$

Y su coste total:

$$C_{s,total,long} = 9490 \cdot 1.63 \frac{\text{€}}{\text{kg}} = 15,469 \text{ €}$$

Para la armadura transversal y los anclajes, como ambos se colocan cada 10 centímetros, se puede deducir aproximadamente que en la totalidad del perímetro de la viga de cubierta se podrán colocar $N = \frac{164.592}{0.1} = 1646$ cercos y anclajes, ya que no se solapan entre ellos. El coste de los anclajes se calcula directamente:

$$C_{anclajes} = 1646 \cdot 1.65 = 2,716 \text{ €}$$

El de la armadura transversal es más complejo de determinar. El volumen de cercos en una sección transversal se calcula como el área de la barra por la longitud de las 4 ramas verticales y las 2 ramas horizontales:

$$V_{cerco} = \frac{0.012^2 \cdot \pi}{4} \cdot (4 \cdot 0.6 + 2 \cdot 0.32) = 0.00034 \text{ m}^3$$

Y el volumen total en todo el refuerzo:

$$V_{s,total,trans} = 0.00034 \cdot 1646 = 0.566 \text{ m}^3$$

Con lo que su coste total será:

$$C_{s,total,trans} = 0.566 \text{ m}^3 \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1.63 \frac{\text{€}}{\text{kg}} = 7,241 \text{ €}$$

Por último, ya se calculó en la comparativa entre alternativas el coste total de añadir las láminas de refuerzo de CFRP:

$$C_{CFRP} = 11,080 \text{ €}$$

Con lo que según esta aproximación del coste del material, el coste total de refuerzo es:

$$C_{refuerzo} = 5070 + 15469 + 2716 + 7,241 + 11080 = \mathbf{41,577 \text{ €}}$$

Esto nos proporciona un orden de magnitud de este tipo de actuaciones, en las que es importante poder comparar las diferentes alternativas de refuerzo que se puedan disponer. En el caso de este trabajo la elección del método de refuerzo ha venido dado por el método de diseño de la estructura, según su tipología y el posible colapso progresivo que se daría en ella, teniendo en cuenta la situación real descrita en el capítulo 3. Sin embargo, indudablemente en otros casos en los que no estuviese tan claro la progresión del daño en la estructura y cómo reforzarla, la estimación del coste siempre será un método al que se recurre para elegir una alternativa.

7. CONCLUSIONES

Tras el presente trabajo expuesto en esta memoria, es correcto afirmar que se han conseguido los objetivos propuestos inicialmente. A lo largo del mismo se ha llevado a cabo un análisis detallado del concepto de colapso progresivo, estableciendo unas bases teóricas que han permitido aplicar una de las metodologías actuales más establecidas: el método del camino alternativo de cargas. Aunque el análisis se ha centrado en un caso muy concreto, se puede asegurar que sería aplicable a otras estructuras con las mismas características.

Esta metodología puede ser de gran utilidad en otros casos, debido a que se parte de la base de que el mecanismo de colapso de esta estructura se conoce con seguridad, al haber ocurrido en la realidad. A pesar de lo trágico de este suceso, ha servido para trasladar este mecanismo a modelos computacionales que han verificado lo mostrado en la realidad. Con esa verificación se puede pasar al dimensionamiento del refuerzo propuesto, asegurando que su puesta en práctica podría frenar el colapso que ocurrió por el fallo de la columna G20 y otros posibles en otras columnas.

Esta verificación es lo que lleva a la conclusión de que en otras estructuras similares el procedimiento de refuerzo a seguir sería similar. Para edificios cuyo sistema resistente consiste mayoritariamente en entramados de pilares y vigas el fallo de un elemento vertical causaría con altas probabilidades un colapso similar al del Alfred P. Murrah, por lo que es razonable concluir que el refuerzo en la viga perimetral de la cubierta podría ser efectivo en todos estos casos. Se ha demostrado que la transmisión de esfuerzos en el caso del fallo de dos columnas diferentes resulta en que la viga de la cubierta soporte gran parte de las cargas excesivas, aportando rigidez a esa zona de la fachada si se refuerza correctamente.

Se ha mostrado cómo ese refuerzo resulta en un elemento muy robusto, debido a la gran cantidad de armadura que contiene, además del elemento de refuerzo adicional con láminas de polímeros reforzados con fibra de carbono. En el caso particular del edificio Murrah ha sido necesario recurrir a ese método menos convencional de refuerzo, aunque cada vez más se emplean elementos de este tipo en distintas estructuras, porque las características de la viga de cubierta así lo han requerido.

Además, es fundamental la conclusión obtenida a la hora de comenzar a diseñar el refuerzo: hay que tener en cuenta tanto la situación habitual de proyecto como la que ocurre inmediatamente después del fallo local. La inversión de momentos en casi todos los elementos adyacentes a la zona del fallo lleva a tener que considerar esfuerzos que normalmente son más propios de un diseño ante sismo, en el que la estructura oscila debido a la aceleración del suelo y se tienen importantes cambios en los sentidos de los esfuerzos. Para un diseño convencional, en el que se parte de la situación de proyecto y el edificio puede modificarse según se crea necesario, la problemática es mucho menor que si se quiere reforzar una estructura ya existente. Esto se ha puesto de manifiesto

en este trabajo al comprobar como la viga de la cubierta era totalmente incapaz de resistir los momentos positivos máximos que se producen en uniones de pilares y vigas, que convencionalmente se dimensionan para resistir momentos negativos. Sin embargo, no es correcto dejar atrás la situación normal de proyecto, al cambiar la viga no se puede asumir que resista los esfuerzos habituales como lo hacía la viga sin refuerzo, porque la disposición ha cambiado totalmente.

Además, en este trabajo se han asumido simplificaciones de cálculo propias de un análisis elástico lineal. Esto conlleva que no se ha tenido que prestar especial atención a las conexiones entre los elementos, porque se supone que el edificio no es capaz de aportar ductilidad y generar rótulas plásticas que llevarían a un cambio en la distribución de esfuerzos tras el fallo local. Una buena línea de trabajo futura sería incluir estos análisis en los modelos numéricos definidos y comprobar las diferencias en los resultados. Es aceptable afirmar que el refuerzo calculado bajo ese análisis no necesitará tantos elementos que aporten resistencia como el mostrado en este trabajo, ya que las simplificaciones suelen llevar a resultados más conservadores y del lado de la seguridad.

En general, a pesar de que el campo de la robustez estructural cada vez es más analizado, se reconoce que aún es necesario perfeccionar los análisis y ampliar horizontes. De hecho, una estructura tan convencional como la del Alfred P. Murrah ya es bastante compleja de analizar, pero se considera una de las cuales se han llevado a cabo más estudios. Los edificios de hormigón armado ejecutados in-situ son sin duda aquellas estructuras comúnmente más estudiadas, pero aún se debe avanzar en este campo en estructura prefabricadas, que además son cada vez más populares por su fácil ejecución a coste reducido, en estructuras típicamente pretensadas, es decir, puentes que cubran luces muy grandes, o en edificios de gran altura, los cuales también se están volviendo muy populares en países como China o Estados Unidos y cuyo colapso tiene unas consecuencias inmensurables. Sin duda, todavía deben desarrollarse nuevas técnicas de análisis, así como métodos de diseño, y se deben obtener conclusiones relevantes empleando modelos numéricos más complejos, buscando que en el futuro las estructuras sean capaces de aportar la robustez que se les requiere tras un posible colapso progresivo de una manera optimizada. En el presente trabajo se espera haber demostrado una de las técnicas de refuerzo más comunes y haber aclarado aspectos de su diseño y ejecución, en vistas de que en el futuro estos análisis sean extrapolados a nuevas estructuras y se consiga mejorar su comportamiento.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] C. Pearson and N. Delatte, "Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes," 2005. [Online]. Available: https://engagedscholarship.csuohio.edu/encee_facpub
- [2] SteelConstruction.info, "Structural robustness." https://www.steelconstruction.info/Structural_robustness#Horizontal_tying
- [3] Z. P. Bažant, F. Asce, and M. Verdure, "Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions," Jun. 2006, doi: 10.1061/ASCE0733-93992007133:3308.
- [4] Federal Emergency Management Agency (FEMA); American Society of Civil Engineers (ASCE), "World Trade Center Building Performing Study," 2002.
- [5] John Philip Jenkins, "Oklahoma City bombing," *britannica.com*, May 2022.
- [6] Maria Cramer, "10 Months After New Orleans Hotel Collapse, Third Body Is Recovered," *The New York Times*, 2020, [Online]. Available: <https://www.nytimes.com/2020/08/18/us/hard-rock-new-orleans-collapse.html>
- [7] "Derrumbe en Peñíscola: un edificio de 30 años, colapsado en cuestión de segundos "como si fuera un dominó"," *ElDiario.es*, 2021, [Online]. Available: https://www.eldiario.es/comunitat-valenciana/derrumbe-peniscola-edificio-30-anos-colapsado-cuestion-segundos-si- fuera-domino_1_8249624.html
- [8] K. B. P. B. A. B. and E. W. Gina Barton, "Collapsed Miami condo had been sinking into Earth as early as the 1990s, researchers say," *USA Today*, 2021, [Online]. Available: <https://eu.usatoday.com/story/news/investigations/2021/06/24/building-collapse-miami-structure-had-been-sinking-into-earth/7778631002/>
- [9] J. M. Adam, F. Parisi, J. Sagaseta, and X. Lu, "Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century," *Engineering Structures*, vol. 173. Elsevier Ltd, pp. 122–149, Oct. 15, 2018. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082.
- [10] E. Committee for Standardisation, "EN 1991-1-7: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions," 2006.
- [11] U. Starossek, "Typology of progressive collapse," *Engineering Structures*, vol. 29, no. 9, pp. 2302–2307, Sep. 2007, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.11.025.

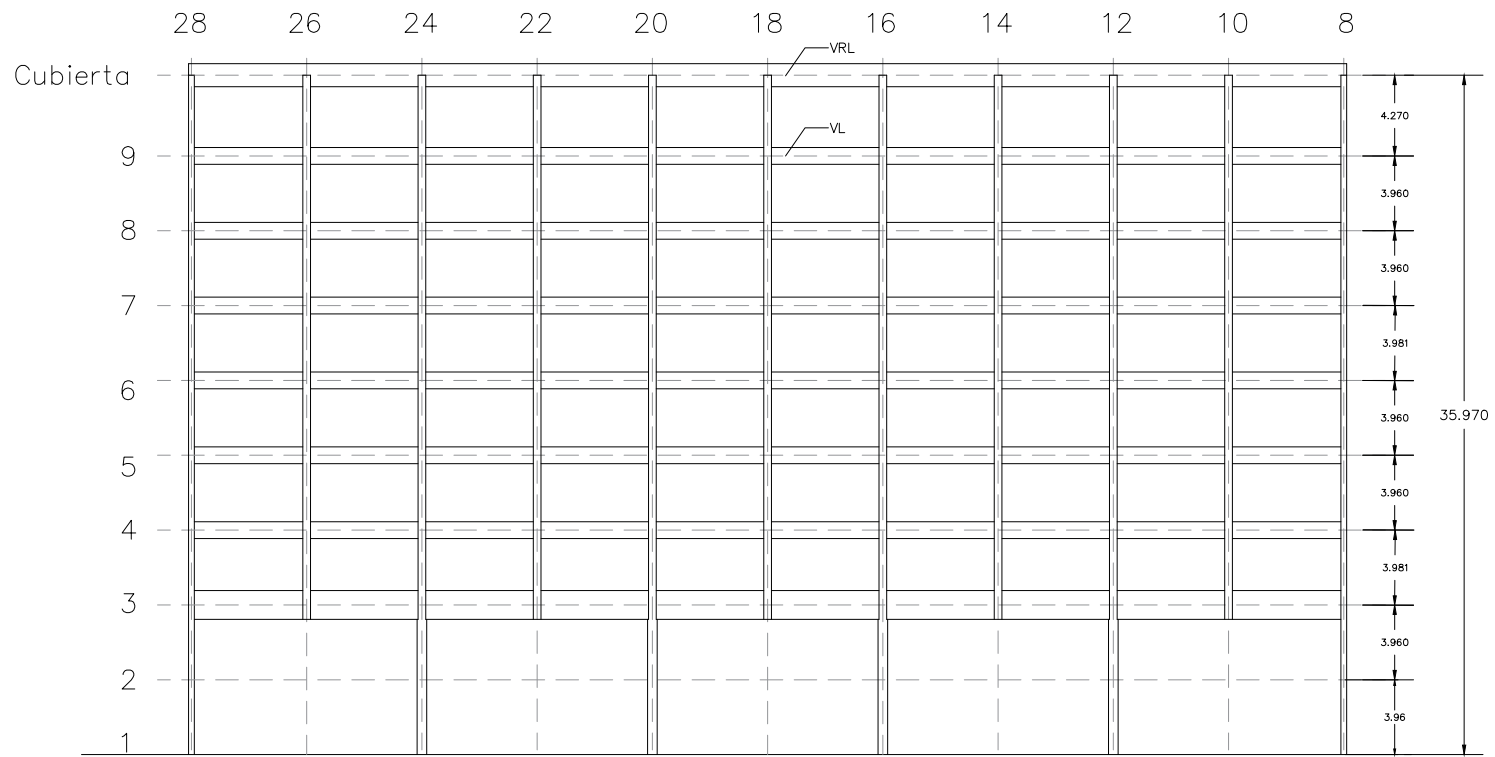
- [12] F. Kiakojouri, V. de Biagi, B. Chiaia, and M. R. Sheidaii, "Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects," *Engineering Structures*, vol. 206. Elsevier Ltd, Mar. 01, 2020. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110061.
- [13] Department of Defense (DoD), "UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC): DESIGN OF BUILDINGS TO RESIST PROGRESSIVE COLLAPSE. UFC 4-023-03," 2009.
- [14] B. Abdelwahed, "A review on building progressive collapse, survey and discussion," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 11. Elsevier Ltd, Dec. 01, 2019. doi: 10.1016/j.cscm.2019.e00264.
- [15] National Building Specification., *Structure: Approved Document A. Building regulation in England covering the structural elements of a building*. RIBA, 2013.
- [16] F. Stochino, C. Bedon, J. Sagaseta, and D. Honfi, "Robustness and resilience of structures under extreme loads," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2019. Hindawi Limited, 2019. doi: 10.1155/2019/4291703.
- [17] F. Kiakojouri, V. de Biagi, B. Chiaia, and M. R. Sheidaii, "Strengthening and retrofitting techniques to mitigate progressive collapse: A critical review and future research agenda," *Engineering Structures*, vol. 262. Elsevier Ltd, Jul. 01, 2022. doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114274.
- [18] M. Musavi-Z and M. R. Sheidaii, "Effect of seismic resistance capacity of moment frames on progressive collapse response of concentrically braced dual systems," *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, no. 1, pp. 23–31, Jan. 2021, doi: 10.1007/s42107-020-00295-3.
- [19] S. Garg, V. Agrawal, and R. Nagar, "Case study on strengthening methods for progressive collapse resistance of RC flat slab buildings," *Structures*, vol. 29, pp. 1709–1722, Feb. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2020.12.049.
- [20] K. Qian, Y.-H. Weng, and B. Li, "Improving Behavior of Reinforced Concrete Frames to Resist Progressive Collapse through Steel Bracings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 145, no. 2, p. 04018248, Feb. 2019, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0002263.
- [21] Uwe Starossek, *Progressive Collapse of Structures*, 2nd ed., vol. 1. Institute of Civil Engineers, 2018. [Online]. Available: www.icebookshop.com
- [22] Federal Emergency Management Agency (FEMA); American Society of Civil Engineers (ASCE), "The Oklahoma City Bombing Report-FEMA," 1996.
- [23] B. W. Gene Corley, P. F. Mlakar Sr, M. A. Sozen, and C. H. Thornton, "THE OKLAHOMA CITY BOMBING: SUMMARY AND RECOMMENDATIONS FOR MULTHAZARD MITIGATION," 1998.

- [24] A&E Television Networks, “Oklahoma City bombing,” Dec. 19, 2009. <https://www.history.com/topics/1990s/oklahoma-city-bombing>
- [25] B. A. Mete Sozen, C. H. Thornton, W. Gene Corley, and P. F. Mlakar Sr, “THE OKLAHOMA CITY BOMBING: STRUCTURE AND MECHANISMS OF THE MURRAH BUILDING,” 1998.
- [26] J. R. Hayes *et al.*, “Can Strengthening for Earthquake Improve Blast and Progressive Collapse Resistance?,” 2005, doi: 10.1061/ASCE0733-94452005131:81157.
- [27] J. D. Osteraas and F. Asce, “Murrah Building Bombing Revisited: A Qualitative Assessment of Blast Damage and Collapse Patterns,” 2006, doi: 10.1061/ASCE0887-3828200620:4330.
- [28] A. Kazemi-Moghaddam and M. Sasani, “Progressive collapse evaluation of Murrah federal building following sudden loss of column G20,” *Engineering Structures*, vol. 89, pp. 162–171, Apr. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.02.003.
- [29] National Park Service, “Oklahoma City Stories.” <https://www.nps.gov/okci/learn/historyculture/stories.htm>
- [30] Inc. Computers & Structures, “CSI Analysis Reference Manual. SAP2000 v21,” 2017.
- [31] E. Committee for Standardisation, “EN 1990: Eurocode - Basis of structural design,” 2002.
- [32] Department of Defense (DoD), “UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC): STRUCTURAL ENGINEERING. UFC-3-301-01,” 2019.
- [33] E. Committee for Standardisation, “EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,” 2004.
- [34] K. Marchand, A. Mckay, and D. J. Stevens, “Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03,” 2009.
- [35] P. F. Miguel, J. Navarro-Gregori, M. A. Fernández-Prada, and J. L. Bonet, “A simplified method to predict the ultimate shear stress of reinforced concrete membrane elements,” *Engineering Structures*, vol. 49, pp. 329–344, Apr. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.11.009.
- [36] CDL, “Perfiles comerciales CDL,” 2017. <https://www.cdl.es/productos-servicios/perfiles-comerciales/#1516902086703-a029b723-88a5>
- [37] I. S. Abbood, S. A. Odaa, K. F. Hasan, and M. A. Jasim, “Properties evaluation of fiber reinforced polymers and their constituent materials used in structures - A review,” in *Materials Today: Proceedings*, 2021, vol. 43, pp. 1003–1008. doi: 10.1016/j.matpr.2020.07.636.

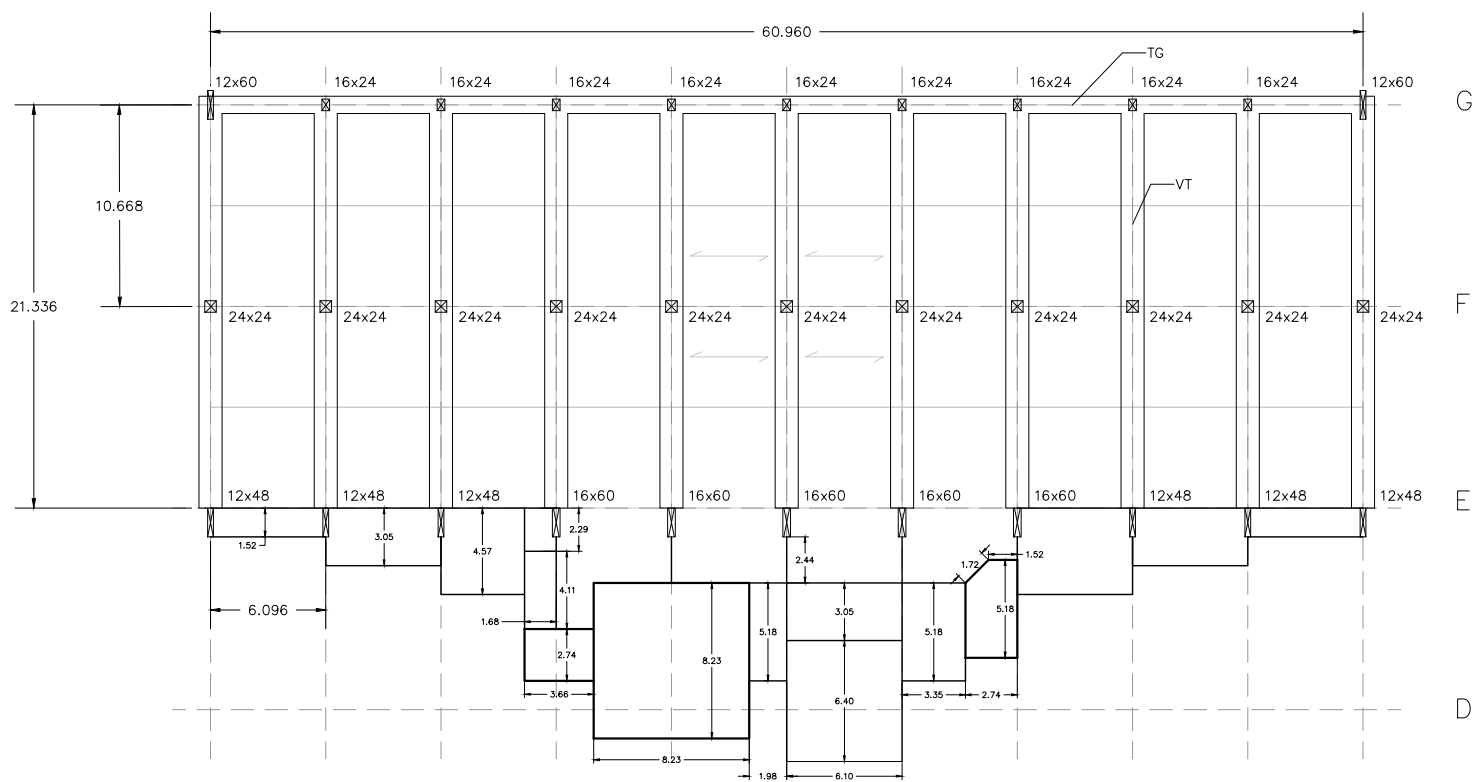
- [38] C. de Aplicación, “Lámina de fibra de carbono preimpregnada con resina epoxídica, protegida por una doble película de plástico. MAPEI.”
- [39] CYPE Ingenieros, “Generador de precios de rehabilitación.”
<http://generadorprecios.cype.es/rehabilitacion/>
- [40] B. B. Adhikary, H. Mutsuyoshi, and M. Sano, “Shear strengthening of reinforced concrete beams using steel plates bonded on beam web: experiments and analysis,” 2000.
- [41] A. del Río Bueno, “Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación.”
- [42] Pedro Miguel Duarte Santos and Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, “Factors affecting bond between new and old concrete,” *ACI MATERIALS JOURNAL*, 2011.
- [43] Y. He, X. Zhang, R. D. Hooton, and X. Zhang, “Effects of interface roughness and interface adhesion on new-to-old concrete bonding,” *Construction and Building Materials*, vol. 151, pp. 582–590, Oct. 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.049.
- [44] Ohio Concrete, “CONCRETE ANCHOR INSTALLATION,” 2022.
<https://www.ohioconcrete.com/concrete-anchor-installation>
- [45] “TOGGLER - High performance anchors”, [Online]. Available:
<https://toggler.com/products/power-sert-adhesive-insert-anchor-zinc-plated-carbon-steel>
- [46] MAPEI, “Carboplate,” 2015, [Online]. Available: <https://www.mapei.com/es/es/productos-y-soluciones/lista-de-productos/detalles-del-producto/carboplate>

ANEXOS: PLANOS.

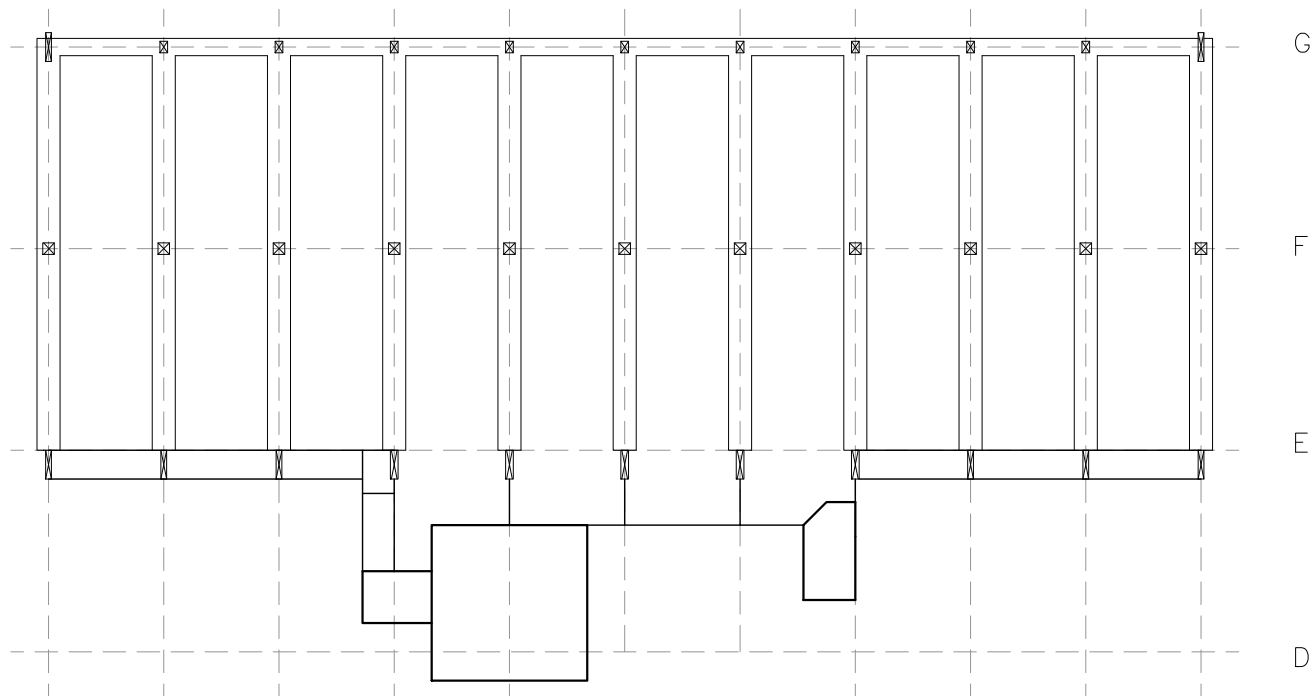
Fachada norte del edificio (plano G).



Plantas 1ª - 3ª.



Plantas 4ª - 9ª.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Mejora de la robustez del edificio Alfred P. Murrah de Oklahoma (EEUU) mediante un nuevo sistema de refuerzo estructural.



Autora:

MARTA ISABEL GONZÁLEZ MARTÍNEZ

Tutor:

JOSÉ MIGUEL ADAM MARTÍNEZ

Cotutor:

NIRVAN CHANDRA MAKOOND

Escala:

1:400

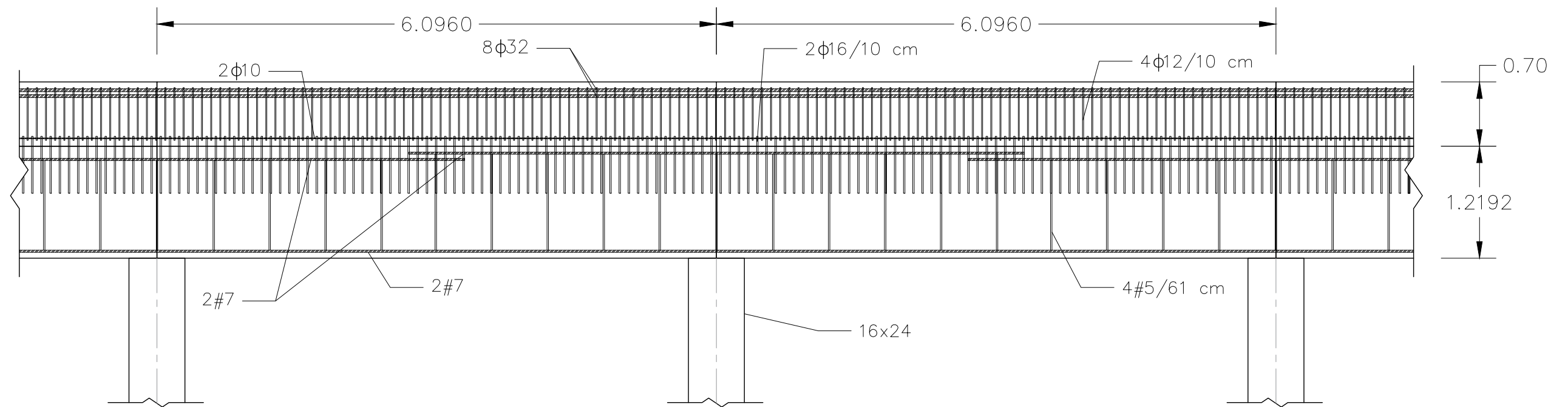
Plano Nº1:

Geometría de la estructura en el modelo numérico de SAP2000.

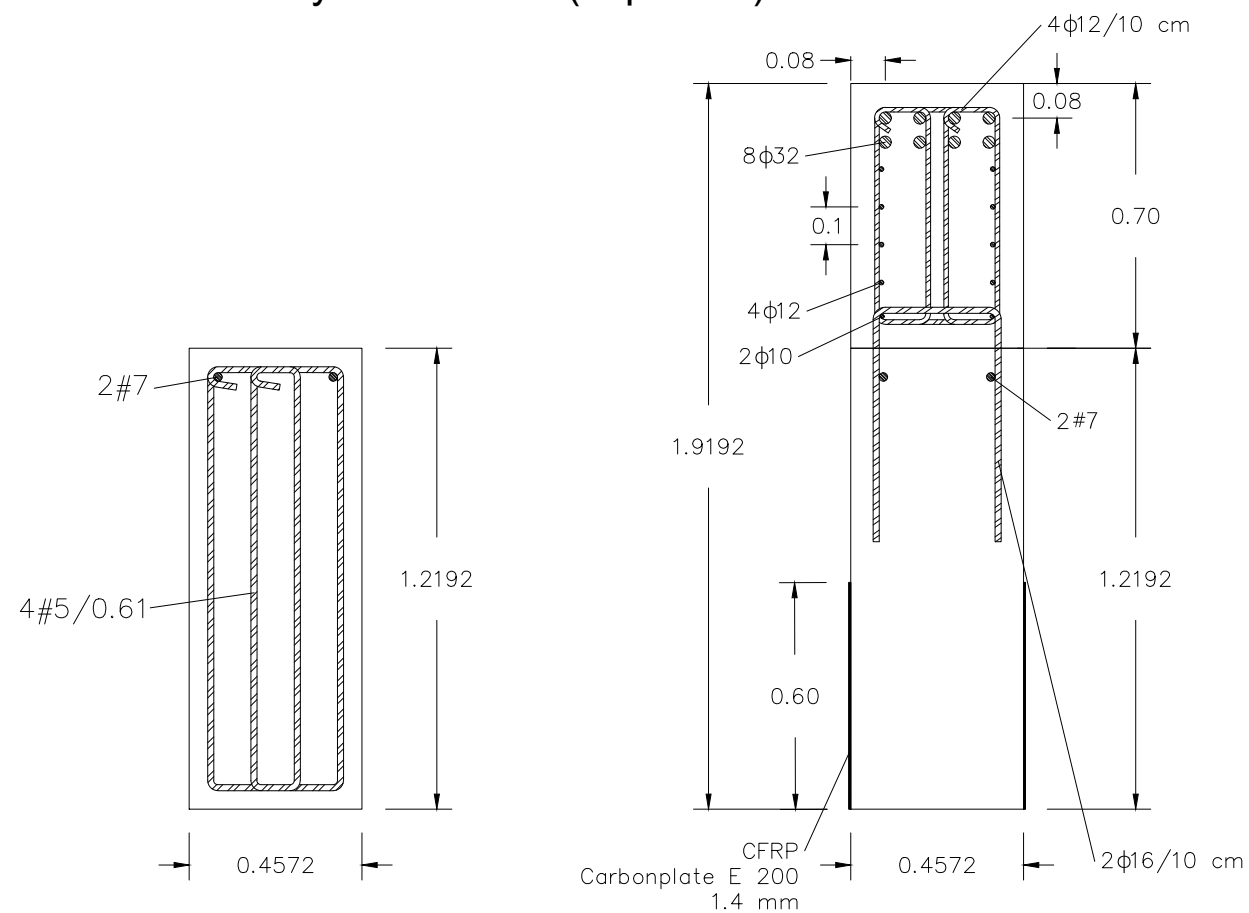
Fecha:



JULIO 2022

Detalle en perfil de la viga de la cubierta reforzada. Escala 1:50.



Secciones transversales de la viga reforzada (derecha) y sin reforzar (izquierda). Escala 1:20.



	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	Mejora de la robustez del edificio Alfred P. Murrah de Oklahoma (EEUU) mediante un nuevo sistema de refuerzo estructural.	
Autora: MARTA ISABEL GONZÁLEZ MARTÍNEZ		Tutor: JOSÉ MIGUEL ADAM MARTÍNEZ Cotutor: NIRVAN CHANDRA MAKOOND	
Escala: Varias		Plano Nº2: Detalle en perfil de la viga de la cubierta reforzada. Secciones transversales de la viga sin reforzar y reforzada.	
			Fecha: JULIO 2022