



Universidad
Politécnica
de Cartagena



Vulnerabilidad Sísmica en Edificios de Hormigón Armado. Estudio de Casos Prácticos.

Departamento de Arquitectura y Tecnología de la
Edificación.

Autor: Diego Rosalín Dalfaro.
Director: Dr. Carlos José Parra Costa.

2016

Agradecimientos.

A Dios, mi salvador personal.

“Y todo lo que hagáis, hacedlo de corazón, como para el Señor y no para los hombres; sabiendo que del Señor recibiréis la recompensa de la herencia, porque a Cristo el Señor servís”. Colosenses 3: 23-24.

A mi director, Dr. Carlos José Parra Costa, por dedicar parte de su tiempo para ayudarme en la elaboración de este trabajo, por su guía y entusiasmo.

A mi esposa por su apoyo incondicional en todo momento.

Resumen.

El proyecto sismorresistente de estructuras tiene suma importancia tanto en el análisis como el diseño y concepción inicial de las mismas, mediante la implementación de sistemas o refuerzos adecuados y viables tanto técnica como económicamente.

Por tanto, ha sido objeto de este trabajo el estudio del comportamiento no lineal mediante análisis pushover, de casos prácticos de sistemas de refuerzo, adaptados a la técnica de construcción actual en España, aplicados a un edificio tipo, con variaciones en la altura del mismo para abarcar las situaciones más cotidianas en la construcción residencial en el contexto de la ciudad de Murcia.

El primer capítulo está dedicado a introducir el trabajo; también a plantear los objetivos del mismo en términos académicos, profesionales y personales. Se desarrolla en este capítulo también se explican los sistemas de refuerzo propuestos y se detallan sus características. Además, se realiza una breve descripción del análisis estático no lineal o pushover, explicando su origen y evolución, a continuación se describe el diseño por desempeño como filosofía que sustenta los análisis no lineales de estructuras. Y, finalmente se describe el método del espectro de capacidad, haciendo énfasis en el ATC-40.

En el segundo capítulo se introducen los conceptos de vulnerabilidad, peligrosidad, sismicidad, riesgo y daños; dado que estos son aspectos que influyen en el diseño sismorresistente y que nos permiten cuantificar y valorar los resultados de un terremoto en los edificios.

El tercer capítulo del presente trabajo se dedica a hacer un recorrido general por los distintos sistemas de refuerzo que se recogen en algunas normativas internacionales como el ATC-40 y el FEMA-547.

El capítulo cuatro aborda el método pushover, concretamente el método del espectro de capacidad introducido por el ATC-40, para describirlo paso a paso. También se aborda el concepto de rótulas plásticas y su inclusión en los modelos estructurales.

El capítulo cinco contiene los datos de partida en cuanto a normativa, materiales y acciones que se utilizan para general los modelos numéricos, tanto del modelo original como de los modelos con sistemas de refuerzo. Además, al principio del capítulo se describen de manera general las herramientas utilizadas para el trabajo, esencialmente paquetes de software de cálculo estructural. Finalmente se describe el proceso de modelado para el análisis estático no lineal en el programa SAP2000.

A continuación, en el capítulo seis, se realizan los análisis tanto de los modelos originales en sus tres variantes de alturas, 9 plantas, 6 plantas y 3 plantas; y en cada caso con las tres variantes de refuerzos aplicados. Finalmente se obtienen los resultados para cada tipología relacionándolos en cada caso con las demás alternativas propuestas.

En el capítulo siete se discuten y cuantifican las diferencias entre los resultados obtenidos en el capítulo anterior, buscando simplificar dichos resultados.

En el capítulo ocho se exponen las conclusiones sobre el desempeño de los distintos sistemas refuerzos analizados y su validez para cada tipología.

Objetivos.

El presente trabajo tiene como objetivo finalizar el Máster Universitario de Ciencia y Tecnología de Edificación en Arquitectura. Es decir, realizar el Trabajo Fin de Máster obligatorio que permite la consecución del título y para ello se ha seleccionado el presente trabajo dentro de la oferta de enunciados propuestos que permitirá:

- En lo profesional conseguir una especialización en la aplicación del análisis estático no lineal de estructuras de edificación, como complemento al diseño lineal basado en los códigos y normativas vigentes. Siendo el diseño de estructuras sismorresistentes un campo en el que constantemente se están buscando nuevas soluciones.
- En lo personal, completar mi formación en el marco del Máster Universitario de Ciencia y Tecnología de Edificación en Arquitectura. Aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en los estudios de Master.
- Estudiar la influencia de los refuerzos propuestos en el comportamiento no lineal de los modelos estructurales analizados.
- Alcanzar conclusiones que guíen en la adopción de los refuerzos según su desempeño, cuantificando la mejora en el comportamiento de la estructura estudiada.
- Contrastar la influencia en el comportamiento sísmico de edificios mediante modificaciones topológicas convencionales.

Refuerzos propuestos para el análisis.

Para el análisis de las variaciones topológicas se proponen cuatro tipos de refuerzos. Los mismos se han escogido teniendo en cuenta que sean tipologías o técnicas de fácil implementación y que formen parte de la forma estándar de construir actualmente.

Refuerzo mediante muros de hormigón armado.

En adelante se lo denominará Refuerzo 1. Se trata de reforzar la estructura mediante muros de hormigón armado de espesor 0,15 m desde la planta baja hasta la última planta de cada tipología 3, 6 o 9 plantas. Las FIGURA 1 muestra los modelos reforzados. EL modelo original se detalla en el capítulo 5.

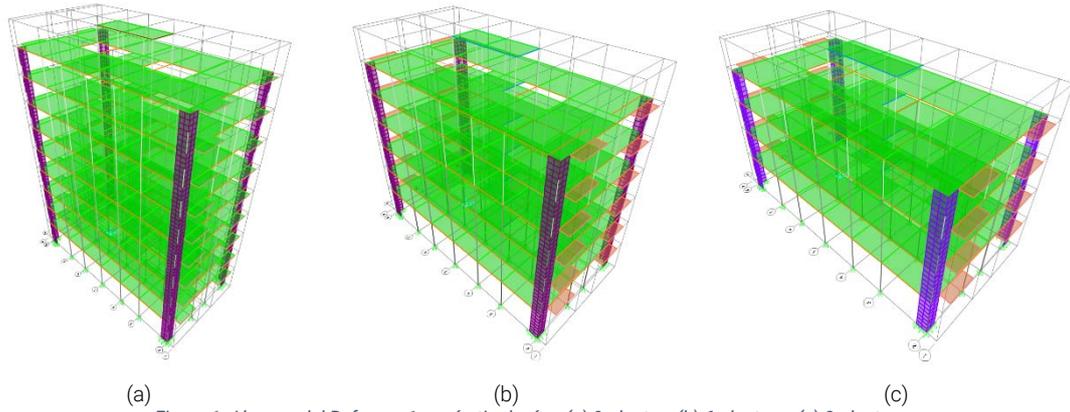


Figura 1: Alcance del Refuerzo 1 según tipologías, (a) 9 plantas, (b) 6 plantas y (c) 3 plantas.

Incremento del canto en vigas.

En el análisis se lo denominará Refuerzo 2, y consiste en reemplazar las vigas planas de 0,30 m x 0,50 m por vigas descolgadas de 0,60 m canto y 0,30 m de ancho. La intervención se llevará a cabo en las tres primeras plantas del modelo de 9 alturas, en las dos primeras plantas para la tipología de 6 alturas y en la primera planta para la tipología de 3 alturas. En la TABLA 1 se resumen los datos.

Tipología	Intervención	Vigas originales (m)	Vigas en refuerzo (m)
9 Plantas	Hasta 3ra planta	0,50x0,30	0,30x0,60
6 Plantas	Hasta 2da planta	0,50x0,30	0,30x0,60
3 Plantas	Hasta 1ra planta	0,50x0,30	0,30x0,60

Tabla 1: Resumen de los elementos intervenidos con el Refuerzo 2.

La FIGURA 2 representa los modelos reforzados mediante el incremento del canto en las vigas de las plantas inferiores.

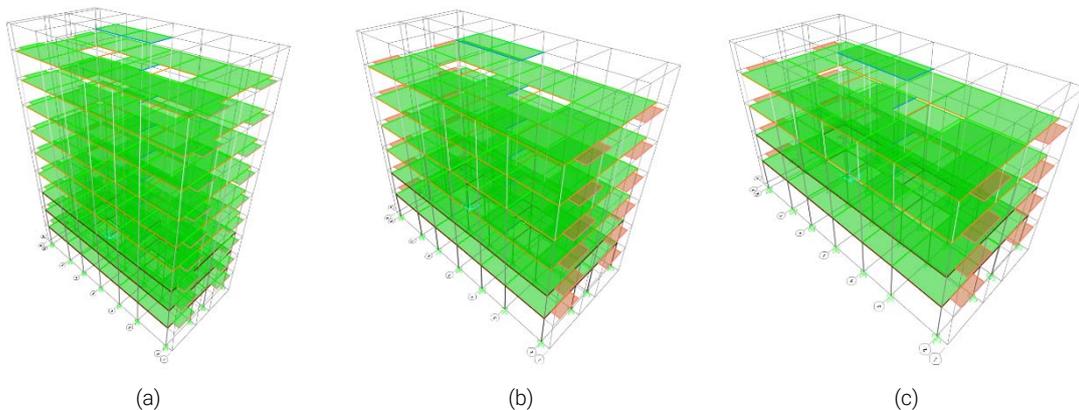


Figura 2: Alcance del Refuerzo 2 según tipologías, (a) 9 plantas, (b) 6 plantas y (c) 3 plantas. Las vigas intervenidas están representadas en color oscuro.

Incremento del ancho en vigas planas.

En el análisis se lo denominará Refuerzo 3. Consiste fundamentalmente en el incremento en el ancho de las vigas planas utilizadas en el diseño original del edificio modelo. Dicho incremento se llevará a cabo en todos los pórticos de las plantas indicadas en la TABLA 2, y en las dos direcciones.

Tipología	Intervención	Vigas originales (m)	Vigas en refuerzo (m)
9 Plantas	Hasta 3ra planta	0,50x0,30	0,70x0,30
6 Plantas	Hasta 2da planta	0,50x0,30	0,70x0,30
3 Plantas	Hasta 1ra planta	0,50x0,30	0,70x0,30

Tabla 2: Resumen de los elementos intervenidos con el Refuerzo 3.

Del mismo modo que en el caso anterior la FIGURA 3 representa los modelos reforzados mediante el incremento del ancho en las vigas de las plantas inferiores.

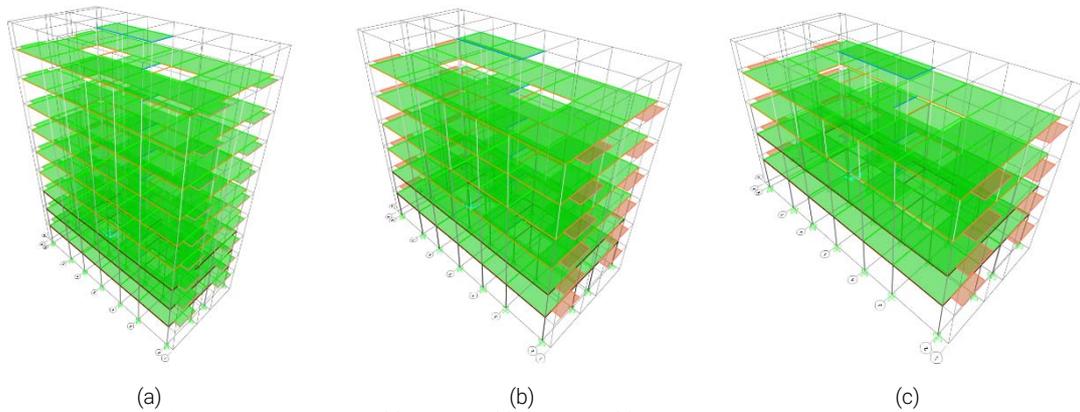


Figura 3: Alcance del Refuerzo 3 según tipologías, (a) 9 plantas, (b) 6 plantas y (c) 3 plantas. Las vigas intervenidas están representadas en color oscuro.

Incremento de la sección en pilares.

Como último refuerzo se estudiará el comportamiento de los modelos interviniéndolos mediante el incremento de la sección de los pilares de las primeras plantas. Se adopta esta línea considerando que los pilares de las plantas mas bajas son los que sufren mayor daño durante un terremoto y, por otra parte, porque fue la estrategia de refuerzo mas utilizada en los edificios de la ciudad de Lorca (Murcia) después del terremoto de 2011. En el análisis se lo denominará Refuerzo 4.

Índice.

Agradecimientos.	i
Resumen.	iii
Objetivos.	v
Refuerzos propuestos para el análisis.	v
Índice.	ix
1. Capítulo 1: Antecedentes.	2
1.1. Introducción.	4
1.2. Estado del arte.	4
1.2.1. Breve descripción.....	4
1.2.2. Origen y Evolución.....	5
1.3. Diseño por desempeño.	6
1.4. Método del espectro de capacidad.	8
1.4.1. ATC-40.....	8
2. Capítulo 2: Riesgo, Vulnerabilidad, Sismicidad.	10
2.1. Introducción.	12
2.2. Peligrosidad sísmica.	12
2.3. Vulnerabilidad sísmica.	14
2.3.1. Clases de vulnerabilidad	15
2.4. Clasificación de daños.	17
2.4.1. Clasificación de daños según ATC-40.	18
2.5. Riesgo sísmico.	20
2.6. Perdidas y daño.	21
3. Capítulo 3: Principales estrategias de refuerzo de estructuras.	24
3.1. Introducción.	26
3.2. Sistemas de refuerzo y rigidización de estructuras.	26
3.2.1. Muros pantalla.....	26
3.2.2. Marcos arriostrados	28
3.2.3. Contrafuertes	29
3.2.4. Marcos resistentes de momentos.....	30
3.2.5. Refuerzo en diafragmas.....	30
3.3. Mejoras en la capacidad de deformación.	31
3.3.1. Confinamiento	32
3.3.2. Refuerzo de columnas	33
3.3.3. Reducciones locales de la rigidez.....	33

3.3.4. Soportes suplementarios.....	34
3.4. Reducción de la demanda por acciones sísmicas.	35
3.4.1. Sistemas de aislamiento de las bases.....	35
3.4.2. Sistemas de disipación de energía o amortiguadores.....	37
4. Capítulo 4: El método pushover.	38
4.1. Introducción.	40
4.2. Rótulas plásticas.	41
4.3. Enfoque de diseño en dos etapas.	42
4.4. Modelización.	43
4.5. Espectro de Respuesta de Aceleración y Desplazamiento (ADRS).	44
4.6. Paso a paso.	46
4.7. Limitaciones.	48
4.8. Reducción del Espectro de Respuesta.	48
4.9. Mejoras introducidas por el FEMA 440.	49
4.9.1. Panorama sobre los procedimientos de análisis no lineal.....	49
4.9.2. Mejoras para el FEMA 356.	50
4.9.3. Mejoras para el método de linealización equivalente ATC-40.....	50
4.9.4. Efectos del Sistema de Varios Grados de Libertad (MDOF).....	50
4.10. Diagrama momento curvatura (M - ϕ) [17].....	50
4.10.1. Curva de deformación plástica en SAP2000.....	53
4.10.2. Section Designer.....	53
5. Capítulo 5: Desarrollo de modelos numéricos.....	58
5.1. Introducción.	60
5.2. Software/Herramientas.	60
5.3. Datos de partida para acciones.....	61
5.3.1. Normativa utilizada.....	61
5.3.2. Materiales.....	62
5.4. Acciones.	62
5.4.1. Acciones permanentes.....	62
5.4.2. Acciones variables.....	62
5.4.3. Acciones accidentales.....	63
5.5. Características constructivas del modelo numérico inicial.....	64
5.6. Proceso de modelado para el análisis estático no lineal en SAP2000.	66
5.6.1. Modelado y diseño lineal.....	66
5.6.2. Nuevo caso de cargas gravitatorias.....	67
5.6.3. Rótulas plásticas.....	68
5.6.4. Definición de los Casos de Carga Pushover.....	72
5.6.5. Ejecución del análisis.....	74
5.6.6. Evaluación grafica de los resultados.....	75
6. Capítulo 6: Resultados.	76
6.1. Introducción.	78

6.2. Análisis del comportamiento no lineal, tipología de 9 plantas.....	78
6.2.1. Edificio Original.....	78
6.2.2. Edificio con Refuerzo 1.....	83
6.2.3. Edificio con Refuerzo 2.....	89
6.2.4. Edificio con Refuerzo 3.....	96
6.3. Análisis del comportamiento no lineal, tipología de 6 plantas.....	103
6.3.1. Edificio Original.....	103
6.3.2. Edificio con Refuerzo 1.....	108
6.3.3. Edificio con Refuerzo 2.....	114
6.3.4. Edificio con Refuerzo 3.....	120
6.4. Análisis del comportamiento no lineal, Tipología de 3 plantas.....	127
6.4.1. Edificio Original.....	127
6.4.2. Edificio con Refuerzo 1.....	132
6.4.3. Edificio con Refuerzo 2.....	138
6.4.4. Edificio con Refuerzo 3.....	145
7. Capítulo 7: Discusión de resultados.....	152
7.1. Introducción.....	154
7.2. Edificio de 9 plantas.....	154
7.3. Edificio de 6 plantas.....	155
7.4. Edificio de 3 plantas.....	157
8. Capítulo 8: Conclusiones.....	160
8.1. Conclusiones sobre las tipologías.....	162
9. Capítulo 9: Bibliografía, listado de figuras y listado de tablas.....	164
9.1. Bibliografía.....	166
9.2. Listado de tablas.....	168
9.3. Listado de figuras.....	170

1. Capítulo 1: Antecedentes.

1.1. Introducción.

En análisis estático no lineal o pushover es el eje del presente trabajo por ello en este capítulo se realiza un estado del arte sobre el mismo, revisando su origen y evolución, y describiendo de manera general en que consiste. Se hablará también del diseño por desempeño como sustento del análisis no lineal de estructuras. Y, por último, se hablará del Método del Espectro de Capacidad desarrollado en el ATC-40.

1.2. Estado del arte.

1.2.1. Breve descripción.

Es un análisis estático incremental utilizado para determinar la relación fuerza-desplazamiento, o curva de capacidad, de una estructura o un elemento estructural. El análisis consiste en aplicar cargas horizontales de una manera determinada a un modelo informático de la estructura de forma incremental. En este análisis se considera como hipótesis principal que la estructura se deforma únicamente según el modo fundamental de vibración y que el patrón de cargas laterales se mantiene constante a lo largo del análisis.

Por ejemplo, empujar la estructura con las cargas antes mencionadas generando un gráfico con la fuerza total aplicada y el desplazamiento total asociado en cada incremento, hasta que la estructura llegue al límite o condición de colapso.

Curva de capacidad: Es el gráfico de la fuerza total lateral (V) en una estructura, respecto a la deflexión lateral (d) del techo de la misma estructura. Habitualmente se la conoce como curva "pushover".

Espectro de capacidad: Es la Curva de capacidad transformada de coordenadas de Fuerza de corte vs. Desplazamiento del techo (V vs. d) en coordenadas de aceleración espectral vs. desplazamiento espectral (S_a vs. S_d).

Espectro de demanda: Es un espectro de respuesta reducido para representar el movimiento del suelo durante un terremoto en el método de espectro de capacidad.

1.2.2. Origen y Evolución.

El origen del análisis pushover se remonta a los años 70, con trabajos de Takeda, Sozen y Nielsen entre otros que autores que hicieron aportes entre 1970 y 1981 [1]. En estos primeros trabajos se desarrollaron gráficos o curvas fuerza-desplazamiento para sistemas de hormigón armado de un grado de libertad (SDOF¹) de los que se obtuvieron las primeras aproximaciones a las curvas de capacidad que proporcionan hoy en día los análisis pushover.

Si bien estos trabajos sentaron las bases de lo que se sabe hoy en día sobre los análisis pushover, fue a finales de la década de los 80 cuando comenzó a utilizarse en mayor medida y a considerarse como una herramienta idónea para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras. Este primer análisis pushover se lo conoce como pushover clásico o convencional [2].

A lo largo de los años distintos autores han ido haciendo mejoras al método, Fajfar y Fischinger (1987, 1988) hasta postular lo que se conoce como método N2. Este método ha ido evolucionando también y recibiendo mejoras, Fajfar y Gaspersic (1996) y Fajfar (2000), y hoy día es el método propuesto por el Eurocódigo 8 para la realización de análisis pushover. Otras aportaciones como por ejemplo las de Lawson, Vance y Krawinkler (1994) y Krawinkler y Seneviratna (1998) se centraron en el campo de aplicación del pushover convencional.

Las aportaciones iniciales relativas al análisis pushover fueron concebidas para su aplicación a estructuras de dos dimensiones o bien, de tres dimensiones, pero simétricas, Moghadam y Tso (1996) y Kilar y Fajfar (1997) plantearon por primera vez un método pushover para estructuras tridimensionales asimétricas con objeto de tener en cuenta los efectos de torsión que se generan en este tipo de estructuras. Posteriores trabajos de Moghadam y Tso (1998, 2000), mejoraron el planteamiento al establecer diferentes procedimientos para obtener el desplazamiento objetivo.

Con objeto de considerar la influencia de los modos de vibración superiores al modo fundamental en la respuesta de la estructura, surgen algunos métodos que se diferencian en la forma de determinar el vector de cargas laterales a aplicar en la estructura y en la determinación de la demanda impuesta por la acción sísmica. En esta línea, investigadores como Sasaki, Freeman y Paret (1998) y Chopra y Goel (2001, 2002) plantearon análisis pushover de tipo modal, aplicando una distribución de cargas laterales proporcional a la deformación de cada modo de vibración por separado y combinando las respuestas máximas obtenidas con cada modo de vibración mediante técnicas de combinación modal. Otras aportaciones en esta línea corresponden a Poursha, Khoshnoudian y Moghadam (2009), quienes desarrollaron el conocido como pushover consecutivo modal, en el que se desarrollan análisis pushover de tipo modal de forma consecutiva partiendo de estados de tensión y deformación correspondientes a etapas inmediatamente anteriores del análisis; Jan, Liu y Kao (2004), que plantearon el *upper bound pushover analysis*, obteniendo el patrón de cargas laterales al considerar únicamente la influencia del primer y

¹ Siglas en inglés de: Single Degree of Freedom.

segundo modo de vibración de la estructura; y Kim y Kurama (2008). quienes propusieron el **mass proportional pushover**, en el que la influencia de los modos de vibración superiores se considera mediante un único patrón constante de cargas laterales proporcional a las masas sísmicas de cada planta de la estructura.

Como alternativa a los métodos anteriormente descritos, otros autores (Bracci. Runnathk y Reinkom. 1997; Gupta y Kunnath. 2000; Aydinoglu. 2003; López. 2004) comenzaron a desarrollar el pushover adaptativo o **adaptive pushover**. A diferencia de otros métodos, en este planteamiento la distribución de fuerzas laterales no es constante, sino que se va actualizando a lo largo del análisis en concordancia con las deformadas de los diferentes modos de vibración de la estructura y los factores de participación obtenidos tras realizar un análisis de autovalores en cada paso del proceso, pudiendo considerarse además la degradación de rigidez progresiva que experimenta la estructura. Concretamente. Antoniou y Pinho (2004a) estudiaron la modalidad de pushover adaptativo basado en fuerzas y Antoniou y Pinho (2004b) desarrollaron un enfoque basado en desplazamientos [2].

Actualmente se sigue desarrollando el método para análisis pushover consiguiendo metodologías cada vez más sofisticadas y completas. El análisis pushover convencional sigue siendo el método considerado por las principales normas y códigos de diseño.

1.3. Diseño por desempeño.

A. Ospina, H. Urrego, J.C. Botero, definen el método de diseño sismorresistente basado en fuerzas como aquel que consiste en garantizar que la capacidad de los elementos estructurales supere la demanda a la que se verá sometida la estructura. No obstante, ante la falta de certeza en la magnitud de las fuerzas sísmicas, la aplicabilidad del diseño basado en fuerzas se ve comprometida cuando se supera el rango elástico en los elementos estructurales que resisten las cargas sísmicas. Por su concepción, pueden ratificarse ciertas deficiencias que son propias del diseño estructural las cuales hacen dudar de la validez de los resultados obtenidos y del grado de certeza en las hipótesis de diseño [3].

En el diseño sismo resistente es importante conocer la rigidez lateral de los elementos estructurales haciéndose necesario encontrar la forma de determinar los desplazamientos basados en las curvaturas de las secciones de los elementos, es decir obteniendo el detalle de las deformaciones de los materiales con el incremento de la carga y de allí encontrar su rigidez lateral.

Como se espera en las zonas de alguna amenaza sísmica, las estructuras deben experimentar deformaciones superiores al límite elástico, razón por la cual se considera adecuado utilizar criterios de diseño que relacionen la intensidad sísmica con el nivel de daño en la estructura.

Julián Carrillo indica que, la práctica habitual de diseño y análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura comúnmente ha sido y es, de acuerdo a los códigos y normativas vigentes, utilizar principalmente los conceptos de resistencia. Una estructura diseñada de esta manera, que incluye un concepto de ductilidad básico, no garantiza que bajo una determinada sollicitación sísmica se comporte adecuadamente.

El concepto de diseño por desempeño va más allá de evitar el colapso de una estructura frente a un sismo de diseño.

Utilizando las técnicas disponibles para evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente, se puede determinar de una manera más confiable su vulnerabilidad frente a una determinada demanda sísmica. Adicionalmente, los costos asociados a la rehabilitación estructural, pueden disminuirse apreciablemente (o eliminarse), frente a los requeridos a partir de la utilización de las metodologías aproximadas incluidas en los códigos de diseño.

En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño han sido considerados como sinónimos. Sin embargo, con los aprendizajes conseguidos a partir de los eventos sísmicos ocurridos en los últimos 25 años, se ha conseguido un cambio sobre la concepción de que incrementar la resistencia aumenta la seguridad y reduce el daño. Por tanto, actualmente se hace énfasis en el concepto de resistencia por desempeño.

En el diseño por capacidad se busca que, en la condición de falla, la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, generalmente uno diferente al de cortante [4].

M. J. N. Priestley expresa que, el diseño para la resistencia sísmica ha sido objeto de una revisión crítica de los últimos años, con énfasis en pasar de "fuerza" a "desempeño". En la mayor parte de los últimos 70 años (el período durante los cuales, los cálculos de diseño específicos para la resistencia sísmica han sido requeridos por los códigos) fuerza y desempeño han sido considerados como sinónimos. Sin embargo, durante los últimos 25 años ha habido un cambio gradual de esta posición con la comprensión de que el aumento de la fuerza puede no aumentar la seguridad, ni necesariamente reducir el daño en una estructura. El desarrollo de los principios de diseño por capacidad en Nueva Zelanda en la década de 1970 (Park y Paulay, 1976) fue una expresión de la comprensión de que la distribución de la fuerza a través de un edificio era más importante que el valor absoluto del cortante en la base de diseño. Se reconoció que un edificio porticado tendrá un mejor rendimiento bajo fuerzas sísmicas si pudiera asegurarse de que las rótulas plásticas ocurrirían en vigas y no en columnas (mecanismo de viga débil / columna fuerte), y si la resistencia al corte de los miembros supera la fuerza cortante correspondiente a fuerza a flexión. Esto puede ser identificado como el verdadero principio a diseño sísmico basado en el desempeño, en el que el desempeño general del edificio se controla como una función del proceso de diseño [5].

El ATC-40, se refiere a una metodología en la que los criterios estructurales se expresan en términos de lograr un objetivo de rendimiento. Esto contrasta con un método convencional en el cual los criterios estructurales están definidos por los límites de fuerzas en los componentes producto de un nivel prescrito de esfuerzo de corte [6, p. xiii].

1.4. Método del espectro de capacidad.

1.4.1. ATC-40.

Según se expresa en el ATC-40, es un procedimiento de análisis estático no lineal que proporciona una representación gráfica del comportamiento sísmico esperado de la estructura existente o reforzada como la intersección del espectro de la capacidad de la estructura con una representación del espectro de respuesta (espectro de demanda) que es la demanda de desplazamiento del terremoto sobre estructura. La intersección es el punto de desempeño, y la coordenada de desplazamiento, d_p , del punto de actuación es la demanda de desplazamiento estimado sobre la estructura para el nivel especificado de la amenaza sísmica [6, p. xi].

En la FIGURA 4 se presenta un esquema de la evolución, a lo largo de los años, de los conceptos de fuerza y desempeño, del diseño por desempeño y de los distintos métodos que han ido surgiendo como aplicación del concepto de diseño por desempeño.

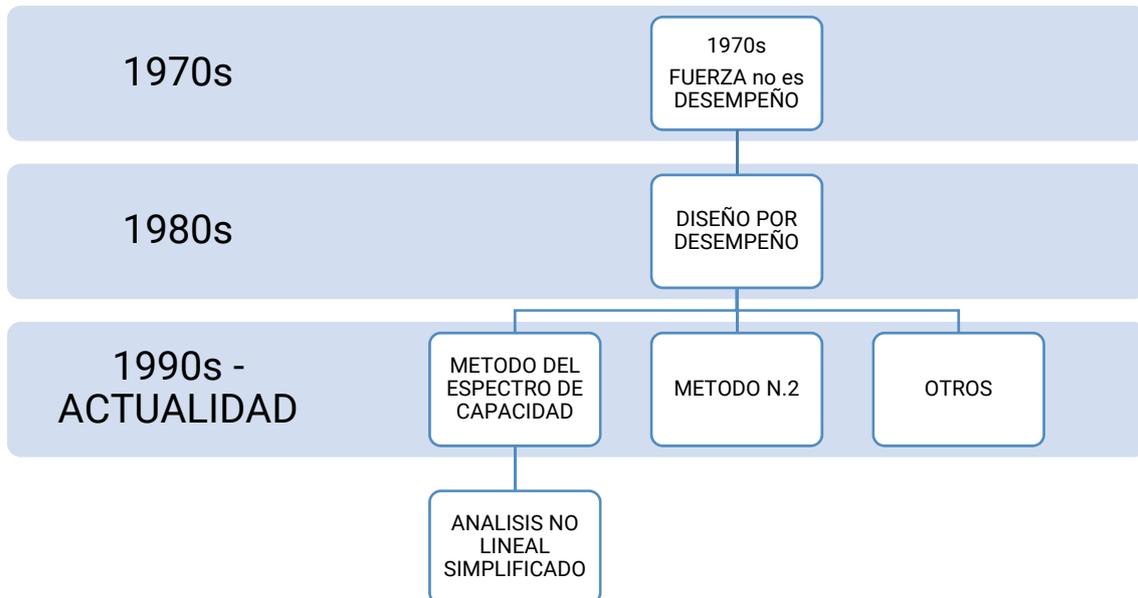


Figura 4: Evolución histórica del Diseño por Desempeño.

La FIGURA 5, que se ve a continuación, representa esquemáticamente los pasos que se emplean en el desarrollo del análisis no lineal simplificado.



Figura 5: Esquema de evolución histórica del pushover.

2. Capítulo 2: Riesgo, Vulnerabilidad, Sismicidad.

2.1. Introducción.

En este capítulo se describirán los conceptos de Peligrosidad Sísmica, Vulnerabilidad Sísmica y sus clases; se abordará el concepto de Riesgo Sísmico y por último las Perdidas y el Daño. Todos estos conceptos son importantes porque actúan como condicionantes a la hora del diseño sismorresistente de edificios y, por otra parte, permiten valorar los efectos de los accidentes sísmicos en los mismos.

2.2. Peligrosidad sísmica.

Se define la peligrosidad como “la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos en un determinado emplazamiento y periodos de tiempo”. Hoy día se calcula en función de valores como: el desplazamiento, la velocidad y/o aceleración del suelo. Hasta hace poco tiempo era habitual hacerlo en términos de intensidad macrosísmica, relacionándola así con la capacidad destructiva del terremoto.

La normativa sismorresistente presenta los resultados de peligrosidad sísmica para grandes áreas (territorio español, por ejemplo) mediante mapas de isolíneas que representan los valores máximos de aceleración o los valores asociados a un periodo de tiempo, FIGURA 6.

La peligrosidad sísmica de una determinada zona tiene como punto de partida la “sismicidad del área de influencia”, que implica el conocimiento de los terremotos ocurridos a lo largo del tiempo para determinar los que pueden ocurrir en el futuro. Esta peligrosidad termina traducéndose en un mapa de aceleraciones vinculado al periodo de retorno. En este sentido se pueden definir varios tipos de “terremotos” de diseño en función del periodo de retorno y de la probabilidad de excedencia. La probabilidad de excedencia (o probabilidad de ocurrencia) es la probabilidad de que, al menos, un terremoto de ciertas características tenga lugar en un período de tiempo determinado (período de retorno). La probabilidad de excedencia asociada caracteriza el nivel de intensidad del diseño sísmico [7]. Así el **terremoto de servicio** tiene un periodo de retorno de 75 años con una probabilidad de excedencia del 50%, el **terremoto de diseño** que tiene un periodo de retorno de 475, con una probabilidad de excedencia del 10%, y el **terremoto de condiciones especiales** entre 1000 y 2500 años, con una probabilidad de excedencia del 2,5%.

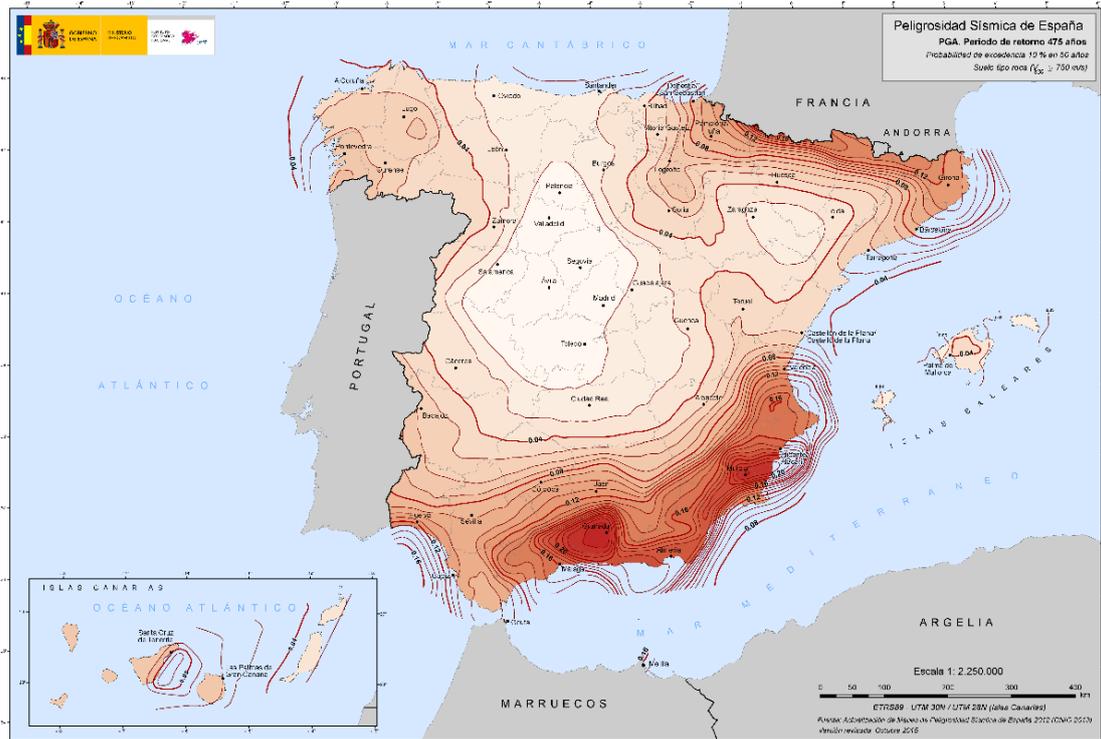


Figura 6: Mapa de peligrosidad sísmica de España 2015, en valores de aceleración (IGN).

Actualmente las líneas de investigación vinculan dicha sismicidad con la tectónica de la zona, es decir, identifican las fallas activas en la región estudiada y la distancia a los núcleos de población. Si se hallara relación entre las estructuras tectónicas y los sismos, se pueden identificar “fallas activas”. Para éstas es necesario determinar: tamaño, orientación, tipo de falla y el sismo máximo o característico generado en la falla. Resulta difícil asociar la sismicidad de un área o zona a una sola falla por lo que se vincula a sistemas de fallas que se denominan “zonas sismogénicas”. La FIGURA 7, muestras las fallas activas en la Región de Murcia [8].

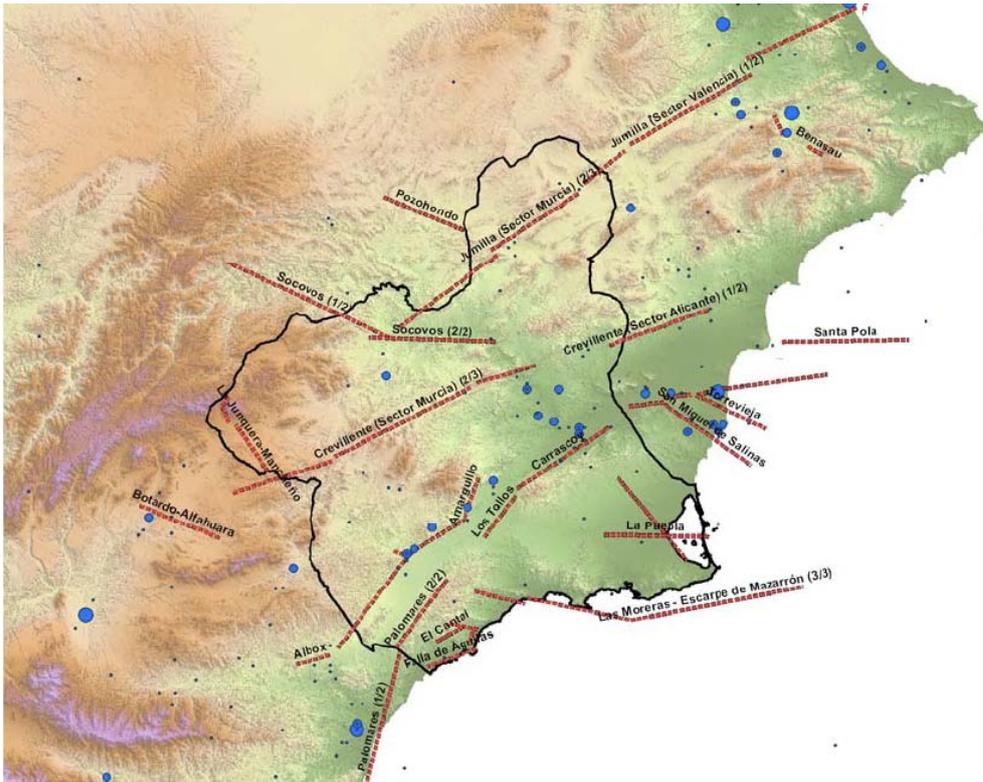


Figura 7: Mapa de fallas activas de la Región de Murcia (RISMUR).

2.3. Vulnerabilidad sísmica.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, un grupo de estructuras o una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daños en caso de un movimiento sísmico de una intensidad determinada [9].

V.J. Moreno [10], define la vulnerabilidad sísmica como una magnitud que permite cuantificar el tipo de daño, el modo de fallo y la capacidad resistente de un sistema estructural. La vulnerabilidad sísmica es el área de trabajo de la ingeniería sismorresistente cuyo objetivo es reducirla, teniendo en cuenta los costes y los principios de la ingeniería estructural.

La vulnerabilidad sísmica cuantifica el riesgo debido únicamente a las características de la estructura, es decir, que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca a sí misma, y, además, es independiente de la peligrosidad del lugar. Está directamente relacionada con el diseño y la construcción de la estructura.

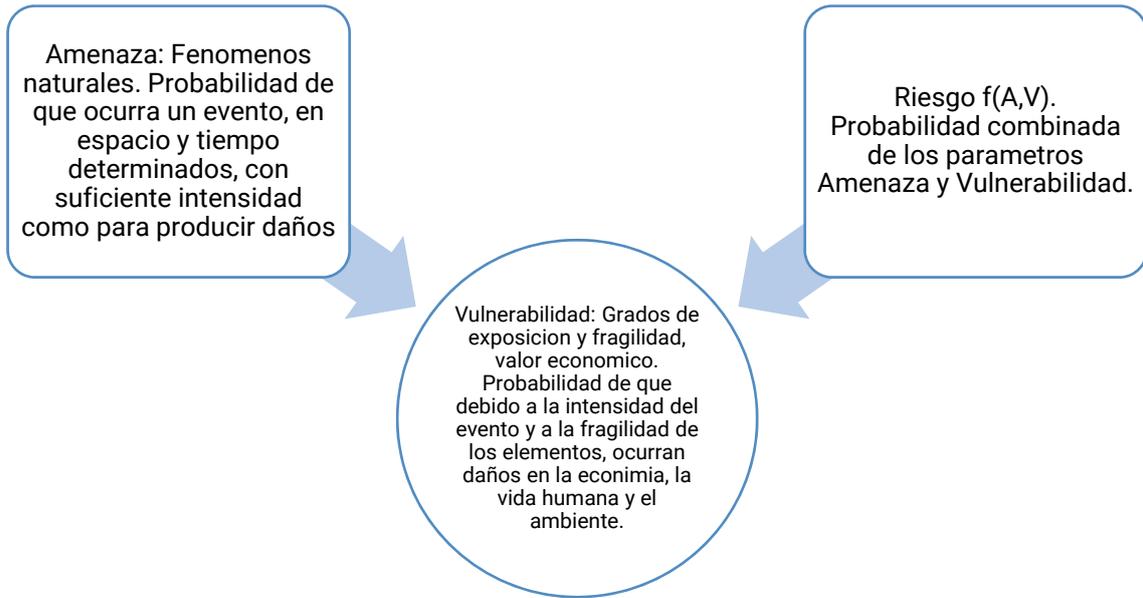


Figura 8: Esquema de vulnerabilidad sísmica.

La reducción de la vulnerabilidad es una inversión clave, no sólo para reducir los costos humanos y materiales de los desastres naturales, sino también para alcanzar un desarrollo sostenible. Dicho de otra forma, se trata de una inversión de gran rentabilidad en términos sociales, económicos y políticos (FIGURA 8). Por tanto, la reducción de la vulnerabilidad debe ser incorporada de manera orgánica en una visión sistémica e integral del desarrollo [11].

2.3.1. Clases de vulnerabilidad.

Una primera aproximación a la vulnerabilidad son las escalas macrosísmicas. Las escalas macrosísmicas son fundamentales para los estudios de vulnerabilidad en los edificios, éstas asignan intensidad sísmica analizando los efectos de un terremoto sobre las edificaciones y el entorno para una localidad determinada, de manera que peligrosidad y vulnerabilidad quedan claramente vinculadas, dando al proyectista una información de gran utilidad y comprensible.

En España, la escala macrosísmica de uso oficial es la Escala Macrosísmica Europea en su revisión de 1998 (EMS 98). Es una escala elaborada sobre la escala MSK, de uso generalizado en Europa anteriormente, FIGURA 9.

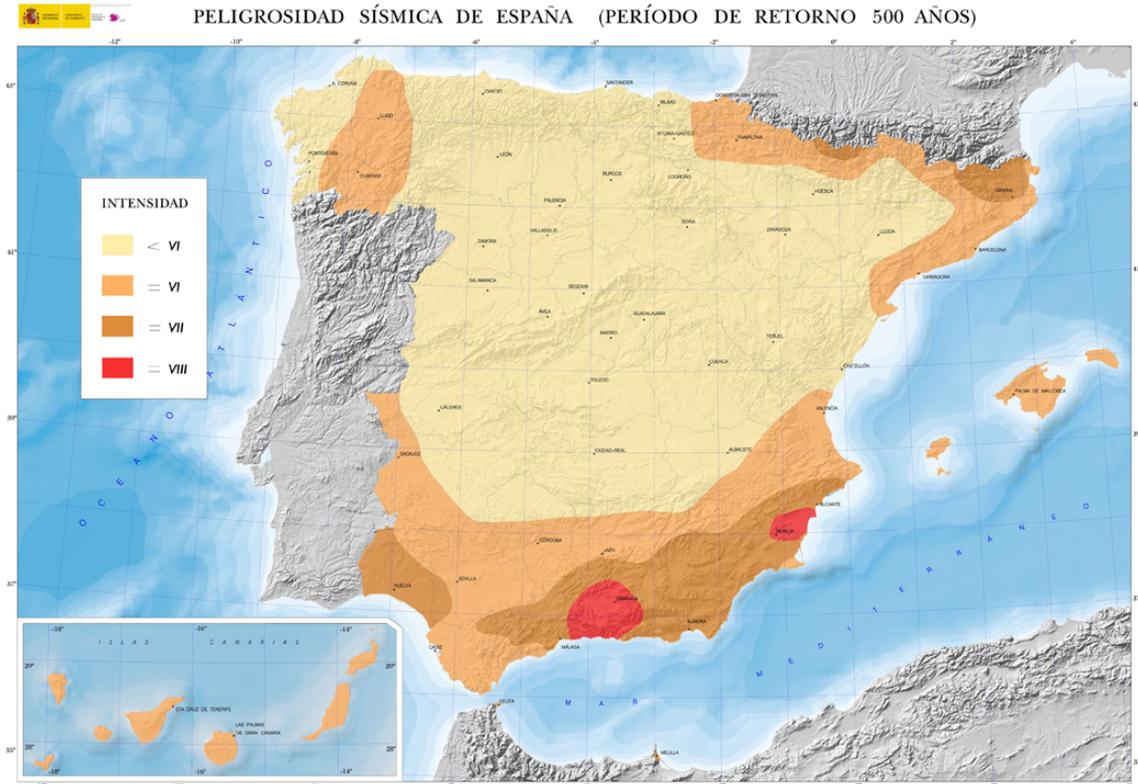


Figura 9: Mapa de peligrosidad sísmica de España, en valores de intensidad, escala EMS-98 (IGN).

La escala EMS mejora y afina los procedimientos para el diagnóstico de intensidades y al ser equivalente en sus valores a la MSK, permite continuidad con la información macrosísmica anteriormente elaborada con la antigua escala. Una de las principales novedades es la inclusión de edificación moderna con distintos grados de sismorresistencia que la hacen idónea para el análisis de parques inmobiliarios heterogéneos de amplia cronología como es el caso de la Región de Murcia. La escala EMS posee tres grados de vulnerabilidad descendente para la edificación tradicional o corriente (A – C) y otros tres grados para edificaciones de factura moderna que incorporan de forma ascendente mayores consideraciones sismorresistentes (D – F), ver FIGURA 10.

Tipo de Estructura	Clase de Vulnerabilidad					
	A	B	C	D	E	F
MAMPOSTERÍA	Paredes de peña viva / roca de cantera	○				
	Adobe (ladrillo de tierra)	○—				
	Roca simple	—○				
	Roca masiva		—○—			
	Unidades de roca manufacturada	—○—				
	Ladrillo no reforzado, pisos de HA		—○—			
	Reforzado o confinado			—○—		
HORMIGÓN ARMADO (HA)	Armazón sin diseño sismorresistente (DSR)		—○—			
	Armazón con un nivel moderato de DSR			—○—		
	Armazón con un alto nivel de DSR				—○—	
	Paredes sin DSR		—○—			
	Paredes con un nivel moderado de DSR			—○—		
	Paredes con un nivel alto de DSR				—○—	
ACERO				—○—		
MADERA				—○—		

○ Clase de vulnerabilidad más probable; — Rango probable;
 Rango de casos excepcionales, menos probables

Figura 10: Clases de vulnerabilidad para la escala EMS.

2.4. Clasificación de daños.

En cuanto a los daños que sufre una edificación de determinada vulnerabilidad, la escala EMS 98 cuantifica el daño en cinco grados ascendentes para cuatro grandes grupos de tipologías edificadas; la edificación de estructura muraria, la edificación de hormigón armado, las estructuras de acero y las de madera, ver tabla 3. Los grados de daño pretenden representar un incremento lineal de la intensidad del sismo, por lo que su interpretación permite realizar una valoración macrosísmica. La escala EMS 98 aporta información gráfica para complementar los textos de los grados de daño que son de gran utilidad para el técnico que realiza los diagnósticos, a pesar de que las tipologías dibujadas no son características de la edificación española. Los grados de daño de la edificación macrosísmica se presentan a continuación para los dos grupos principales de edificación. El texto en cursiva indica aquella información complementaria de diagnóstico que se ha observado en los últimos terremotos murcianos y que ayudan a encuadrar los grados en las tipologías vernáculas de esta región.

Grado 1	Título	Daños ligeros o despreciables
	Daños estructurales	No hay
	Daños no estructurales	Ligeros
	Descripción	Fisuras muy finas en algunos paramentos; desconchados en acabados de pequeño tamaño. Caída de piedras sueltas de la coronación del edificio únicamente en casos aislados.
Grado 2	Título	Daños moderados
	Daños estructurales	Ligeros
	Daños no estructurales	Moderados
	Descripción	Grietas en pilares y vigas de hormigón o en muros estructurales. Grietas en tabiquerías y cerramientos, Desconchados y caída de revestimientos y aplacados frágiles. En paneles de muros prefabricados caída de material de rejuntado. <i>Caída de alicatados cerámicos o zócalos recibidos con mortero. Daños a techos rígidos de escayola y caída de losetas.</i>
Grado 3	Título	Daños considerables
	Daños estructurales	Moderados
	Daños no estructurales	Intensos
	Descripción	Grietas en bases de pilares y en nudos estructurales con caída de recubrimiento de hormigón y pandeo de barras de acero. Grandes grietas en tabiquerías y muros de cerramiento con fallo de tabiques individuales.
Grado 4	Título	Daños muy graves
	Daños estructurales	Graves
	Daños no estructurales	Muy graves
	Descripción	Daños graves en elementos estructurales con fallo de nudos, fallo de pilares a compresión, rotura de armadura de refuerzo y ladeo de pilares. Fallo de pilares individuales o fallo de alguna planta superior.
Grado 5	Título	Destrucción
	Daños estructurales	Muy graves
	Daños no estructurales	Muy graves
	Descripción	Derrumbe de la planta baja o crujía (alas o secciones) enteras de edificios.

Tabla 3: Grados de daño, según la escala EMS98.

2.4.1. Clasificación de daños según ATC-40.

Los niveles de desempeño que figuran en el capítulo 3 del ATC-40, son grandes categorías generales utilizadas para establecer objetivos de desempeño. Para los elementos estructurales y componentes que se encuentran comúnmente en los tipos de edificios abordados por la metodología propuesta (Estructuras de columnas, vigas y muros, ejecutadas de hormigón colado in-situ y no dúctiles), se delinea una breve descripción de los daños previstos en cuatro niveles de desempeño estructural. La tabla incluye también descripciones de daños a elementos no estructurales que se esperan en edificios típicos. El nivel de desempeño Control de Daños representa a los estados Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. En la tabla, se distingue por un nivel de daño no estructural superior al permitido para Ocupación Inmediata.

Los daños descritos en la tabla 4 contienen dos tipos de información: en primer lugar, las afirmaciones absolutas que la capacidad de carga de gravedad del edificio permanece sustancialmente intacta, y, en segundo lugar, las afirmaciones cualitativas/cuantitativas en cuanto a la magnitud de los daños observados en los componentes estructurales y no estructurales. Las descripciones cualitativas se basan en el daño observado en terremotos anteriores; describen la frontera entre el colapso del edificio y el mantenimiento del sistema de cargas gravitatorias.

Vulnerabilidad sísmica en edificios de hormigón armado. Estudio de casos prácticos.

Elemento/componente	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad de Vida	Estabilidad estructural
Columnas	Agrietamiento por flexión y cortante muy limitado, sin astillamiento. Desplazamiento horizontal no permanente. La capacidad de carga gravitatoria se mantiene.	Agrietamiento por flexión y cortante muy limitado, sin o con muy poco astillamiento. Desplazamiento horizontal no permanente. La capacidad de carga gravitatoria se mantiene.	Se han formado rótulas en las partes inferiores del edificio, causando desprendimientos encima y por debajo de articulaciones viga-columna. El desplazamiento horizontal permanente se acerca al 2,0% de la deriva de entrepiso, con pequeñas áreas marginalmente más altas. La capacidad de carga gravitatoria se mantiene.	Se han formado rótulas en las partes inferiores del edificio, causando desprendimiento significativo encima y por debajo de articulaciones viga-columna, y moliendo el hormigón en el núcleo. El desplazamiento horizontal permanente se acerca al 3,5% de la deriva de entrepiso, con pequeñas áreas marginalmente más altas. La capacidad de carga gravitatoria se mantiene a lo largo de casi toda la estructura.
vigas	Astillamiento muy limitado alrededor de las juntas viga-columna. Fisuras muy limitadas por flexión en la zona de las rótulas. Sin deformación permanente. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.	Astillamiento limitado alrededor de las juntas viga-columna. Fisuras limitadas por flexión en la zona de las rótulas. Sin deformación permanente. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.	Astillamiento alrededor de la zona de la rótula y de la junta viga-columna. Grietas por flexión y cortante en la zona de la rótula progresando hacia la junta viga-columna. Elongación de estribos de corte adyacentes a las articulaciones. deflexión vertical permanente acercándose L /175. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.	Astillamiento amplio alrededor de la región de la rótula y de la junta viga-columna. Grietas extendidas por flexión y corte en la región rótula, progresando hacia la junta columna-viga. La rotura de estribos de cizallamiento, deflexión vertical permanente acercándose L / 75. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.
Losas	Fisuras muy limitadas adyacentes a la unión viga-columna u otros soportes. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.	Fisuras limitadas adyacentes a la unión viga-columna u otros soportes. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.	Fisuras adyacentes a la unión viga-columna u otros soportes. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria.	Fisuras extendidas adyacentes a la unión viga-columna u otros soportes. Se mantiene la capacidad de carga gravitatoria. Trozos de hormigón se pulverizan y caída de áreas entre acero de la losa. Desplazamientos verticales en losas, adyacentes a los soportes que ascienden a un cuarto del espesor de la losa, pero sin colapso.
Muros y pilastras	Fisuras muy leves en el plano del muro por cortante. Fisuras muy pequeñas o inexistentes en los extremos de muros o pilastras. No hay desplazamientos horizontales permanentes. Capacidad de cargas gravitatorias intacta.	Fisuras leves en el plano del muro por cortante. Fisuras muy pequeñas o inexistentes en los extremos de muros o pilastras. No hay desplazamientos horizontales permanentes. Capacidad de cargas gravitatorias intacta.	Astillamiento y fisuras por flexión y cortante, extensivos, particularmente en los extremos y en los talones de los muros. Evidencia de fallos por deslizamiento por cortante. Desplazamientos horizontales permanentes aproximándose al 2% de la deriva de entrepiso con áreas marginales mas altas. Capacidad de cargas gravitatorias intacta.	Astillamiento y fisuras por cortante y flexión por todo el muro, especialmente en zonas con mayor desplazamiento permanente. Evidencia de pandeo barras de refuerzo longitudinal. Evidencia de fallos por deslizamiento en las uniones y en la base del muro. Desplazamientos horizontales permanentes aproximándose al 3,5% de la deriva de entrepiso con áreas marginales mas altas. Capacidad de cargas gravitatorias intacta prácticamente en toda la estructura.
Cimentaciones	No hay evidencia de asentamientos diferenciales entre dos	No hay evidencia de asentamientos diferenciales entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cercano a L/150 entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cercano a L/60 entre dos columnas adyacentes.

	columnas adyacentes.			
Elementos no estructurales	No hay rotura de cristales exteriores. Todas las puertas interiores y exteriores están operativas. Daños muy leves en falsos techos sin caída de luminarias. Muy poco mobiliario movido. Grietas muy limitadas en particiones y hueco de escalera. Ascensores e instalaciones operativas. Áticos con daño muy leve	Rotura de muy pocos cristales exteriores. Todas las puertas interiores y exteriores están operativas. Daños leves en falsos techos y luminarias. Mobiliario aislado movido. Grietas limitadas en particiones y hueco de escalera. Ascensores e instalaciones fuera de servicio. Áticos con daño leve.	Algunos cristales quebrados y desprendimientos en los pisos con grandes desplazamientos. La mayoría de las puertas exteriores operativas y algunas puertas interiores desencajadas e inoperativas. Algunos elementos del falso techo caídos. Daños en las luminarias. Particiones interiores ampliamente agrietadas con algunas derribadas. Daños amplios en los huecos de escaleras. Mobiliario volcado. Ascensores e instalaciones inoperativas. Áticos muy dañados.	La mayoría de los cristales exteriores quebrados y caídos en los pisos con mayores desplazamientos permanentes y menores cantidades de cristales quebrados en los demás pisos. Las puertas interiores y exteriores están desencajadas e inoperativas. La mayoría de los falsos techos y luminarias están caídas. Las particiones interiores están ampliamente agrietadas y parcialmente desplomadas. Mobiliario volcado. Ascensores e instalaciones fuera de servicio. Áticos parcialmente colapsados.

Tabla 4: Tabla 11-1 ATC-40. Descripción de daños representativos en elementos y componentes en edificios de hormigón armado.

2.5. Riesgo sísmico.

El Riesgo sísmico se define como la función de probabilidad de pérdidas derivadas de los daños a un elemento o conjunto de elementos, por ejemplo, una ciudad, como consecuencia de la acción de terremotos. Es, por tanto, función, en cada caso, de las características de esta acción (peligrosidad sísmica) y de la respuesta a ella de los elementos en riesgo (Vulnerabilidad sísmica) [12]. Es una medida que combina la peligrosidad sísmica con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan daños por movimientos sísmicos en un periodo determinado.

A nivel europeo existe proyecto de colaboración denominado "Armonización de Riesgo Sísmico en Europa (SHARE²)" [13] que, inicialmente, tuvo el cometido de entregar el primer modelo de riesgo de referencia para Europa, en sustitución de los mapas antiguos. El modelo generado contribuye al Modelo Global de Terremotos (GEM³) y sirve como referencia para las políticas de mitigación de riesgos, tales como el diseño sismorresistente de edificios de varias plantas y de las infraestructuras críticas, tales como puentes o presas. La FIGURA 11 muestra el mapa de riesgo sísmico europeo elaborado el proyecto SHARE.

² Siglas en inglés de: Seismic Hazard Harmonization in Europe.

³ Siglas en inglés de: Global Earthquake Model.

El número de estados de daño que consideran las escalas macrosísmicas no es el mismo en todas, aunque el aceptado en todas las más en uso (MMI, MSK, EMS) es 12.

El riesgo sísmico en España puede calificarse de moderado, pero su historia sísmica nos recuerda que ha habido en los últimos 600 años al menos 12 grandes terremotos producidos.

En la Región de Murcia, los terremotos registrados en el último siglo han alcanzado magnitudes moderadas nunca superiores a M_w 5,0. Sin embargo, los catálogos de sismicidad histórica indican que en los últimos 500 años se han registrado más de diez sismos de intensidad (MSK) mayor o igual a VIII que han causado numerosos daños humanos y materiales.

3. Capítulo 3: Principales estrategias de refuerzo de estructuras.

3.1. Introducción.

En este capítulo se reseñarán de forma general algunas estrategias de refuerzo contenidas en el ATC-40 que abarcan sistemas de refuerzo y rigidización, mejoras en la capacidad de deformación de los elementos, y sistemas de reducción de la demanda. Una recopilación mas exhaustiva de las técnicas de rehabilitación sísmica de edificios se realizó por parte de la FEMA⁴ en 2006, fruto de ese trabajo es el documento *FEMA 547: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, el cual contiene información detallada de las técnicas idóneas para distintos tipos de edificación.

Existen numerosos sistemas o estrategias de intervención en edificios existentes que a su vez se pueden extrapolar a la obra nueva. Si bien se hablará distintos sistemas que incrementan la resistencia o la rigidez de las estructuras se debe tener en cuenta que en la realidad siempre que se implemente un sistema de refuerzo, ya sean, muros, marcos arriostrados, etc. se estará incrementando tanto la capacidad de resistencia como la rigidez de los sistemas estructurales. Es decir que, si bien que se pueden modelar sistemas que solo mejoren la resistencia o solo mejoren la rigidez, en la realidad siempre se influye sobre las dos. Por otra parte, existen estrategias que no incrementan la capacidad de resistencia de las estructuras, sino que se centran en la reducción de la demanda.

3.2. Sistemas de refuerzo y rigidización de estructuras.

3.2.1. Muros pantalla.

La introducción de muros pantalla en estructuras de hormigón armado es la estrategia más comúnmente empleada para el refuerzo de las mismas. Ya sean estructuras existentes o en la etapa de diseño. Es un recurso extremadamente eficiente tanto para incrementar la resistencia de una estructura como para aumentar su rigidez, aunque mayormente el efecto se produce en la resistencia. Los muros pantalla a menudo resultan económicos y tienden a ser compatibles con la mayoría de estructuras de hormigón armado [6, pp. 6-14]. Ver figura 12.

Como punto desfavorable la utilización o introducción de gran cantidad de muros pantalla en una estructura de hormigón armado puede resultar en un incremento de la masa del edificio y por esta razón incrementar las acciones sísmicas y la fuerza requerida para soportarlas. También pueden tener un impacto arquitectónico importante por la pérdida de ventanas o por generar barreras en las plantas de los edificios.

⁴ Siglas en inglés de: Federal Emergency Management Agency.

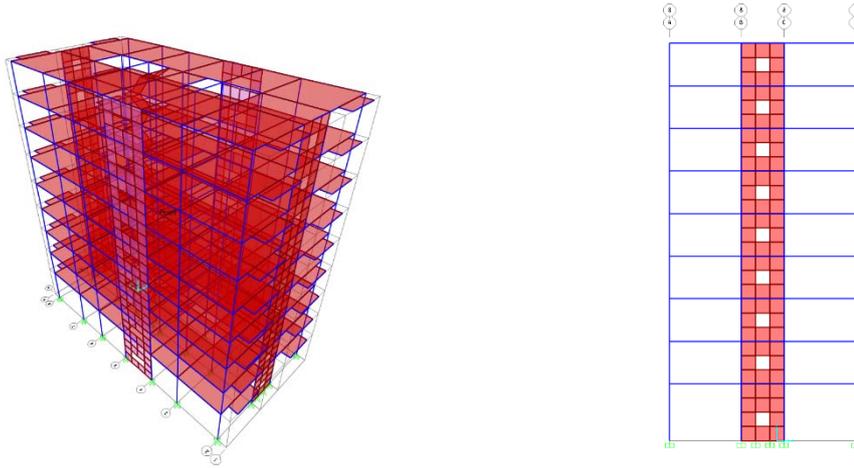


Figura 12: Ejemplo de refuerzo de edificios mediante muros pantalla.

Como se ha mencionado antes, la inclusión de muros pantalla permite reforzar la estructura objeto de refuerzo. La gráfica que se muestra en la FIGURA 13, representa el efecto del refuerzo de la estructura en términos de aceleración espectral S_a y desplazamiento espectral S_d . En la gráfica, la curva de capacidad A-B-C-D representa la estructura original, se observa como el punto de desempeño ocurre en el punto D, es decir que apenas alcanza la demanda que se le requiere. La curva de capacidad A-B-E-F-G-H, representa la estructura reforzada; cabe mencionar que el periodo elástico inicial (recta A-B) permanece inalterado, indicando que la estructura no ha sido rigidizada. Además, se puede ver que la aceleración espectral en el primer punto de deformación, punto E, se ha desplazado de 0,05 g a 0,22 g. El punto de desempeño de la estructura reforzada se ha desplazado de 0,10 g a 0,30 g y de 6" a 4". En resumen, la estructura resiste mas aceleración y se deforma menos.

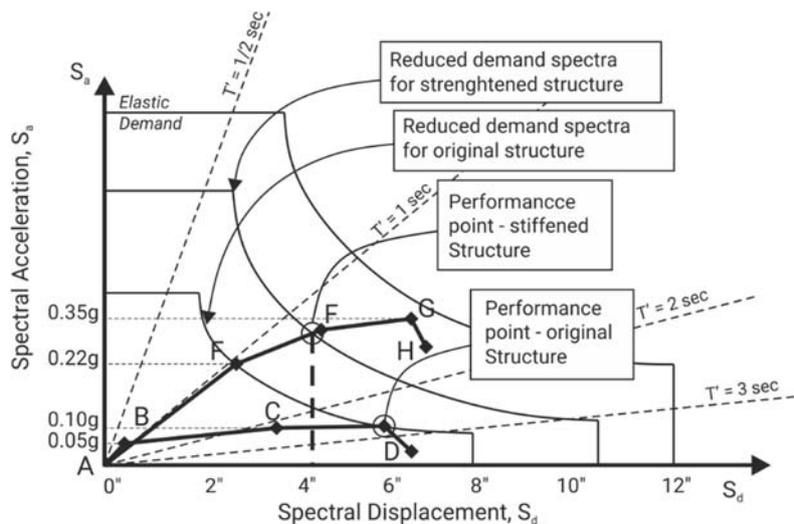


Figura 13: Efecto del refuerzo de la estructura en el desempeño, gráfica ADRS (ATC-40).

3.2.2. Marcos arriostrados.

Los marcos arriostrados metálicos son otro método que a menudo se utiliza para reforzar y rigidizar estructuras, tanto existentes como en su etapa de diseño, FIGURA 14. Estos marcos aportan menos rigidez y fuerza a la estructura que los muros pantalla, pero tiene a favor que agregan muy poca masa al edificio, no interrumpen la planta y tampoco impiden la entrada de luz [6, pp. 6-14].



Figura 14: Ejemplos de refuerzos por marcos arriostrados.

A menudo es difícil anclar correctamente los marcos metálicos a estructuras existente de hormigón, debido a que fuerzas relativamente grandes deben ser transmitidas a través de los anclajes. Dichos anclajes, principalmente atornillados, suelen tener poca resistencia; para solucionar este problema se deben utilizar colectores que permitan conectar correctamente los marcos a las estructuras.

La FIGURA 15 ejemplifica el efecto de la rigidización en una estructura existente. La curva de capacidad A-B-C-D-E representa la estructura sin rigidizar, la cual tiene un periodo elástico inicial de 1,50 s. La curva A-F-G-H-I representa la estructura rigidizada, en ella se puede ver como principal mejora que el periodo elástico inicial ha decrecido hasta 1,00 s, y éste es el efecto fundamental de la rigidización del sistema. También se consigue una reducción en el desplazamiento espectral de 4,5" a 4". El aumento de la rigidez de una estructura no tiene mayor efecto en la capacidad de resistir fuerzas laterales de la misma, pero si puede tener gran influencia en el desempeño aquellos

componentes de la estructura que sean especialmente sensibles a las deformaciones, como por ejemplo particiones interiores o revestimientos.

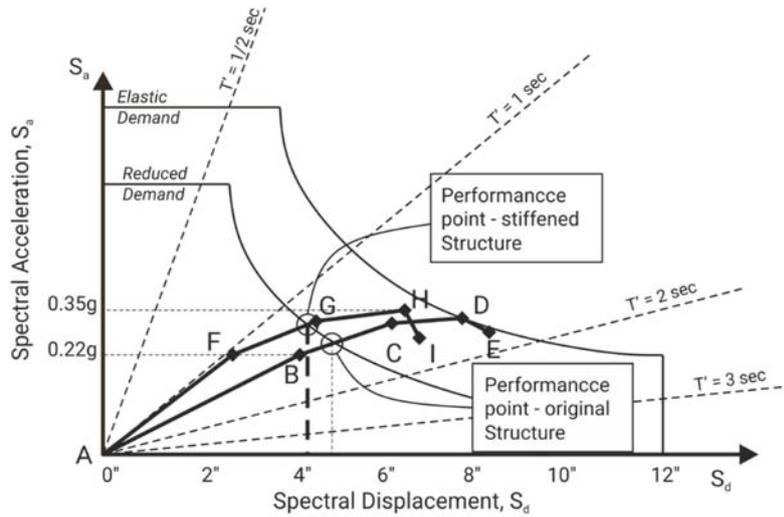


Figura 15: Efecto de la rigidización de la estructura en el desempeño, gráfica ADRS (ATC-40).

3.2.3. Contrafuertes.

Los contrafuertes pueden ser tanto muros como marcos arriostrados pero colocados por fuera del edificio, ubicados perpendicularmente al muro exterior (FIGURA 16), que proveen fuerza y rigidez suplementaria a la estructura. Este sistema puede ser conveniente en el caso de refuerzo de estructuras existentes que deban permanecer ocupadas durante el proceso de refuerzo dado que la mayor parte del trabajo se realiza fuera del edificio. Inclusive algunas ampliaciones en la superficie de la planta se pueden utilizar como contrafuertes para agregar resistencia sísmica al sistema estructural [6, pp. 6-14].

Estos elementos ayudan a resistir fuerzas de vuelco, pero requieren, lógicamente, cimentaciones propias; pero no obstante esto pueden resultar mas económicamente eficientes o viables debido a que los trabajos se realizan en el exterior del edificio.



Figura 16: Ejemplos de contrafuertes aplicados a estructuras existentes.

Este recurso de diseño o refuerzo tiene un impacto importante en la estética de los edificios por lo que no se recomienda para intervención en edificios de alto valor histórico.

3.2.4. Marcos resistentes de momentos.

Estos marcos son un recurso efectivo para aumentar la resistencia de un edificio sin aumentar sustancialmente la rigidez del mismo. Como los marcos arriostrados tienen la ventaja de ser abiertos y en consecuencia pueden instalarse con un impacto mínimo en el espacio de planta o entradas de luz [6, pp. 6-15]. Ver FIGURA 17.



Figura 17: Ejemplo de marco resistente de momentos aplicado a una estructura existente.

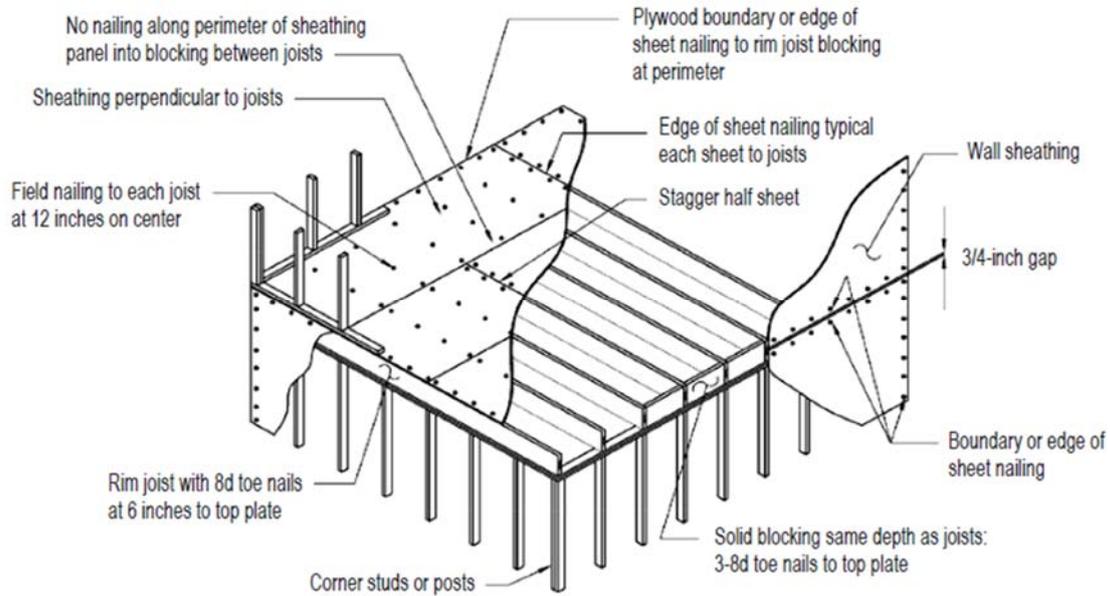
No obstante, la incompatibilidad en la deformación (los edificios de hormigón armado tienen una capacidad de deformación relativamente limitada respecto a los marcos que son capaces de admitir grandes desplazamientos antes de agotar su resistencia) hace que su prescripción sea limitada.

3.2.5. Refuerzo en diafragmas.

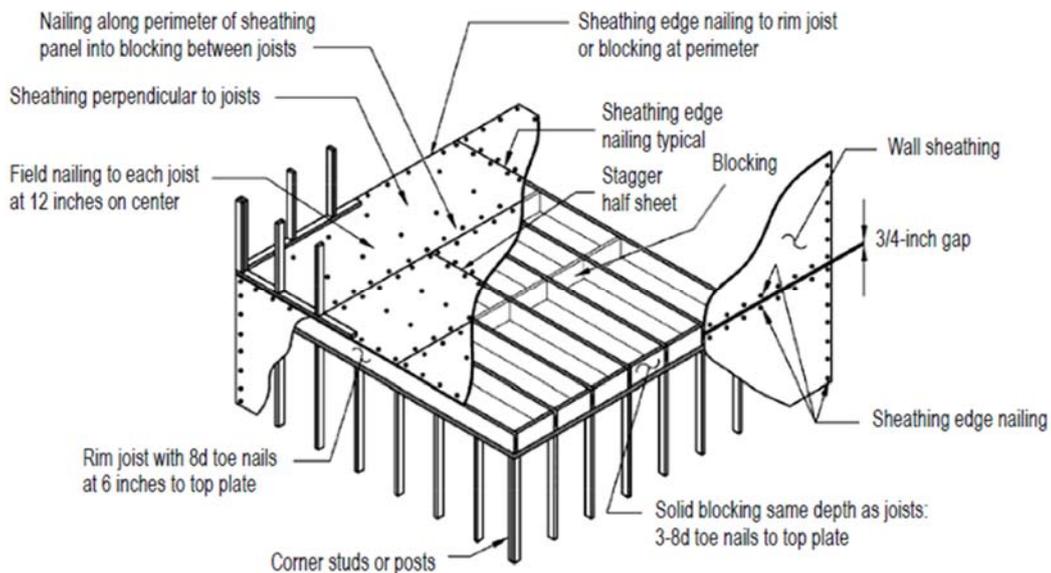
En general la mayoría de edificios con estructura de hormigón armado tienen diafragmas adecuadamente rígidos. Este tipo de sistemas de refuerzo se puede utilizar cuando existen grandes aberturas en los forjados [6, pp. 6-15].

Los métodos para incrementar la rigidez de los diafragmas incluyen: cruces de San Andrés bajo los forjados; planchas metálicas sobre los mismos o sobresuelos también sobre los forjados.

Para edificios con diafragmas de madera, fortalecimiento diafragma puede lograrse aumentando el clavado existente en el revestimiento, en sustitución de la envoltura con un material más fuerte, o superponiendo el revestimiento existente con madera contrachapada. Figura 18.



(a) Unblocked wood light-frame diaphragm (FEMA 2006).



(b) Blocked wood light-frame diaphragm (FEMA 2006).

Figura 18: Ejemplo de refuerzo de diafragmas en estructuras de madera.

3.3. Mejoras en la capacidad de deformación.

Las estrategias más habituales para incrementar la capacidad de deformación de una estructura incluyen: confinamiento de elementos existentes, reducciones locales de la rigidez del sistema,

modificación de pilares para alterar los mecanismos y proveer soporte adicional a zonas o elementos que tienen fallo por deformación.

Esta estrategia puede ser válida cuando, en casos de refuerzo de estructuras o edificios existentes, se puede conseguir un incremento en la capacidad de deformación solo modificando unos pocos elementos.

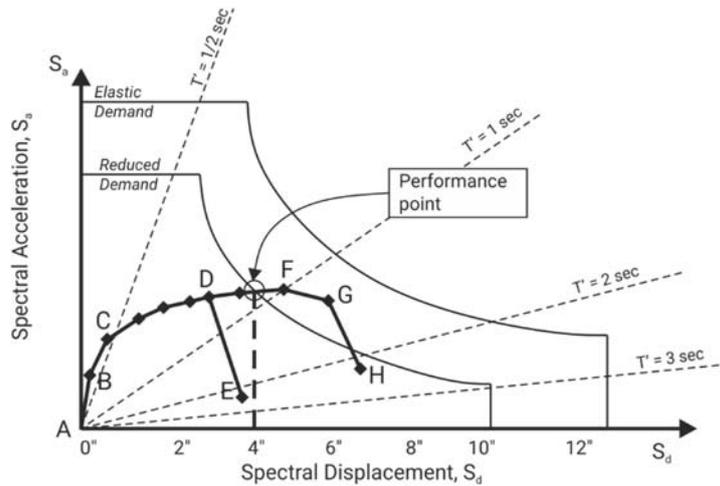


Figura 19: Efecto de la mejora en la capacidad de deformación de una estructura en el desempeño, gráfica ADRS (ATC-40).

En la gráfica de la FIGURA 19 se muestra la curva de capacidad A-B-C-D-E, de una estructura que es incapaz de alcanzar la curva de demanda en el punto de desempeño a raíz del fallo crítico de uno de sus elementos que ocurre antes de la intersección. Si éste elemento crítico se modificara aumentando su capacidad de deformación se obtendría la curva de capacidad A-B-C-D-F-G-H, que alcanza desplazamientos espectral mayores consiguiendo intersectar la curva de demanda en un punto de desempeño aceptable.

3.3.1. Confinamiento.

La capacidad de deformación de columnas de hormigón se puede incrementar mediante la adición de encamisados, FIGURA 20. Estos encamisados pueden ser chapas metálicas, lamias de fibras reforzadas, etc. [6, pp. 6-15].



Figura 20: Ejemplos de refuerzo por confinamiento.

3.3.2. Refuerzo de columnas.

Estos refuerzos deben realizarse en el encuentro entre vigas y columnas (FIGURA 21a) de tal manera que la viga se vuelve el elemento más débil y permitiendo a la unión resistir mayores momentos [6, pp. 6-16].

Estas estrategias suelen aplicarse en edificios que incorporan una configuración de viga fuerte-columna débil. Esta configuración tiende a desarrollar fallos de un piso (FIGURA 21b), en los que toda la deformación en el periodo inelástico que produce un sismo se genera dentro de un piso.



Figura 21: Ejemplo de refuerzo de columna (a). Fallo de un solo piso por sismo (b).

3.3.3. Reducciones locales de la rigidez.

Reducciones locales en la rigidez puede ser una manera eficaz de prevenir modos de daños no deseados, así como para minimizar el daño a algunos elementos dispersos que no son esenciales para el rendimiento general del edificio [6, pp. 6-16].

Muchas estructuras de hormigón antiguas están sujetas a fallos tipo pilar-corto en paredes perimetrales, FIGURA 22. Estos efectos a menudo se pueden reducir mediante la introducción de

articulaciones entre la cara de la columna y elementos arquitectónicos adyacentes, tales como los paneles tímpano o muros de relleno, que crean la condición.



Figura 22: Ejemplo de fallo tipo pilar-corto.

3.3.4. Soportes suplementarios

Este enfoque puede ser eficaz para la mitigación de elementos de soporte de carga de gravedad deficientes que no son significativos para la resistencia a la fuerza lateral de la estructura, pero cuyo apoyo puede ser puesto en peligro por grandes deformaciones laterales del edificio [6, pp. 6-17].

Por ejemplo, losas planas que pueden ser objeto de fallos por punzonamiento debido a las deformaciones laterales del edificio, podrían estar provistas de apoyos suplementarios mediante columnas. Del mismo modo, vigas prefabricadas con longitud de apoyo inadecuada podrían estar provistos de soportes suplementarios, se muestra un ejemplo en la FIGURA 23.



Figura 23: Ejemplo de soportes suplementarios.

3.4. Reducción de la demanda por acciones sísmicas.

En lugar de modificar la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas y deformaciones inducida por el terremoto, esta estrategia implica modificación de la respuesta de la estructura de tal modo que las fuerzas de la demanda y deformaciones se reduzcan. En realidad, lo que se modifica es el espectro de demanda de la estructura mas que el espectro de respuesta.

Estas reducciones de demanda se consiguen mediante: reducción de la masa del edificio, instalaciones de sistemas de aislamiento de la base y/o sistemas de amortiguación. La instalación de este tipo de equipos generalmente implica una gran inversión respecto a los sistemas convencionales. No obstante, estos sistemas tienen la ventaja de no solo reducir la demanda sobre la estructura sino sobre el contenido del edificio. Por esta razón estas estrategias de intervención en edificios existentes son convenientes en edificios de ocupación crítica y/o con equipamientos sensibles o que requieren una ocupación inmediata después de un terremoto. También pueden ser útiles en la restauración de edificios históricos en los que cualquier otra intervención, más convencional, signifique un gran impacto en los espacios históricos.

En algunas ocasiones los beneficios de este tipo de intervenciones o estrategias se sobrevaloran y, a menudo, los edificios requieren además reforzar y rigidizar sus estructuras.

3.4.1. Sistemas de aislamiento de las bases.

Este acercamiento requiere la inserción de cojinetes o apoyos compatibles en un nivel dentro del sistema de soporte de cargas verticales del edificio, generalmente cercano a la base. Estos cojinetes están diseñados para tener baja rigidez, amplia deformación lateral y podrían tener también una alta capacidad de disipación de energía [6, pp. 6-17].

La instalación de un sistema de aislación de la cimentación (FIGURA 24) resulta en un incremento sustancial del periodo fundamental del edificio y, potencialmente, su amortiguación efectiva. Dado que los cojinetes tienen mucho mayor capacidad lateral que la propia estructura en sí misma, las demandas de deformación generadas por un terremoto se concentran en los propios cojinetes. Esto resulta en una reducción importante de las demandas laterales en la porción de la estructura que queda por encima del sistema de aislación.



Figura 24: Ejemplo de aislamiento de bases.

La FIGURA 25, ilustra el efecto de la introducción de sistemas de aislamiento de las bases en la curva de capacidad de una estructura. Como en los casos anteriores la curva de capacidad A-B-C-D-E representa la estructura original. Dicha estructura tiene un periodo elástico inicial de 0,50 s aproximadamente y una capacidad de deformación última en torno a 6". El primer hito de deformación ocurre en el punto B y la fuerza última se ve en el punto D. Dado que el espectro de capacidad no intersecta la curva de demanda en un desplazamiento máximo correspondiente, la estructura no superaría el sismo de diseño. La curva A-A'-B'-C'-D'-E', es la curva de capacidad de la misma estructura con el sistema de aislamiento de base instalado; en ella se puede observar que la deformación y la fuerza última (S_a) permanecen sin cambios, sin embargo, los desplazamientos se han visto incrementados en gran medida, debido a la contribución del sistema instalado. Cuando una estructura tiene un sistema de aislamiento de bases en necesario recalcular el amortiguamiento de la familia de curvas de demanda.

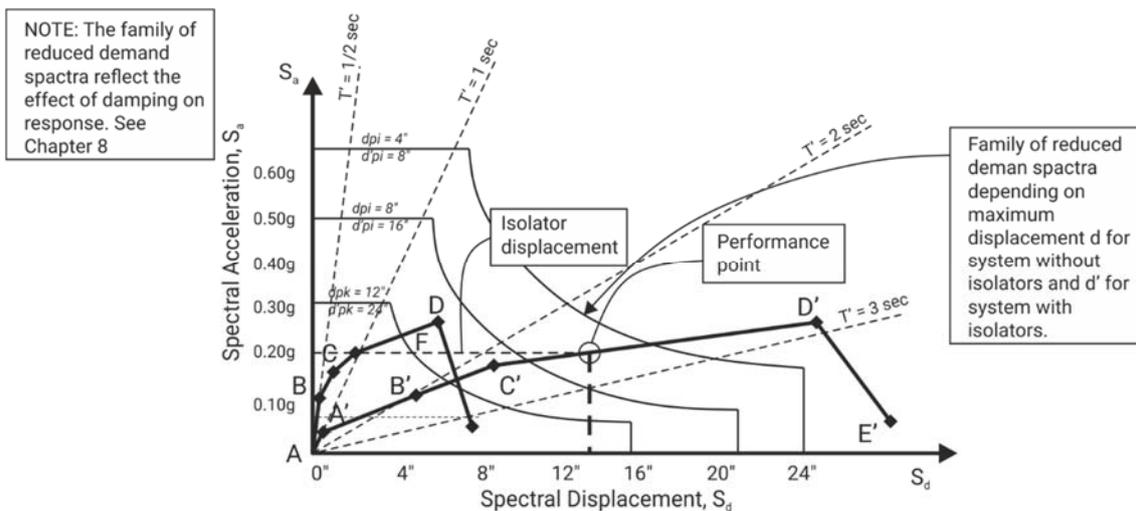


Figura 25: Efecto típico del aislamiento de las bases de la estructura en el desempeño.

3.4.2. Sistemas de disipación de energía o amortiguadores.

Los sistemas de disipación de energía incrementan directamente la habilidad de la estructura de amortiguar la respuesta a un terremoto de forma que beneficie a la propia estructura, ya sea mediante amortiguamiento viscoso o de histéresis.

Esta estrategia consiste en la instalación de unidades de disipación de energía EDU⁵, FIGURA 26. La instalación de estos sistemas requiere una estructura propia que les sirva de soporte dentro del propio edificio. Son sistemas de mayor coste económico que los mas convencionales de refuerzo o rigidizarían, no obstante, tienen la capacidad de mejorar sustancialmente el desempeño de la estructura.



Figura 26: Ejemplo de sistema de disipación de energía.

⁵ Siglas en inglés de: Energy disipation unit.

4. Capítulo 4: El método pushover.

4.1. Introducción.

Uno de los campos de diseño sísmico de estructuras es el diseño basado en el desempeño. En España, dicha metodología se encuentra todavía en el ámbito de la investigación y académicos, y está emergiendo lentamente hacia la práctica profesional. El diseño sísmico se está transformando lentamente de una etapa en que un análisis elástico lineal para una estructura era suficiente, tanto por su diseño elástico y dúctil, a una etapa en un procedimiento no lineal dedicado especialmente, lo que finalmente influye en el diseño sísmico como un todo.

El fundamento de la aproximación lineal descansa en el concepto de factor de Reducción de Respuesta R . Es decir, cuando una estructura es diseñada para un factor $R = 5$, significa que solo la quinta parte de la fuerza sísmica es soportada por la estructura en su Estado Límite. Las deformaciones que ocurran mas allá se desarrolla en el campo no lineal o plástico y es soportado por la capacidad dúctil de la estructura.

En estructuras de hormigón armado, los componentes (vigas, columnas, etc.) son dimensionados de tal manera que aseguren que la estructura puede soportar toda la carga sísmica sin pasar del campo elástico (lineal) al campo dúctil (no lineal). De hecho, no se realizan análisis de la capacidad dúctil de la estructura, solo se siguen las recomendaciones para el dimensionamiento contenidas en las normas. El inconveniente es que la respuesta más allá del estado elástico no es una simple extrapolación, ni un comportamiento perfectamente dúctil con capacidad de deformación predeterminada. Esto se debe a varias razones: el cambio en la rigidez de los componentes debido a las grietas y la deformación, efectos P -delta, cambios en la fuerza sísmica final considerada, etc. De todos modos, el análisis elástico entrega una buena medida de la capacidad elástica de la estructura e indica en que parte del sistema estructural podrían tener lugar las primeras deformaciones plásticas, pero no puede dar cuenta de la redistribución de fuerzas en la deformación progresiva que sigue y predecir sus mecanismos de falla, o detectar posibilidad y la ubicación de cualquier fallo prematuro. Un análisis no lineal puede predecir estos comportamientos con mayor precisión dado que tiene en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Puede ayudar a identificar componentes críticos dentro de la estructura que puedan alcanzar estados comprometidos durante un terremoto, a los cuales se debe prestar especial atención en la etapa de diseño y dimensionamiento.

La necesidad de una metodología simple para predecir el comportamiento no lineal de una estructura bajo cargas sísmicas dio a luz lo que hoy se conoce popularmente como análisis pushover. Este ayuda a demostrar como ocurren realmente los deterioros progresivos en los edificios y a identificar el modo final de fallo de la estructura. Poniéndolo de un modo simple, el análisis pushover es un procedimiento de análisis no lineal la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico y hasta su colapso en el rango inelástico. El en proceso, el método ayuda a determinar áreas potencialmente débiles en la estructura, mediante el seguimiento de la secuencia de daños de cada uno de los elementos que conforman el sistema a través de la formación de rótulas plásticas.

4.2. Rótulas plásticas.

Una rótula es básicamente una relación de fuerza-desplazamiento localizado en un elemento estructural a través de sus fases elástica e inelástica bajo cargas sísmicas. Una rótula representa, por ejemplo, la relación momento-rotación de una viga.

Las rótulas plásticas son puntos en la estructura donde se espera que se produzcan deformaciones y grietas en relativa alta intensidad por lo que muestran grandes desplazamientos por flexión o cortante según se van aproximando a su estado último de resistencia bajo cargas cíclicas. Estos son puntos donde se esperan grietas en forma de cruz diagonal luego de sufrir la acción de un terremoto, y se ubican en los extremos de las vigas y columnas. Existen varios tipos de rótulas: de flexión, de corte y axiales. Las dos primeras se ubican en los extremos de vigas y columnas. Dado que los rellenos de fábrica en los marcos de la estructura influyen en el comportamiento de la misma es común modelarlos como puntales diagonales en los modelos informáticos, aunque en los análisis simplificados no es habitual su inclusión; las rótulas axiales se ubican en los extremos de estas diagonales para simular las grietas en los rellenos de fábrica durante el análisis.

En la FIGURA 27a, AB representa el rango lineal-elástico desde el estado descargado A hasta su primera deformación efectiva B, seguida por la respuesta inelástica (dúctil) de reducción de la rigidez que va desde B a C. El segmento CD muestra una reducción abrupta de resistencia a la carga y el DE un periodo de baja resistencia pero que aún admite deformación hasta pérdida total de resistencia. Las rótulas aparecen en los elementos estructurales como se muestra en la FIGURA 27b. Las rótulas plásticas tienen estados no lineales definidos como *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) y *Collapse Prevention* (CP) dentro del rango dúctil. Esto se consigue usualmente dividiendo el segmento BC en cuatro partes, identificando los puntos de división como IO, LS y CP, las cuales son los distintos estados de cada rótula que se forma en la estructura. Existen distintos criterios para realizar la división, una de ellas es dividir los segmentos al 10%, 60% y 90% [15].

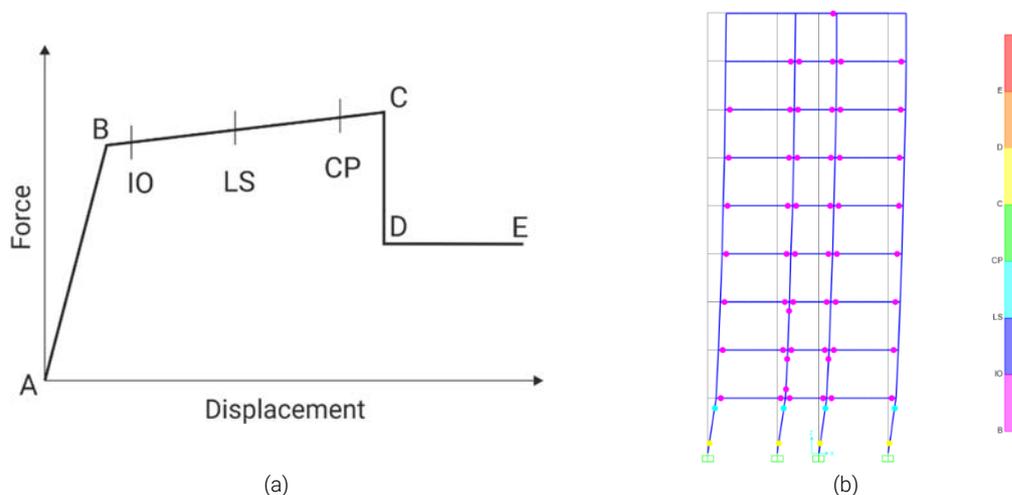


Figura 27: (a) Esquema fuerza desplazamiento en una rótula y (b) Esquema de la ubicación de las rótulas en la estructura.

Algunos programas informáticos (por ejemplo, SAP2000) proporcionan propiedades por defecto para las rótulas plásticas sobre la base de los documentos ATC-40 o FEMA-356, para realizar el modelado para el análisis no lineal. Si se usan con precaución, alivian considerablemente el trabajo de modelado. El usuario tiene que ser consciente de las características proporcionadas. El mal uso de las propiedades por defecto en las rótulas puede dar lugar a capacidades relativamente altas de desplazamiento. Es claro que, aunque las propiedades por defecto proporcionadas en SAP2000 son adecuadas para edificios diseñados de acuerdo a normativas modernas, las capacidades de desplazamiento son bastante altas para otros edificios. En el caso de la evaluación de edificios existentes construidos de acuerdo con los códigos mas antiguos, se debe o bien modificar las propiedades por defecto de las rótulas basada en los documentos ATC-40 o FEMA-356 o usar rótulas plásticas con propiedades definidas por el usuario sobre la base del análisis de los gráficos momento-curvatura de cada sección [15].

4.3. Enfoque de diseño en dos etapas.

Aunque las propiedades de las rótulas pueden ser obtenidas a partir de las tablas incluidas en el FEMA356, ATC-40 y FEMA 440 (que sólo son estimaciones aproximadas), para obtener resultados precisos uno requiere los detalles de las armaduras de refuerzo diseñadas con el fin de calcular las propiedades exactas de cada rótula. Por lo tanto, se debe diseñar la estructura con el método convencional ajustado a normativa con el fin de obtener los detalles de armadura de refuerzo. Entonces podría decirse que el análisis pushover está destinado a ser una segunda fase del análisis. Por lo tanto, la metodología que emerge para un diseño sísmico precisa es: primero un análisis sísmico lineal conforme a normativa con el que se dimensiona la estructura; la inserción de rótulas plásticas en los elementos con propiedades determinadas en base al diseño previo y luego un análisis paso a paso, seguido de la modificación del diseño y el dimensionado, siempre que sea necesario, basado en este último análisis. La figura 28, muestra un esquema del diseño en dos etapas.



Figura 28: Esquema del proceso de diseño en dos etapas.

El análisis pushover puede ser útil en dos situaciones: cuando una estructura existente tiene deficiencias en su capacidad sísmica (ya sea debido a la omisión de diseño sísmico cuando se construyó, o que la estructura se convirtiera en sísmicamente inadecuada debido a una actualización de los códigos sísmicos) y debe ser adaptado para satisfacer las demandas actuales, el análisis pushover puede mostrar dónde se requiere la adaptación y en qué medida. De hecho, para esto fue desarrollado originalmente. O bien, para un edificio en su fase de diseño, los

resultados del análisis no lineal ayudan a controlar y ajustar el diseño sísmico basado en los métodos convencionales. Esto último se está convirtiendo poco a poco en un procedimiento estándar para grandes estructuras críticas.

En el análisis sísmico convencional, la carga lateral de una intensidad calculada se aplica en su totalidad en una sola vez. En el análisis pushover, el modelo de la estructura (modelo informático para el análisis) es suavemente “empujado” por una carga lateral monótonamente creciente, aplicado en etapas hasta un valor o estado predeterminado.

Este valor o estado predeterminado depende del método utilizado. Uno es el método del Coeficiente de Desplazamiento desarrollado en el FEMA 356, donde se calcula un desplazamiento objetivo al que la estructura es “empujada”. El Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2003) también sigue el mismo enfoque, a grandes rasgos. El otro es el método del Espectro de Capacidad del ATC-40, donde la carga se incrementa y se comprueba en cada etapa, hasta lo que se alcanza la condición definida como “punto de desempeño”. El FEMA-440 presenta mejoras en el procedimiento de estos dos métodos.

4.4. Modelización.

Una de las simplificaciones fundamentales que subyacen en el concepto de análisis pushover es que considera a la estructura como elástica para el análisis modal espectral. Esto hace que uno de los aspectos del procedimiento es hacer caso omiso de que la estructura tiene numerosas articulaciones con diferentes valores de amortiguación (dependiendo del nivel de daño cada uno sufre), dejándolo con un solo valor global con el que tratar. Las ecuaciones se han desarrollado (ATC-40, FEMA 440) para llegar a este coeficiente de amortiguamiento equivalente β , y también el período de tiempo T (ambos en continuo cambio debido al debilitamiento de las rótulas durante el análisis) en cualquier punto particular de la estructura durante el progreso del análisis, sólo conociendo el desplazamiento instantáneo de la cubierta Δ_{rooftop} y V_b de la estructura. Figura 29.

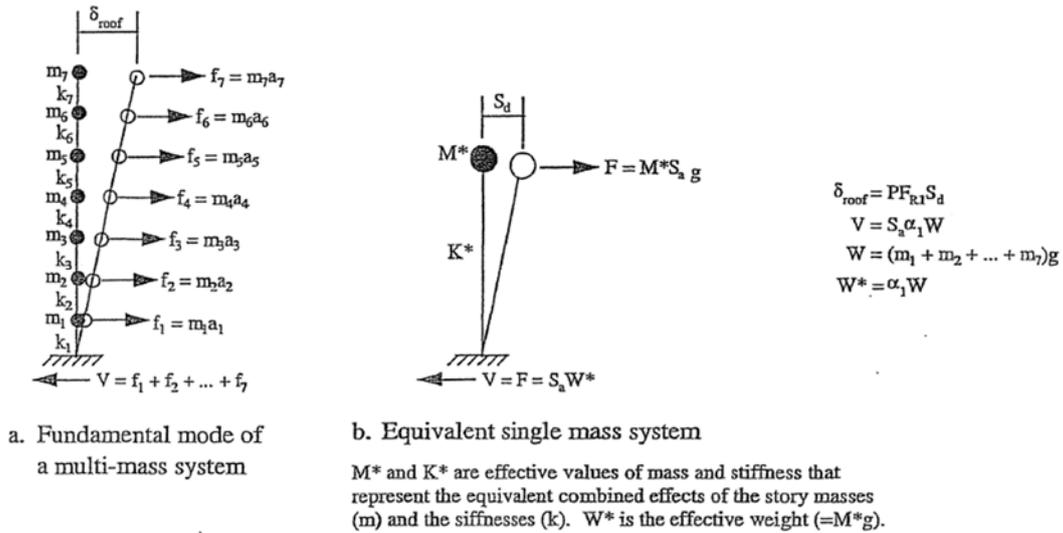


Figura 29: Sistema MDOF representado por un sistema equivalente de una sola masa.

4.5. Espectro de Respuesta de Aceleración y Desplazamiento (ADRS⁶).

Otro concepto incorporado en el análisis pushover es el gráfico del Espectro de Respuesta de Aceleración y Desplazamiento (ADRS, por sus siglas en inglés), el cual conjuga el gráfico de V_b vs $\Delta_{rooftop}$ con la curva del Espectro de Respuesta. Esto es posible debido a una relación que conecta V_b , $\Delta_{rooftop}$ y T . En primer lugar, el sistema cartesiano de V_b vs $\Delta_{rooftop}$ debe ser transformado a lo que se ha denominado Aceleración Espectral (S_a) vs Desplazamiento Espectral (S_d) utilizando las ecuaciones siguientes contenidas en el ATC-40.

Entonces, la aplicación de la técnica del Espectro de Capacidad requiere que las curvas de Espectro de Demanda y de Espectro de Capacidad Estructural o curva pushover se grafiquen como Aceleración Espectral (S_a) vs Desplazamiento Espectral (S_d), esto se ha conocido como ADRS después de Mahaney et al., 1993 [16].

Cada punto en la curva del Espectro de Respuesta tiene asociada una única Aceleración Espectral, S_a , Velocidad Espectral, S_v , Desplazamiento Espectral, S_d , y un periodo T . Para convertir un Espectro desde el formato estándar S_a vs T al formato ADRS, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto en la curva, S_{ai} , T_i . Esto se hace mediante la ecuación de la figura 30:

⁶ Siglas en inglés de: Acceleration Displacement Response Spectra.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai}g$$

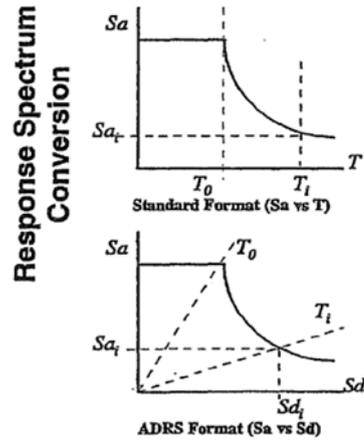


Figura 30: Conversión del espectro de respuesta.

Los Espectros de Demanda estándar contienen un rango constante de Aceleración Espectral y un segundo rango constante de Velocidad Espectral. La aceleración y desplazamientos espectrales están dados por:

$$S_{ai}g = \frac{2\pi}{T_i} \cdot S$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} \cdot S$$

Para poder construir la curva del Espectro de Capacidad a partir de la Curva de Capacidad (o curva pushover), es necesario hacer una conversión punto por punto a las coordenadas espectrales del primer modo. Cualquier punto $V_i, \Delta_{roof\ top}$ en la Curva de Capacidad es convertido al correspondiente S_{ai}, S_{di} en el Espectro de Capacidad utilizando las ecuaciones de la figura 31.

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_i}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{(PF_i \cdot \varphi_{1,roof})}$$

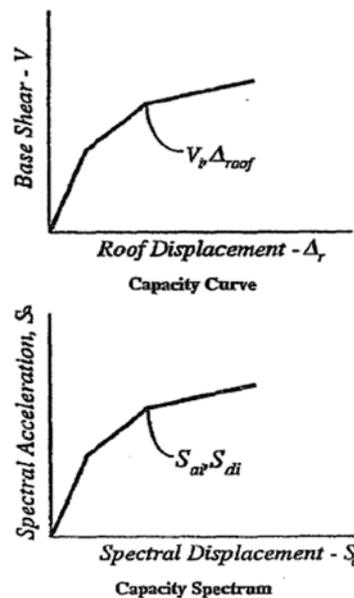


Figura 31: Conversión del espectro de capacidad.

Donde, α_i y PF_i son el Coeficiente Modal de Masas y los Factores de Participación para el primer modo natural de la estructura y $\phi_{1,roof}$ es la amplitud del nivel de cubierta en el primer modo de vibración.

4.6. Paso a paso.

La pendiente del segmento OA en la FIGURA 32a representa la Rigidez de la estructura en el rango elástico. Lo mismo representa OA en la FIGURA 32b, con un periodo T_a ; la curva a representa el Espectro de Respuesta y S_{aa} es la Fuerza Lateral de Demanda, en el rango elástico. La FIGURA 32c muestra la representación en el dominio ADRS. Según el análisis progresa la carga lateral se va incrementando más allá del límite elástico A, entonces las primeras rótulas plásticas se van formando. Esto va reduciendo la Rigidez global de la estructura, lo que por el contrario incrementa T y β . Esto está representado por el segmento AB en los gráficos de las FIGURAS 32a, 32b y 32c. La reducción de la rigidez en el punto B (es decir, la pendiente del segmento OB, no dibujado) desde el punto A muestra el cambio en la Rigidez, mientras que el cambio en el valor en el eje x de A a B indica el cambio de periodo de tiempo desde T_a a T_b . El aumento de β de la estructura implica una disminución correspondiente en el Espectro de Respuesta, reducido por un factor calculado usando β (Tabla 8.1 del ATC-40) y de este modo baja de la curva a a la curva b, FIGURAS 32b y 32c.

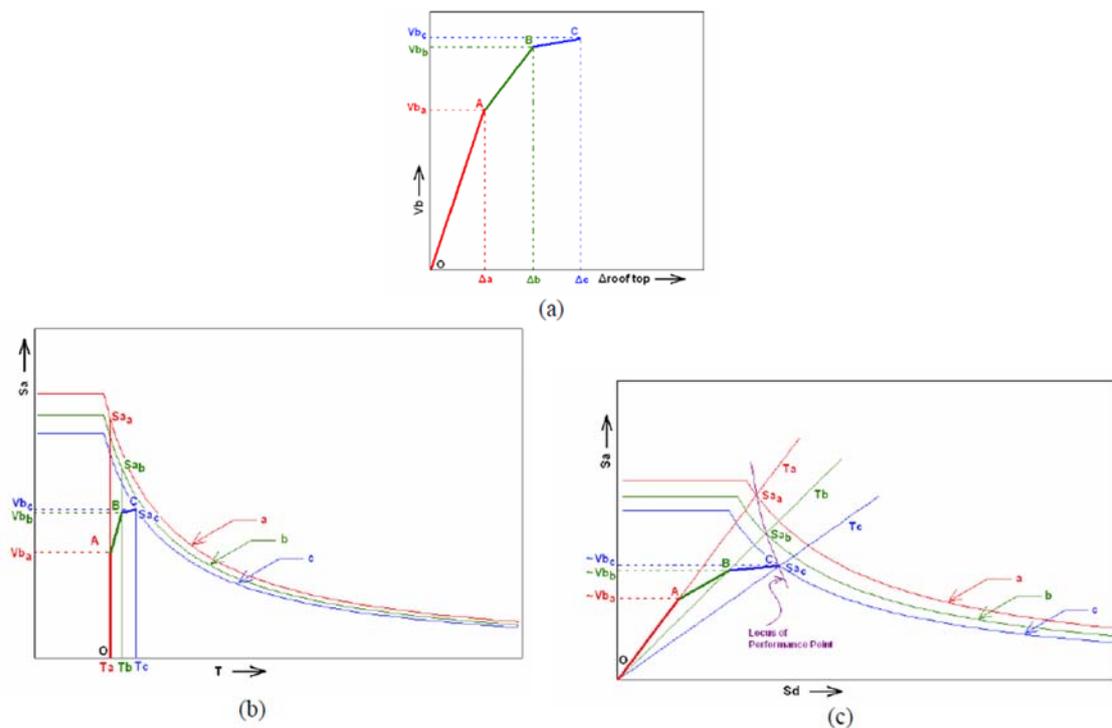


Figura 32: (a) Gráfica $V_b - \Delta_{roof\ top}$, (b) espectro de respuesta y (c) gráfica para el análisis pushover.

Con el nuevo periodo T_b y el nuevo Espectro de Respuesta b , la carga lateral que se espera que actúe sobre la estructura ha bajado de S_{aa} a S_{ab} . En análisis debe continuar dado que la fuerza aplicada sobre la estructura V_{bb} no ha alcanzado la fuerza total esperada en esta etapa S_{ab} . Según se va incrementando monótonicamente la fuerza, mas rótulas se van formando y las existentes se van deformando aún más dentro del rango no lineal, esto está representado por el punto C en las FIGURAS 32a, 32b y 32c. Esto ha de reducir aún más la Rigidez (segmento OC, no dibujado) y aumentado T (desde T_b hasta T_c). Finalmente, el punto C es donde la Curva de Capacidad OABC extendiéndose hacia arriba con el incremento en la fuerza lateral se encuentra con la Curva de Demanda en la FIGURA 32c, la cual ha descendido de b a c debido al incremento de β . Así el punto C es donde la fuerza lateral esperada S_{ac} es igual a la fuerza lateral aplicada V_{bc} (este es el punto conocido como Punto de Desempeño). El Punto de Desempeño también es definido como el punto en el que el "locus" del Punto de Desempeño, la línea que conecta S_{aa} , S_{ab} y S_{ac} (Las cargas de demanda para los puntos A, B, y C) intersecta la Curva de Capacidad. Este es el método que utilizan los programas informáticos (por ejemplo, SAP2000) para determinar el Punto de Desempeño. Puede ocurrir que, si la estructura es sísmicamente débil, puede alcanzarse el mecanismo de colapso antes que la Curva de Capacidad alcance la Curva de Demanda, denegando el Punto de Desempeño de la estructura.

Una vez encontrado el Punto de Desempeño, el rendimiento global de la estructura se puede comprobar para ver si coincide con el nivel de rendimiento requerido para IO, LS o CP, basándose en los límites de deriva especificados en el ATC-40. Los límites de deformación que se establecen en la TABLA 5, se refieren a elementos estructurales solamente, para elementos no estructurales y contenidos de los edificios puede ser necesario considerar otros límites mas restrictivos.

	Nivel de Desempeño			
	Ocupación inmediata (IO)	Control de Daños	Seguridad de Vida (LS)	Riesgo de Colapso (CP)
Deriva total máxima	0,01	0,01 – 0,02	0,02	$0,33 \cdot \frac{V_i}{P_i}$
Deriva total inelástica	0,005	0,005 – 0,015	Sin limite	Sin limite

Tabla 5: Tabla 11-2 ATC 40 Límites de deformación.

El nivel de desempeño está basado en la importancia y función del edificio. Por ejemplo, en hospitales y edificios de servicios vitales se espera un Nivel de Desempeño IO.

El paso siguiente es revisar la formación de rótulas plásticas en el punto de desempeño, para observar el estado de cada rótula y su ubicación. Se obtienen tablas que muestran el número de rótulas en cada estado, en cada etapa, a partir del cual se decide si todas las vigas y columnas deben ser rediseñadas. La decisión depende de si las rótulas más gravemente deformadas se forman en las vigas o en columnas, o que se concentren en un piso particular, que denota mecanismo de un solo piso, y así sucesivamente.

4.7. Limitaciones.

Como tal, el método parece sólido y completo, sin embargo, hay muchos aspectos que no se resuelven, que incluyen la incorporación de efectos de torsión de los edificios, los problemas que enfrentan debido al uso de diagonales, etc. El tema más abordado (pero aún sin resolver) es que el procedimiento básicamente sólo tiene en cuenta el modo fundamental, asumiendo que es la respuesta predominante y no tiene en cuenta los efectos de los modos más altos de vibración. Las discrepancias debido a esto comienzan a ser sentidas para edificios con T mayor que 1 segundo. A pesar de numerosos trabajos de investigación que propusieron varias soluciones sobre cómo incorporar los modos más altos (más eficaz que una simple combinación de cargas laterales correspondientes a cada modo), un método aún no se ha ajustado, y no se incluye en los paquetes de software.

4.8. Reducción del Espectro de Respuesta.

De acuerdo con el ATC-40 el método para reducir la curva del Espectro de Respuesta (en su forma ADRS) por el aumento del amortiguamiento es el siguiente: para cualquier punto en la curva pushover (para los que el correspondiente incremento en β se determinará) de aceleración espectral y desplazamiento espectral (a_d , d_p), (1) Se realiza una bilinearización en la curva ADRS de tal manera que (a) la pendiente de la parte inicial de la curva bilineal es la misma que la de la rigidez tangencial de la curva pushover, y (b) el área bajo la curva pushover es igual a la que está bajo la curva bilineal. (2) Desde los puntos (a_p , d_p) y (a_y , d_y) así obtenidos, el β efectivo (igual a β equivalente + 5%) es determinado mediante:

$$\beta_{eff(\%)} = \frac{63,7k(a_y d_p - d_y a_p)}{a_p d_p} + 5$$

Donde, el Factor de Modificación de Amortiguamiento k es determinado por el tipo de construcción definido en el ATC-40, ver tablas 6 y 7. (3) Del β efectivo determinado, los factores de reducción SRa y SRv , para la parte plana y parte curva respectivamente en la Curva de Demanda ADRS son determinados por las formulas contenidas en el ATC-40.

$$SRa = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eff(\%)})}{2.12}$$

$$SRv = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eff(\%)})}{1.65}$$

Duración del sismo	Construcciones nuevas	Media de construcciones existentes	Construcciones existentes pobres
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Tabla 6: Tabla 8-4 ATC 40 - Tipos de comportamiento estructural.

Tipo de comportamiento de la estructura.	$\beta_{eff}(\%)$	k
	$\leq 16,25$	1,0
Tipo A	$> 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_p - d_y a_p)}{a_p d_p}$
	≤ 25	0,67
Tipo B	> 25	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_p - d_y a_p)}{a_p d_p}$
Tipo C	Cualquier valor	0,33

Tabla 7: Tabla 8-1 ATC 40 Valores del Factor de Amortiguación, K .

4.9. Mejoras introducidas por el FEMA 440.

El Documento *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* fue presentado en junio de 2005 y preparado por *Applied Technology Council (ATC)*, bajo el nombre de *ATC-55 Project*, por encargo de la *Federal Emergency Management Agency*.

El objetivo principal del FEMA 440 fue la evaluación de los procedimientos estáticos no lineales contenidos en *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)* y en el *ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, y el desarrollo de unos lineamientos para saber cuándo y cómo aplicar cada metodología con el fin de evitar respuestas conflictivas. Sin embargo, a lo largo del desarrollo del proyecto se identificaron varias mejoras en las metodologías que se plasmaron en el documento resultante de tal manera que se pudiera considerar como un documento de referencia del estado del arte.

Los puntos de interés que se utilizaron para el desarrollo del documento fueron los siguientes: (1) Procedimiento de Modificación de Desplazamiento (Método de Coeficiente), (2) Procedimiento de Linealización Equivalente (Método del Espectro de Capacidad), (3) Efectos del Sistema de Varios Grados de Libertad (MDOF)⁷ y (4) Efectos de la interacción suelo-estructura.

4.9.1. Panorama sobre los procedimientos de análisis no lineal.

Los procedimientos que se utilizan actualmente son dos, FEMA 356 y ATC-40. El primero utiliza una metodología en la que varios factores empíricamente derivados son utilizados para modificar la respuesta de un modelo de la estructura asimilado a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF)⁸, asumiendo que permanece en su rango elástico. El segundo, Método del Espectro de Capacidad es realmente una forma de linealización equivalente que utiliza relaciones derivadas empíricamente entre el periodo efectivo y el amortiguamiento como función de la ductilidad para estimar la respuesta de un oscilador equivalente a SDOF.

⁷ Siglas en inglés de: Multiple Degree of Freedom.

⁸ Siglas en inglés de: Single Degree of Freedom.

El problema es que la comunidad profesional ha encontrado discrepancias entre los resultados de uno y otro método. De tal manera que uno de los principales objetivos del documento fue determinar las razones de tales discrepancias.

4.9.2. Mejoras para el FEMA 356.

Las mejoras propuestas para el Método de Modificación del Desplazamiento consistieron en relaciones mejoradas para los coeficientes C1 y C2, también se propuso la eliminación del coeficiente C3 y su reemplazo por límite en la resistencia mínima requerida para evitar la inestabilidad dinámica.

4.9.3. Mejoras para el método de linealización equivalente ATC-40.

Las mejoras propuestas consisten en mejoras a la hora de estimar el periodo y amortiguamiento equivalentes. También se incluye un ajuste para generar un Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado⁹ que interseca el Espectro de Capacidad en el Punto de Desempeño.

Efectos de la interacción suelo-estructura. Se proponen procedimientos para incorporar la interacción suelo-estructura a los análisis estáticos no lineales. El objetivo es reemplazar los límites de juicio con justificaciones técnicas racionales para reducir la demanda sísmica.

4.9.4. Efectos del Sistema de Varios Grados de Libertad (MDOF)¹⁰

Se realizó una revisión de la exactitud y las implicaciones prácticas de los requisitos del ATC-40 y FEMA 356 relacionado con los efectos del MDOF incluyendo: (1) Opciones actuales para los vectores de carga, y (2) La transformación de una curva pushover MDOF a un sistema de SDOF equivalente.

4.10. Diagrama momento curvatura (M - ϕ) [17].

El diagrama (M - ϕ) de una sección transversal identifica gráficamente el proceso de carga de un elemento mientras se va deformando en su interior. La utilidad de este diagrama (M - ϕ) radica en que de éste se extraen la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última (ϕ_u) pasando por los estados límites de manera detallada.

⁹ MADRS: modified acceleration-displacement response spectrum.

¹⁰ Siglas en inglés de: Multiple Degree of Freedom.

Si se dispone de diagramas ($M - \varphi$) para diferentes secciones de un elemento estructural, se podrían calcular los desplazamientos y las rotaciones sin necesidad de recurrir a cálculos de las rigideces que dependen de una inercia reducida y de un módulo de elasticidad, siendo válidos únicamente en la primera etapa de carga.

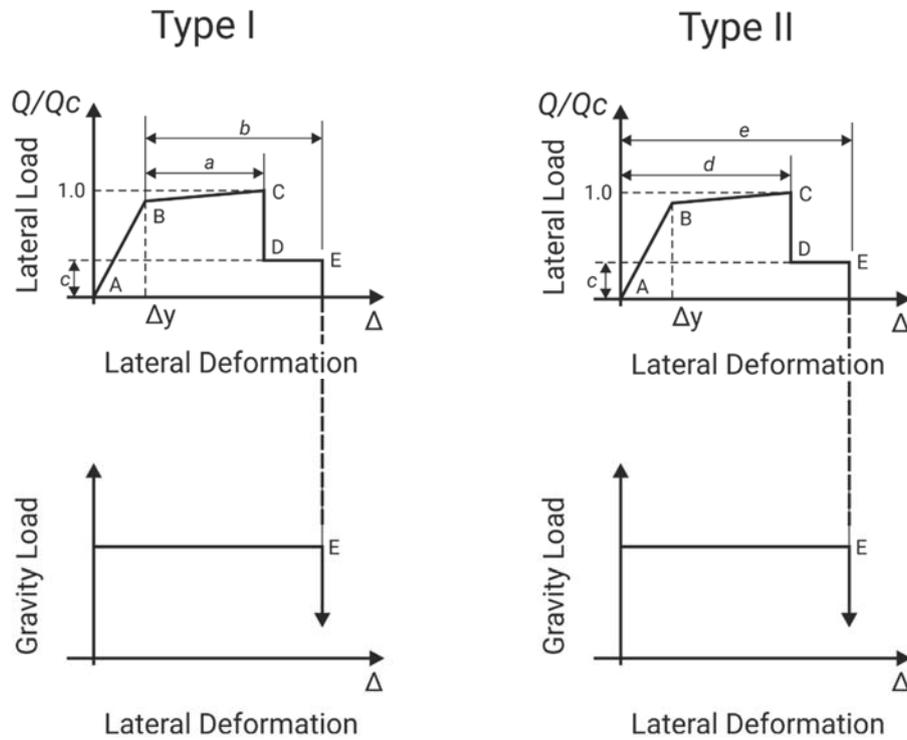


Figura 33: Relación general de fuerza-deformación para componentes.

Según el ATC-40, las vigas pueden ser modeladas con modelos de rótulas plásticas concentradas, modelos de rótulas plásticas distribuidas, u otros modelos cuyo comportamiento se ha demostrado que representan adecuadamente las características importantes de componentes tipo viga de hormigón armado sometidas a cargas laterales. El modelo debe ser capaz de representar respuesta inelástica a lo largo de la longitud del componente, excepto donde se demuestra por el equilibrio que las deformaciones se limitan a los extremos de los componentes. Donde se espera que la respuesta no lineal en un modo que no sea la flexión, el modelo debe ser capaz de representar ese modo.

Las relaciones monotónicas de fuerza-deformación deberían estar de acuerdo con la relación general que se muestra en la FIGURA 33. La relación generalizada representa la rotación de la rótula plástica. Los valores de deformaciones generalizadas en los puntos B, C y E pueden ser derivados de experimentos o análisis y deberían tener en cuenta las interacciones entre flexión y cortante. Cuando las deformaciones generalizadas se toman como rotaciones de rótulas plásticas, las capacidades de dichas rotaciones pueden ser definidas por la tabla 9-6 del ATC-40, en la que los parámetros a, b y c se refieren a las mediciones de la FIGURA 33 tipo I.

Para el modelado de las estructuras del presente trabajo se utiliza el paquete de software SAP2000 en el que se incluyen las tablas para el modelado de rótulas plásticas de acuerdo al FEMA 356. Tablas 6-7 y 6-8.

En el modelo informático de la estructura las vigas se modelan como un elemento lineal que tiene propiedades elásticas lineales a lo largo de su longitud con resortes rotacionales en los extremos del elemento. FIGURA 34. En los casos en los que las deformaciones pueden ocurrir a lo largo de la pieza se deben incorporar rótulas en los puntos críticos. FIGURA 34.

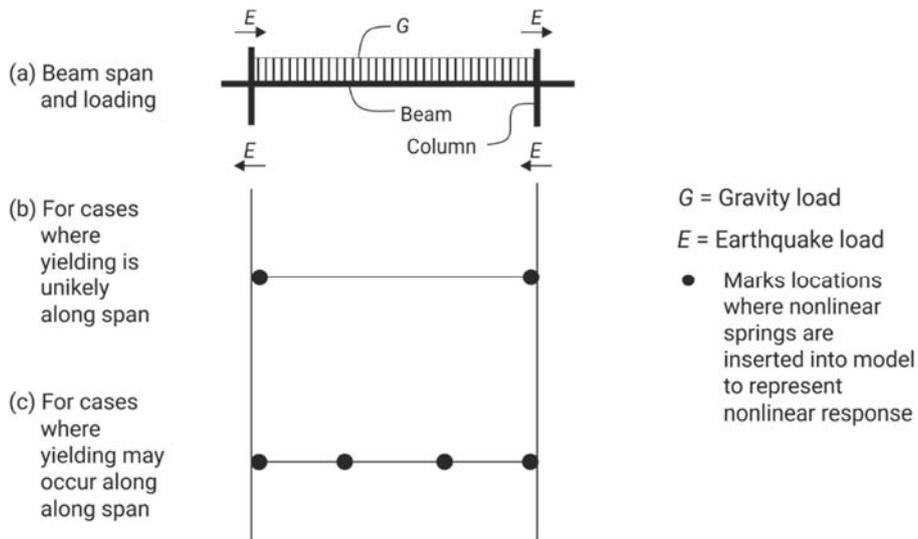


Figura 34: Modelo de rótulas plásticas simple para vigas.

La capacidad de rotación de las rótulas de plásticas se puede obtener a partir de pruebas o se pueden calcular utilizando los principios de la mecánica estructural. Un método para estimar la capacidad de rotación de las rótulas plásticas es: Primero se calcula la relación momento-curvatura utilizando estimaciones realistas de las relaciones tensión-deformación del material. A partir de estas relaciones, las curvaturas de rendimiento y finales, ϕ_y y ϕ_u , se determinan. Luego la longitud de la rótula plástica L_p ($L_p = h/2$ es un valor que se queda del lado de la seguridad, donde h la profundidad de la sección en la dirección de la carga) es estimada. Finalmente, la capacidad de rotación de las rótulas plásticas es estimada mediante:

$$\phi_p = (\phi_u - \phi_y)l_p$$

Como se ha dicho antes, las capacidades de rotación de las rótulas plásticas adecuadas para su uso con la metodología pueden ser tomadas directamente de la Tabla 9-6, donde la rotación plástica representado por la cantidad a , corresponde al punto donde se produce una degradación significativa en la relación momento-rotación, y la rotación plástica representada por la cantidad b corresponde al punto donde se supone la pérdida de la capacidad de carga de gravedad.

A grandes rasgos todo lo anterior aplica también para los componentes columnas, aunque para estos casos se deben tener en cuenta los valores de la tabla 9-7 del ATC-40. En nuestro caso se utiliza la Tabla 6-8 del FEMA 356.

4.10.1. Curva de deformación plástica en SAP2000.

Para cada grado de libertad, se define una curva de fuerza-desplazamiento (momento-rotación) que da el valor de deformación inicial, como las deformaciones plásticas siguientes. Esto se hace en términos de una curva con valores en cinco puntos, A-B-C-D-E, como se muestra en la FIGURA 35.

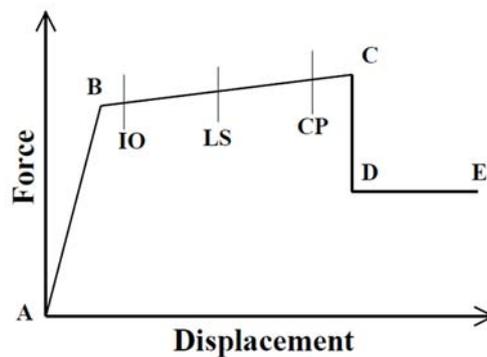


Figura 35: Esquema fuerza desplazamiento en una rótula.

La forma de esta curva como se muestra está pensada para análisis pushover. Los siguientes puntos deben tenerse en cuenta: El punto A es siempre el origen. El punto B representa la deformación plástica inicial. No se produce la deformación en la rótula hasta el punto B. Sólo la deformación plástica más allá del punto B será exhibida por la rótula. El punto C representa la capacidad última de análisis pushover. El punto D representa una resistencia residual del análisis pushover. El punto E representa el fallo total. En el segmento BC los puntos intermedios son IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vida), y CP (prevención de colapso). Estas son medidas informativas que se reportan en los resultados del análisis para su uso en el diseño basado en el rendimiento.

4.10.2. Section Designer.

El paquete de software SAP2000 incluye un subprograma llamado *section designer* que permite modelar cada sección concreta que participa de la estructura para obtener las propiedades de la sección y, entre otras cosas, el diagrama momento-curvatura de la misma. Ver Figuras 36 a 39.

Modelado de columna.

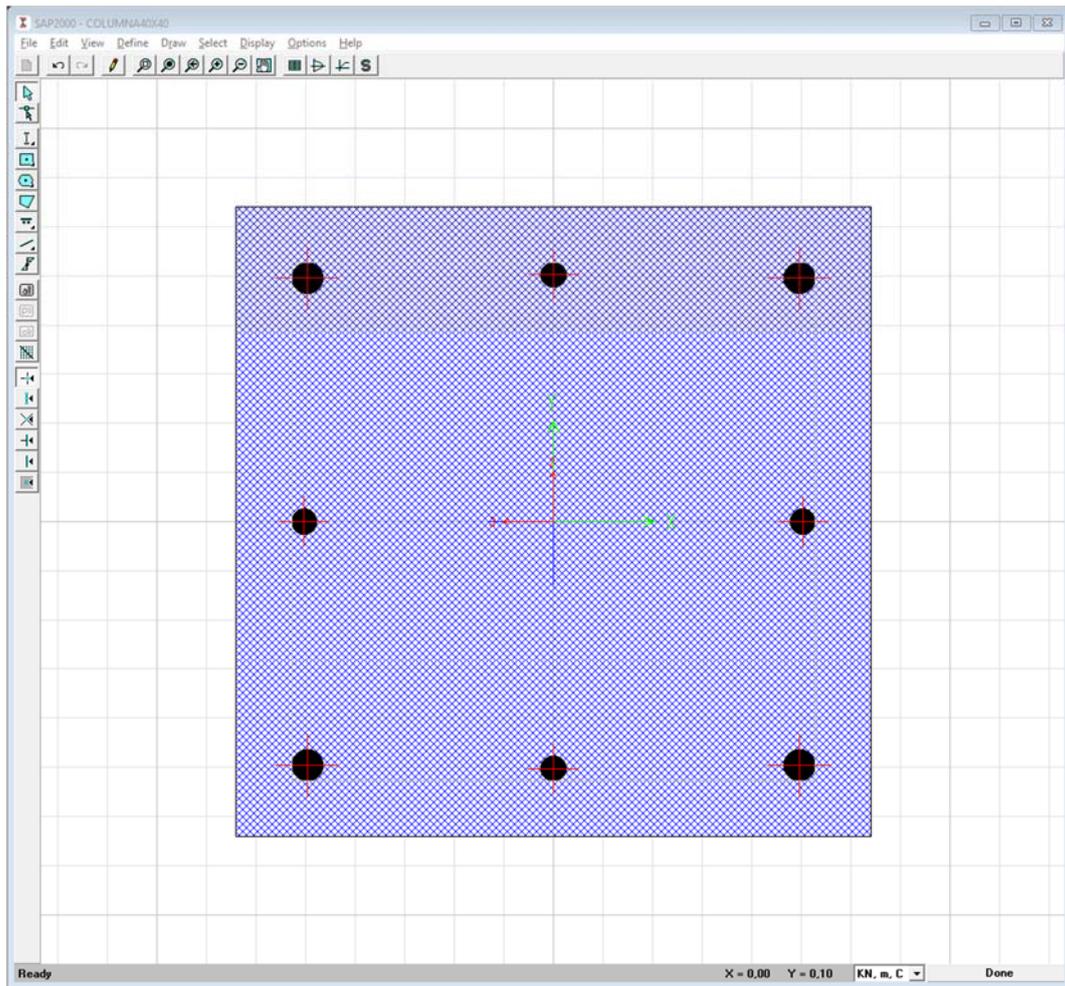


Figura 36: Ventana del Section designer en SAP2000. Modelado de columna.

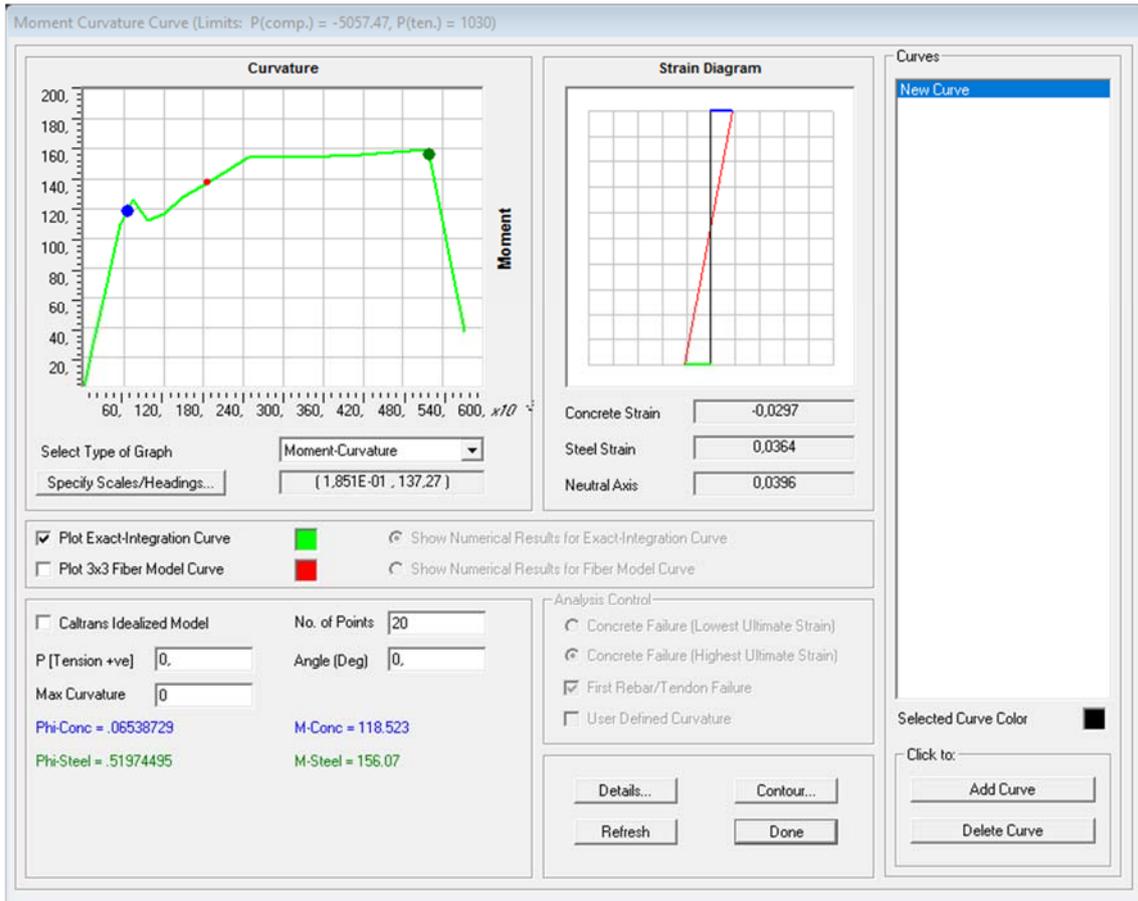


Figura 37: Diagrama Momento-Curvatura obtenido del modelado de una columna.

Modelado de viga

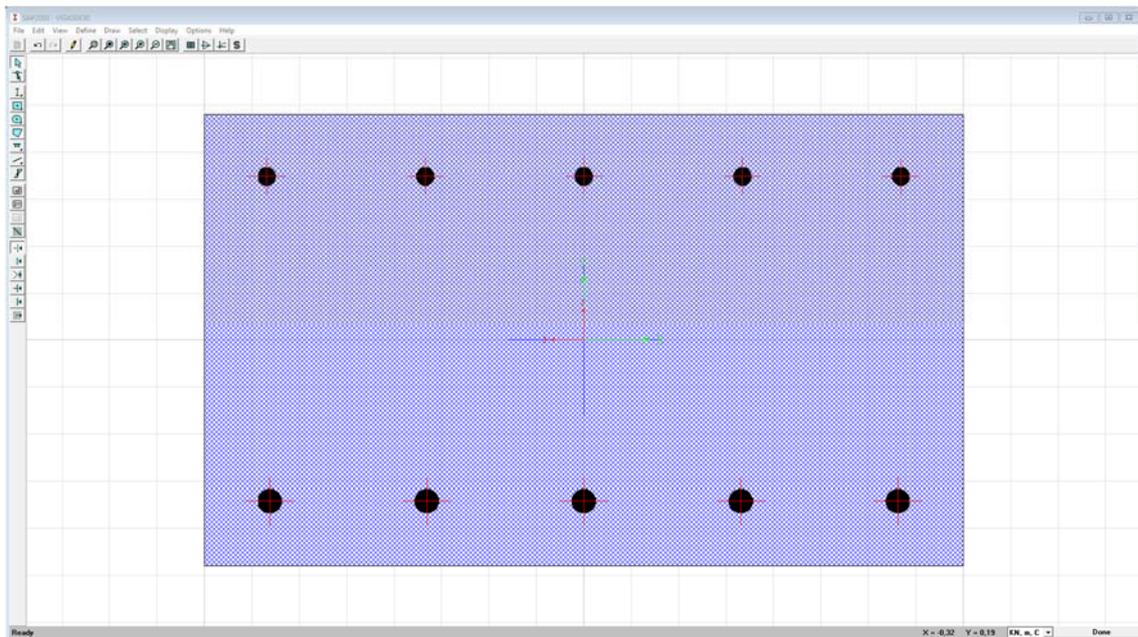


Figura 38: Ventana del Section designer en SAP2000. Modelado de viga.

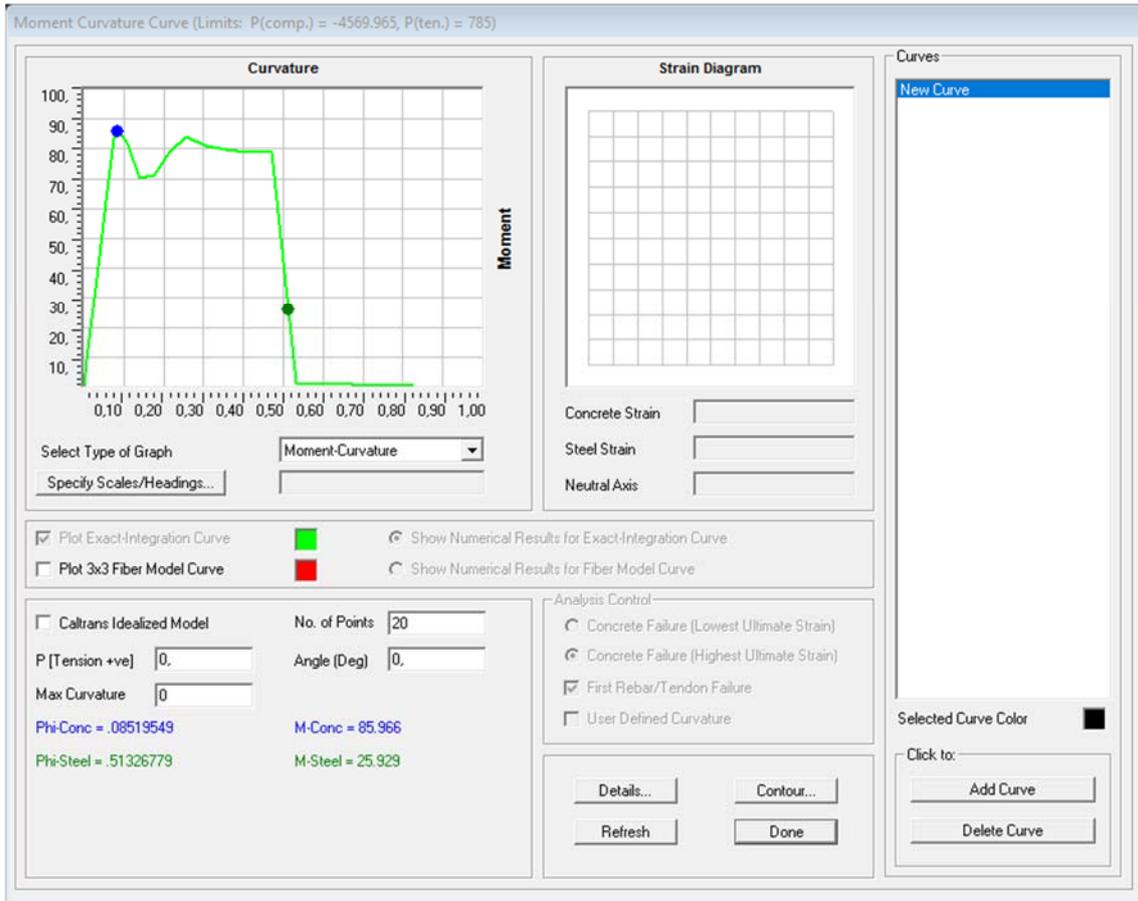


Figura 39: Diagrama Momento-Curvatura obtenido del modelado de una viga.

5. Capítulo 5: Desarrollo de modelos numéricos.

5.1. Introducción.

A continuación, se reseñan las herramientas informáticas específicas utilizadas en el desarrollo del presente trabajo. Además de éstas se han utilizado otras herramientas, especialmente ofimáticas y de dibujo por vectores.

Por otra parte, se detallan las normas y códigos utilizados para establecer las acciones que se aplicarán sobre los modelos numéricos y, se reseñan los materiales con que se modelarán los componentes estructurales. A continuación, se establecen las acciones, permanentes, variables y accidentales que se aplicarán a los modelos.

También, se describen las características constructivas del modelo numérico inicial que en durante el análisis se denominará Edificio Original.

Por último, se describe el proceso de modelado del análisis no lineal en SAP2000.

5.2. Software/Herramientas.

CSI SAP2000.

Para la realización de los análisis de los modelos estructurales se utilizará SAP2000, versión 16.0.0.

El paquete de software SAP2000 comenzó su desarrollo a comienzos de la década de los setenta, de la mano del Dr. En ingeniería estructural Edward L. Wilson de la Universidad de Berkeley (California, E.E.U.U.). En 1975, Ashraf Habibullah fundó la actual empresa de software CSI (Computers & Structures, Inc.), que continuó con el desarrollo de SAP2000, y creó una amplia gama de software relacionado con el análisis estructural [18].

CSI es actualmente una de las empresas líderes en el desarrollo de paquetes de software para el análisis y diseño de estructuras de edificación e ingeniería civil

SAP2000 es software de ingeniería civil de uso general para el análisis y diseño de cualquier tipo de sistema estructural. Sistemas básicos y avanzados, que van de 2D a 3D, de la geometría simple a lo complejo; pueden ser modelados, analizados, diseñados y optimizados, utilizando un entorno de modelado basado en objetos, práctico e intuitivo que simplifica y agiliza el proceso. El motor de análisis SAPFire ® integrado de SAP2000 realiza un procedimiento de análisis de elementos finitos sofisticado. Un conjunto adicional de características avanzadas de análisis está disponible para los usuarios que participan la práctica del estado de la técnica con el examen no lineal y dinámico de los modelos. Creado por ingenieros para la ingeniería efectiva, SAP2000 es la herramienta de

software ideal para los usuarios de cualquier nivel de experiencia, el diseño de cualquier sistema estructural.

El paquete SAP2000 incorpora: plantillas integradas de modelado, las asignaciones de carga basadas en códigos, opciones avanzadas de análisis, procedimientos de diseño de optimización, y los informes de salida personalizables, todo coordinado a través de una plataforma de gran alcance para hacer SAP2000 especialmente útil para la práctica de los profesionales.

CypeCAD 2017.c.

Para un primer dimensionado lineal de los modelos se utilizará la herramienta CypeCAD de Cype Ingenieros, S.A. en su versión 2017.c.

La primera versión del programa data de 1983, bajo entorno MS-DOS y en modo texto. La primera versión para Windows aparece en 1997. Existen continuas versiones de mejora y actualización del programa, cuyo número de versión coincide con el año de comercialización del producto, más un número (o número y letra) para indicar revisiones menores [19].

Aunque existen otros programas similares en el mercado que también gozan de gran popularidad, como Tricalc de Arktec y ESwin de Procedimientos-Uno, el Programa CYPECAD es uno de los pocos programas de cálculo de estructuras por ordenador desarrollados en España con un largo historial. CypeCAD es uno de los programas de cálculo más extendidos en arquitectura y obra civil en España, con aproximadamente 48.000 profesionales registrados.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados [20].

5.3. Datos de partida para acciones.

5.3.1. Normativa utilizada.

En la TABLA 8 se detallan las distintas normativas utilizadas para determinar las acciones aplicadas a los modelos estructurales tanto para su diseño lineal, como para el análisis estático no lineal.

Determinación de valores de acciones	CTE DB-SE AE
Cálculo en hormigón armado	Eurocódigo 2 2004
Cálculo de acciones de viento	Eurocódigo 5 2004
Cálculo de acciones sísmicas	Eurocódigo 8 2004
Calculo de acciones de nieve	CTE DB-SE AE

5.3.2. Materiales.

Los materiales aplicados para los distintos componentes de los modelos estructurales se detallan a continuación: Hormigón armado HA-30/B/20/IIa en todos los componentes, columnas, vigas, forjados de entreplanta, forjados de cubierta y forjados de escaleras. En consecuencia, todos los armados se realizarán con Acero UNE-EN 10080 B 500 S.

5.4. Acciones.

Las acciones a considerar en el cálculo son las que se establecen en el Código Técnico de la Edificación, Documento Básico SE-AE: Acciones en la edificación.

5.4.1. Acciones permanentes.

Según el DB-SE AE apartado 2.1. El peso propio de los elementos estructurales se calculará de manera automática mediante SAP2000 en función a las secciones de cada elemento constructivo.

El peso de los demás elementos constructivos se asignará como cargas muertas según su ubicación y de acuerdo las tablas C.3 y C.5 del DB-SE AE que se detallan a continuación en la TABLA 9.

Area	LoadPat	CoordSys	Dir	UnifLoad
Text	Text	Text	Text	KN/m2
Cubierta	SUPERDEAD	GLOBAL	Gravity	0,5
	DEAD	GLOBAL	Gravity	2,5
Plantas	DEAD	GLOBAL	Gravity	2
	SUPERDEAD	GLOBAL	Gravity	0,5

Tabla 9: Cargas permanentes aplicadas a la estructura, según su ubicación.

Para el peso propio de la tabiquería se considera 1 kN/m² según el DB-SE AE apartado 2.1.4. El peso propio de la envolvente de fachada se aplica como carga distribuida lineal de 7 kN/m en todos los bordes exteriores de cada planta, según Tabla C.5 del Anejo C del DB-SE AE. En la Cubierta se aplican 2,33 kN/m.

5.4.2. Acciones variables.

Sobrecarga de Uso: Según el DB-SE AE apartado 3.1.1. los valores de sobrecarga de uso se toman de la tabla 3.1, y se detallan en la TABLA 10.

Area	LoadPat	CoordSys	Dir	UnifLoad
Text	Text	Text	Text	KN/m2

Cubierta	LIVE	GLOBAL	Gravity	1
Plantas	LIVE	GLOBAL	Gravity	2,5
Escaleras	LIVE	GLOBAL	Gravity	3

Tabla 10: Sobrecargas de Uso aplicadas a la estructura, según su ubicación.

En los balcones volados se considera la sobrecarga de uso correspondiente a la categoría de uso con la que se comunique, más una sobre carga lineal actuando en sus bordes de 2 kN/m. Según DB-SE AE apartado 3.1.1.4.

Acciones de viento: Se utilizan las cargas automáticas de SAP2000 y se introducen los valores requeridos de aspereza del terreno, velocidad del viento, etc. de acuerdo al DB-SE AE 3.3. TABLA 11.

LoadPat	ExposeFrom	Angle	WindwardCp	LeewardCp	UserZ	WindSpeed	TerrainCat
Text	Text	Degrees	Unitless	Unitless	Yes/No	meter/sec	Text
VIENTO_X	Diaphragms	0	0,8	0,7	No	27	IV
VIENTO_Y	Diaphragms	90	0,8	0,7	No	27	IV

Tabla 11: Acciones de viento aplicadas a la estructura.

Acción de nieve: Se considera una carga de 1,0 kN/m² de acuerdo a DB-SE AE apartado 3.5.1.1. quedando del lado de la seguridad ya que aplicando la fórmula de 3.5.2. el valor de qn sería 0,2 kN/m². No se consideran cargas de acumulación de nieve.

5.4.3. Acciones accidentales.

Acciones de sismo: Se utilizan las cargas automáticas de ETABS considerando los parámetros establecidos en la norma UNE-EN 1998-1:2011: Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.

Dir	Percent Ecc	Country	Ag	Spec Type	Ground Type	Behave Fact	Corr Fact	Weight Used	Base Shear
Text	Unitless	Text	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	KN	KN
X	0,05	CEN Default	0,23	1	B	2	1	24653,327	2633,341
Y	0,05	CEN Default	0,23	1	B	2	1	24653,327	2743,933

Tabla 12: Acciones de sismo aplicadas a la estructura.

La aceleración del suelo se ha considerado de acuerdo a la versión revisada del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España que para el municipio de Murcia indica un valor de 0,23 g, ver FIGURA 6.

5.5. Características constructivas del modelo numérico inicial.

Como se ha mencionado en el apartado 1.3.1 el análisis se realizará sobre un modelo con tres alturas distintas: 9, 6 y 3 plantas. El modelo original que durante el análisis irá sufriendo las variaciones topológicas, consiste en una planta rectangular simétrica de 13,00 m de frente por 25,00 m de profundidad y, por tanto, con una superficie de 325,00 m² por planta. Contará con balcones volados sobre las fachadas principal y posterior de 3,00 m de ancho por 1,00 m de profundidad. La FIGURA 40 presenta un esquema en volumen de las tipologías.

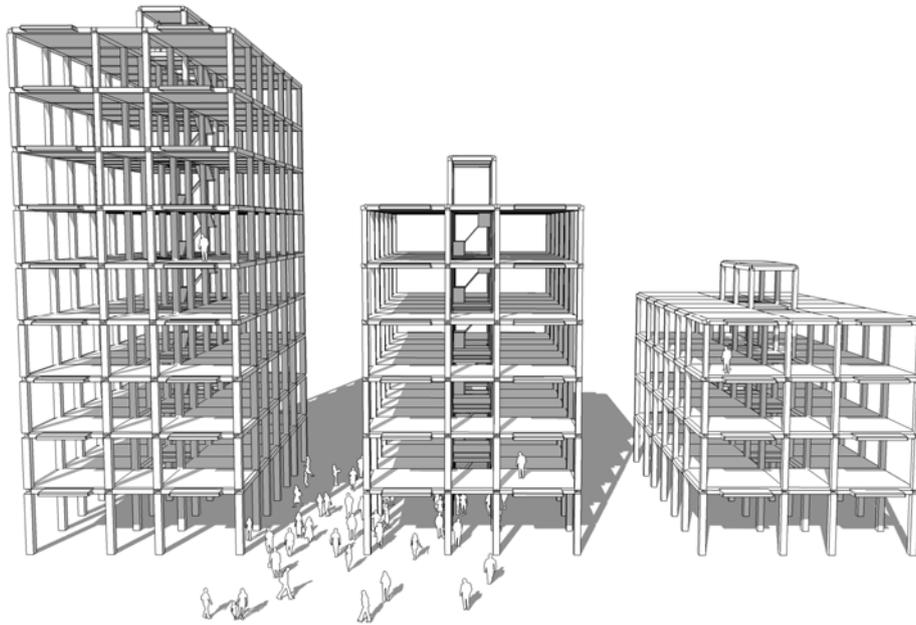


Figura 40: Esquemas de las tipologías de 9, 6 y 3 plantas.

En cuanto a las alturas, el modelo de 9 plantas tendrá una altura total de 32,00 m mas un torreón de 3,00 m, es decir, 35,00 m de altura total. Las alturas de las plantas serán de 3,50 m, entre caras superiores de forjados, excepto la planta baja que tendrá una altura de 4,00 m. El modelo de 6 plantas tendrá una altura de 21,50 m mas el torreón de 3,00 m que suman 24,50 m. Finalmente en el modelo de 3 plantas tendrá una altura total de 17,50 m, siendo 14,50 m de plantas y 3,00 m del torreón como en los tipos anteriores.

Dimensionado de los elementos estructurales.

Inicialmente se ha dimensionado la estructura a analizar utilizando el paquete de software comercial CypeCAD en su Versión 2017.c de la firma Cype Ingenieros S.A., para obtener las secciones y los armados de los elementos conforme a la normativa vigente y, sobre todo, buscando utilizar una herramienta que normalmente se utiliza en la práctica profesional.

Los parámetros utilizados en CypeCAD, para el dimensionamiento de los elementos que componen la estructura son los que se muestran en la FIGURA 41. Se han utilizado todos los valores estándar que se aplicarían a una obra nueva en la Región de Murcia y dentro del municipio de Murcia.

De los resultados del dimensionado con CypeCAD se han obtenido las secciones para modelar la estructura en SAP2000, paquete de software con el que se realizara el análisis no lineal o pushover. No obstante, en SAP2000 se ha realizado el análisis y dimensionado de la estructura para verificar el dimensionado. En SAP2000 se utilizaron los datos de partida detallados en el APARTADO 5.3 y 5.4.



Figura 41: Ventana de Datos Generales de CypeCAD, configuración de los parámetros de la obra.

Para simplificar el modelado en SAP2000 y a los efectos del presente trabajo, se ha procurado reducir la cantidad de secciones distintas y dentro de cada sección se ha buscado un armado que cumpla para todos los casos. Así, se han obteniendo las que se muestran en la TABLAS 14 a 16, las cuales han sido modeladas en SAP2000.

Tipología de 9 plantas.							
Location	SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area	
				m	m	m2	
Plantas 7 a 9, torreón.	Columna_35x35	HA-30	Rectangular	0,35	0,35	0,1225	
Plantas 3 a 6	Columna_40x40	HA-30	Rectangular	0,40	0,40	0,1600	
Plantas 0 a 3	Columna_45x45	HA-30	Rectangular	0,45	0,45	0,2025	
Balcones	Viga_10x15	HA-30	Rectangular	0,15	0,10	0,0150	
Torreón	Viga_30x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,30	0,0900	
Forjados entreplanta	Viga_50x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,50	0,1500	

Tabla 13: Propiedades de las secciones utilizadas en el modelo de SAP2000. 9 plantas.

Tipología de 6 plantas.						
Location	SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area
				m	m	m2
Plantas 5 a 6, torreón	Columna_30x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,30	0,0900
Plantas 3 a 4	Columna_35x35	HA-30	Rectangular	0,35	0,35	0,1225
Plantas 0 a 2	Columna_40x40	HA-30	Rectangular	0,40	0,40	0,1600
Balcones	Viga_10x15	HA-30	Rectangular	0,15	0,10	0,0150
Torreón	Viga_30x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,30	0,0900
Forjados entreplanta	Viga_50x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,50	0,1500

Tabla 14: Propiedades de las secciones utilizadas en el modelo de SAP2000. 6 plantas.

Tipología de 6 plantas.						
Location	SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area
				m	m	m2
Planta 3, torreón	Columna_30x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,30	0,0900
Plantas 1 a 2	Columna_35x35	HA-30	Rectangular	0,35	0,35	0,1225
Plantas 0 a 1	Columna_40x40	HA-30	Rectangular	0,40	0,40	0,1600
Balcones	Viga_10x15	HA-30	Rectangular	0,15	0,10	0,0150
Torreón	Viga_30x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,30	0,0900
Forjados entreplanta	Viga_50x30	HA-30	Rectangular	0,30	0,50	0,1500

Tabla 15: Propiedades de las secciones utilizadas en el modelo de SAP2000. 3 plantas.

Location	SectionName	Material	AreaType	Type	Thickness	BendThick
					m	m
Escaleras	Forjado_10_escalera	HA-30-losa	Shell	Shell-Thin	0,10	0,10
Balcones	Forjado_15	HA-30-losa	Shell	Shell-Thin	0,15	0,15
Forjados entreplanta	Forjado_20	HA-30-losa	Shell	Shell-Thin	0,20	0,20

Tabla 16: Propiedades de los forjados utilizadas en el modelo de SAP2000.

5.6. Proceso de modelado para el análisis estático no lineal en SAP2000.

5.6.1. Modelado y diseño lineal.

El primer paso para llevar a cabo en análisis estático no lineal es realizar es análisis lineal, y posterior diseño de la estructura conforme a la normativa, en nuestro caso de acuerdo a los datos y condiciones de partida establecidos en el APARTADOS 5.3 y 5.4. Una vez completado el diseño de la estructura y verificado que todos los componentes superen las comprobaciones, como se ve en la FIGURA 42, se debe desbloquear el modelo para comenzar la configuración de los distintos parámetros necesarios para el análisis estático no lineal. Además, y como paso previo a la configuración, se deberán editar los pilares cambiando la armadura de "ser diseñada" a "ser revisada".

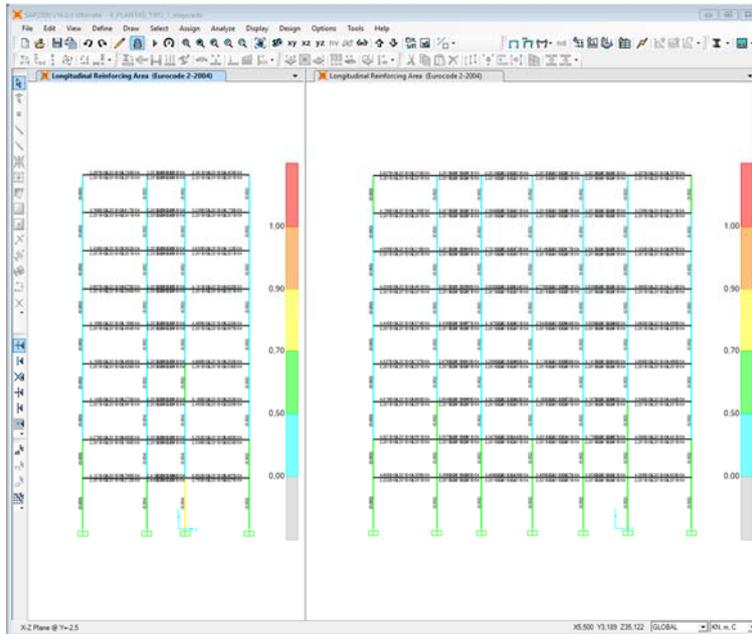


Figura 42: Ventana principal de SAP2000, verificación del cumplimiento de todos los componentes

5.6.2. Nuevo caso de cargas gravitatorias.

Ir a *Define > Load Case> Add New Load Case*. El nuevo caso de cargas consistirá en una porción de la masa del edificio, para nuestro caso se consideran las cargas muertas, el peso propio y el cincuenta por ciento de las sobrecargas de uso o cargas vivas. A este nuevo caso de cargas lo denominamos DEAD-PUSH, dado que se utilizó como base el caso de cargas muertas existente desde el análisis lineal. FIGURA 43.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	SUPERDEAD	1.
Load Pattern	LIVE	0,5

Figura 43: Cuadro de dialogo, Datos del Caso de Carga.

En el apartado *Loads applied* se establece el porcentaje de la sobrecarga de uso que se considerara.

En el desplegable *Load Case Type* se selecciona la opción *Static* y en el apartado *Analysis Type* se selecciona *Nonlinear*.

Los parámetros del apartado *Other Parameters* no se modifican ya que se comenzará el análisis desde cero, *Zero Initial Conditions*.

Es resto de los parámetros de la ventana se dejan en su valor por defecto.

5.6.3. Rótulas plásticas.

En SAP2000, se pueden insertar rótulas plásticas en cualquier localización a lo largo de la longitud libre de cualquier elemento de una estructura aporticada, ya sean vigas, columnas o tendón. Cada rótula representa el comportamiento post-deformación concentrado, en uno o más grados de libertad. Las rótulas sólo afectan el comportamiento de la estructura en análisis estáticos no lineales o análisis de integración directa tipo *time history* [21].

Longitud de las rótulas.

SAP2000 modela cada rótula plástica como un punto discreto. Toda deformación plástica, ya se trate de desplazamiento o rotación, se produce dentro de la rótula. Esto significa que se debe asumir una longitud de la rótula en la que se integre la deformación plástica o la curvatura plástica.

No hay manera fácil elegir esta longitud, aunque se dan directrices en el FEMA-356. Típicamente se trata de una fracción de la longitud del elemento, y es a menudo del orden de la profundidad de la sección, en particular para rótulas de momento-rotación.

Asignación de las rótulas.

En primer lugar, se seleccionan todas las vigas en el modelo. Luego mediante el menú *Assign > Frame > Hinges* se accede al formulario correspondiente como se muestra en la FIGURA 44.

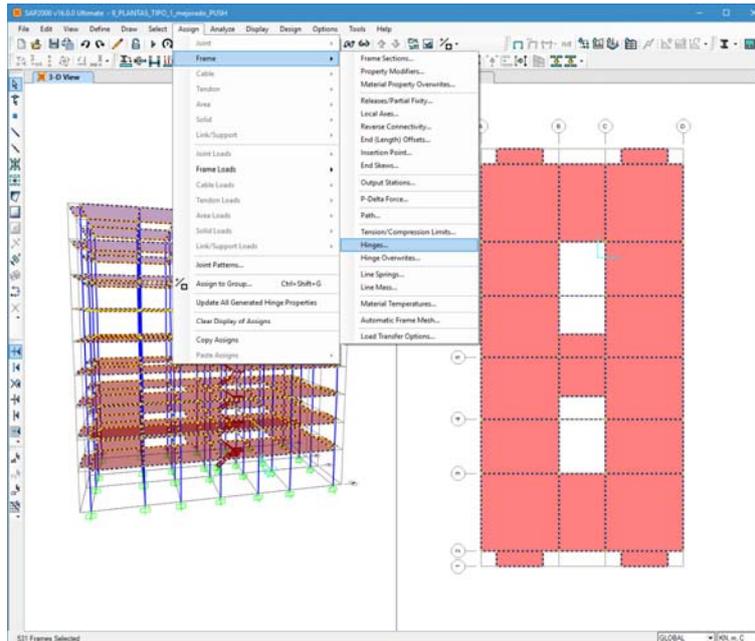


Figura 44: Menú para asignación de rótulas plásticas.

A continuación, en el formulario, se agregarán las rótulas a todas las vigas seleccionadas en la estructura. Se insertarán dos rótulas en cada viga, una al cinco por ciento de su longitud (es decir, al inicio) y otra al noventa y cinco por ciento (en el extremo final).

Esto se realiza en la ventana *Frame Hinge Assignments*, escribiendo la posición de la rótula en el cuadro *Relative Distance* y agregando la nueva rótula con el botón *Add*, de tal modo que se vea como en la FIGURA 45. Se repite la misma operatoria para agregar la rótula al final de la viga.

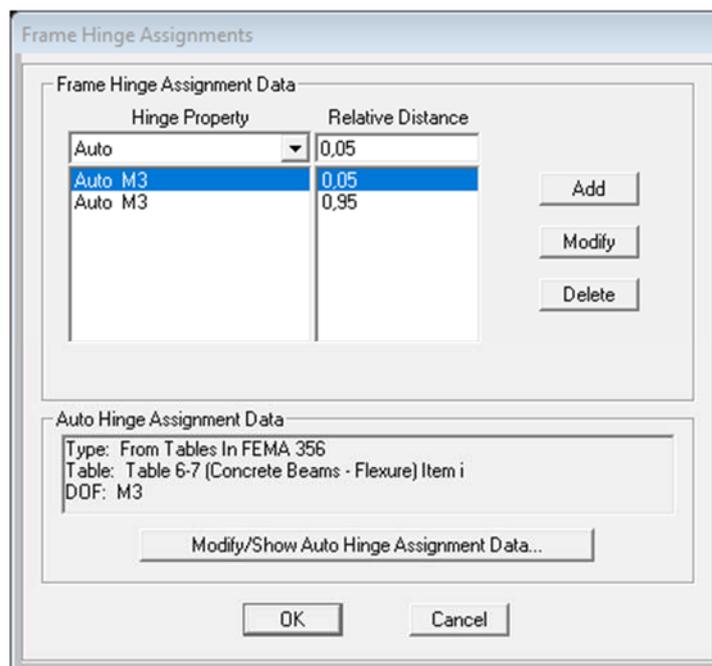


Figura 45: Cuadro de dialogo, Asignación de Rótulas.

En el formulario *Auto Hinge Assignment Data* se seleccionarán todos los valores para la configuración de las rótulas.

En el desplegable *Auto Hinge Type* se seleccionará el valor *From Tables In FEMA 356*. Inmediatamente debajo el valor *Table 6-7 (Concrete Beams – Flexure) Item i*.

En el apartado *Component Type* se selecciona la opción *Primary*, en *Degree of Freedom* el valor *M3*.

En el apartado *V Value From* se marca la casilla *Case/Combo* para que tome el valor de V del caso de carga *DEAD-PUSH* que se creó anteriormente.

El resto de los apartados se dejan con sus valores por defecto. Al terminar la configuración de cada rótula, la ventana debe verse como en la FIGURA 46.

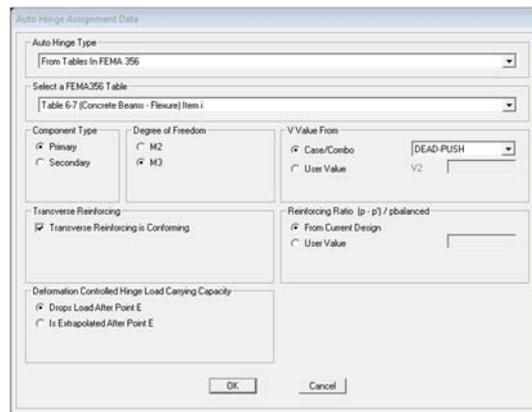


Figura 46: Cuadro de diálogo, Datos de Asignación de Rótulas Automáticas en vigas.

De manera similar se asignarán rótulas a todas las columnas de la estructura, repitiendo todos los pasos realizados para vigas, utilizando la tabla *FEMA 6-8 (Concrete Columns – Flexure) Item i*. Y con una diferencia en el apartado *Degree of Freedom* de la ventana *Auto Hinge Assignment Data*.

Es el caso de las columnas se seleccionará el valor *M2-M3*. Al final de la configuración de los parámetros para las columnas debería verse la ventana como se muestra en la FIGURA 47.

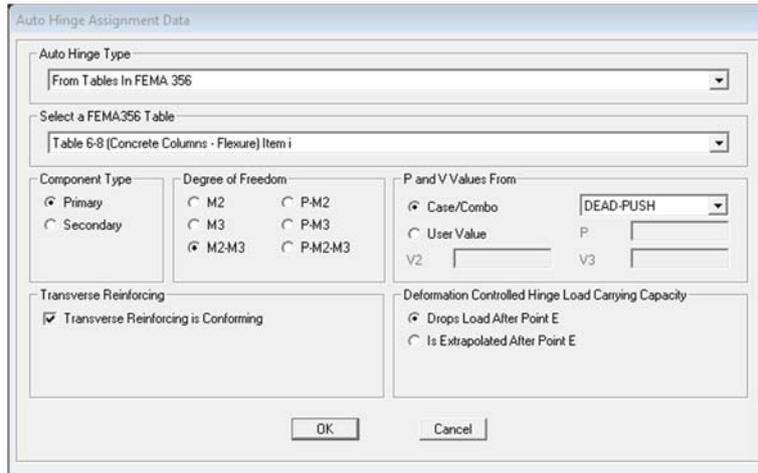


Figura 47: Cuadro de diálogo, Datos de Asignación de Rótulas Automáticas en columnas.

Rótulas en elementos secundarios.

El ATC-40 se refiere a ellos como componentes o elementos estructurales que no son, o no son necesarios para ser, elementos principales del sistema de resistencia a carga lateral. Sin embargo, los elementos secundarios pueden ser necesarios para soportar las cargas gravitatorias y pueden resistir algunas cargas laterales.

Para el modelado que nos ocupa se ha establecido que las vigas de borde de los elementos volados se consideren elementos estructurales secundarios por lo que se les asignaran rótulas configuradas como secundarias. Ver FIGURA 48.

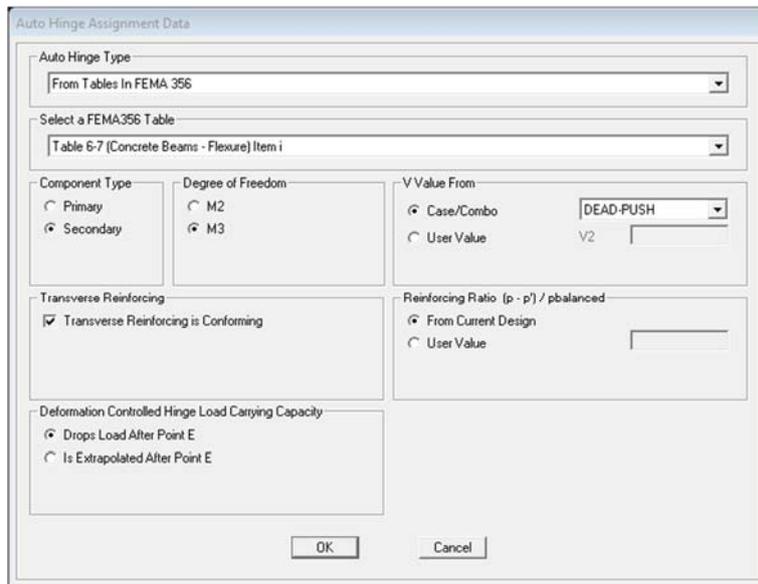


Figura 48: Cuadro de diálogo, Datos de Asignación de Rótulas Automáticas en elementos secundarios.

5.6.4. Definición de los Casos de Carga Pushover.

Para definir el caso de carga se utiliza el menú *Define > Load Case> Add New Load Case > PUSHX*. Como se analizarán las dos direcciones principales de la obra se crearán dos casos de carga PUSHX y PUSHY, cada uno para las respectivas direcciones x e y como se ve en la FIGURA 49.

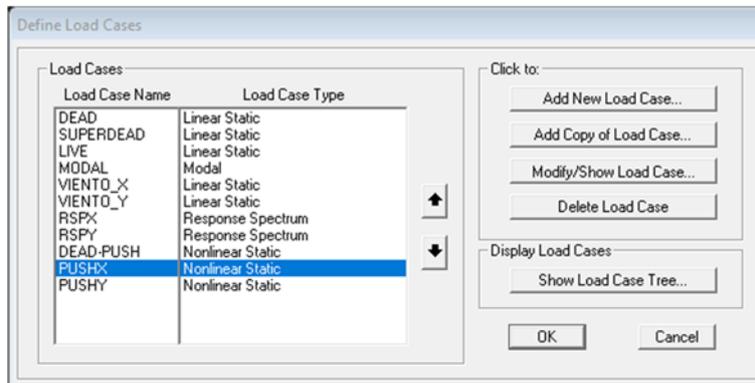


Figura 49: Cuadro de diálogo, Definición de Casos de Carga.

En la ventana *Load Case Data – Nonlinear Static*, FIGURA 50 se configuran los siguientes valores.

En *Load Case Type* se selecciona *Static*, y en *Analysis Type*, *Nonlinear*. Para indicar que se trata de un análisis estático no lineal.

En el apartado *Initial Conditions* se selecciona el valor *Continue from State at End of Nonlinear Case > DEAD-PUSH*, Este caso de carga debe iniciarse desde un caso de carga por gravedad ya que la carga previa de gravedad siempre estará actuando sobre la estructura.

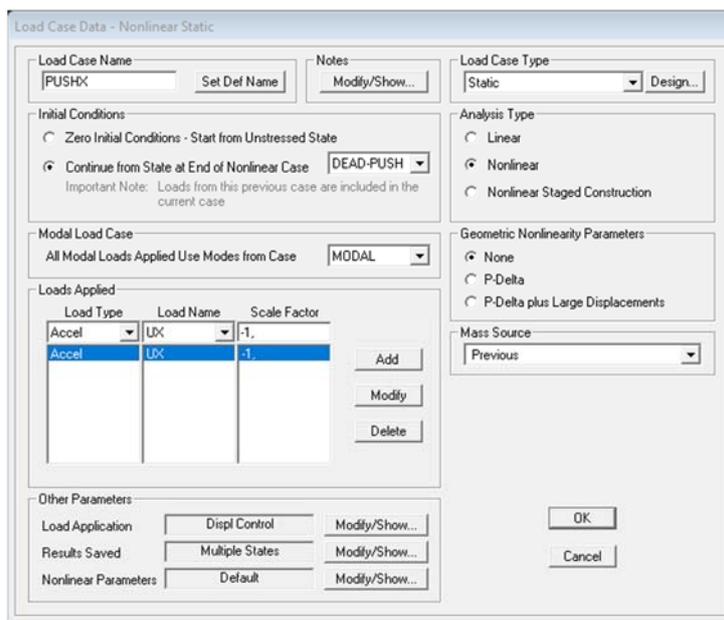


Figura 50: Cuadro de Diálogo, Datos del Caso de Cargas

En **Loads Applied** se selecciona **Accel**, para indicar que el tipo de carga que se va a utilizar es la aceleración sísmica; y en **Load Name**, la dirección UX, con una escala -1.

En el apartado **Other Parameters** se modifican varios parámetros para configurar el análisis estático no lineal. Para modificar el desplazamiento hasta el que la curva fuerza-deformación debe ser monitorizada se selecciona **Load Application>Modify**. FIGURA 50.

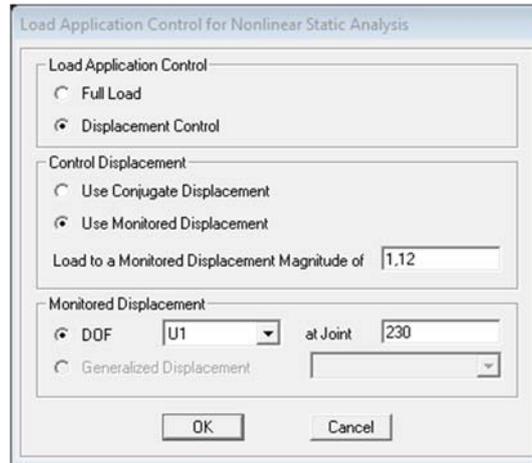


Figura 51: Cuadro de dialogo, Control de Aplicación de Cargas para el Análisis no Lineal.

Dentro del cuadro de diálogo **Load Application for Nonlinear Analysis**, FIGURA 51, se selecciona **Displacement Control** en el apartado **Load Application Control**. En **Control Displacement** se selecciona la opción **Use Monitored Displacement**, con un valor que, usualmente, es igual al 4% de la altura total del edificio. El desplazamiento debe ser monitorizado en la dirección del análisis (U1 para X y U2 para Y), en un elemento (Joint) que generalmente se toma en el centro de la última planta del edificio.

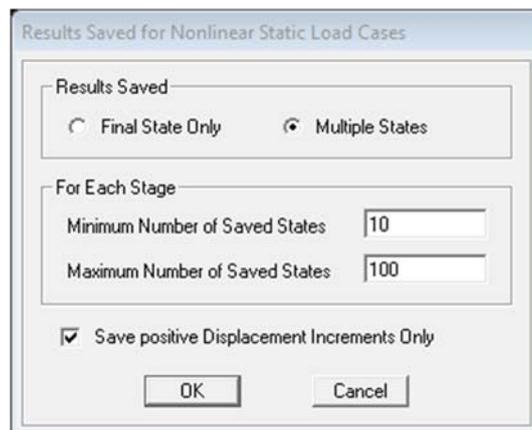


Figura 52: Cuadro de Diálogo, Guardado de Resultados.

En la opción **Results Saved**, del apartado **Other Parameters** se elige la opción **Multiple States**, seleccionando un mínimo de 10 estados y un máximo de 100, como se ve en la FIGURA 52.

Normalmente, sólo el estado final se guarda para un análisis estático no lineal. Este es el resultado después de la carga completa se ha aplicado. No obstante, se guardarán los resultados intermedios para ver cómo la estructura respondió durante la carga. Esto es particularmente importante para los análisis pushover, donde se necesita para desarrollar la curva de capacidad.

Se deja marcada la opción **Save positive Displacement Increment Only**. Esta opción es de interés principalmente para el análisis pushover bajo el control de desplazamiento. En el caso de no linealidad extrema, en particular cuando una rótula cede ante la carga, la curva de pushover puede mostrar incrementos negativos en el desplazamiento monitorizado mientras que la estructura está tratando de redistribuir la fuerza de un componente que falla.

En el apartado **Nonlinear Parameters** se dejan los valores por defecto FIGURA 50.

5.6.5. Ejecución del análisis.

Una vez configurados todos los parámetros del análisis no lineal se procederá a la ejecución del propio análisis. Para ello se accede al menú **Analyze>Set Load Cases To Run**.

Para la ejecución del análisis es importante para correr al mismo tiempo que los casos PUSHX y PUSHY, los casos de carga MODAL y DEAD-PUSH. Dado que los casos de carga PUSH toman la rigidez del caso de cargas gravitatorias (DEAD-PUSH) y la forma modal del caso de carga modal (MODAL). Como se observa en la FIGURA 53 el resto de los casos de carga deben ser configurados para no correr durante el análisis.

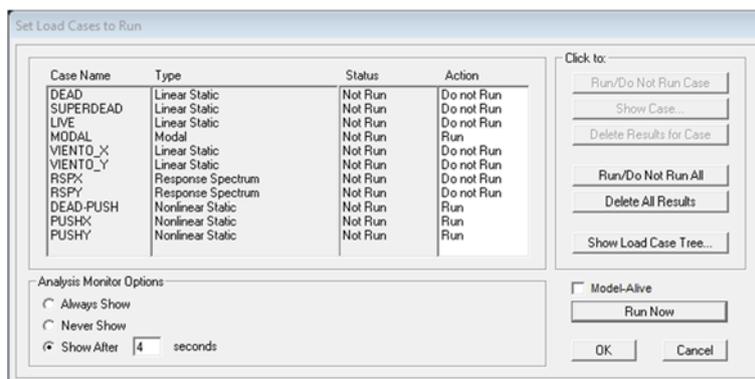


Figura 53: Cuadro de diálogo, Seleccionar los casos que se van a ejecutar en el análisis.

Mientras está corriendo el análisis de verá una ventana como la que se muestra en la FIGURA 54. Al finalizar el análisis, que tomará mayor o menor tiempo según las configuraciones que se hubieran hecho, el programa presenta un informe como el que se muestra en la FIGURA 55.

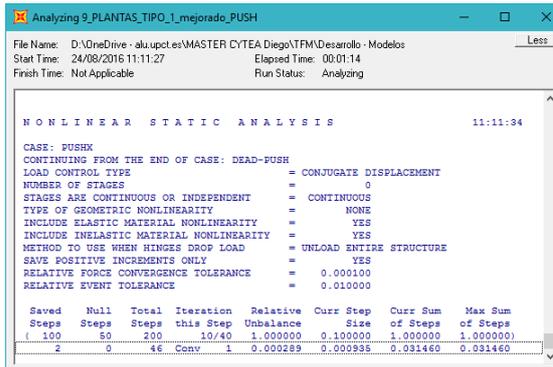


Figura 54: Informe durante el análisis.

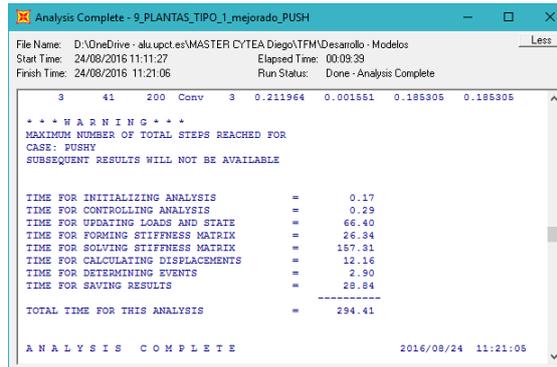


Figura 55: Informe final del análisis.

5.6.6. Evaluación gráfica de los resultados.

Una vez completado el análisis se pueden comprobar los resultados mediante el menú *Display > Show Static Pushover Curve*. En la ventana que muestra la curva pushover también se pueden ver las tablas con todos los valores que componen dicha curva.

Para ver la deformada bajo el caso pushover se utiliza el menú *Display > Show Deformed Shape > Select load case > PUSHX o PUSHY*, comenzando desde el paso 0 y recorriendo cada uno hasta el final, FIGURA 56.

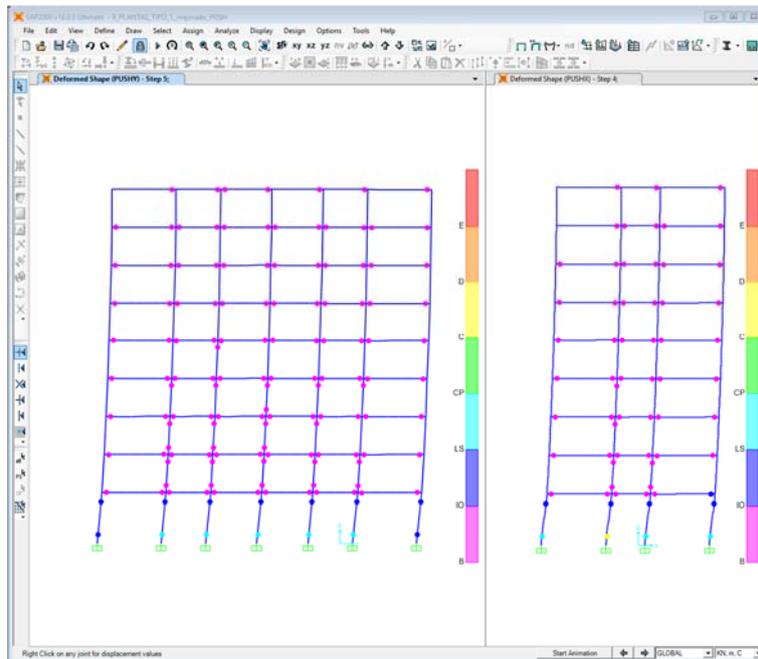


Figura 56: Deformadas de los casos PUSHY (Izq.) y PUSHX (Der.).

6. Capítulo 6: Resultados.

6.1. Introducción.

En este capítulo se realiza la parte mas gruesa del trabajo, analizando cada tipología del edificio modelo con cada una de las variantes de refuerzo propuesto. Se obtienen resultados y analizan de modos comparativo los valores de aceleración espectral, desplazamiento espectral, esfuerzo cortante en la base, desplazamiento total en la cubierta, formación y comportamiento de las rótulas plásticas, derivas entre plantas y desplazamientos totales de las mismas.

6.2. Análisis del comportamiento no lineal, tipología de 9 plantas.

6.2.1. Edificio Original.

Características constructivas.

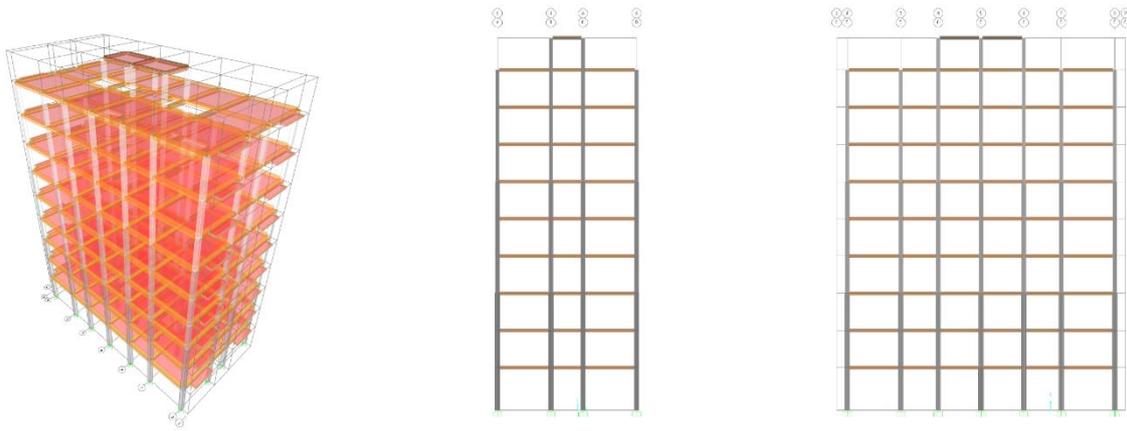


Figura 57: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas.

Como se detalla en el apartado 5.5 la tipología de 9 plantas consiste en un edificio formado por pórticos de hormigón armado en dos direcciones, compuestos por pilares cuadrados y vigas planas. Cuenta con una altura tipo de entreplanta de 3,50 m. Y una superficie de planta tipo de 325 m². La FIGURA 57 muestra esquemas del modelo en cuestión.

Análisis.

La FIGURA 58 muestra las gráficas **ADRS (acceleration displacement response spectra)** para las direcciones X e Y en estudio. En la dirección X, la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, para el punto de desempeño son 0,113 g y 0,172 m respectivamente; el valor de V_b (cortante en la base) equivalente es de 6.231,45 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,215 m. El amortiguamiento efectivo β_{eff} , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 16,4% y el periodo efectivo T_{eff} es de 2,46 s. En la dirección Y, los valores de S_a y S_d para el

punto de desempeño se sitúan en 0,113 g y 0,177 m respectivamente; el valor del cortante en la base es de 6290,68 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,218 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 2,50 s y 16,1%.

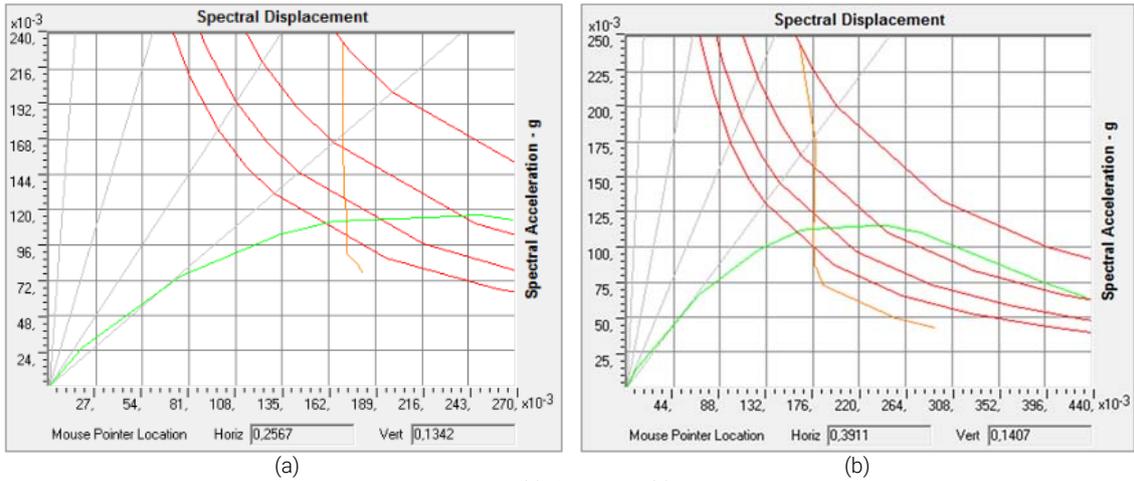


Figura 58: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Original.

Observando la FIGURA 58a se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico inicial prácticamente igual a 1,50 s; una aceleración espectral en el primer hito de deformación de 0,026 g con un desplazamiento espectral de 0,019 m, en el mismo punto. La aceleración espectral última, antes de comenzar a descender, es igual a 0,116 g y el desplazamiento espectral es 0,250 m, también antes de que la curva comience a descender. Se observa que el valor de Sd al momento final del análisis es de 0,269 m.

En la dirección Y, FIGURA 58b, el periodo elástico está un poco por encima de 1,50 s y tiene un primer hito de deformación con 0,008 m y 0,013 g. El valor de la aceleración Sa máximo, antes de comenzar a disminuir, es de 0,115 g; en el mismo punto el valor de Sd alcanza 0,245 m. El desplazamiento espectral al momento del colapso asciende a 0,436 m. En las dos direcciones la curva de capacidad se comporta de manera similar ascendiendo en los pasos iniciales para luego descender hacia el final del análisis. Las TABLAS 16 y 17 muestran los valores paso a paso del análisis pushover.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	1,713	0,050	0,000	0,000	0,170	0,234	1,000	1,000
1	1,713	0,050	0,019	0,026	0,170	0,234	0,827	1,305
2	2,019	0,092	0,076	0,075	0,170	0,168	0,833	1,270
3	2,284	0,135	0,134	0,103	0,171	0,132	0,858	1,258
4	2,431	0,159	0,165	0,112	0,172	0,117	0,868	1,249
5	2,769	0,224	0,218	0,115	0,173	0,091	0,902	1,229
6	2,944	0,240	0,250	0,116	0,178	0,083	0,907	1,219
7	3,097	0,260	0,270	0,113	0,182	0,076	0,920	1,209

Tabla 17: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	1,645	0,050	0,000	0,000	0,163	0,243	1,000	1,000
1	1,645	0,050	0,009	0,013	0,163	0,243	0,832	1,297
2	2,027	0,079	0,068	0,066	0,178	0,175	0,839	1,256
3	2,265	0,118	0,126	0,099	0,177	0,139	0,860	1,249
4	2,436	0,146	0,165	0,112	0,177	0,120	0,872	1,241
5	2,488	0,158	0,174	0,113	0,176	0,115	0,878	1,238
6	2,869	0,228	0,235	0,115	0,178	0,087	0,911	1,217
7	2,926	0,234	0,245	0,115	0,179	0,084	0,914	1,214
8	3,189	0,266	0,278	0,110	0,185	0,073	0,935	1,197
9	4,571	0,503	0,393	0,076	0,254	0,049	0,972	1,133
10	5,253	0,633	0,436	0,064	0,292	0,043	0,979	1,114

Tabla 18: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas.

Las TABLAS 18 y 19 muestran el estado de las rótulas plásticas a lo largo de los distintos pasos del análisis estático no lineal. Se puede observar, para la dirección X, que el punto de desempeño estaría justo antes del paso 5 (adoptamos el paso 5, para estar del lado de la seguridad). En el paso 5 el, 64,32% de las rótulas se encuentran dentro de su período elástico; el 31,41% de las mismas en una fase de deformaciones mínimas; un 2,51% en fase de IO (ocupación inmediata) y un 1,76%, 28 rótulas están en la fase LS (seguridad de vida). Se observa que la totalidad de las rótulas se encuentran como mínimo dentro de la fase de seguridad de vida al momento en que la estructura alcanza su punto de desempeño o *performance point*.

En la dirección Y el punto de desempeño se encuentra entre los pasos 5 y 6, aunque se acerca mas al paso 5, se adopta dicho paso para hacer las observaciones. En el paso 5, un 65,08% de las rótulas están en su periodo elástico; entrando en el comportamiento inelástico se observan 524 (32,91%) rótulas en la fase de deformaciones mínimas, y un 2,01% en fase de IO (ocupación inmediata). Se observa que la totalidad de las rótulas están, como mínimo, dentro de la fase de ocupación inmediata, al momento de alcanzar el punto de desempeño o *performance point*.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,025	1368	1587	5	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,096	3942	1308	284	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,168	5605	1160	432	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,206	6183	1060	500	32	0	0	0	0	0	1592
5	0,268	6546	1024	500	40	28	0	0	0	0	1592
6	0,305	6667	1010	488	60	14	0	20	0	0	1592
7	0,326	6588	1010	488	38	24	0	32	0	0	1592

Tabla 19: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,012	702	1590	2	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,085	3.528	1280	312	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,157	5.361	1172	420	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,205	6.180	1056	508	28	0	0	0	0	0	1592
5	0,215	6.275	1036	524	32	0	0	0	0	0	1592
6	0,286	6.626	979	533	52	28	0	0	0	0	1592
7	0,298	6.671	971	531	58	6	0	26	0	0	1592
8	0,333	6.510	971	529	36	7	0	49	0	0	1592

9	0,445	4.658	971	529	36	0	0	56	0	0	1592
10	0,486	3.942	968	532	36	0	0	56	0	0	1592

Tabla 20: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas.

Las FIGURAS 59 y 60 muestran las gráficas de V_b vs. Desplazamiento en la cubierta para el modelo original. En las mismas se destaca la ubicación del punto de desempeño.

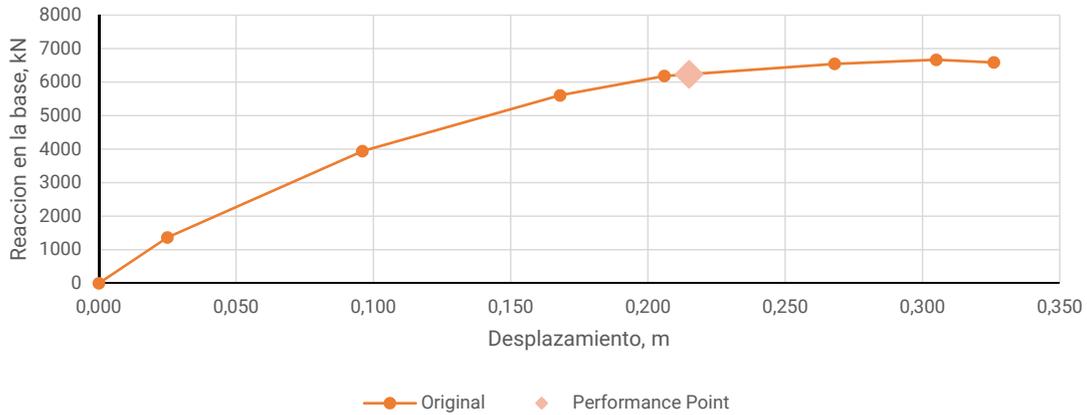


Figura 59: Curva de V_b vs D dirección X. Estructura Original, tipología de 9 plantas.

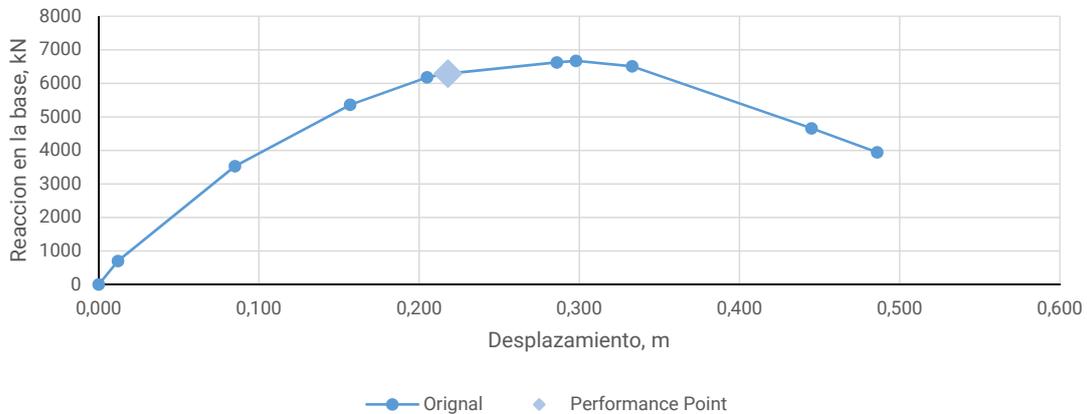


Figura 60: Curva de V_b vs D dirección Y. Estructura Original, tipología de 9 plantas I.

La FIGURA 61a-d muestra la formación y evolución de las rótulas plásticas en varios pasos de análisis, mientras se va aplicando la carga monótonica en la dirección X. Para el paso 5, existe un desplazamiento en el nodo de control en la cubierta, de 0,268 m que relacionado con la altura del edificio (sin contar la altura del torreón) de 32,00m, da un valor de 0,008 que está por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO (ocupación inmediata). La estructura muestra un comportamiento que se podría llamar normal o adecuado en los primeros pasos del análisis, FIGURA 61a y 61b, pero conforme se van sucediendo los pasos se observa claramente como aparecen rótulas en los pilares de la planta baja y como estas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el conocido como fallo de un solo piso (Soft Storey Failure). Esto se produce tanto en la planta baja. Al final queda manifiesto que el sistema estructural responde al tipo pilar débil-viga fuerte, al contrario de lo recomendado.

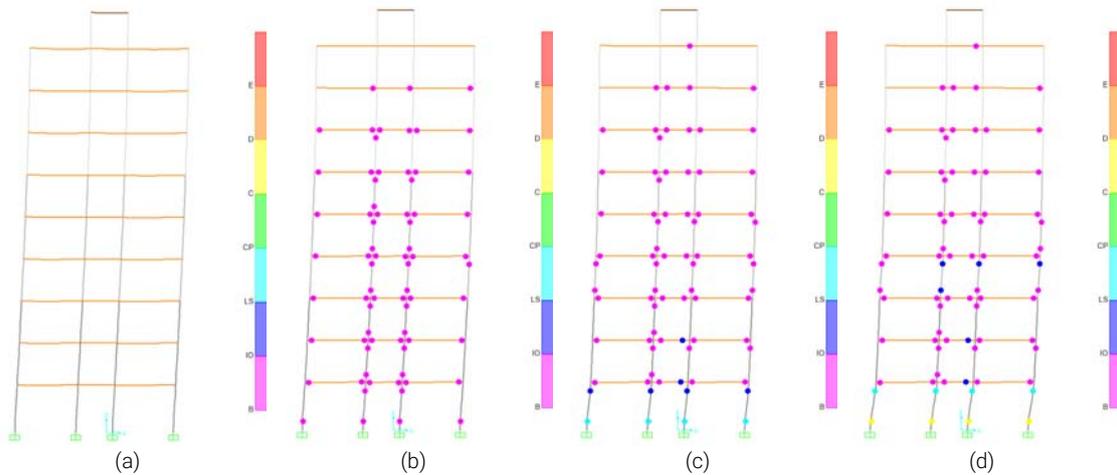


Figura 61: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 5 y (d) paso 7. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas.

Como en el caso anterior, en la FIGURA 62a-d se muestra la formación y evolución de las rótulas plásticas en los pasos 1, 5, 7 y 10 para la dirección Y. El desplazamiento en el nodo de control en la cubierta, de 0,215 m que, relacionado con la altura del edificio de 32,00m, da un valor de 0,006 que no supera el valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO (ocupación inmediata).

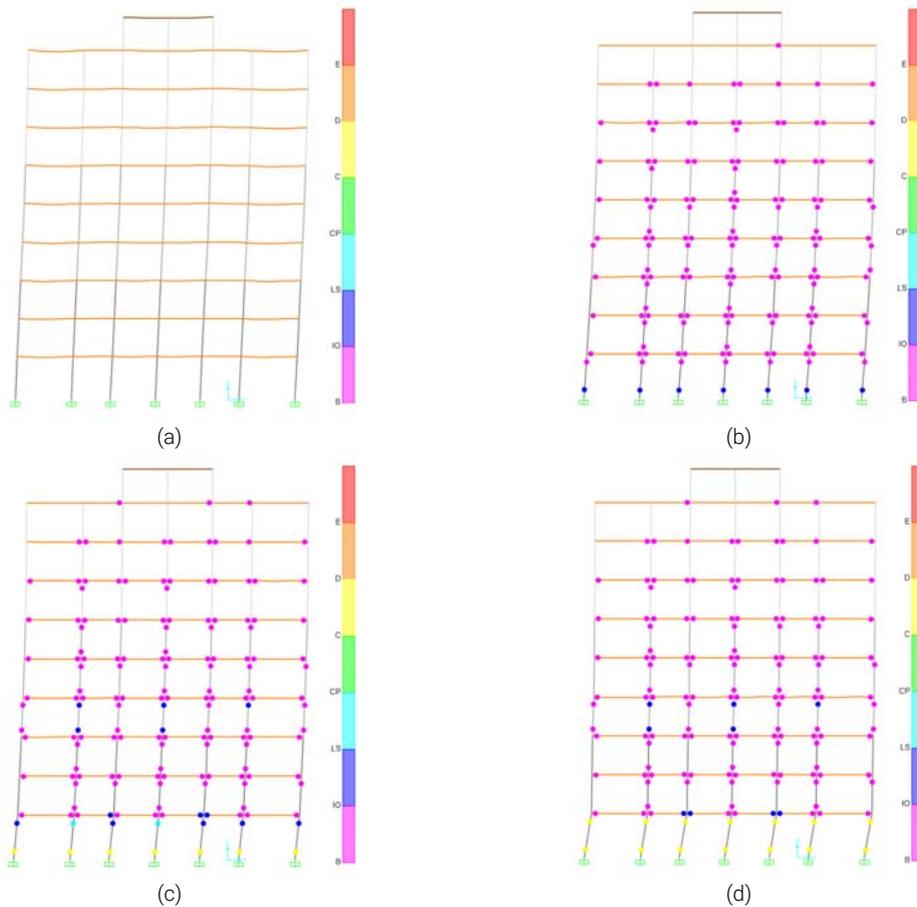


Figura 62: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 7 y (d) paso 10. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas.

Del mismo modo que en la dirección X, la estructura muestra un comportamiento normal en los primeros pasos del análisis, FIGURA 62a y 62b, pero según se va incrementando la carga lateral aparecen rótulas en los pilares de la planta baja que van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el fallo de un solo piso (Soft Storey Failure). Se observa, al igual que en la dirección X que en la planta tercera (cambio de sección en los pilares) las rótulas sufren en mayor medida. Queda a la vista que el sistema estructural responde al tipo pilar débil-viga fuerte, al contrario de lo recomendado.

6.2.2. Edificio con Refuerzo 1.

Características constructivas.

Como se ha detallado en los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en muros pantalla. Los mismos se ha ubicado en torno a los huecos de ascensor y escaleras, separando los mismos de los patios de luces. Se han colocado tanto en la dirección X como en la dirección Y. La FIGURA 63 siguiente muestra una vista esquemática del modelo reforzado.

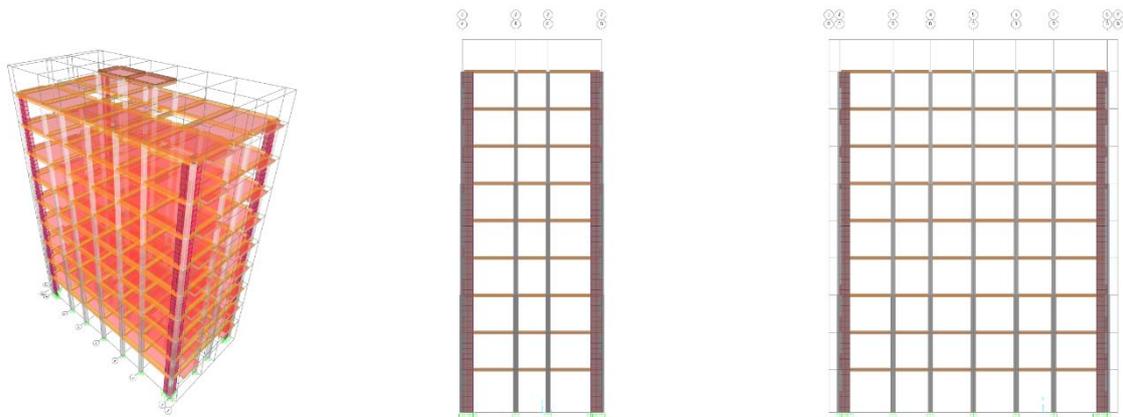


Figura 63: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas. Refuerzo 1.

Análisis.

La FIGURA 64a, muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, en el punto de desempeño, son 0,157 g y 0,161 m, respectivamente. El valor de V_b equivalente es de 8.200,95 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,207 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 11,2% y el periodo efectivo T es de 2,023 s. En la dirección Y, FIGURA 64b, los valores de S_a y S_d para el punto de desempeño se sitúan en 0,158 g y 0,163 m respectivamente; el valor del cortante en la base es de 8261,51 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,163 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 2,033 s y 10,9%.

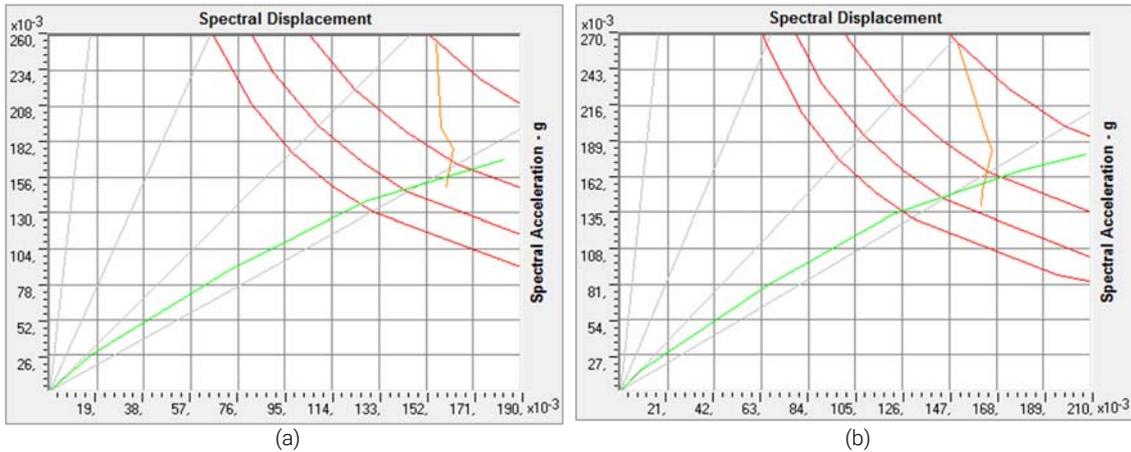


Figura 64: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.

Observando la FIGURA 64a se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico inicial algo superior a 1,50 s. Una Sa en el primer hito de deformación de 0,027 g y una Sd de 0,016 m. La aceleración espectral última que se consigue durante el análisis es igual a 0,138 g y el desplazamiento espectral es 0,127 m. En la dirección Y, FIGURA 64b, se tiene un periodo elástico también en torno a 1,50 s; una aceleración espectral en la primera deformación destacada de 0,009 g y un desplazamiento Sd de 0,016 m. La Sa última que se consigue en el análisis es de 0,167 g, y el desplazamiento Sd último alcanza los 0,151 m. Estos valores se pueden comprobar en las TABLAS 20 y 21, a continuación.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1,572	0,050	0,000	0,000	0,156	0,254	1,000	1,000
1	1,572	0,050	0,016	0,027	0,156	0,254	0,807	1,311
2	1,820	0,083	0,072	0,088	0,158	0,192	0,808	1,286
3	1,925	0,091	0,127	0,138	0,163	0,177	0,803	1,285

Tabla 21: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1,521	0,050	0,000	0,000	0,151	0,263	1,000	1,000
1	1,521	0,050	0,009	0,016	0,151	0,263	0,811	1,306
2	1,820	0,075	0,066	0,081	0,163	0,197	0,813	1,275
3	1,915	0,083	0,122	0,134	0,166	0,183	0,808	1,278
4	2,077	0,119	0,179	0,167	0,162	0,151	0,803	1,274

Tabla 22: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1

La FIGURAS 65 y 66 muestran superpuestas las curvas ADRS (o curvas pushover) de la estructura original y la estructura mejorada mediante la inserción del Refuerzo 1 para las dos direcciones de estudio. También se destaca la posición del punto de desempeño o **performance point**.

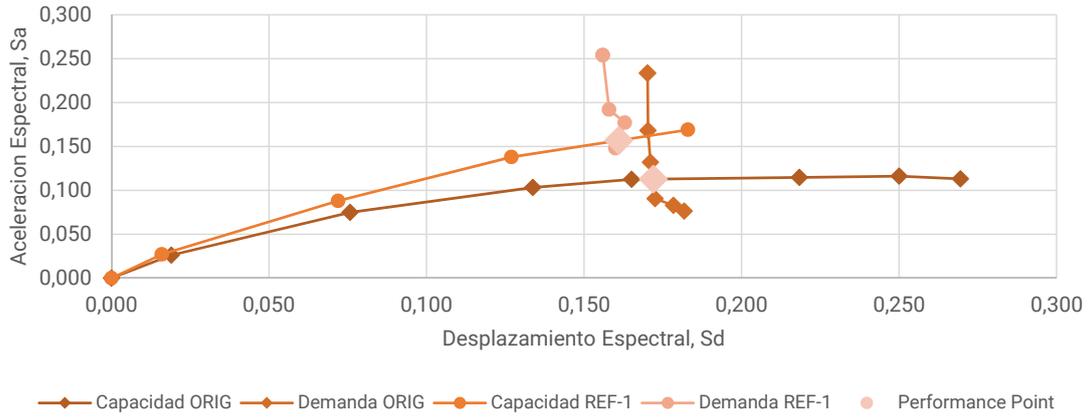


Figura 65: Curvas ADRS dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

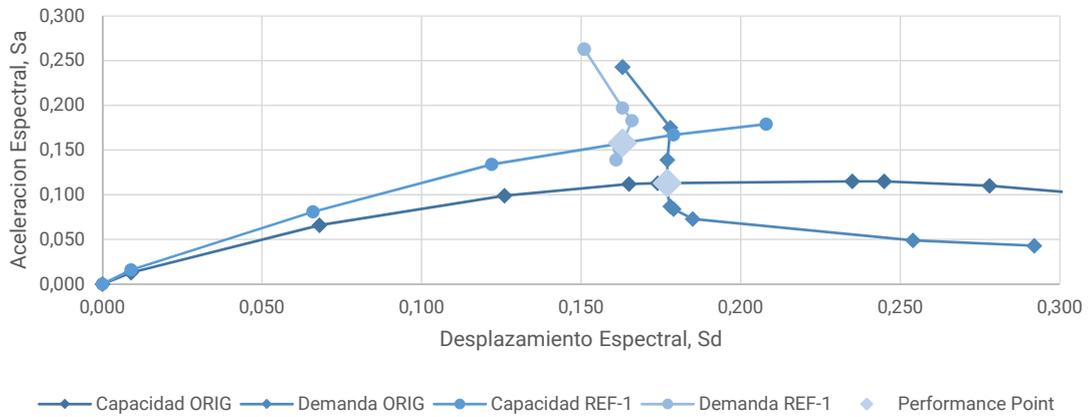


Figura 66: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

Se observa, tanto en X como en Y, que el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás y hacia arriba en la gráfica, lo que implica que la estructura ha sido reforzada. Que el periodo elástico inicial se mantenga en torno a los 1,5 s, es decir, que no haya sufrido casi ninguna variación implica que con esta solución no se ha aumentado la rigidez del conjunto.

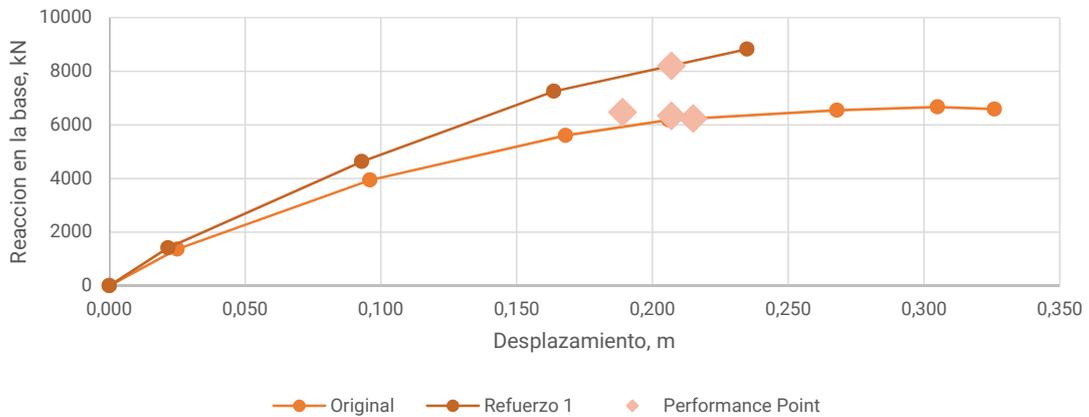


Figura 67: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

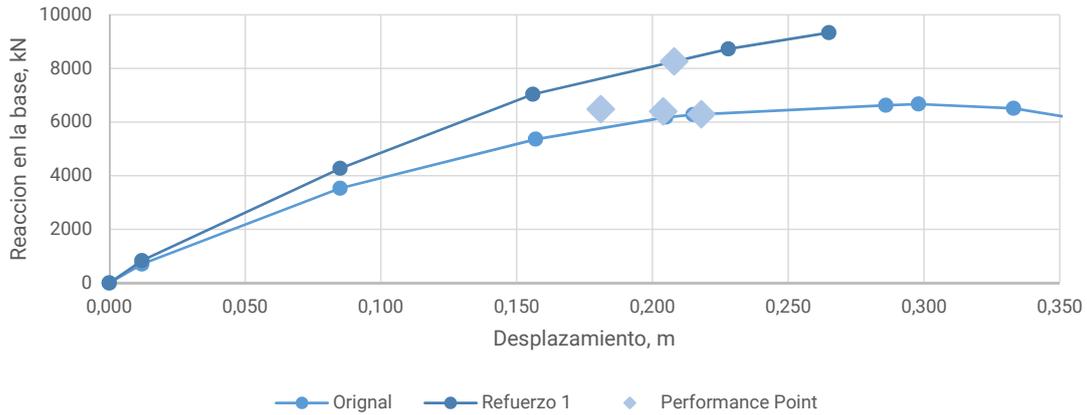


Figura 68: Curvas de V_b vs D dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad (Desplazamiento monitorizado vs Cortante en la base) queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura reforzada. Hay un incremento de la reacción en la base de unos 1900 kN, esto se manifiesta en las dos direcciones de estudio. También se observa que hay una disminución en el desplazamiento que no supera el 0,01 m. o sea, casi imperceptible. Ver FIGURAS 67 y 68.

En la TABLA 22 se muestran, para la dirección X, los estados de las rótulas plásticas en los distintos pasos a lo largo del análisis no lineal. Es en el paso número 4 donde se da el punto de desempeño de la estructura reforzada; en dicho paso se puede ver como la totalidad de las rótulas plásticas quedan como mínimo en el nivel de ocupación inmediata IO. En la dirección Y, el punto de desempeño se encuentra entre los pasos 4 y 5, se adopta el paso 5 para estar del lado de la seguridad. Se observa que, al igual que en la dirección X, el 100% de las rótulas quedan como mínimo dentro de la fase de ocupación inmediata, ver TABLA 23.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,022	1.413	1586	6	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,093	4.631	1321	271	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,164	7.251	1106	486	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,235	8.822	911	674	7	0	0	0	0	0	1592

Tabla 23: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,012	832	1588	4	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,085	4.269	1289	303	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,156	7.036	1128	464	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,228	8.727	933	655	4	0	0	0	0	0	1592
5	0,265	9.334	866	695	31	0	0	0	0	0	1592

Tabla 24 Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1:

Las FIGURA 69a-d muestran la formación y evolución de las rótulas en la dirección X, del modelo estructural mejorado, durante el análisis. En el punto de desempeño se registra un desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,235 m que relacionado con la altura del edificio (32,00m), da un valor de 0,007 que sigue por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO. En la dirección Y, FIGURA 70a-d, se mide un desplazamiento en el nodo de control de 0,265 m para el paso 5 que es cuando se alcanza el punto de desempeño, relacionando el desplazamiento monitorizado con la altura del edificio se obtiene un valor de 0,008, de nuevo por debajo de lo indicado en el ATC-40 para la ocupación inmediata.

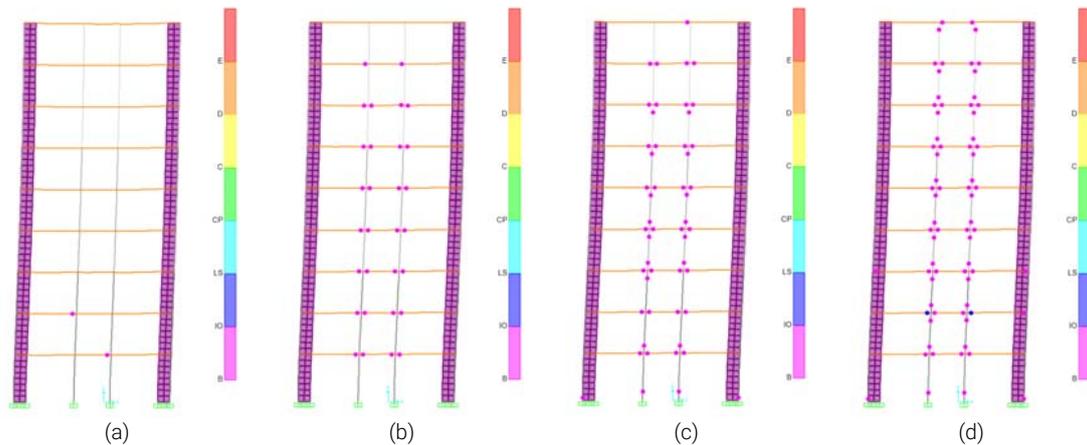
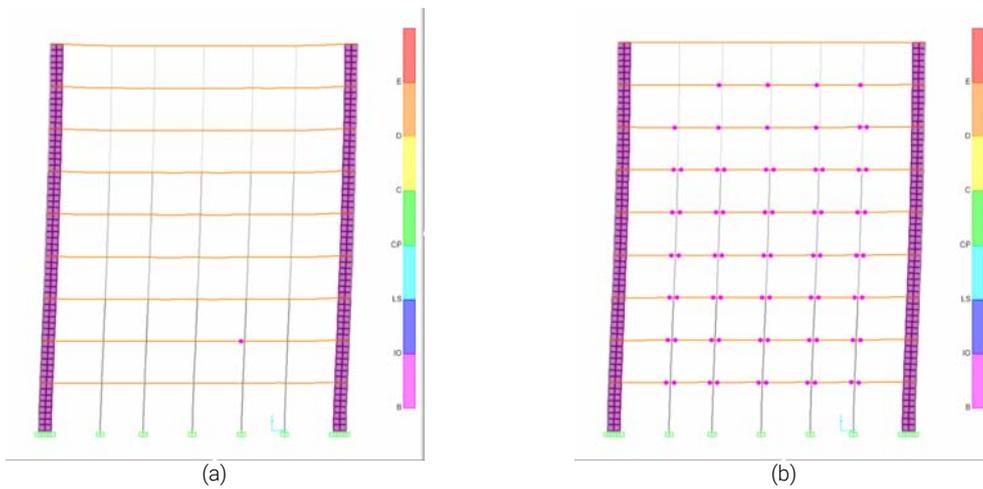


Figura 69: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 2, (c) paso 3 y (d) paso 4. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.



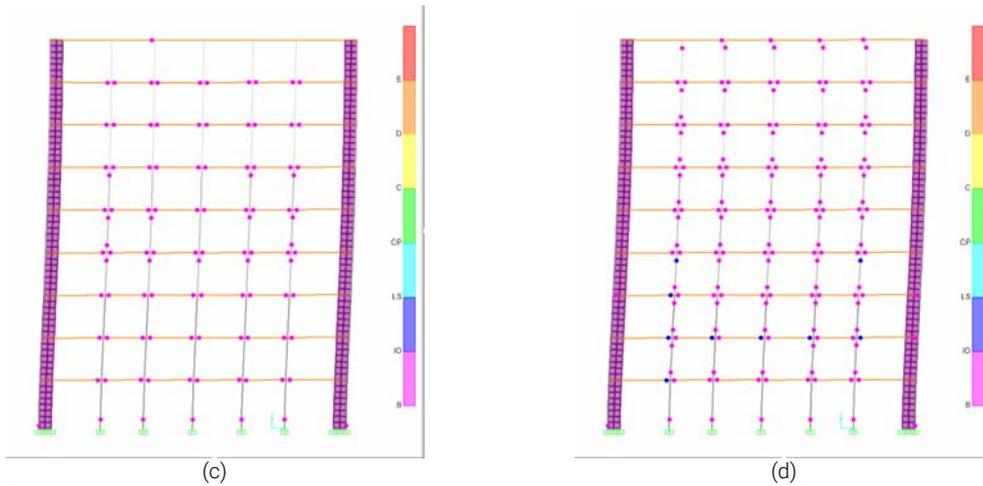


Figura 70: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 2, (c) paso 3 y (d) paso 5. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1

El modelo estructural muestra un comportamiento que se podría denominar lineal, a lo largo del análisis tanto en X como en Y, es decir, que no se registran deformaciones abruptas o concentradas en una planta, sino que todo el modelo se va deformando en conjunto. La FIGURA 69 lo refleja para el eje X y la FIGURA 70 para el eje Y. No se observan rótulas en fases avanzadas de deformación en los pilares de la planta baja como en la estructura original en ninguna de las dos direcciones. Al final del análisis, FIGURA 69d y FIGURA 70d, se puede ver cómo no existen rótulas más allá del estado de ocupación inmediata. El comportamiento también ha mejorado en tanto que las rótulas van apareciendo primeramente en las vigas, lo que es un comportamiento más idóneo según las recomendaciones del ATC-40.

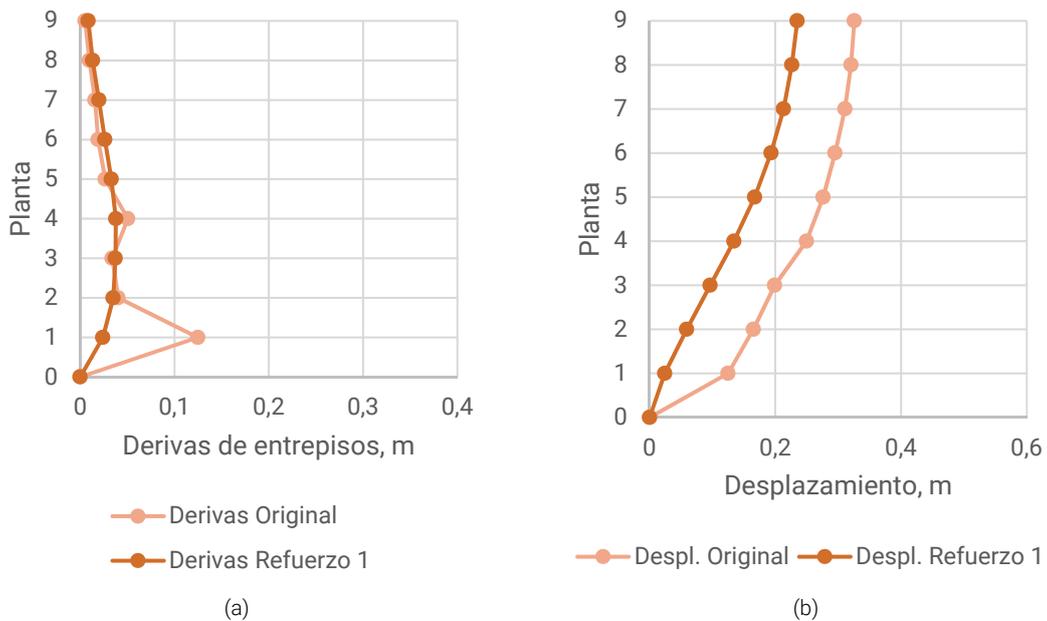


Figura 71: Derivas de entresijos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 9 plantas.

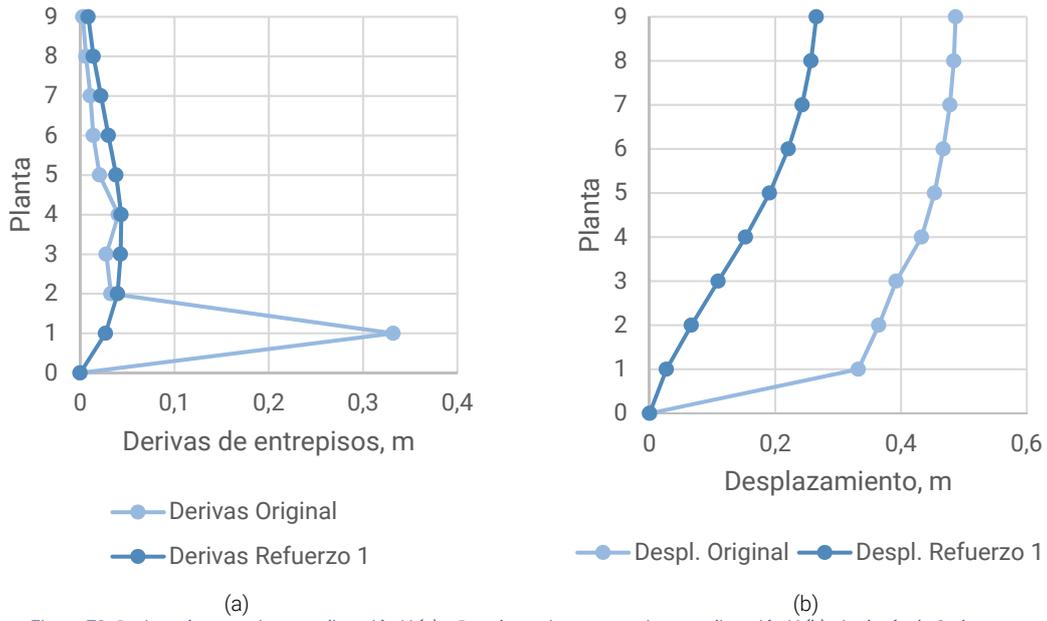


Figura 72: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 9 plantas.

La FIGURAS 71 y 72 muestran las derivas entre pisos y los desplazamientos en X y en Y. Se observa que la deriva entre las distintas plantas se mantiene estable en el modelo reforzado, se podría decir que con un comportamiento mas adecuado a lo que se espera. No se perciben los picos en las plantas 1 y 4 que existían en el modelo original. En cuanto a los desplazamientos totales, en ambas direcciones, se ve como la curva se ha movido a la izquierda indicando una mejora general.

6.2.3. Edificio con Refuerzo 2.

Características constructivas.

Como se ha detallado en los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en vigas descolgadas, con una sección de 0,30m de ancho por 0,60m de canto, se han colocado en las tres plantas iniciales en todos los pórticos tanto en la dirección X como en la dirección Y. FIGURA 73.

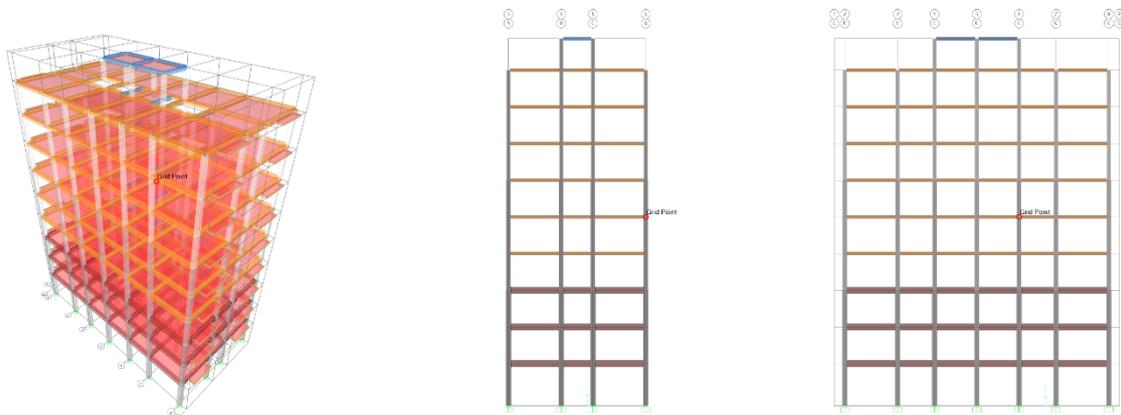


Figura 73: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas. Refuerzo 2.

Análisis.

La FIGURA 74a muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que Sa y Sd, en el punto de desempeño, son 0,117 g y 0,148 m, respectivamente. El valor de Vb, en el mismo punto, es 6.470,78 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,189 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 19,5%. Y el periodo efectivo T es de 2,255s. En la dirección Y, FIGURA 74b, los valores de aceleración y desplazamiento espectral son 0,117 g y 0,142 m. Se observa que la aceleración espectral Sa es similar para las dos direcciones, sin embargo, el desplazamiento Sd es mayor para la dirección Y.

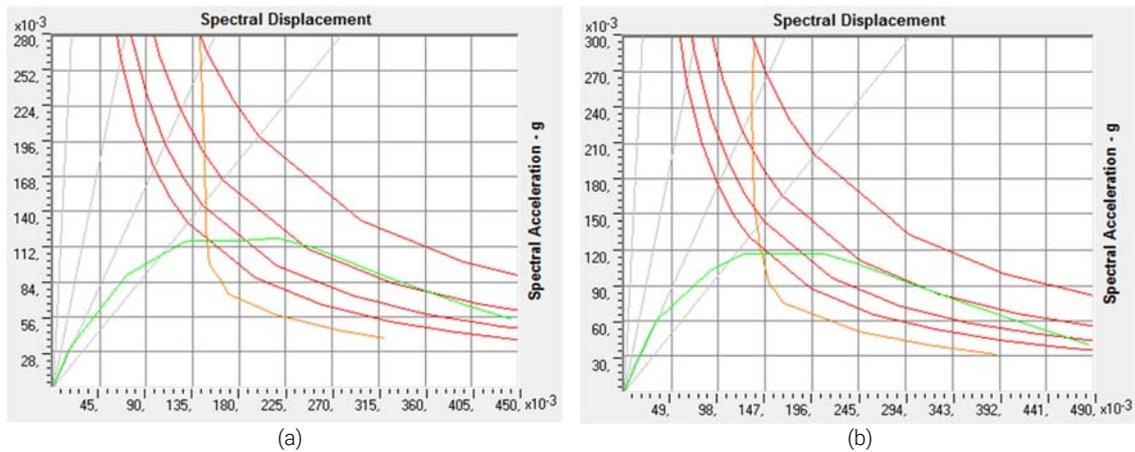


Figura 74: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.

Observando la figura anterior, se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico por debajo de 1,50 s, aunque de manera casi imperceptible. Una Sa en el primer hito de deformación de 0,03 g y un Sd de 0,015m. La aceleración espectral última es igual a 0,119 g, antes de que comience a degradarse, y el desplazamiento espectral máximo que se alcanza al final del análisis es de 0,443 m. En la dirección Y el periodo elástico del modelo se mantiene en torno a 1,50 s. Los valores de Sa y Sd en el primer cambio de pendiente de la curva se sitúan en 0,021 g y 0,009 m, respectivamente. En Y, la aceleración Sa última es de 0,117 g y el desplazamiento Sd máximo al final del análisis alcanza 0,486 m. Las TABLAS 24 y 25 dan cuenta de los valores mencionados.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1,432	0,050	0,000	0,000	0,142	0,279	1,000	1,000
1	1,432	0,050	0,015	0,030	0,142	0,279	0,779	1,358
2	1,793	0,102	0,071	0,089	0,146	0,183	0,806	1,309
3	2,100	0,162	0,127	0,116	0,148	0,135	0,844	1,288
4	2,165	0,178	0,136	0,117	0,147	0,127	0,852	1,284
5	2,498	0,242	0,181	0,117	0,151	0,097	0,897	1,257
6	2,691	0,256	0,214	0,119	0,159	0,088	0,908	1,244
7	2,714	0,257	0,218	0,119	0,160	0,087	0,909	1,242
8	2,721	0,258	0,219	0,119	0,160	0,087	0,910	1,241
9	3,029	0,290	0,252	0,111	0,170	0,074	0,933	1,215
10	3,874	0,454	0,325	0,087	0,216	0,058	0,962	1,161
11	4,939	0,656	0,399	0,066	0,275	0,045	0,975	1,120
12	5,764	0,828	0,444	0,054	0,321	0,039	0,979	1,100

Tabla 25: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFPhi
0	1,362	0,050	0,000	0,000	0,135	0,294	1,000	1,000
1	1,362	0,050	0,010	0,022	0,135	0,294	0,784	1,353
2	1,492	0,075	0,033	0,060	0,133	0,241	0,788	1,335
3	1,873	0,147	0,089	0,103	0,136	0,156	0,822	1,297
4	2,078	0,181	0,125	0,117	0,140	0,131	0,848	1,283
5	2,109	0,189	0,130	0,117	0,140	0,127	0,853	1,281
6	2,561	0,259	0,190	0,117	0,150	0,092	0,911	1,246
7	2,664	0,265	0,207	0,117	0,155	0,088	0,917	1,238
8	2,671	0,266	0,208	0,117	0,155	0,088	0,918	1,237
9	2,986	0,303	0,242	0,109	0,166	0,075	0,940	1,210
10	4,421	0,573	0,359	0,074	0,246	0,051	0,974	1,131
11	5,679	0,824	0,433	0,054	0,316	0,039	0,981	1,099
12	6,996	1,135	0,487	0,040	0,389	0,032	0,984	1,080

Tabla 26: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2

La FIGURA 75 muestra superpuestas las curvas pushover de la estructura original y la estructura mejorada mediante la inserción de los Refuerzos 1 y 2. En la dirección X. Las curvas superpuestas para la dirección Y se ven en la FIGURA 76.

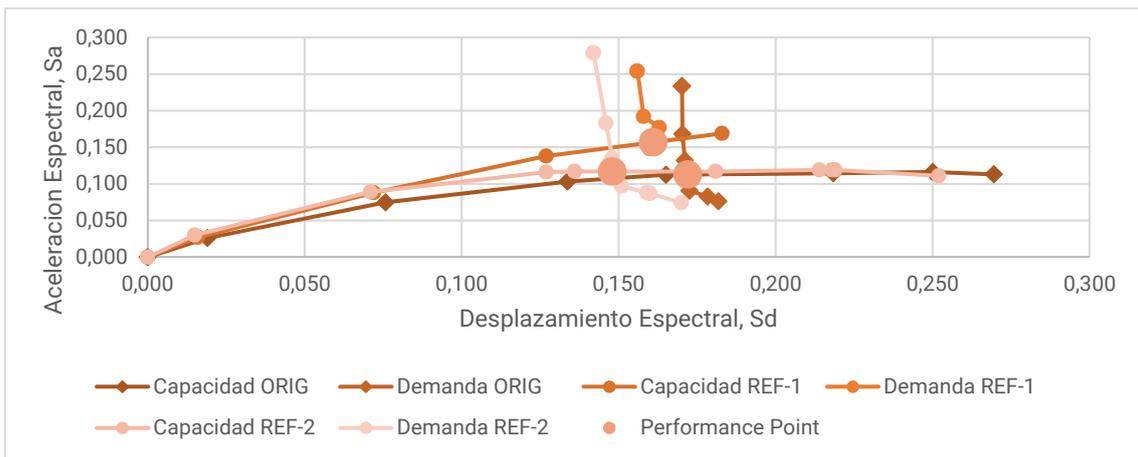


Figura 75: Curvas ADRS dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.

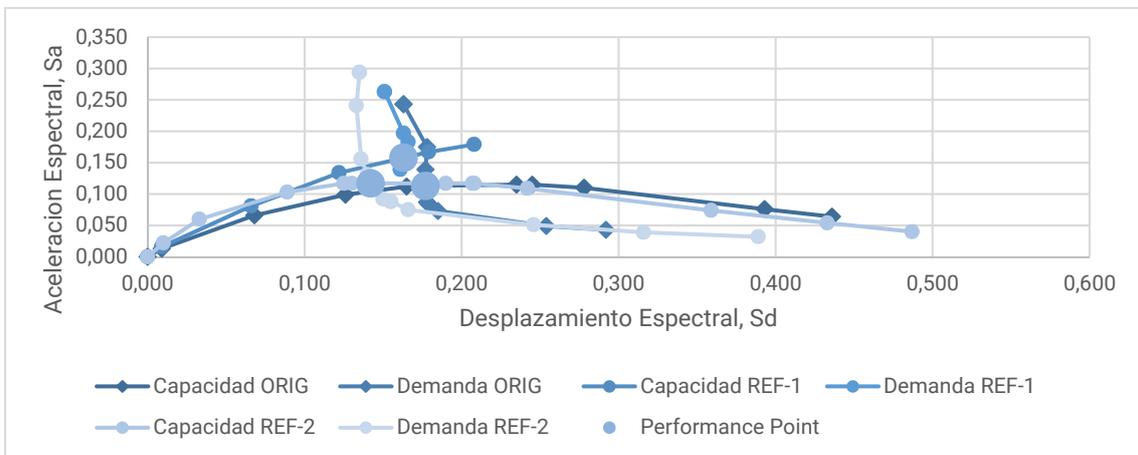


Figura 76: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2

Se observa en ambas direcciones de estudio como el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás, respecto al modelo original y se mantiene prácticamente con el mismo valor en el eje de las ordenadas (S_a), es decir, que no se ve una mejora en la capacidad de resistir fuerzas laterales de la estructura. Por otra parte, el valor de S_d para el punto de desempeño se ha movido de 0,161 m a 0,148 m en X y de 0,163 m a 0,142 m en Y. El periodo elástico inicial se ha situado por continua cercano a 1,50 s, por lo que se podría decir que se ha aumentado la rigidez del conjunto.

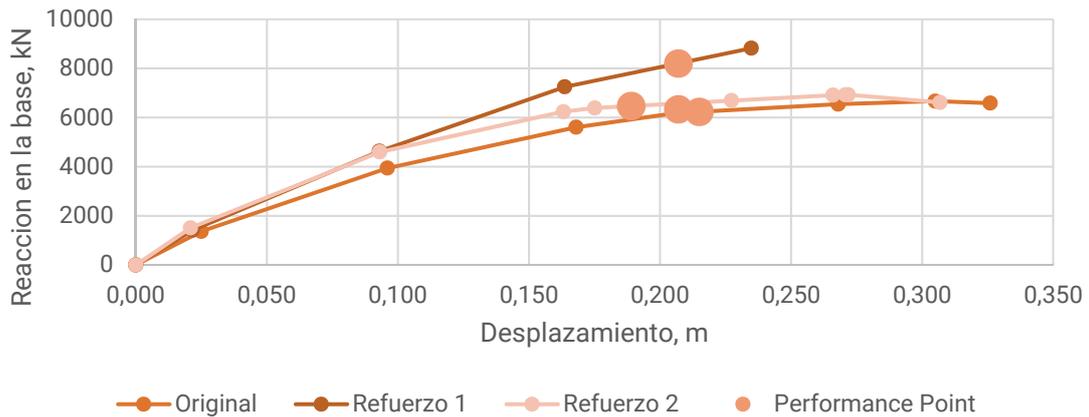


Figura 77: Curvas de V_b vs D dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.

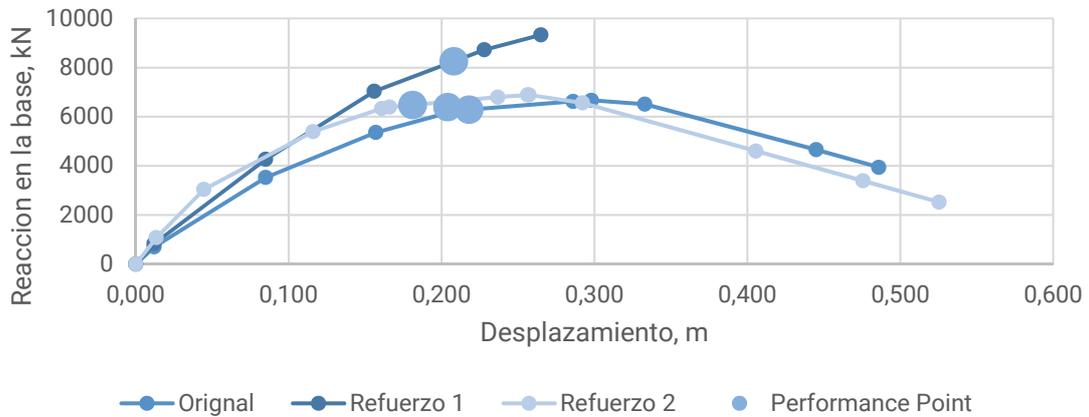


Figura 78: Curvas de V_b vs D dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad (D . vs V_b) queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura original y con el Refuerzo 1, respecto del Refuerzo 2. Respecto al sistema original, hay un incremento del valor de V_b de unos 190 kN en X y 230 kN en Y. Se observa una disminución en el desplazamiento de la cubierta entre 0,03 y 0,04 m, hay una mejora mínima con respecto al modelo original. Con respecto a la estructura con el Refuerzo 1, se puede ver un empeoramiento de las prestaciones de resistencia y un cambio casi imperceptible en cuanto al desplazamiento, FIGURAS 77 y 78.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,021	1509	1588	4	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,093	4600	1298	294	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,163	6239	1113	479	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,175	6389	1076	488	28	0	0	0	0	0	1592
5	0,227	6692	1049	487	55	1	0	0	0	0	1592
6	0,266	6912	998	536	23	35	0	0	0	0	1592
7	0,271	6929	996	538	18	25	0	15	0	0	1592
8	0,272	6930	996	538	16	15	0	27	0	0	1592
9	0,307	6616	996	538	2	0	0	56	0	0	1592
10	0,377	5362	996	538	2	0	0	56	0	0	1592
11	0,447	4108	996	538	2	0	0	56	0	0	1592
12	0,488	3367	995	539	2	0	0	52	1	3	1592

Tabla 27: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,013	1.081	1590	2	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,045	3.043	1320	272	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,116	5.394	1196	396	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,161	6.340	1090	502	0	0	0	0	0	0	1592
5	0,166	6.395	1074	518	0	0	0	0	0	0	1592
6	0,237	6.799	1008	528	28	28	0	0	0	0	1592
7	0,256	6.889	990	546	8	33	0	15	0	0	1592
8	0,257	6.890	990	546	6	22	0	28	0	0	1592
9	0,292	6.564	990	546	0	0	0	56	0	0	1592
10	0,406	4.604	990	546	0	0	0	56	0	0	1592
11	0,476	3.393	989	547	0	0	0	53	0	3	1592
12	0,525	2.521	987	549	0	0	0	36	0	20	1592

Tabla 28: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.

En la TABLAS 26 y 27 se muestran los estados de las rótulas plásticas para los distintos pasos del análisis no lineal. Para la dirección X, es en el paso número 5 (entre los pasos 4 y 5 pero se toma el paso 5) donde se da el punto de desempeño de la estructura. En dicho paso se puede ver que casi la totalidad de las rótulas, un 99,94%, quedan como mínimo en el nivel de ocupación inmediata IO. A la vez, para el mismo paso, se solo 1 rótula que han pasado a la fase de seguridad de vida, LS. En la dirección Y, se tiene el punto de desempeño entre los pasos 5 y 6, adoptando el paso 6 para en análisis; en dicho paso se observa que, a diferencia de la dirección X, existe un mayor número de rótulas (28) en la fase de seguridad de vida, LS; y se observa que todas se ubican en las entregas a cimentación de los pilares del modelo.

Las FIGURAS 79 y 80 muestran la formación y evolución de las rótulas, en el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 2, para las dos direcciones de estudio.

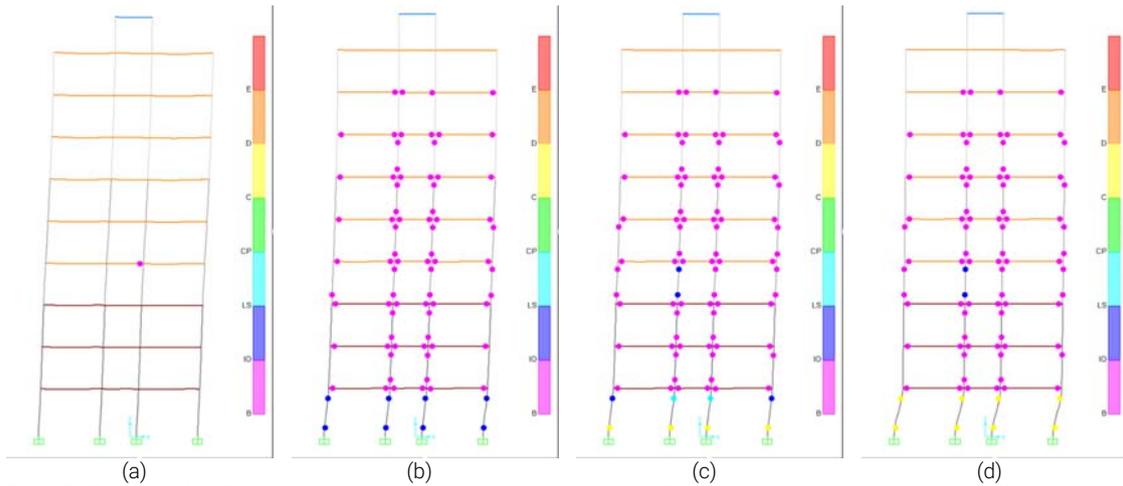


Figura 79: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 8 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.

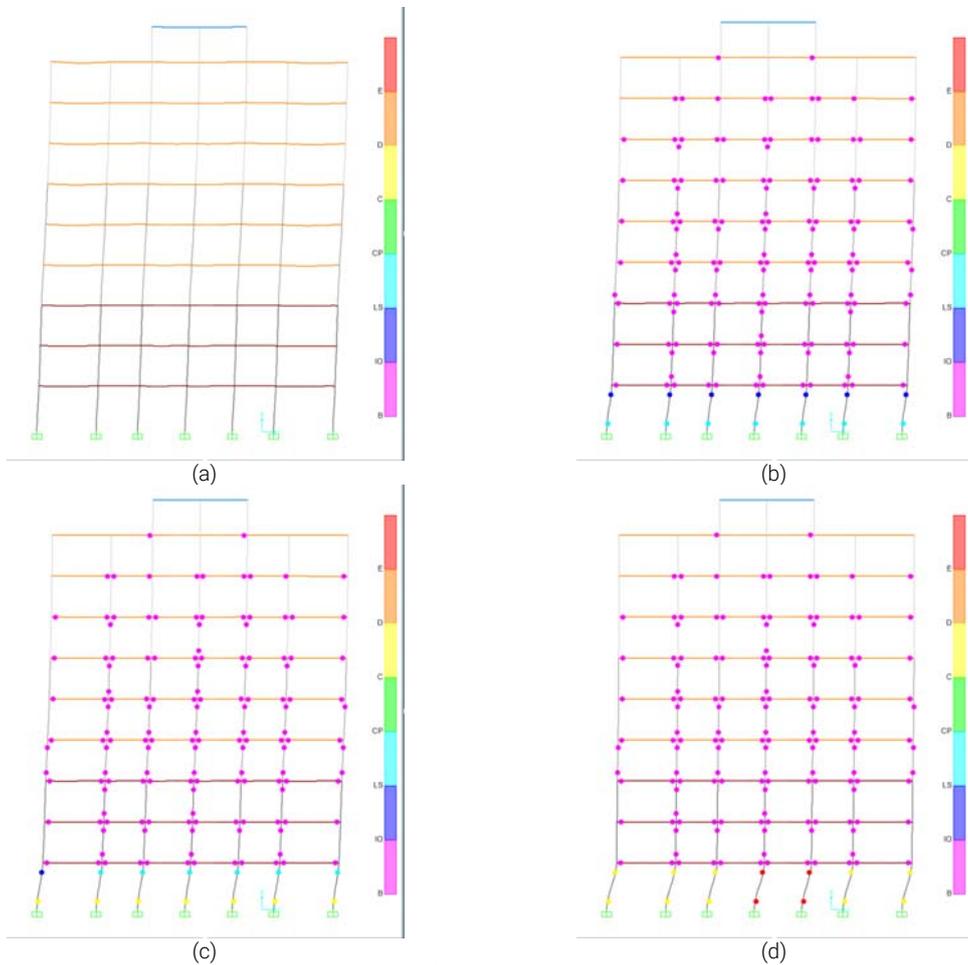


Figura 80: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 6, (c) paso 8 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.

En el punto de desempeño de la dirección X, se registra desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,227 m que, relacionado con la altura del edificio, da un valor de 0,007 que sigue por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para ocupación inmediata, IO. En la

dirección Y, se tiene un desplazamiento monitorizado en el nodo, de 0,236 m, que da un valor de 0,007 en la relación entre la altura y el desplazamiento en la cubierta.

Desde los primeros pasos del análisis se forman rótulas en los pilares y vigas, FIGURA 79 a y b, pero conforme se van sucediendo los pasos se observa como las rótulas en los pilares de la planta baja pasan rápidamente a estados de colapso FIGURA 79 c y d. Las rótulas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el conocido como fallo de un solo piso (Soft Storey Failure). En este caso, con el Refuerzo 2, se produce un comportamiento similar al del modelo original. Las mismas condiciones se observan tanto en la dirección X como en la dirección Y.

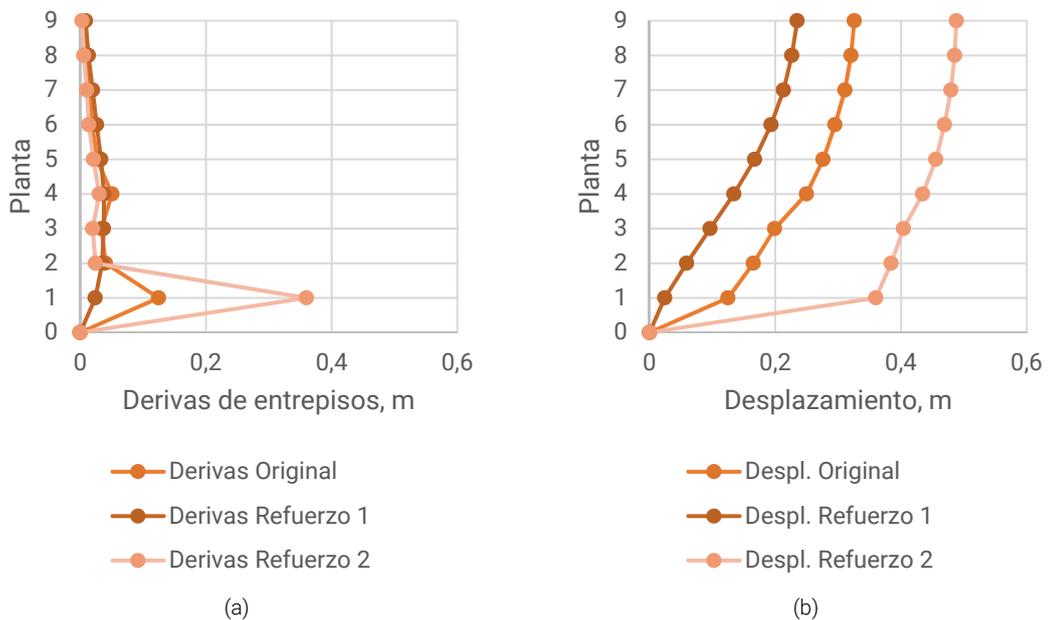


Figura 81: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 9 plantas.

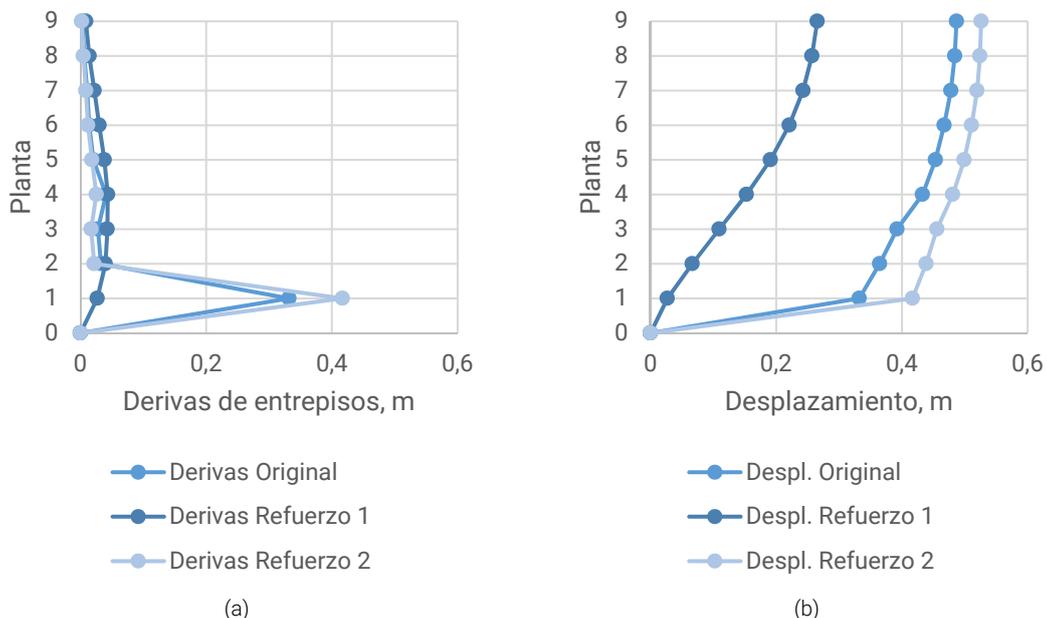


Figura 82: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 9 plantas.

En las gráficas de derivas y desplazamientos de plantas se puede comprobar como el problema en la planta baja se acentúa en el modelo con el Refuerzo 2, respecto al original. Esto ocurre en las dos direcciones, pero se acentúa más en la dirección X como se observa en las FIGURAS 81 y 82.

6.2.4. Edificio con Refuerzo 3.

Características constructivas.

Como se ha detallado en los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en vigas planas. Dichas vigas, con una sección de 0,70m de ancho por 0,3m de canto, se han colocado en las tres plantas iniciales en todos los pórticos. Se han colocado tanto en la dirección X como en la dirección Y. FIGURA 83.

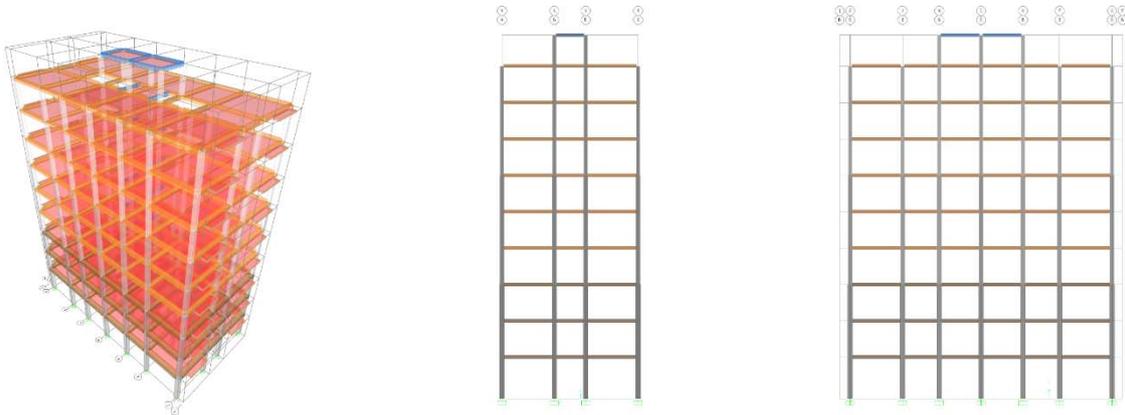


Figura 83: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas. Refuerzo 3.

Análisis.

La FIGURA 84 muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que S_a y S_d , en el punto de desempeño, son 0,112 g y 0,164 m, respectivamente. El valor de V_b , en el mismo punto, es 6333,59 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,207m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 18,1%; y el periodo efectivo T es de 2,424 s. En la dirección Y, los valores son similares, S_a y S_d son 0,112 g y 0,163 m, respectivamente. Los valores de V_b y D alcanzan 6397,13 kN y 0,204 m, respectivamente.

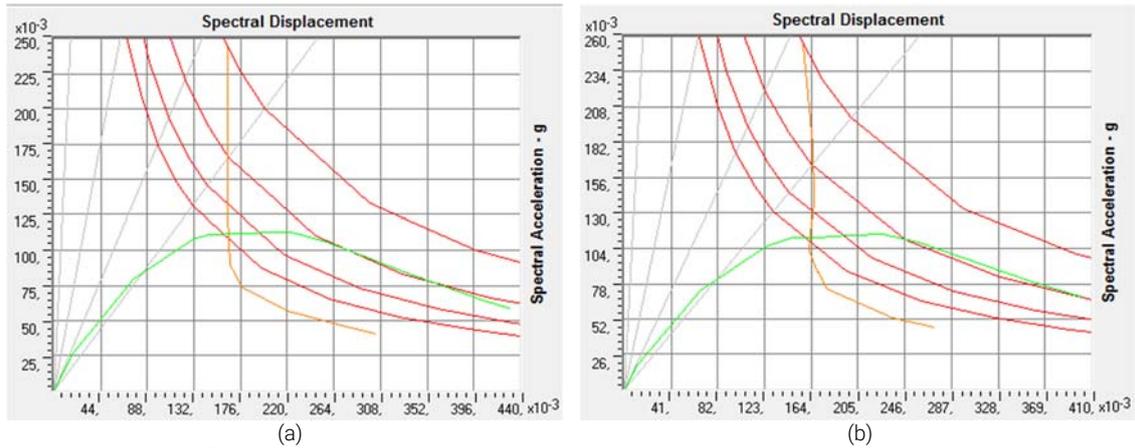


Figura 84: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.

Observando la figura anterior, se puede ver que la estructura, en ambas direcciones, tiene un periodo elástico inicial en torno a 1,50 s. La dirección X tiene una Sa en el primer hito de deformación de 0,027 g y un Sd de 0,018 m; la aceleración espectral última es igual a 0,113 g y el desplazamiento espectral es 0,431 m, al final del análisis. En la dirección Y, los valores en el primer hito de deformación son Sa 0,019 g y Sd 0,011 m; la máxima aceleración que se consigue es 0,114 g y el desplazamiento espectral al final del análisis va hasta 0,402 m. Las TABLAS 28 y 29 detallan los valores mencionados.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	1,642	0,050	0,000	0,000	0,163	0,244	1,000	1,000
1	1,642	0,050	0,018	0,027	0,163	0,244	0,815	1,324
2	1,943	0,091	0,075	0,079	0,164	0,175	0,822	1,288
3	2,213	0,140	0,131	0,107	0,164	0,135	0,852	1,276
4	2,295	0,157	0,146	0,111	0,163	0,125	0,860	1,270
5	2,736	0,239	0,209	0,112	0,166	0,089	0,910	1,239
6	2,818	0,246	0,223	0,113	0,169	0,086	0,915	1,233
7	2,825	0,247	0,224	0,113	0,169	0,085	0,916	1,232
8	3,121	0,280	0,257	0,106	0,177	0,073	0,937	1,208
9	3,962	0,426	0,330	0,085	0,220	0,057	0,966	1,156
10	5,017	0,616	0,405	0,065	0,279	0,045	0,978	1,116
11	5,462	0,701	0,431	0,058	0,304	0,041	0,981	1,105

Tabla 29: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	1,574	0,050	0,000	0,000	0,156	0,254	1,000	1,000
1	1,574	0,050	0,011	0,019	0,156	0,254	0,820	1,317
2	1,925	0,086	0,067	0,073	0,166	0,180	0,826	1,278
3	2,181	0,128	0,125	0,106	0,166	0,140	0,853	1,269
4	2,286	0,151	0,144	0,111	0,165	0,127	0,864	1,263
5	2,317	0,159	0,149	0,112	0,164	0,123	0,868	1,261
6	2,510	0,205	0,175	0,112	0,162	0,103	0,896	1,249
7	2,529	0,208	0,179	0,112	0,162	0,102	0,897	1,248
8	2,813	0,242	0,225	0,114	0,170	0,087	0,916	1,228
9	2,820	0,243	0,226	0,114	0,170	0,086	0,916	1,227
10	3,105	0,276	0,259	0,108	0,178	0,074	0,938	1,206
11	4,222	0,468	0,355	0,080	0,235	0,053	0,970	1,144
12	4,893	0,588	0,402	0,068	0,272	0,046	0,977	1,121

Tabla 30: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.

La FIGURA# muestra superpuestas las curvas pushover de la estructura original y de la misma con los sucesivos refuerzos. Se muestran tanto la curva de capacidad como la de demanda para cada iteración. También se representan los puntos de desempeño.

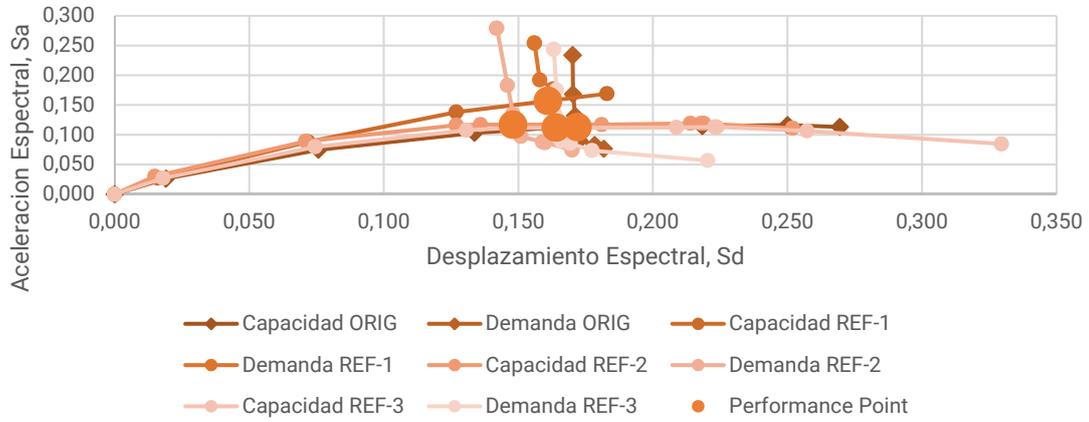


Figura 85: Curvas ADRS dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.

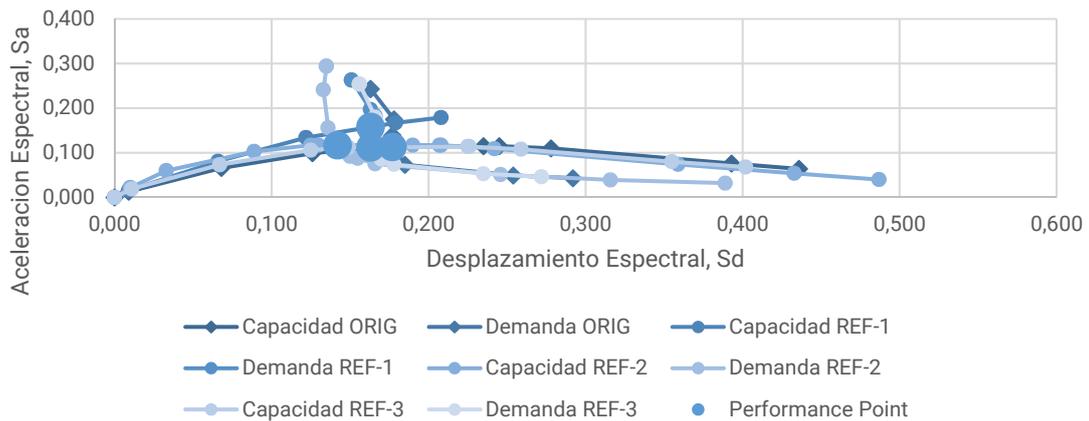
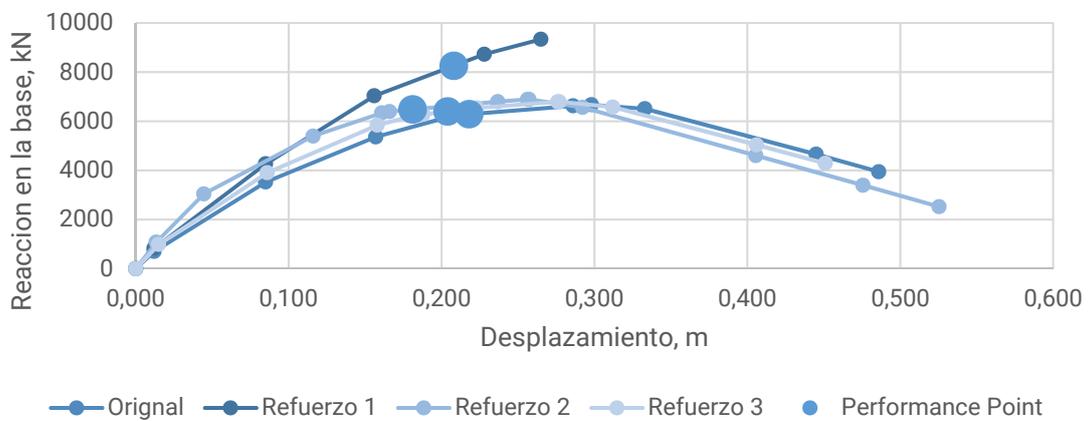
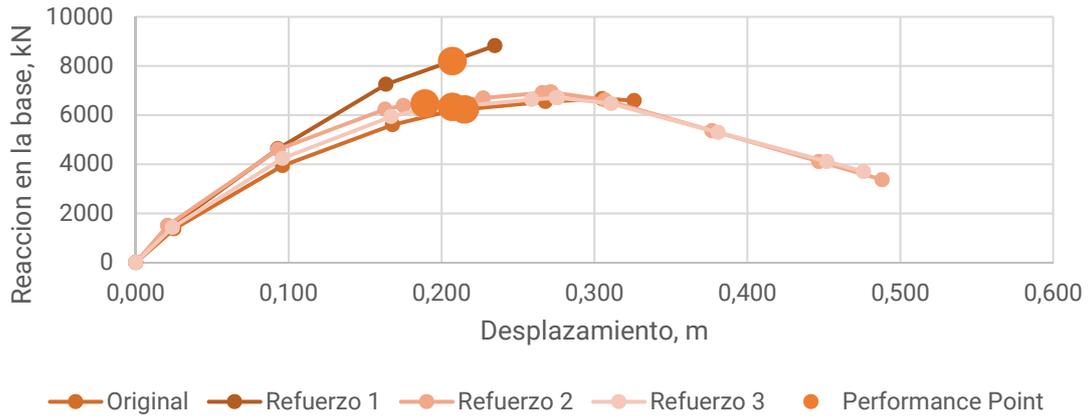


Figura 86: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3

Se observa en las FIGURAS 85 y 86 como el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás, respecto al modelo original, pero no tanto como en con el Refuerzo 2, y se mantiene prácticamente con el mismo valor en el eje de las ordenadas (S_a). No se ve una mejora en la capacidad de resistir fuerzas laterales de la estructura. El periodo elástico inicial continúa en los 1,50 s. Esta solución replica las prestaciones que el Refuerzo 2. Estas observaciones son similares en ambos ejes de estudio.



Superponiendo las gráficas de curva de capacidad (D . vs V_b) queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura original y con los Refuerzos 1 y 2, respecto del Refuerzo 3. En la dirección X, respecto al sistema original, hay un incremento del valor de V_b resistido inferior a 110 kN y una disminución en el desplazamiento aún menor que con los refuerzos 1 y 2. Con respecto a la estructura con el Refuerzo 1, se puede ver un empeoramiento de las prestaciones y nulo cambio en cuanto al desplazamiento, FIGURA 87. En la dirección Y, hablando respecto del modelo original, el incremento en el valor del cortante en la base es similar a la dirección X, en cuanto al desplazamiento D este refuerzo se ubica entre los refuerzos 1 y 2, FIGURA 88.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,024	1423	1585	7	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,096	4236	1296	296	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,167	5937	1137	455	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,185	6211	1086	478	28	0	0	0	0	0	1592
5	0,259	6632	1029	507	26	30	0	0	0	0	1592
6	0,275	6708	1018	518	20	16	0	20	0	0	1592
7	0,276	6707	1018	518	20	8	0	28	0	0	1592
8	0,311	6466	1018	518	0	0	0	56	0	0	1592
9	0,381	5293	1015	521	0	0	0	56	0	0	1592
10	0,452	4108	1013	523	0	0	0	56	0	0	1592

11	0,476	3698	1012	524	0	0	0	56	0	0	1592
----	-------	------	------	-----	---	---	---	----	---	---	------

Tabla 31: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X. Refuerzo 3.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoO	OtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	1592	0	0	0	0	0	0	0	1592
1	0,015	986	1588	4	0	0	0	0	0	0	1592
2	0,086	3.903	1269	323	0	0	0	0	0	0	1592
3	0,158	5.840	1146	446	0	0	0	0	0	0	1592
4	0,182	6.232	1063	501	28	0	0	0	0	0	1592
5	0,188	6.281	1055	509	28	0	0	0	0	0	1592
6	0,219	6.495	1045	501	46	0	0	0	0	0	1592
7	0,223	6.542	1038	504	50	0	0	0	0	0	1592
8	0,276	6.792	988	548	22	20	0	14	0	0	1592
9	0,277	6.793	987	549	22	6	0	28	0	0	1592
10	0,312	6.576	987	549	0	0	0	56	0	0	1592
11	0,406	5.037	986	550	0	0	0	56	0	0	1592
12	0,451	4.287	986	550	0	0	0	56	0	0	1592

Tabla 32: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y. Refuerzo 3

En la TABLAS 30 y 31 anteriores se muestran los estados de las rótulas plásticas para los distintos pasos del análisis no lineal. En la dirección X, es en el paso número 5 donde se da el punto de desempeño de la estructura. En dicho paso se puede ver que la todas de las rótulas que conforman el modelo estructural reforzado quedan como mínimo en el nivel de seguridad de vida LS. En la otra dirección de estudio, Y, el punto de desempeño se da en el paso 7, donde se observa que la totalidad de las rótulas quedan en la fase de ocupación inmediata IO.

Las FIGURAS 89 y 90 muestran la formación y evolución de las rótulas, en el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 3. En el punto de desempeño de la dirección X (paso 5) se registra desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,258 m que relacionado con la altura del edificio (32,00m), da un valor de 0,008 que sigue por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para ocupación inmediata, IO. En la dirección Y el desplazamiento desciende a 0,223 m, que relacionado con la altura del edificio arroja un valor de 0,006, dentro de lo establecido para IO.

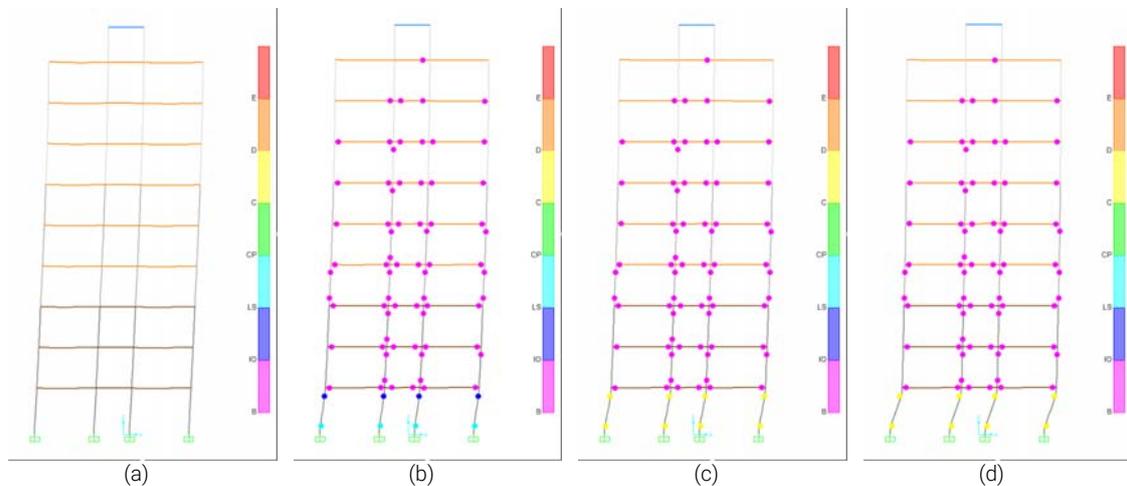


Figura 89: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 8 y (d) paso 11. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.

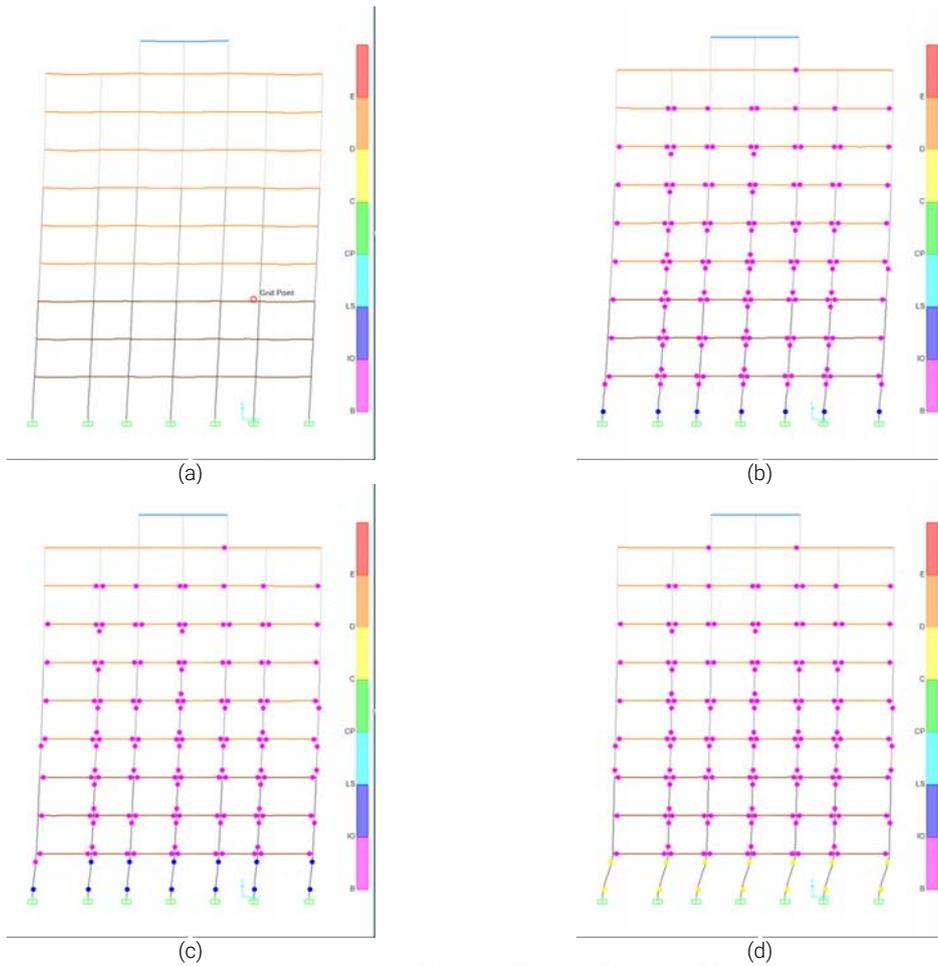


Figura 90: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.

El modelo estructural muestra que desde los primeros pasos del análisis se forman rótulas en los pilares y vigas, FIGURA 89a y b; pero conforme se van sucediendo los pasos se observa como las rótulas en los pilares de la planta baja pasan rápidamente a estados de colapso, C. Las rótulas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el fallo de un solo piso. En este caso, con el Refuerzo 3, se obtiene un comportamiento similar al registrado con el Refuerzo 2. El mismo comportamiento se da tanto en X como en Y con muy poca variación entre los valores resultantes.

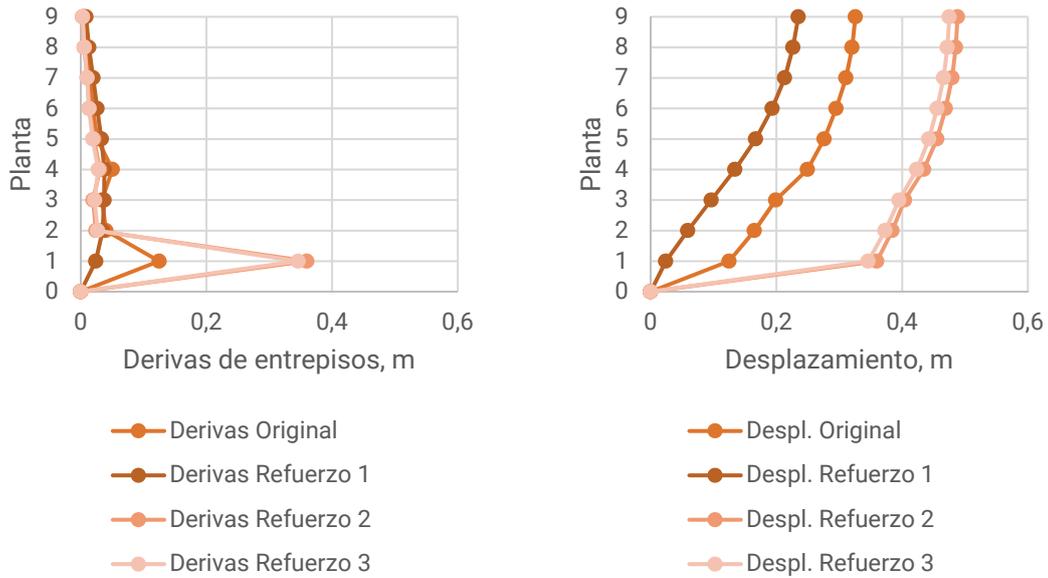


Figura 91: Derivas de entrepisos en dirección X (a.) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b).

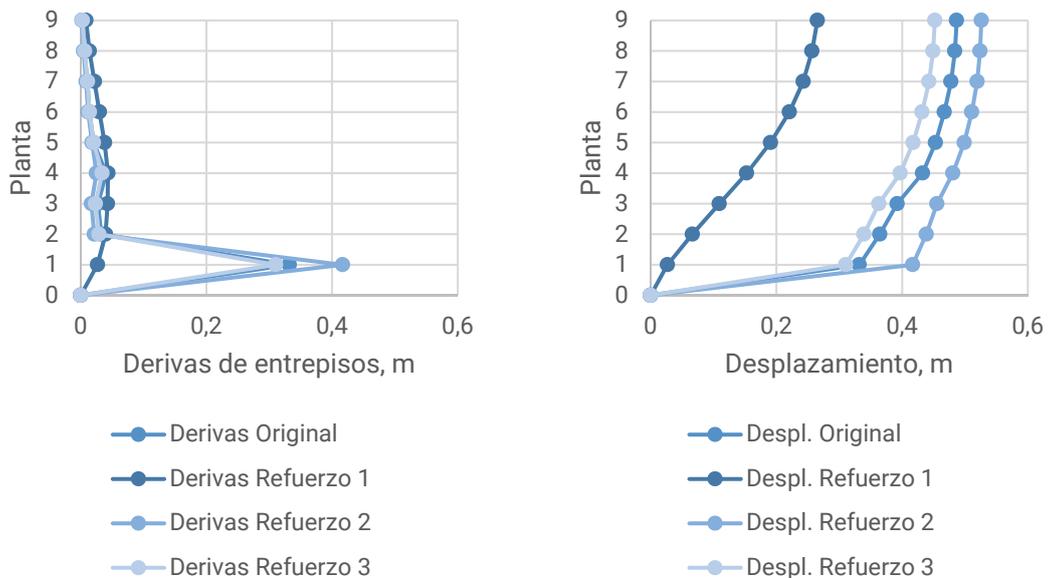


Figura 92: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b).

En las gráficas de derivas y desplazamientos para la dirección X, FIGURA 91, se puede comprobar como el problema en la planta baja se acentúa al igual que en el modelo con el Refuerzo 2, replicando prácticamente el comportamiento y los valores. Los desplazamientos máximos también disminuyen levemente respecto al Refuerzo 2. El modelo original y el modelo con el Refuerzo 1 tienen las derivas y los desplazamientos totales más acotados.

En la dirección Y, FIGURA 92, se sigue observando una deriva importante en la planta baja, aunque en menor medida con respecto al modelo Original y al modelo con el Refuerzo 2. En cuanto a los desplazamientos el Refuerzo 3 mejora al modelo Original y al Refuerzo 2.

6.3. Análisis del comportamiento no lineal, tipología de 6 plantas.

6.3.1. Edificio Original.

Características constructivas.

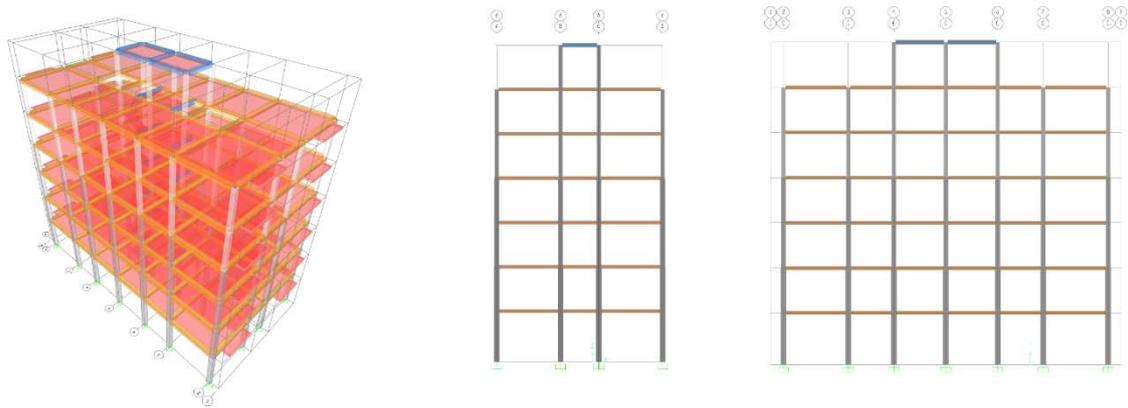


Figura 93: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas.

Como se detalla en el apartado 5.5, la tipología de 6 plantas consiste en un edificio formado por pórticos de hormigón armado en dos direcciones, compuestos por pilares cuadrados y vigas planas. Cuenta con una altura tipo de entreplanta de 3,50 m. Y una superficie de planta tipo de 325 m². La FIGURA 93 muestra esquemas del modelo en cuestión.

Análisis.

La FIGURA 94 muestra las gráficas ADRS para las direcciones X e Y. En la dirección X, la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, para el punto de desempeño son 0,106 g y 0,138 m respectivamente; el valor de V_b equivalente es de 3.302,63 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,163 m. El amortiguamiento efectivo β_{eff} , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 24,4% y el periodo efectivo T_{eff} es de 2,29 s. En la dirección Y, los valores de S_a y S_d para el punto de desempeño se sitúan en 0,106 g y 0,140 m respectivamente; el valor del cortante en la base es de 6368,50 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,165 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 2,30 s y 23,8%.

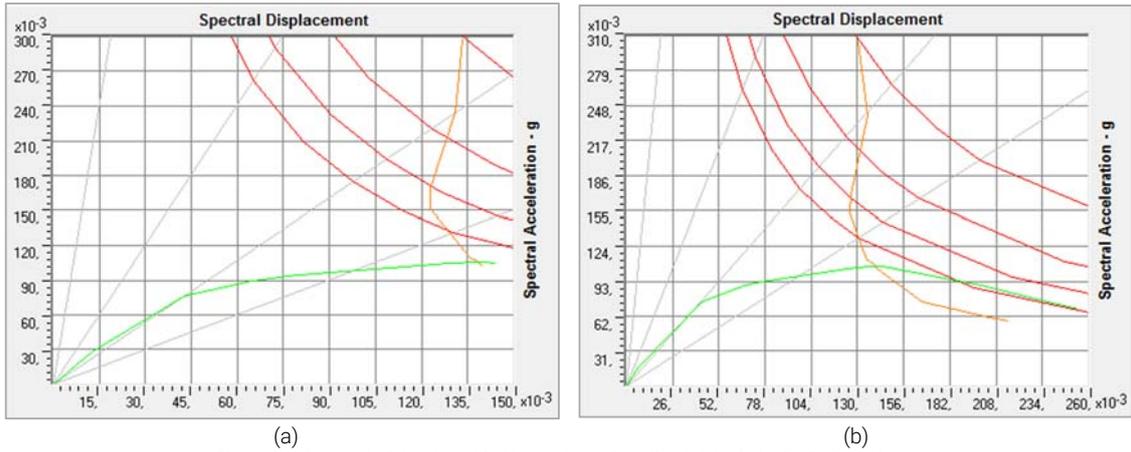


Figura 94: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Original, tipología de 6 plantas.

Observando la FIGURA 94a se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico inicial de entre 1,00 s y 1,50 s; una aceleración espectral en el primer hito de deformación de 0,028 g con un desplazamiento espectral de 0,012 m, en el mismo punto. La aceleración espectral última, antes de comenzar a descender, es igual a 0,105 g y el desplazamiento espectral es 0,139 m, también antes de que la curva comience a descender. Se observa que el valor de Sd al momento final del análisis es de 0,144 m. En la dirección Y, FIGURA 94b, el periodo elástico está un poco por debajo de 1,50 s y tiene un primer hito de deformación con 0,007 m y 0,016 g. El valor de la aceleración Sa máximo, antes de comenzar a disminuir, es de 0,106 g; en el mismo punto el valor de Sd alcanza 0,144 m. El desplazamiento espectral al momento del colapso asciende a 0,254 m.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPfi
			m		m			
0	1,342	0,050	0,000	0,000	0,133	0,298	1,000	1,000
1	1,342	0,050	0,013	0,028	0,133	0,298	0,809	1,298
2	1,497	0,081	0,043	0,076	0,131	0,235	0,817	1,277
3	1,709	0,153	0,065	0,089	0,123	0,169	0,839	1,254
4	1,768	0,168	0,071	0,092	0,123	0,158	0,840	1,247
5	1,810	0,178	0,076	0,093	0,123	0,151	0,838	1,241
6	2,231	0,238	0,129	0,104	0,136	0,110	0,801	1,186
7	2,260	0,240	0,133	0,105	0,137	0,108	0,799	1,183
8	2,270	0,241	0,135	0,105	0,137	0,107	0,799	1,182
9	2,280	0,242	0,136	0,105	0,138	0,107	0,797	1,181
10	2,305	0,244	0,139	0,106	0,139	0,105	0,795	1,178
11	2,350	0,251	0,144	0,105	0,140	0,102	0,790	1,173

Tabla 33: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPfi
			m		m			
0	1,310	0,050	0,000	0,000	0,130	0,305	1,000	1,000
1	1,310	0,050	0,007	0,016	0,130	0,305	0,811	1,297
2	1,512	0,073	0,042	0,074	0,136	0,239	0,819	1,272
3	1,732	0,147	0,067	0,089	0,126	0,169	0,844	1,250
4	1,815	0,170	0,076	0,092	0,126	0,154	0,844	1,239
5	2,197	0,231	0,124	0,104	0,135	0,113	0,813	1,192
6	2,277	0,237	0,136	0,106	0,139	0,108	0,808	1,184
7	2,307	0,239	0,141	0,106	0,140	0,106	0,805	1,181
8	2,311	0,239	0,141	0,107	0,140	0,106	0,805	1,180
9	2,335	0,242	0,144	0,107	0,141	0,104	0,802	1,177
10	2,991	0,345	0,199	0,090	0,166	0,075	0,759	1,126

11	3,668	0,486	0,243	0,073	0,204	0,061	0,736	1,096
12	3,668	0,486	0,243	0,073	0,204	0,061	0,736	1,096
13	3,860	0,528	0,254	0,069	0,215	0,058	0,731	1,091

Tabla 34: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas.

Las TABLAS 35 y 36 muestran el estado de las rótulas plásticas a lo largo de los distintos pasos del análisis estático no lineal. Se puede observar, para la dirección X, que el punto de desempeño estaría justo antes del paso 10. En dicho paso el 64,58% de las rótulas se encuentran dentro de su período elástico; el 29% de las mismas en una fase de deformaciones mínimas; un 2,51% en fase de ocupación inmediata IO y un 1,87%, están en la fase LS (seguridad de vida). Se observa que en el paso 10 un 3,36% de las rótulas están en fase de colapso C, al momento en que la estructura alcanza su punto de desempeño o **performance point**.

En la dirección Y el punto de desempeño se encuentra entre los pasos 6 y 7, aunque se acerca mas al paso 7, se adopta dicho paso para hacer las observaciones. En el paso 7, un 60,37% de las rótulas están en su periodo elástico; entrando en el comportamiento inelástico se observan 340 (31,78%) rótulas en la fase de deformaciones mínimas, un 2,80% en fase de IO (ocupación inmediata) y 14 rótulas en fase de LS (seguridad de vida). Se observa que al momento de alcanzar el punto de desempeño o **performance point**, un 1,31% de las rótulas que se han formado han llegado a la fase de colapso C. Ver TABLAS 35 y 36.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1070	0	0	0	0	0	0	0	1070
1	0,016	898	1064	6	0	0	0	0	0	0	1070
2	0,054	2457	844	226	0	0	0	0	0	0	1070
3	0,081	2942	748	322	0	0	0	0	0	0	1070
4	0,089	3029	731	339	0	0	0	0	0	0	1070
5	0,094	3067	718	348	4	0	0	0	0	0	1070
6	0,153	3291	692	315	16	45	0	2	0	0	1070
7	0,158	3304	691	312	18	37	0	12	0	0	1070
8	0,159	3306	691	310	15	40	0	14	0	0	1070
9	0,161	3307	691	310	15	33	0	21	0	0	1070
10	0,164	3301	691	310	13	20	0	36	0	0	1070
11	0,169	3267	691	310	13	11	0	45	0	0	1070

Tabla 35: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1070	0	0	0	0	0	0	0	1070
1	0,009	523	1068	2	0	0	0	0	0	0	1070
2	0,054	2.399	814	256	0	0	0	0	0	0	1070
3	0,083	2.969	724	346	0	0	0	0	0	0	1070
4	0,094	3.067	690	378	2	0	0	0	0	0	1070
5	0,148	3.311	656	342	46	26	0	0	0	0	1070
6	0,161	3.360	646	342	32	44	0	6	0	0	1070
7	0,166	3.370	646	340	30	40	0	14	0	0	1070
8	0,167	3.371	646	340	30	34	0	20	0	0	1070
9	0,170	3.362	646	340	28	26	0	30	0	0	1070
10	0,224	2.676	645	341	28	0	0	56	0	0	1070
11	0,267	2.108	638	348	28	0	0	40	4	12	1070
12	0,267	2.108	638	348	28	0	0	40	0	16	1070
13	0,277	1.975	636	350	28	0	0	34	0	22	1070

Tabla 36: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas.

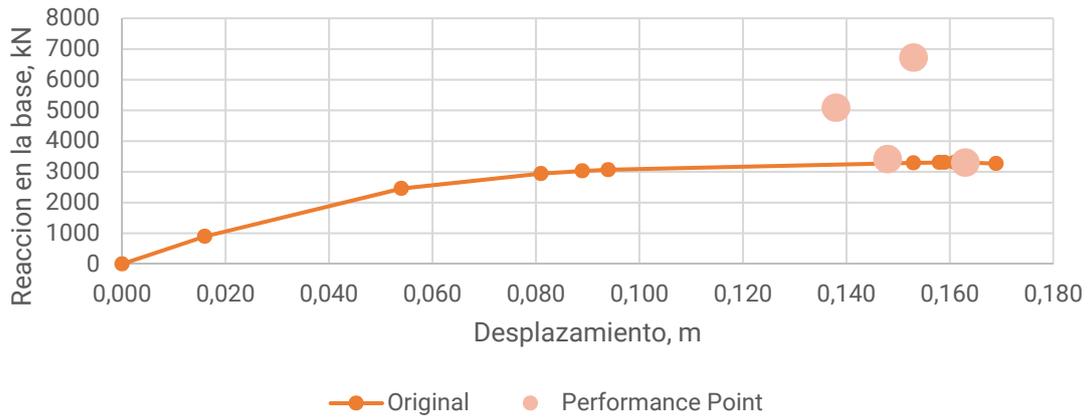


Figura 95: Curva de V_b vs D dirección X. Estructura Original, tipología de 6 plantas.

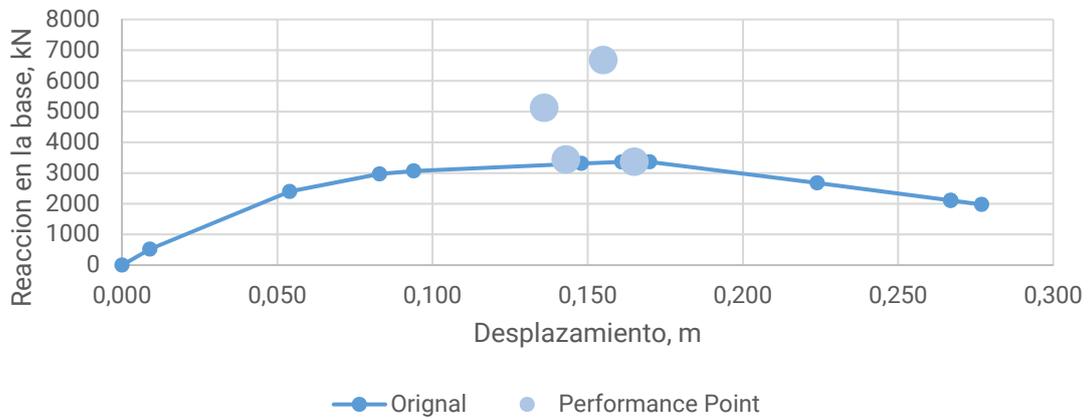


Figura 96: Curva de V_b vs D dirección Y. Estructura Original, tipología de 6 plantas.

Las FIGURA 97a-d muestran la formación y evolución de las rótulas plásticas en varios pasos de análisis, mientras se va aplicando la carga monotónica en la dirección X. Para el paso 10, existe un desplazamiento en el nodo de control en la cubierta, de 0,164 m que relacionado con la altura del edificio (sin contar la altura del torreón) de 21,50m, da un valor de 0,007 que está por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO (ocupación inmediata). La estructura muestra un comportamiento normal en los primeros pasos del análisis, FIGURA 97a y b, pero conforme se van sucediendo los pasos se observa que aparecen rótulas en los pilares de la planta 3 y como éstas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el conocido como fallo de un solo piso (Soft Storey Failure). Esto se produce en una planta donde se produce un cambio de sección en los pilares.

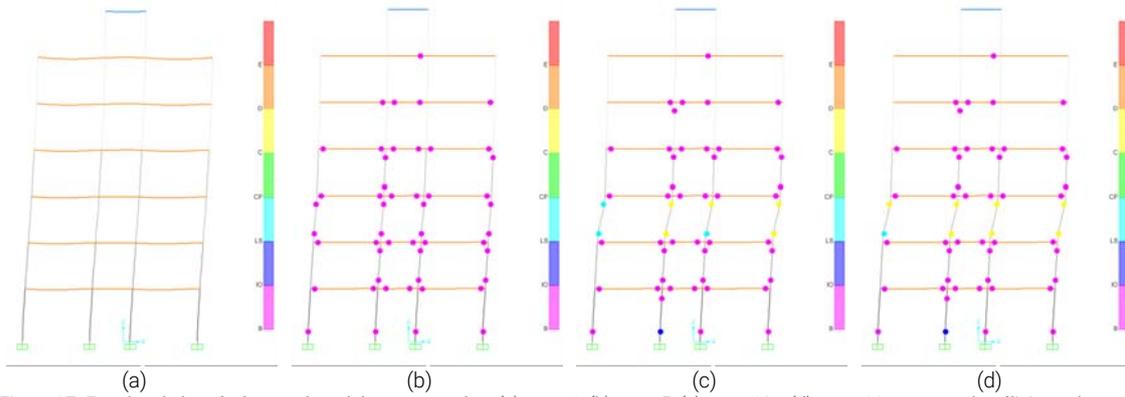


Figura 97: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 10 y (d) paso 11. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas.

Como en el caso anterior, en las FIGURA 98a a d se muestra la formación y evolución de las rótulas plásticas en los pasos 1, 4, 7 y 13 para la dirección Y. El desplazamiento en el nodo de control en la cubierta, de 0,166 m que, relacionado con la altura del edificio de 21,50m, da un valor de 0,007 que no supera el valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO (ocupación inmediata).

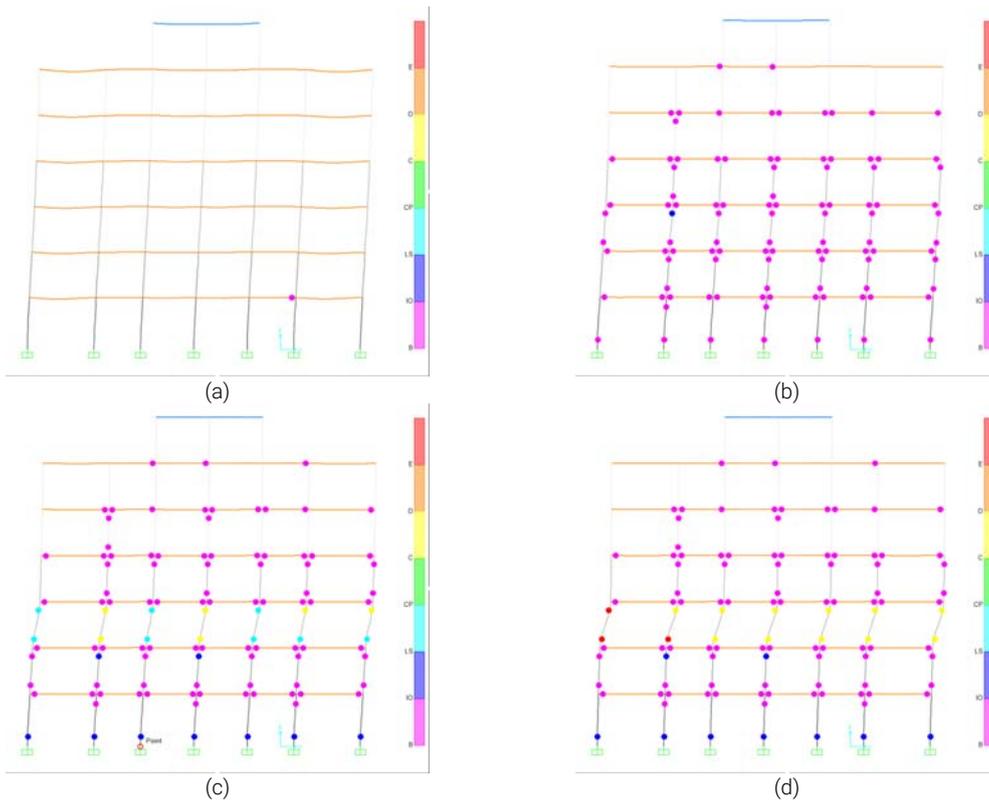


Figura 98: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 13. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas.

Del mismo modo que en la dirección X, la estructura muestra un comportamiento normal en los primeros pasos del análisis, FIGURA 98a y b, pero según se va incrementando la carga lateral aparecen rótulas en los pilares de la planta 3 que van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el fallo de un solo piso (Soft Storey Failure). Se observa, al igual que en la dirección X que

en la planta tercera (cambio de sección en los pilares) las rótulas sufren en mayor medida. Queda a la vista que el sistema estructural responde al tipo pilar débil-viga fuerte.

6.3.2. Edificio con Refuerzo 1.

Características constructivas.

Como se ha detallado en los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en muros pantalla. Los mismos se ha ubicado en el perímetro de la estructura. Se han colocado tanto en la dirección X como en la dirección Y. Se presenta un esquema en la FIGURA 99.

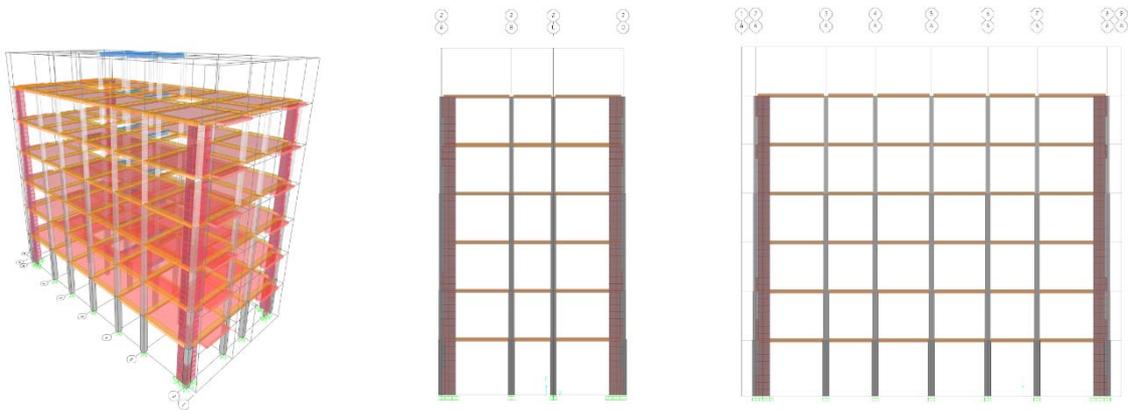


Figura 99: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.

Análisis.

La FIGURA 100a, muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, en el punto de desempeño, son 0,212 g y 0,117 m, respectivamente. El valor de V_b equivalente es de 6.721,83 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,153 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 11,6% y el periodo efectivo T es de 1,485 s. En la dirección Y, FIGURA 100b, los valores de S_a y S_d para el punto de desempeño se sitúan en 0,118 g y 0,210 m respectivamente; el valor del cortante en la base es de 6679,25 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,118 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 1,496 s y 11,6%.

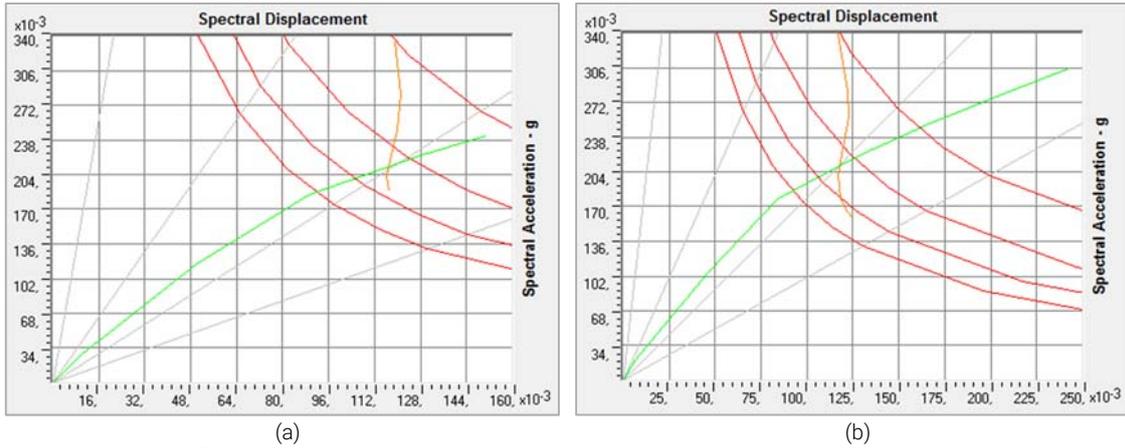


Figura 100: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 1, tipología de 6 plantas.

Observando la FIGURA 100a se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico inicial de entre 1,00 s y 1,50 s. Una Sa en el primer hito de deformación de 0,027 g y una Sd de 0,009 m. La aceleración espectral última que se consigue durante el análisis es igual a 0,241 g y el desplazamiento espectral es 0,150 m. En la dirección Y, FIGURA 100b, se tiene un periodo elástico también en torno a 1,25 s; una aceleración espectral en la primera deformación destacada de 0,019 g y un desplazamiento Sd de 0,006 m. La Sa última que se consigue en el análisis es de 0,30 g, y el desplazamiento Sd último alcanza los 0,243 m. Estos valores se pueden comprobar en las TABLAS 37 y 38 a continuación.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1,198	0,050	0,000	0,000	0,119	0,334	1,000	1,000
1	1,198	0,050	0,010	0,028	0,119	0,334	0,786	1,317
2	1,314	0,067	0,050	0,117	0,121	0,282	0,787	1,309
3	1,395	0,087	0,089	0,185	0,120	0,248	0,781	1,308
4	1,520	0,127	0,128	0,223	0,116	0,202	0,775	1,311
5	1,584	0,141	0,151	0,242	0,117	0,187	0,771	1,315

Tabla 37: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1,179	0,050	0,000	0,000	0,117	0,339	1,000	1,000
1	1,179	0,050	0,007	0,019	0,117	0,339	0,787	1,317
2	1,321	0,066	0,046	0,105	0,122	0,282	0,788	1,307
3	1,383	0,077	0,084	0,177	0,123	0,258	0,783	1,308
4	1,527	0,126	0,127	0,219	0,117	0,202	0,777	1,312
5	1,634	0,149	0,166	0,251	0,118	0,179	0,769	1,320
6	1,729	0,160	0,210	0,282	0,122	0,165	0,762	1,329
7	1,789	0,163	0,243	0,306	0,125	0,158	0,759	1,333

Tabla 38: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.

La FIGURAS 101 y 102 muestran superpuestas las curvas ADRS o curvas pushover de la estructura original y la estructura mejorada mediante la inserción del Refuerzo 1 para las dos direcciones de estudio. También se destaca la posición del punto de desempeño o performance point.

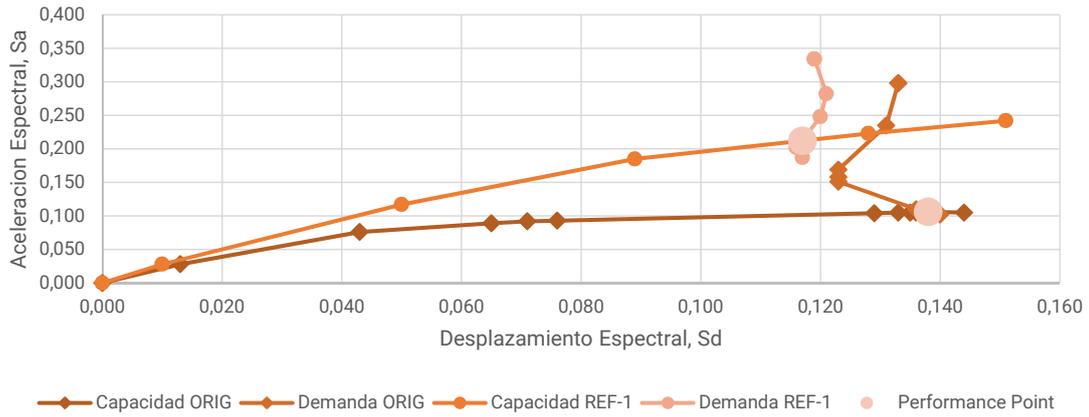


Figura 101: Curvas ADRS dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

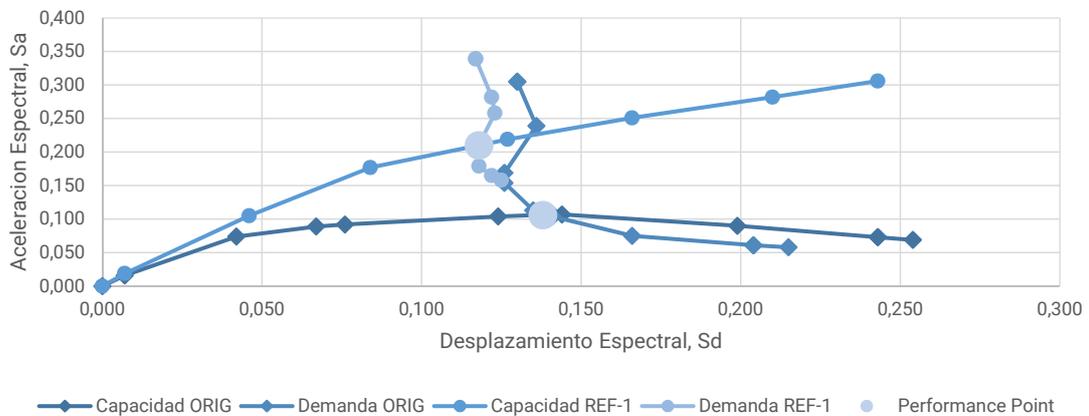


Figura 102: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

Se observa, tanto en X como en Y, que el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás y hacia arriba en la gráfica, indicando que la estructura ha sido reforzada. El periodo elástico inicial ha disminuido de 1,5 s acercándose a 1,25 s, es decir, que con esta solución se ha aumentado la rigidez del conjunto.

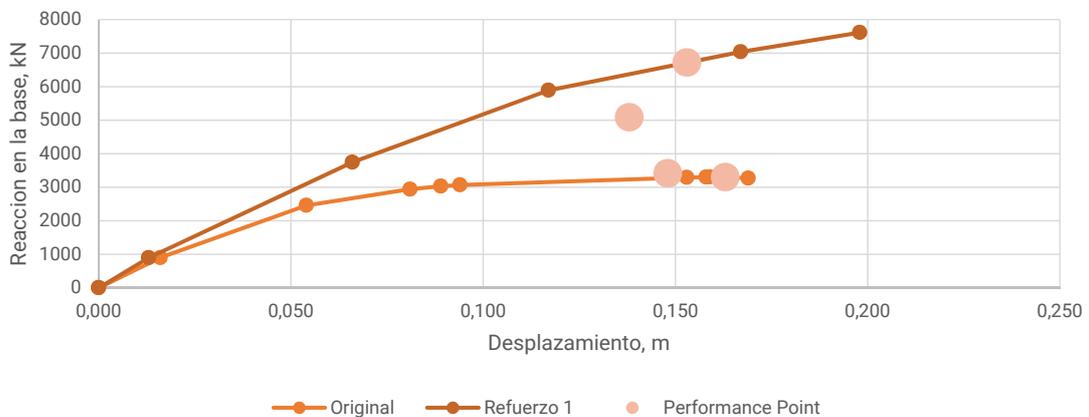


Figura 103: Curvas de V_b vs D dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

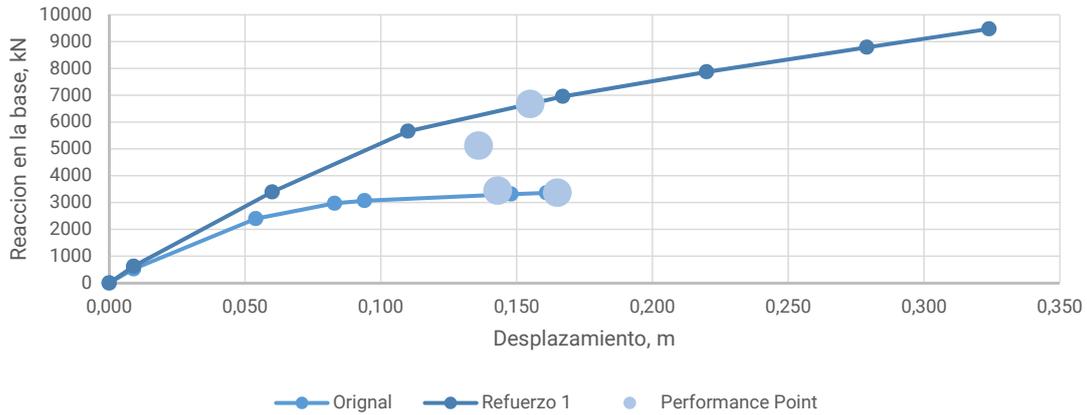


Figura 104: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura reforzada. Hay un incremento de la reacción en la base en torno a 3400 kN, esto se manifiesta en las dos direcciones de estudio, siendo la mejora en X un poco mayor. También se observa que hay una disminución en el desplazamiento que no supera el 0,01 m. o sea, casi imperceptible. Ver FIGURAS 103 y 104.

En la TABLA 39 se muestran, para la dirección X, los estados de las rótulas plásticas en los distintos pasos del análisis no lineal. Es en el paso número 4 donde se da el punto de desempeño; en dicho paso se puede ver como la totalidad de las rótulas plásticas quedan como mínimo en el nivel de ocupación inmediata IO. En la dirección Y, el punto de desempeño se considera en el paso 4. Se observa que, al igual que en la dirección X, el 100% de las rótulas quedan como mínimo dentro de la fase de ocupación inmediata, ver TABLA 40.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1078	0	0	0	0	0	0	0	1078
1	0,013	896	1074	4	0	0	0	0	0	0	1078
2	0,066	3746	873	205	0	0	0	0	0	0	1078
3	0,117	5891	665	413	0	0	0	0	0	0	1078
4	0,167	7038	548	529	1	0	0	0	0	0	1078
5	0,198	7614	514	515	49	0	0	0	0	0	1078

Tabla 39: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1078	0	0	0	0	0	0	0	1078
1	0,009	625	1074	4	0	0	0	0	0	0	1078
2	0,060	3.391	838	240	0	0	0	0	0	0	1078
3	0,110	5.658	690	388	0	0	0	0	0	0	1078
4	0,167	6.954	540	534	4	0	0	0	0	0	1078
5	0,220	7.873	512	492	74	0	0	0	0	0	1078
6	0,279	8.787	472	408	198	0	0	0	0	0	1078
7	0,324	9.474	446	394	230	8	0	0	0	0	1078

Tabla 40 Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.

Las FIGURA 105a-c muestran la formación y evolución de las rótulas en la dirección X, del modelo estructural mejorado, durante el análisis. En el punto de desempeño se registra un desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,184 m que relacionado con la altura del edificio (21,50m), da un valor de 0,008 que sigue por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO. En la dirección Y, FIGURA 106a-d, se mide un desplazamiento en el nodo de control de 0,166 para el paso 7 que es cuando se alcanza el punto de desempeño, relacionando el desplazamiento monitorizado con la altura del edificio se obtiene un valor de 0,007, de nuevo por debajo de lo indicado en el ATC-40 para la ocupación inmediata.

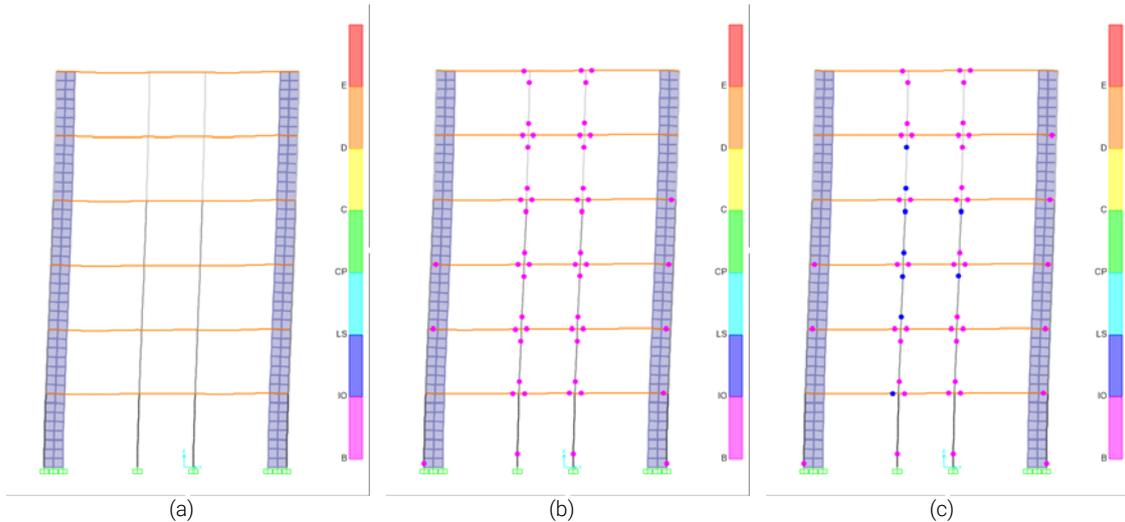
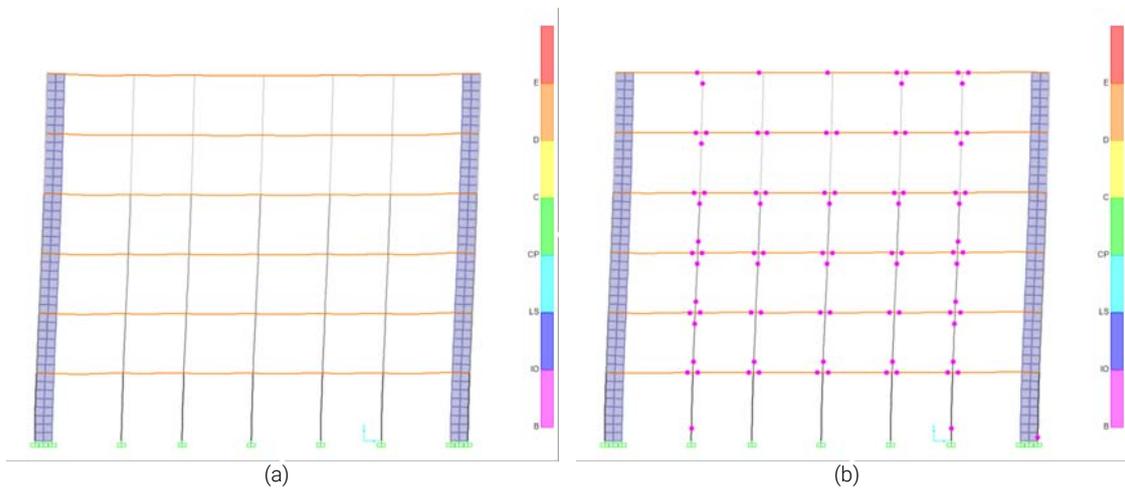


Figura 105: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 5. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.



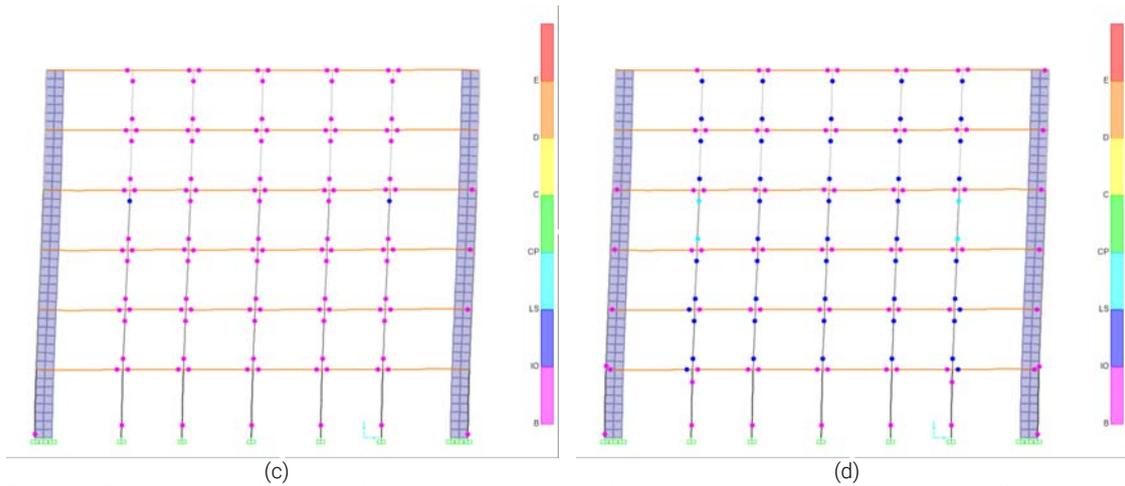


Figura 106: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 4 y (d) paso 7. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.

El modelo estructural muestra un comportamiento que se podría denominar lineal, a lo largo del análisis tanto en X como en Y. No se registran deformaciones abruptas o concentradas en una planta, sino que todo el modelo se va deformando en conjunto. La FIGURA 105 lo refleja para el eje X y la FIGURA 106 para el eje Y. No se observan rótulas en fases avanzadas de deformación en los pilares de la planta 3 como en la estructura original en ninguna de las dos direcciones. Al final del análisis, FIGURA 105c y d, se puede ver cómo no existen rótulas mas allá del estado de ocupación inmediata. El comportamiento también ha mejorado en tanto que las rótulas van apareciendo primeramente en las vigas, lo que es un comportamiento más idóneo según las recomendaciones del ATC-40.

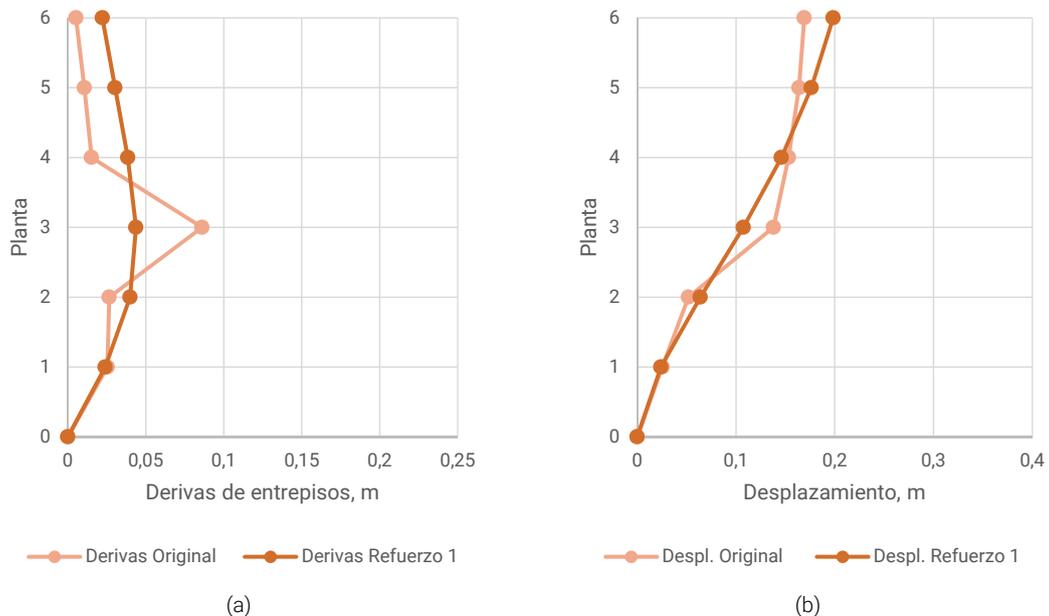


Figura 107: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.

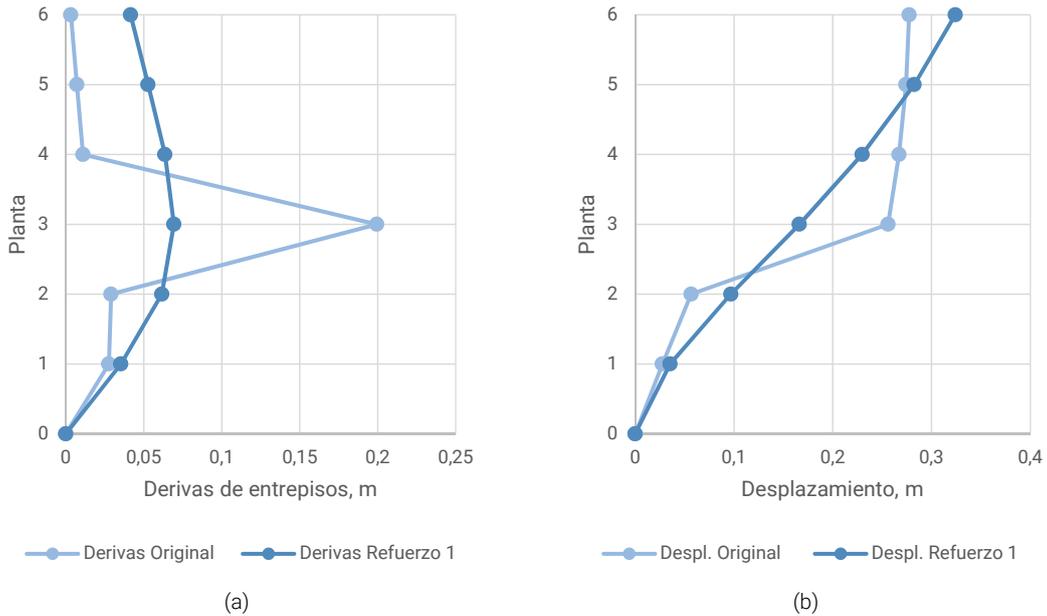


Figura 108: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 6 plantas.

La FIGURAS 107 y 108 muestran las derivas entre pisos y los desplazamientos en X y en Y. Se observa que la deriva entre las distintas plantas se mantiene estable en el modelo reforzado, se podría decir que con un comportamiento mas adecuado a lo que se espera. No se percibe el pico en la planta 3 que existía en el modelo original. En cuanto a los desplazamientos totales, en ambas direcciones, se ve como son levemente mayores que en el modelo original.

6.3.3. Edificio con Refuerzo 2.

Características constructivas.

Como se indica en los Objetivos, se aplica un refuerzo consistente en vigas descolgadas. Dichas vigas se han colocado en las dos plantas iniciales, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

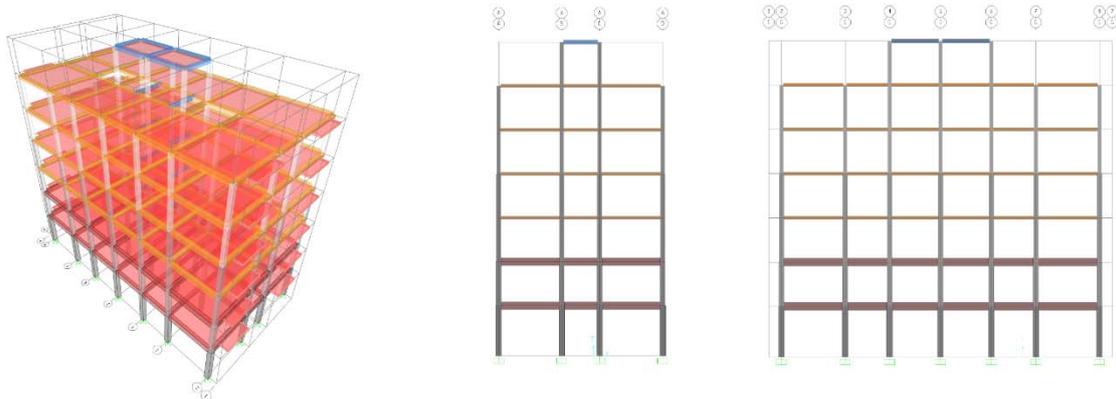


Figura 109: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

Análisis.

La FIGURA 110a muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que Sa y Sd, en el punto de desempeño, son 0,104 g y 0,124 m, respectivamente. El valor de Vb, en el mismo punto, es 3.415,67 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,148 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 27,9%. Y el periodo efectivo T es de 2,186 s. En la dirección Y, FIGURA 110b, los valores de aceleración y desplazamiento espectral son 0,107 g y 0,121 m. Se observa que la aceleración espectral Sa es similar para las dos direcciones, sin embargo, el desplazamiento Sd es mayor para la dirección X.

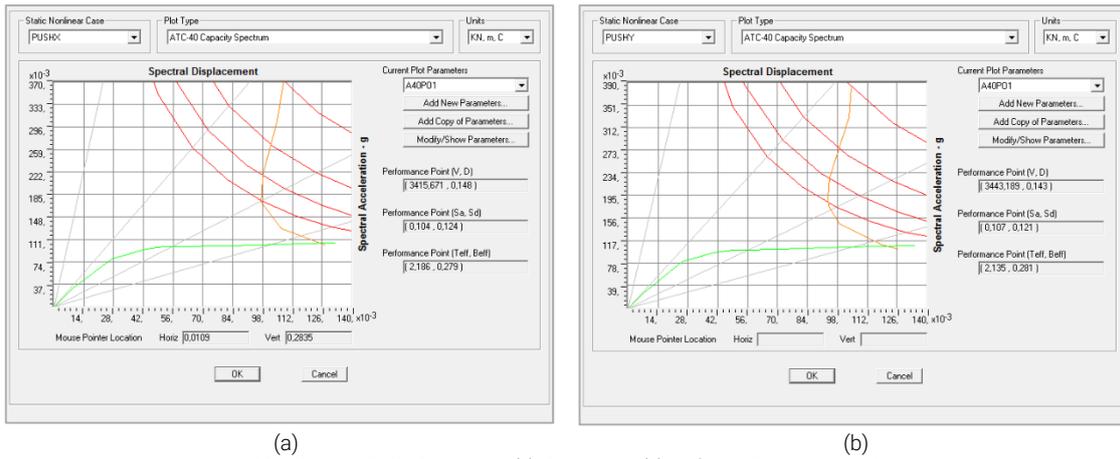


Figura 110: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 2, tipología de 6 plantas.

Observando la figura anterior, se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico por encima de 1,00 s, aunque de manera casi imperceptible. Una Sa en el primer hito de deformación de 0,031 g y un Sd de 0,009m. La aceleración espectral última es igual a 0,105 g y el desplazamiento espectral máximo que se alcanza al final del análisis es de 0,132 m. En la dirección Y el periodo elástico del modelo se mantiene en torno a 1,00 s. Los valores de Sa y Sd en el primer cambio de pendiente de la curva se sitúan en 0,026 g y 0,007 m, respectivamente. En Y, la aceleración Sa última es de 0,108 g y el desplazamiento Sd máximo al final del análisis alcanza 0,135 m. Los valores se reflejan en las TABLAS 41 y 42.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	1,085	0,050	0,000	0,000	0,108	0,369	1,000	1,000
1	1,085	0,050	0,009	0,031	0,108	0,369	0,745	1,356
2	1,176	0,075	0,027	0,079	0,105	0,306	0,758	1,341
3	1,353	0,149	0,043	0,095	0,098	0,215	0,777	1,307
4	1,448	0,183	0,051	0,099	0,098	0,187	0,786	1,291
5	1,505	0,203	0,056	0,099	0,097	0,173	0,791	1,281
6	1,823	0,261	0,083	0,100	0,107	0,129	0,810	1,228
7	2,232	0,281	0,130	0,105	0,127	0,102	0,806	1,184
8	2,248	0,282	0,132	0,105	0,127	0,102	0,806	1,183
9	2,253	0,282	0,132	0,105	0,128	0,101	0,806	1,182

Tabla 41: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			

0	1,052	0,050	0,000	0,000	0,105	0,380	1,000	1,000
1	1,052	0,050	0,007	0,026	0,105	0,380	0,745	1,357
2	1,124	0,067	0,025	0,080	0,104	0,330	0,743	1,345
3	1,297	0,147	0,040	0,097	0,094	0,226	0,765	1,312
4	1,404	0,188	0,049	0,100	0,094	0,191	0,777	1,293
5	1,466	0,209	0,054	0,101	0,094	0,176	0,781	1,280
6	1,658	0,248	0,070	0,102	0,099	0,145	0,792	1,242
7	2,089	0,279	0,116	0,107	0,119	0,110	0,792	1,187
8	2,240	0,284	0,134	0,108	0,127	0,101	0,794	1,175

Tabla 42: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

La FIGURA 111 muestra superpuestas las curvas pushover de la estructura original y la estructura mejorada mediante la inserción de los Refuerzos 1 y 2. En la dirección X. Las curvas superpuestas para la dirección Y se ven en la FIGURA 112.

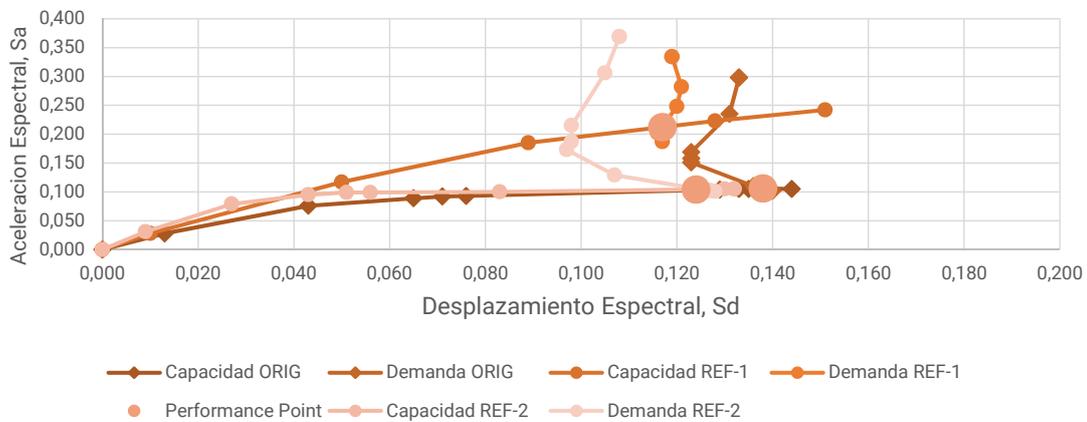


Figura 111: Curvas ADRS dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.

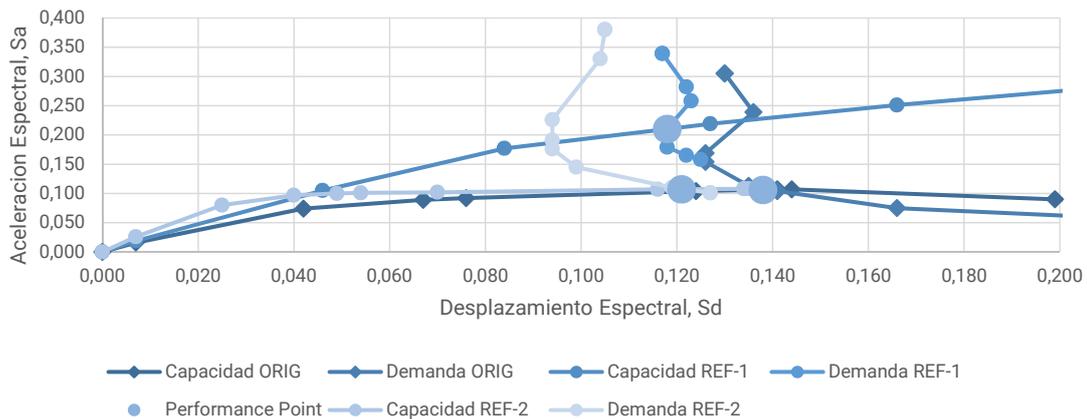


Figura 112: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.

Se observa en ambas direcciones de estudio como el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás, respecto al modelo original y ha descendido levemente en el eje de las ordenadas (Sa), es decir, que hay un mínimo empeoramiento en la capacidad de resistir fuerzas laterales de la estructura. Por otra parte, el valor de Sd para el punto de desempeño se ha movido

de 0,138 m a 0,124 m en X y de 0,138 m a 0,121 m en Y. El periodo elástico inicial se ha situado por cercano a 1,00 s, por lo que se podría decir que se ha aumentado la rigidez del conjunto.

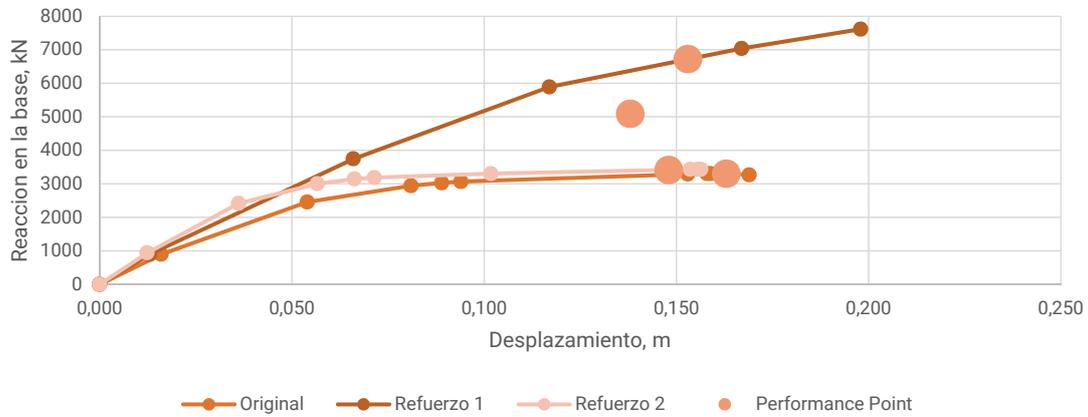


Figura 113: Curvas de V_b vs D dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.

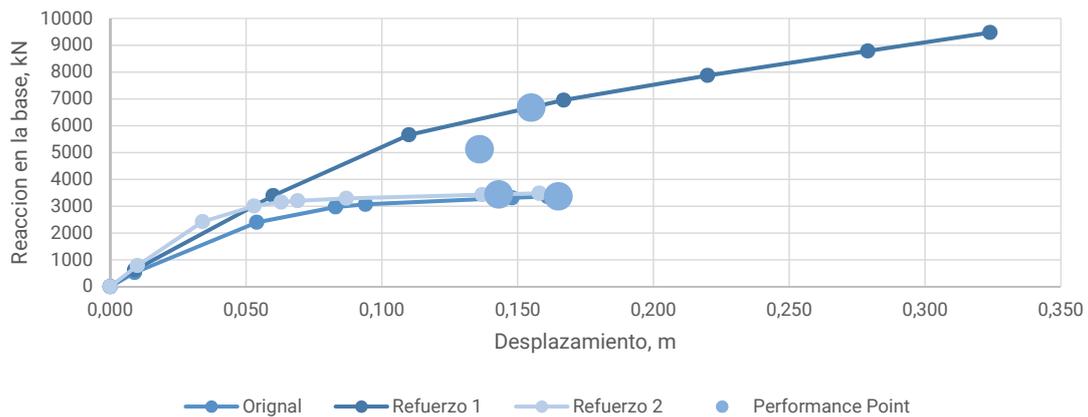


Figura 114: Curvas de V_b vs D dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad se observa la diferencia en la capacidad de la estructura original y con el Refuerzo 1, respecto del Refuerzo 2. Respecto al sistema original, hay un incremento del valor de V_b de unos 110 kN en X y 70 kN en Y. Se observa una disminución en el desplazamiento de la cubierta entre 0,015 y 0,02 m, hay una mejora mínima con respecto al modelo original. Con respecto a la estructura con el Refuerzo 1, se puede ver un empeoramiento de las prestaciones de resistencia y un cambio casi imperceptible en cuanto al desplazamiento, FIGURAS 113 y 114.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoI0	I0toLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	1070	0	0	0	0	0	0	0	1070
1	0,012	941	1066	4	0	0	0	0	0	0	1070
2	0,036	2.418	887	183	0	0	0	0	0	0	1070
3	0,057	3.003	775	295	0	0	0	0	0	0	1070
4	0,066	3.147	729	341	0	0	0	0	0	0	1070
5	0,071	3.185	718	352	0	0	0	0	0	0	1070
6	0,102	3.304	689	311	70	0	0	0	0	0	1070
7	0,154	3.430	681	277	60	47	0	5	0	0	1070

8	0,156	3.433	681	277	59	44	0	9	0	0	1070
9	0,156	3.434	681	277	58	41	0	13	0	0	1070

Tabla 43: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	1070	0	0	0	0	0	0	0	1070
1	0,010	784	1066	4	0	0	0	0	0	0	1070
2	0,034	2.422	866	204	0	0	0	0	0	0	1070
3	0,053	3.005	762	308	0	0	0	0	0	0	1070
4	0,063	3.152	714	356	0	0	0	0	0	0	1070
5	0,069	3.201	698	372	0	0	0	0	0	0	1070
6	0,087	3.291	678	339	53	0	0	0	0	0	1070
7	0,137	3.428	638	320	84	28	0	0	0	0	1070
8	0,158	3.479	631	327	56	50	0	6	0	0	1070
9	0,158	3.480	631	327	56	50	0	6	0	0	1070

Tabla 44: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

En las TABLAS 43 y 44 se muestran los estados de las rótulas plásticas para los distintos pasos del análisis no lineal. Para la dirección X, es en el paso número 7 donde se da el punto de desempeño de la estructura. En dicho paso se puede ver que casi la totalidad de las rótulas quedan como mínimo en el nivel de seguridad de vida LS. A la vez, solo el 0,47% (5 rótulas) ha pasado a la fase de colapso, C. En la dirección Y, se tiene el punto de desempeño en el paso 8; en dicho paso se observa que, de la misma manera que en la dirección X, existe un pequeño número de rótulas (6) en la fase de colapso, C; y se observa que todas se ubican en la planta 2 en la que hay un cambio de sección en los pilares.

Las FIGURAS 115 y 116 muestran la formación y evolución de las rótulas, en el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 2, para las dos direcciones de estudio.

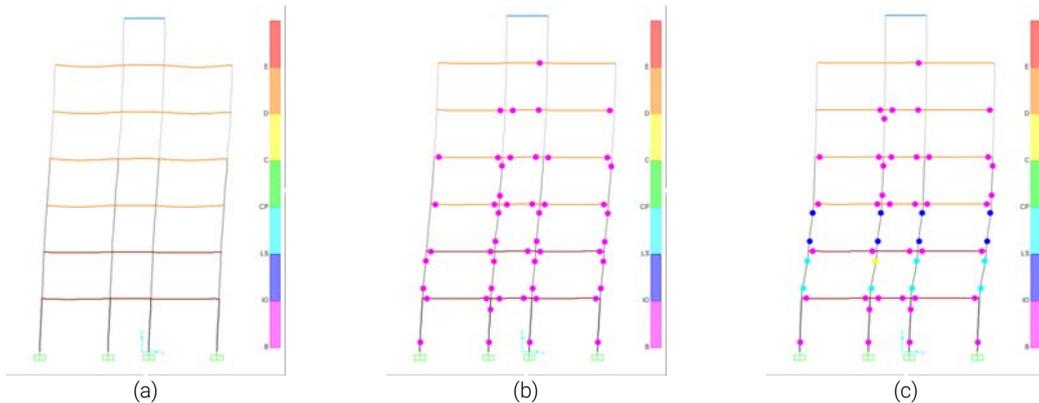


Figura 115: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4 y (c) paso 8. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

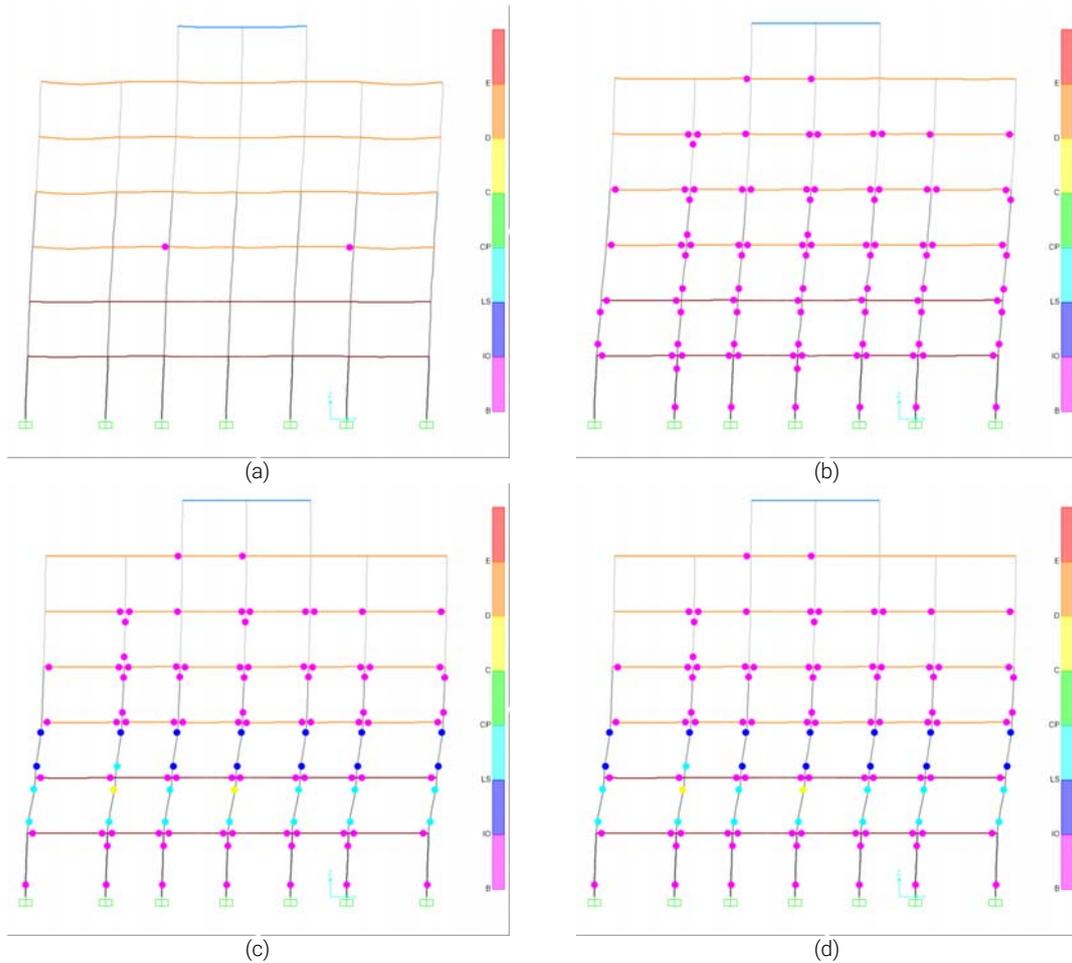


Figura 116: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 8 y (d) paso 9. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.

En el punto de desempeño de la dirección X, se registra desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,156 m que, relacionado con la altura del edificio, da un valor de 0,007 que sigue por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para ocupación inmediata, IO. En la dirección Y, se tiene un desplazamiento monitorizado en el nodo, de 0,158 m, que el mismo resultado.

La estructura muestra que desde los primeros pasos del análisis se forman rótulas en los pilares y vigas, FIGURA 115a y b, pero conforme se van sucediendo los pasos se observa como las rótulas en los pilares de las plantas 1 y 2 pasan a estados de seguridad de vida y colapso FIGURA 115c. En este caso, con el Refuerzo 2, se produce un comportamiento similar al del modelo original. Las mismas condiciones de observan tanto en la dirección X como en la dirección Y.

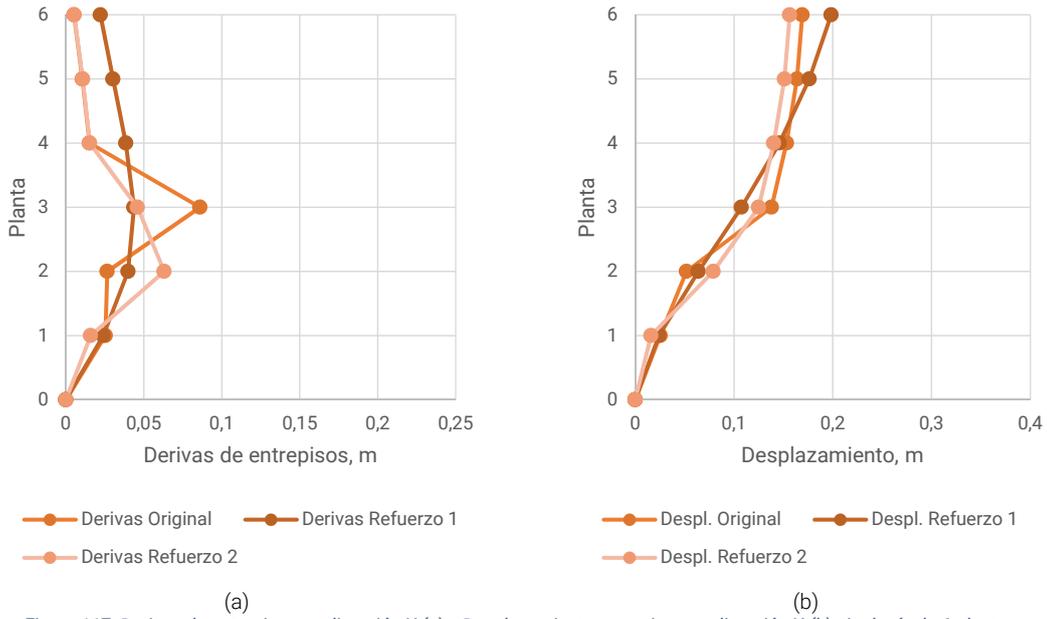


Figura 117: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.

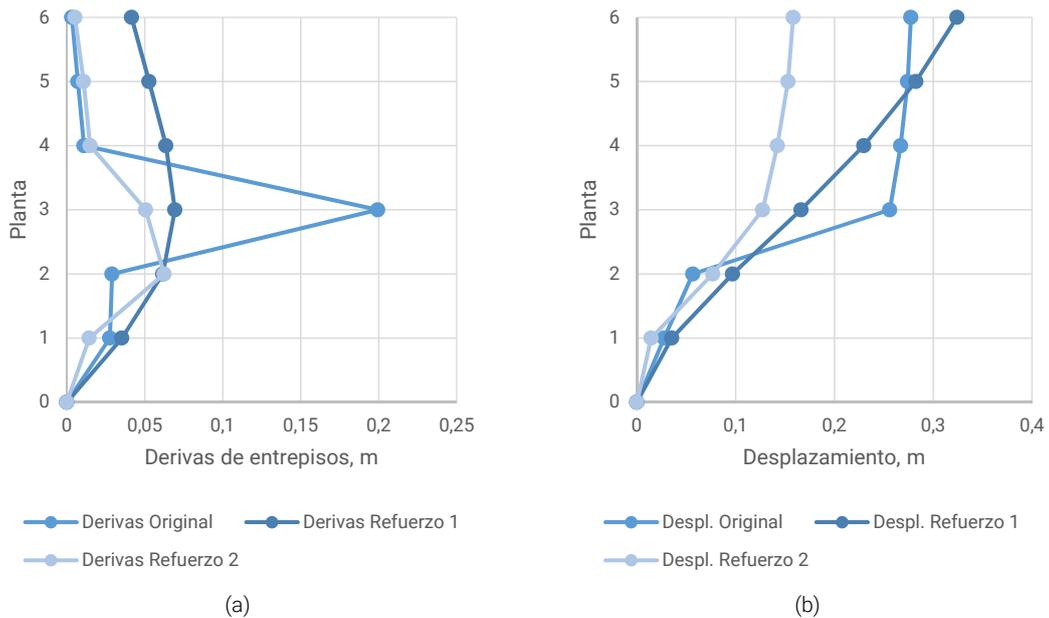


Figura 118: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 6 plantas.

En las gráficas de derivas y desplazamientos de plantas se puede comprobar como el problema que existía en la planta 3 del modelo original se modera y se distribuye entre las plantas 1, 2 y 3 en el modelo con el Refuerzo 2. Además, el Refuerzo 2 mejora los desplazamientos del Refuerzo 1. Estas observaciones son válidas para las dos direcciones, pero se acentúa mas en la dirección Y como se observa en la FIGURA 118b.

6.3.4. Edificio con Refuerzo 3.

Características constructivas.

Como se ha detallado los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en el incremento de las secciones de vigas planas. Dichas vigas, con una sección de 0,70m de ancho por 0,3m de canto, se han colocado en las tres plantas iniciales en todos los pórticos. Se han colocado tanto en la dirección X como en la dirección Y, FIGURA 119.

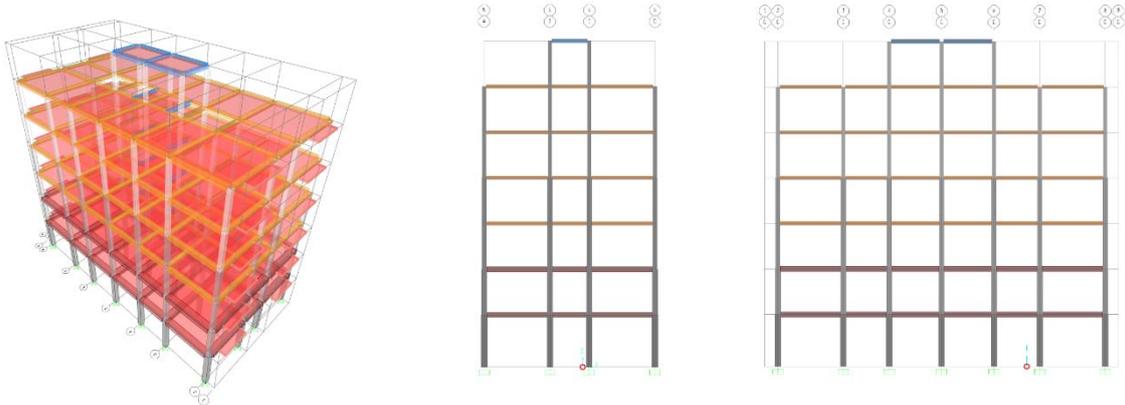


Figura 119: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

Análisis.

La FIGURA 120a muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que S_a y S_d , en el punto de desempeño, son 0,154 g y 0,109 m, respectivamente. El valor de V_b , en el mismo punto, es 5088,00 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,138 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 20,3%; y el periodo efectivo T es de 1,676 s. En la dirección Y, FIGURA 120b, los valores son similares, S_a y S_d son 0,155 g y 0,107 m, respectivamente. Los valores de V_b y D alcanzan 5124,56 kN y 0,136 m, respectivamente.

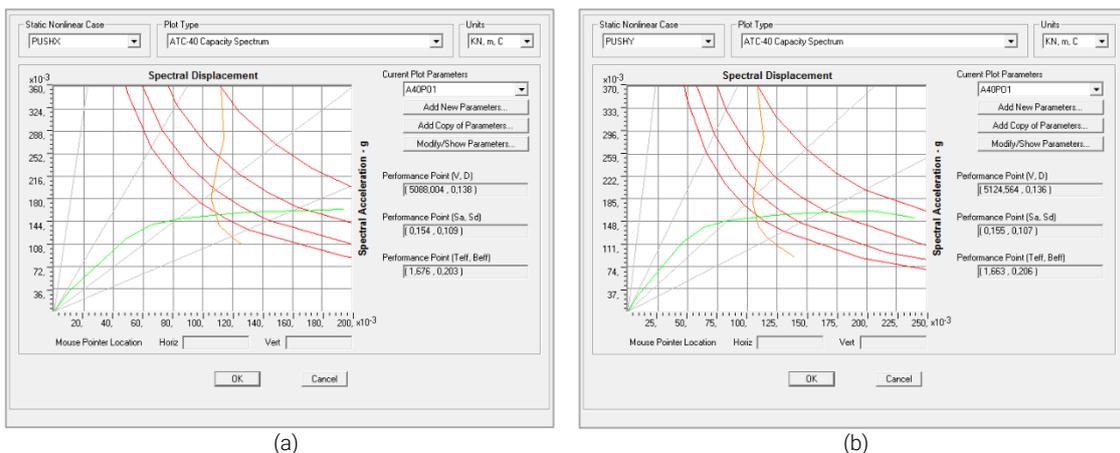


Figura 120: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

Observando la figura anterior, se puede ver que la estructura, en ambas direcciones, tiene un periodo elástico inicial en torno a 1,00 s. La dirección X tiene una S_a en el primer hito de deformación de 0,031 g y un S_d de 0,009 m; la aceleración espectral última es igual a 0,163 g y el

desplazamiento espectral es 0,163 m, al final del análisis. En la dirección Y, los valores en el primer hito de deformación son, Sa 0,025 g y Sd 0,007 m; la máxima aceleración que se consigue es 0,165 g y el desplazamiento espectral al final del análisis va hasta 0,240 m. Las TABLAS 45 y 46 detallan los valores.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFFhi
0	1,127	0,050	0,000	0,000	0,112	0,355	1,000	1,000
1	1,127	0,050	0,010	0,031	0,112	0,355	0,752	1,364
2	1,289	0,077	0,048	0,116	0,114	0,277	0,767	1,340
3	1,379	0,112	0,065	0,139	0,110	0,232	0,772	1,325
4	1,510	0,162	0,084	0,147	0,106	0,187	0,786	1,308
5	1,554	0,176	0,090	0,150	0,106	0,177	0,785	1,300
6	1,813	0,233	0,129	0,159	0,111	0,136	0,771	1,251
7	2,128	0,265	0,183	0,163	0,124	0,110	0,776	1,217
8	2,173	0,268	0,192	0,164	0,126	0,107	0,775	1,212
9	2,180	0,268	0,193	0,164	0,126	0,107	0,775	1,212
10	2,188	0,268	0,195	0,164	0,127	0,107	0,774	1,211

Tabla 45: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFFhi
0	1,093	0,050	0,000	0,000	0,109	0,366	1,000	1,000
1	1,093	0,050	0,008	0,026	0,109	0,366	0,752	1,364
2	1,268	0,075	0,045	0,113	0,113	0,284	0,765	1,340
3	1,355	0,108	0,063	0,138	0,109	0,239	0,770	1,327
4	1,480	0,157	0,080	0,148	0,105	0,193	0,784	1,309
5	1,539	0,177	0,088	0,150	0,105	0,178	0,784	1,299
6	1,763	0,229	0,122	0,158	0,109	0,141	0,776	1,259
7	1,941	0,251	0,151	0,161	0,115	0,123	0,781	1,239
8	2,188	0,270	0,195	0,164	0,126	0,106	0,786	1,216
9	2,195	0,271	0,197	0,165	0,127	0,106	0,786	1,215
10	2,200	0,271	0,198	0,165	0,127	0,105	0,785	1,214
11	2,229	0,272	0,204	0,165	0,128	0,104	0,781	1,210
12	2,503	0,311	0,240	0,154	0,139	0,089	0,756	1,182

Tabla 46: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

Las FIGURAS 121 y 122 muestran superpuestas las curvas pushover de la estructura original y de la misma con los sucesivos refuerzos. Se muestran tanto la curva de capacidad como la de demanda para cada iteración. También se representan los puntos de desempeño.

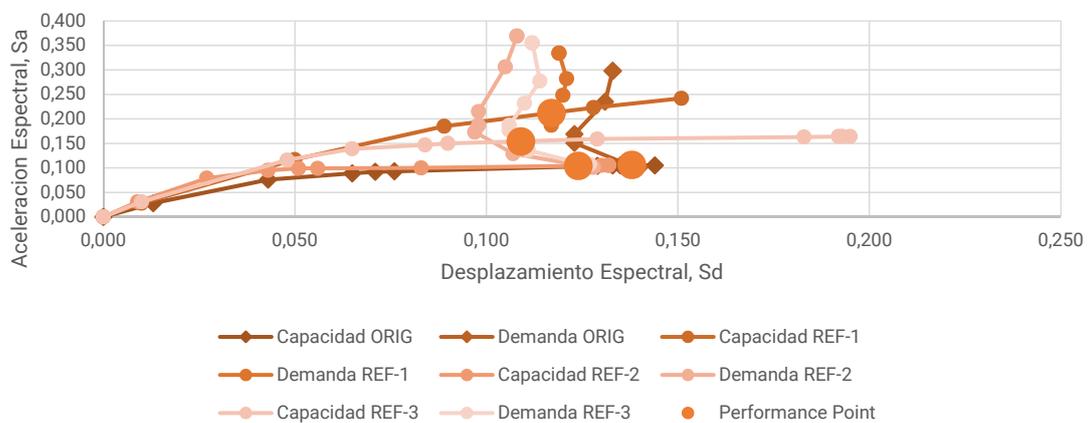


Figura 121: Curvas ADRS dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.

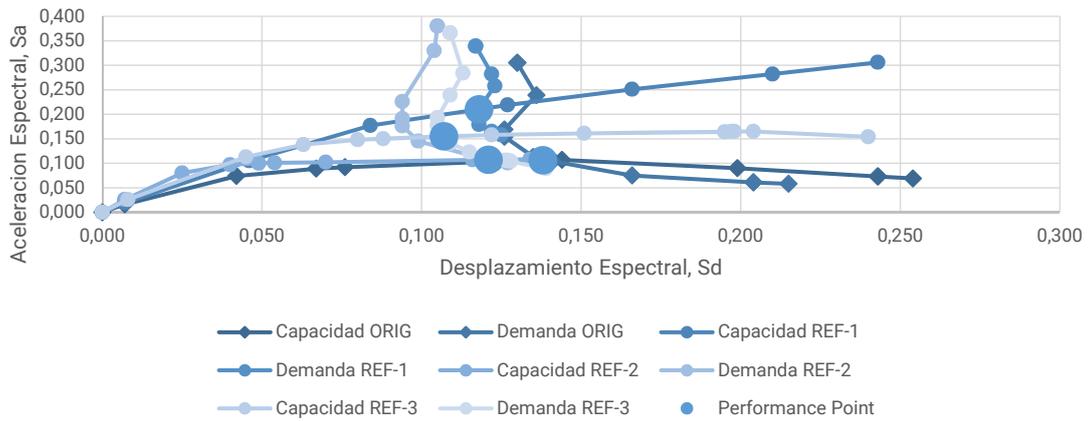


Figura 122: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.

Se observa como el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás, respecto al modelo original, mejorando a los Refuerzos 1 y 2 en términos de desplazamiento; y también experimenta una mejora reseñable en el eje de las ordenadas (Sa). El periodo elástico inicial continua en los 1,00 s. Estas observaciones son similares en ambos ejes de estudio.

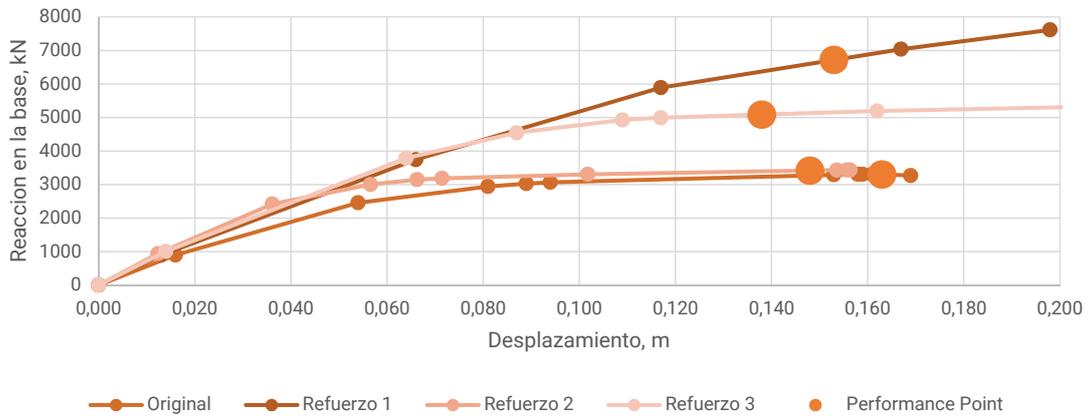


Figura 123: Curvas de V_b vs D dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.

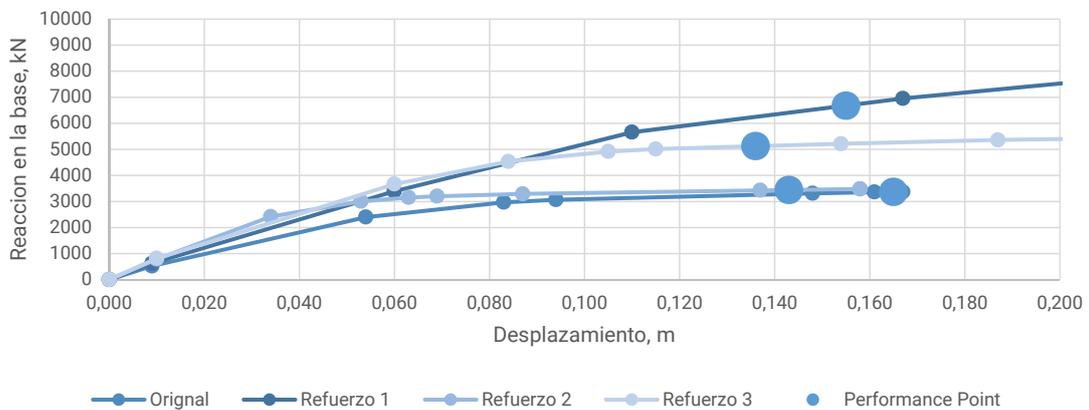


Figura 124: Curvas de V_b vs D dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad (D. vs Vb) queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura original y con los Refuerzos 1 y 2, respecto del Refuerzo 3. En la dirección X, respecto al sistema original, hay un incremento del valor de Vb resistido superior a 1700 kN y una disminución en el desplazamiento que sigue siendo minúscula, aunque mejor que los refuerzos 1 y 2. Con respecto a la estructura con el Refuerzo 1, se puede ver una mejora de las prestaciones de resistencia y de desplazamiento, FIGURA 123. En la dirección Y, se consiguen los mismos efectos y en el mismo orden de magnitud, FIGURA 124.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000	0	1070	0	0	0	0	0	0	0	1070
1	0,014	1007	1068	2	0	0	0	0	0	0	1070
2	0,064	3788	851	219	0	0	0	0	0	0	1070
3	0,087	4546	745	325	0	0	0	0	0	0	1070
4	0,109	4926	675	395	0	0	0	0	0	0	1070
5	0,117	4992	656	414	0	0	0	0	0	0	1070
6	0,162	5195	629	385	56	0	0	0	0	0	1070
7	0,223	5369	616	342	60	47	0	5	0	0	1070
8	0,233	5391	615	343	56	43	0	13	0	0	1070
9	0,234	5393	615	343	56	39	0	17	0	0	1070
10	0,236	5393	615	343	56	34	0	22	0	0	1070

Tabla 47: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0	0	1070	0	0	0	0	0	0	0	1070
1	0,01	818	1064	6	0	0	0	0	0	0	1070
2	0,06	3.666	844	226	0	0	0	0	0	0	1070
3	0,084	4.533	718	352	0	0	0	0	0	0	1070
4	0,105	4.918	652	418	0	0	0	0	0	0	1070
5	0,115	5.012	632	438	0	0	0	0	0	0	1070
6	0,154	5.214	599	415	56	0	0	0	0	0	1070
7	0,187	5.360	584	398	80	8	0	0	0	0	1070
8	0,238	5.494	573	385	56	47	0	9	0	0	1070
9	0,239	5.497	573	385	56	40	0	16	0	0	1070
10	0,241	5.498	573	385	56	34	0	22	0	0	1070
11	0,247	5.485	573	385	56	26	0	30	0	0	1070
12	0,284	4.968	573	385	56	0	0	56	0	0	1070

Tabla 48: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

En la TABLAS 47 y 48 anteriores se muestran los estados de las rótulas plásticas para los distintos pasos del análisis no lineal. En la dirección X, es en el paso número 6 donde se da el punto de desempeño de la estructura. En dicho paso se puede ver que la todas de las rótulas que conforman el modelo estructural reforzado quedan como mínimo en el nivel de ocupación inmediata IO. En la otra dirección de estudio, Y, el punto de desempeño se da en el paso 6, y se replica el comportamiento de la dirección X.

Las FIGURAS 125 y 126 muestran la formación y evolución de las rótulas, en el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 3. En el punto de desempeño de la dirección X (paso 5) se registra desplazamiento en el nodo de control en el techo de 0,169 m que, relacionado con la altura del edificio, da un valor de 0,007, por debajo del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para

ocupación inmediata, IO. En la dirección Y el desplazamiento desciende a 0,153 m, que relacionado con la altura del edificio arroja un valor de 0,007, dentro de lo establecido para IO.

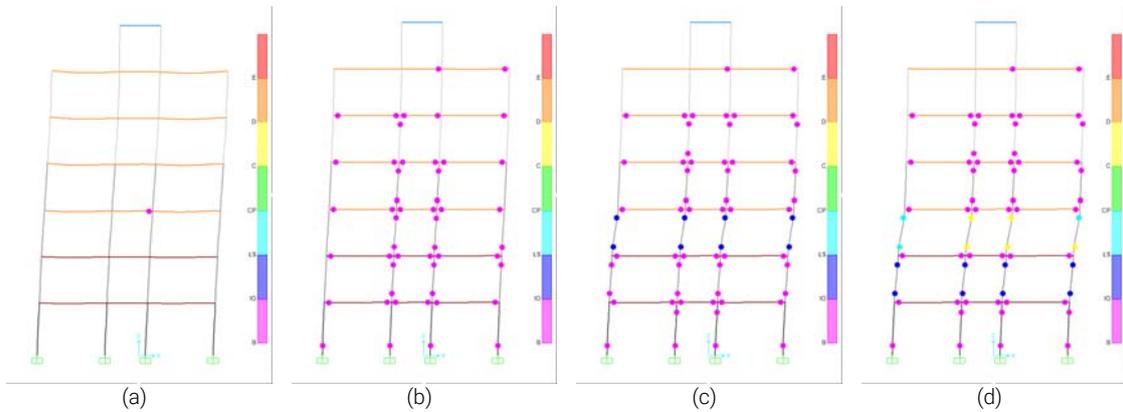


Figura 125: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 6 y (d) paso 10. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

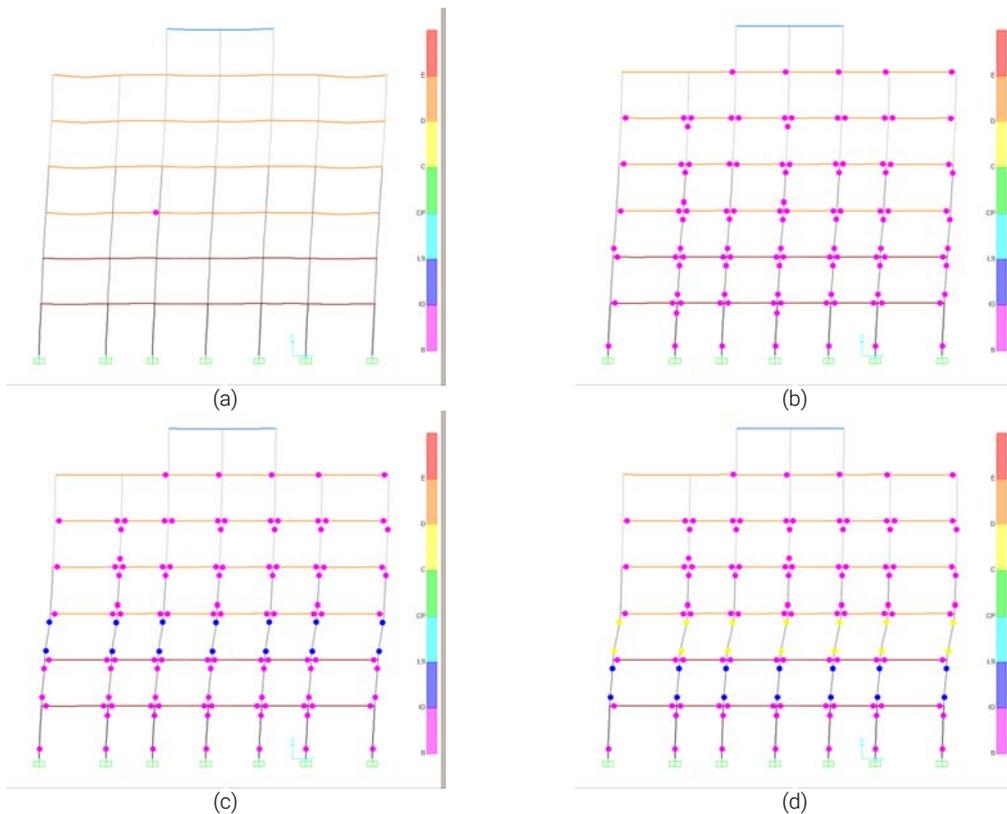


Figura 126: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.

El modelo estructural muestra que desde los primeros pasos del análisis se forman rótulas en los pilares y vigas, FIGURA 125a y b; pero conforme se van sucediendo los pasos se observa como las rótulas en los pilares de la planta baja 3 pasan rápidamente a estados mas avanzados de deformación, aunque solo al final del análisis se da el colapso, C. Las rótulas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el fallo de un solo piso, aunque ya superando el sismo de diseño. En este caso, con el Refuerzo 3, se obtiene un comportamiento similar al registrado con los demás

refuerzos. El mismo comportamiento se da tanto en X como en Y con muy poca variación entre los valores resultantes.

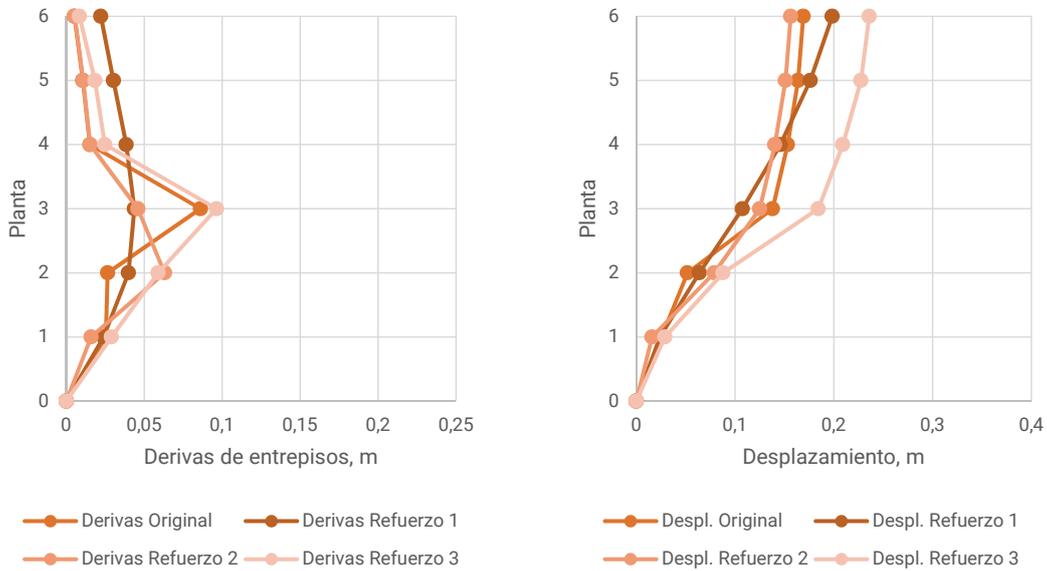


Figura 127: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.

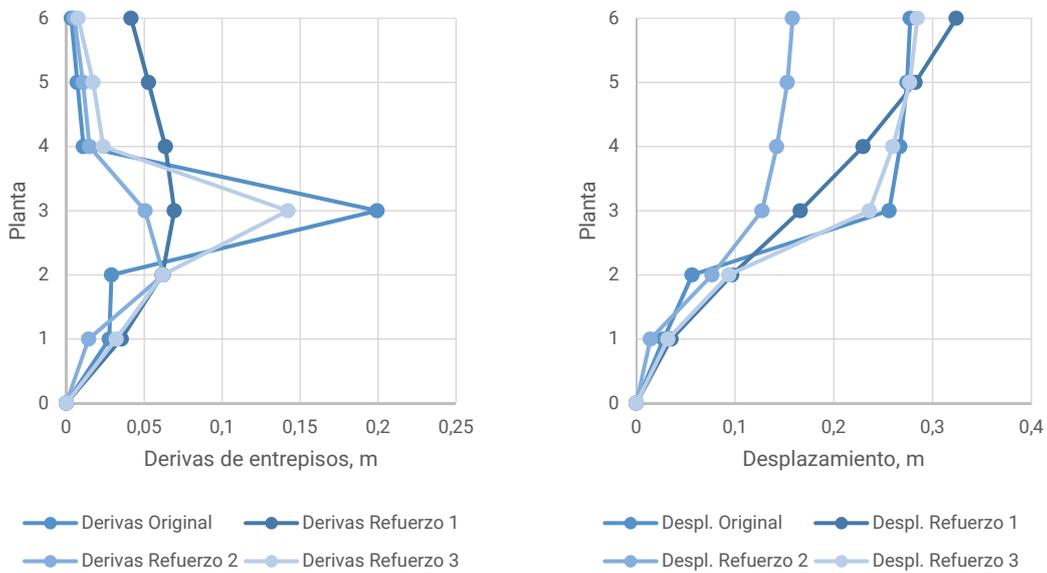


Figura 128: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.

En la dirección X, se sigue observando una deriva importante en la planta 3, aunque en menor medida con respecto eje Y. En cuanto a los desplazamientos el Refuerzo 3 empeora respecto al modelo Original y al Refuerzo 2. Ver FIGURA 127.

En las gráficas de derivas y desplazamientos para la dirección Y, se puede comprobar como el pico en la planta 3 se acentúa respecto a los Refuerzos 1 y 2, pero mejora al original. Los

desplazamientos máximos son similares respecto al modelo original. El modelo con Refuerzo 2 tienen las derivas y los desplazamientos totales mas acotados. Ver FIGURA 128.

6.4. Análisis del comportamiento no lineal, Tipología de 3 plantas.

6.4.1. Edificio Original.

Características constructivas.

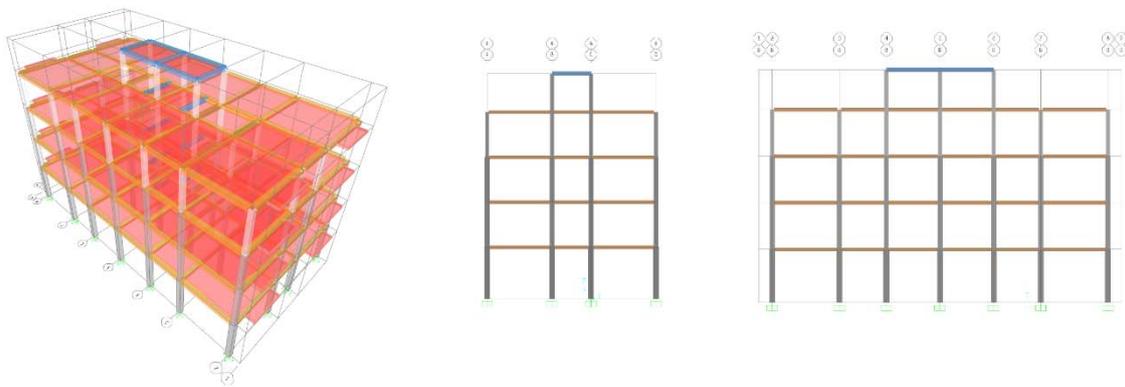
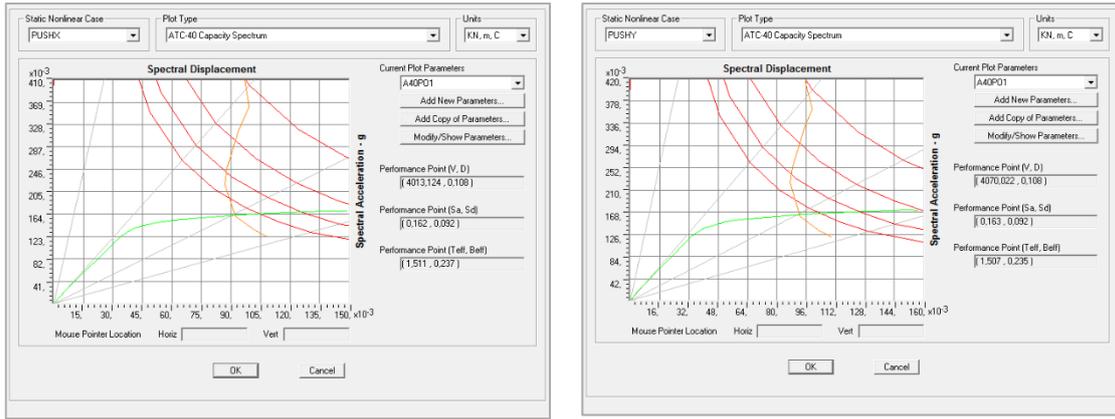


Figura 129: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas.

Como se detalla en el apartado 5.5, la tipología de 3 plantas consiste en un edificio formado por pórticos de hormigón armado en dos direcciones, compuestos por pilares cuadrados y vigas planas. Cuenta con una altura tipo de entreplanta de 3,50 m. Y una superficie de planta tipo de 325 m². La FIGURA 129 muestra esquemas del modelo en cuestión.

Análisis.

La FIGURA 130 muestra las gráficas ADRS para las direcciones X e Y. En la dirección X, la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, para el punto de desempeño son 0,162 g y 0,092 m respectivamente; el valor de V_b equivalente es de 4.013,124 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,108 m. El amortiguamiento efectivo β_{eff} , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 23,7% y el periodo efectivo T_{eff} es de 1,51 s. En la dirección Y, los valores de S_a y S_d para el punto de desempeño se sitúan en 0,163 g y 0,092 m respectivamente; el valor del cortante en la base es de 4.070,02 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,108 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 1,50 s y 23,5%.



(a) (b)
 Figura 130: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Original, tipología de 3 plantas.

Observando la FIGURA 130a se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico inicial de 1,00 s; una aceleración espectral en el primer hito de deformación de 0,023 g con un desplazamiento espectral de 0,005 m, en el mismo punto. La aceleración espectral última, antes de comenzar a descender, es igual a 0,170 g y el desplazamiento espectral es 0,143 m, también antes de que la curva comience a descender. Se observa que el valor de Sd al momento final del análisis es de 0,149 m.

En la dirección Y, FIGURA 130b, el periodo elástico también en torno a 1,00 s y tiene un primer hito de deformación con 0,004 m y 0,018 g. El valor de la aceleración Sa máximo, antes de comenzar a disminuir, es de 0,171 g; en el mismo punto el valor de Sd alcanza 0,151 m. El desplazamiento espectral al final del análisis es de 0,157 m. Estos valores se pueden comprobar en las TABLAS 49 y 50 a continuación.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	0,976	0,050	0,000	0,000	0,097	0,410	1,000	1,000
1	0,976	0,050	0,006	0,024	0,097	0,410	0,863	1,265
2	1,051	0,061	0,034	0,124	0,099	0,361	0,862	1,257
3	1,091	0,086	0,041	0,139	0,094	0,318	0,867	1,249
4	1,192	0,141	0,053	0,149	0,088	0,249	0,877	1,230
5	1,265	0,173	0,061	0,153	0,087	0,219	0,874	1,213
6	1,523	0,240	0,094	0,163	0,092	0,160	0,855	1,166
7	1,742	0,262	0,127	0,169	0,102	0,135	0,853	1,144
8	1,815	0,268	0,139	0,170	0,105	0,128	0,854	1,139
9	1,824	0,269	0,140	0,170	0,106	0,128	0,854	1,138
10	1,833	0,269	0,142	0,170	0,106	0,127	0,853	1,136
11	1,842	0,270	0,143	0,170	0,106	0,126	0,852	1,135
12	1,886	0,275	0,149	0,169	0,108	0,122	0,847	1,130

Tabla 49: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	0,961	0,050	0,000	0,000	0,096	0,416	1,000	1,000
1	0,961	0,050	0,004	0,019	0,096	0,416	0,865	1,264
2	1,049	0,060	0,033	0,122	0,099	0,363	0,863	1,255
3	1,079	0,079	0,040	0,137	0,095	0,329	0,866	1,250
4	1,183	0,136	0,052	0,149	0,088	0,254	0,878	1,230
5	1,252	0,167	0,060	0,153	0,087	0,224	0,875	1,214

6	1,528	0,240	0,095	0,164	0,093	0,160	0,863	1,168
7	1,753	0,263	0,130	0,170	0,102	0,134	0,863	1,145
8	1,839	0,269	0,144	0,171	0,106	0,127	0,865	1,139
9	1,854	0,270	0,147	0,172	0,107	0,125	0,864	1,138
10	1,861	0,271	0,148	0,172	0,107	0,125	0,863	1,137
11	1,887	0,273	0,152	0,172	0,108	0,123	0,860	1,134
12	1,927	0,277	0,157	0,170	0,110	0,119	0,857	1,130

Tabla 50: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas.

Las TABLAS 51 y 52 muestran el estado de las rótulas plásticas a lo largo de los distintos pasos del análisis estático no lineal. Se puede observar, para la dirección X, que el punto de desempeño está justo antes del paso 6. En dicho paso, el 61,91% de las rótulas se encuentran en período elástico; el 30,30% de las mismas en una fase de deformaciones mínimas y un 7,76% en fase de ocupación inmediata IO.

En la dirección Y el punto de desempeño se encuentra también antes del 6. En dicho paso, un 58,87% de las rótulas están en su periodo elástico; entrando en el comportamiento inelástico se observan 241 (33,38%) rótulas en la fase de deformaciones mínimas y un 7,76% en fase de IO (ocupación inmediata). Se observa que al momento de alcanzar el punto de desempeño o performance point, todas las rótulas están como mínimo en fase de ocupación inmediata.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,007	597	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,043	3097	575	147	0	0	0	0	0	0	722
3	0,051	3475	513	209	0	0	0	0	0	0	722
4	0,065	3784	481	241	0	0	0	0	0	0	722
5	0,074	3872	467	255	0	0	0	0	0	0	722
6	0,109	4020	447	219	56	0	0	0	0	0	722
7	0,145	4162	437	208	26	49	0	2	0	0	722
8	0,158	4195	431	206	29	40	0	16	0	0	722
9	0,160	4195	431	206	29	33	0	23	0	0	722
10	0,161	4193	431	206	29	28	0	28	0	0	722
11	0,163	4188	431	206	29	22	0	34	0	0	722
12	0,169	4143	431	206	29	5	0	51	0	0	722

Tabla 51: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,005	466	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,042	3.053	554	168	0	0	0	0	0	0	722
3	0,049	3.426	502	220	0	0	0	0	0	0	722
4	0,064	3.784	466	256	0	0	0	0	0	0	722
5	0,073	3.885	453	269	0	0	0	0	0	0	722
6	0,111	4.085	425	241	56	0	0	0	0	0	722
7	0,148	4.241	415	223	34	50	0	0	0	0	722
8	0,164	4.283	411	223	32	46	0	10	0	0	722
9	0,167	4.287	410	224	32	33	0	23	0	0	722
10	0,168	4.286	410	224	32	26	0	30	0	0	722
11	0,172	4.270	410	224	32	18	0	38	0	0	722
12	0,178	4.222	410	224	32	4	0	52	0	0	722

Tabla 52: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas.

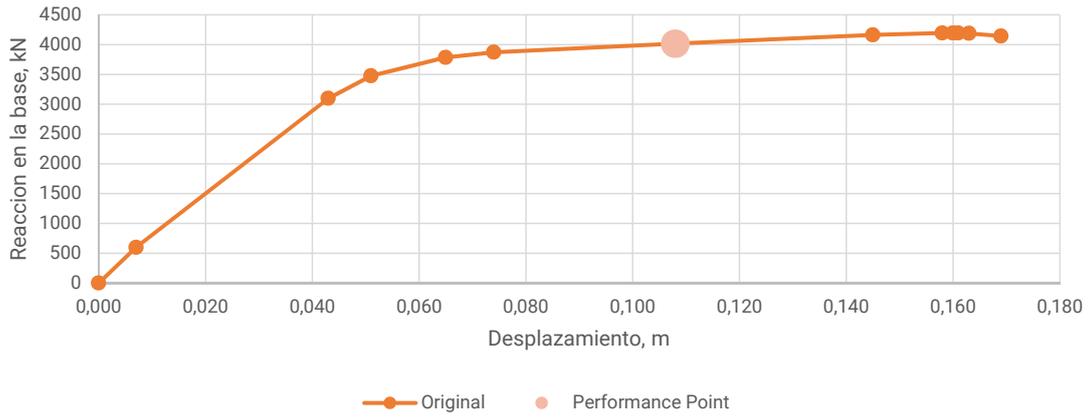


Figura 131: Curva de V_b vs D dirección X. Estructura Original, tipología de 3 plantas.

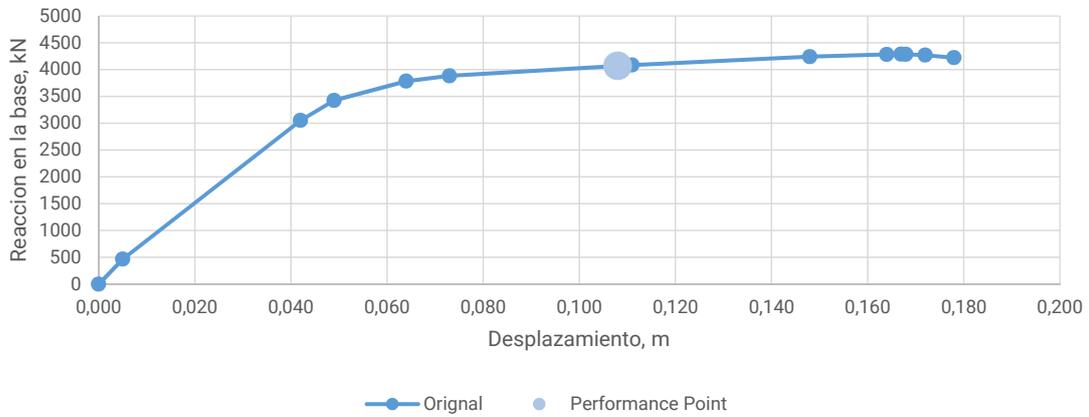


Figura 132: Curva de V_b vs D dirección Y. Estructura Original, tipología de 3 plantas.

La FIGURA 133a-d muestra la formación y evolución de las rótulas plásticas en varios pasos de análisis, mientras se va aplicando la carga monótonica en la dirección X. Para el paso 6, existe un desplazamiento en el nodo de control en la cubierta, de 0,109 m que relacionado con la altura del edificio (sin contar la altura del torreón) de 14,50m, da un valor de 0,007 que está por debajo del valor 0,01 de la Tabla 11-2 del ATC-40 para IO. La estructura muestra un comportamiento normal en los primeros pasos del análisis, FIGURA 133a y b, pero conforme se van sucediendo los pasos se observa que aparecen rótulas en los pilares de la planta 2 y como éstas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre el fallo, concentrado en ésta. Esto se produce nuevamente, en una planta donde se produce un cambio de sección en los pilares.

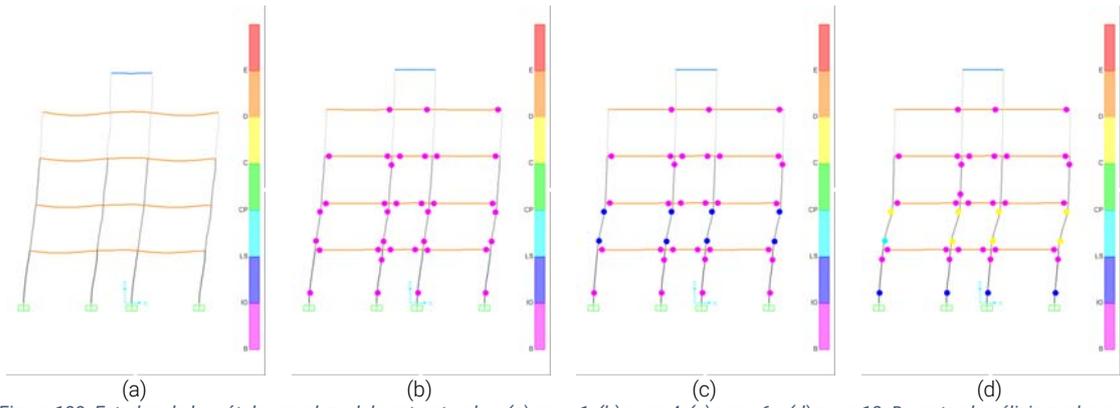


Figura 133: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 6 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas.

Como en el caso anterior, en las FIGURA 134a-d se muestra la formación y evolución de las rótulas plásticas en los pasos 1, 4, 6 (punto de desempeño) y 12 para la dirección Y. El desplazamiento en el nodo de control en la cubierta, de 0,118 m que, relacionado con la altura del edificio, da un valor de 0,008 que no supera el valor 0,01 establecido para IO (ocupación inmediata).

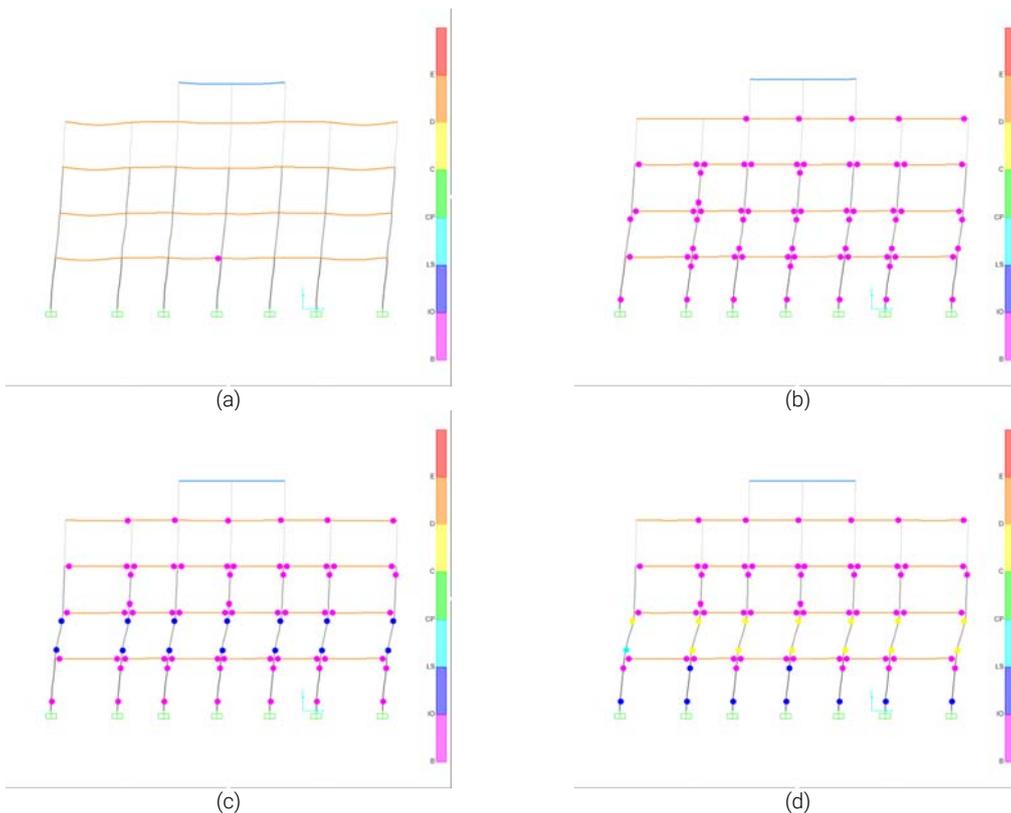


Figura 134: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 6 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas.

Del mismo modo que en la dirección X, la estructura muestra un comportamiento normal en los primeros pasos del análisis, FIGURA 134a y b, pero según se va incrementando la carga lateral aparecen rótulas en los pilares de la planta 2 que van sufriendo mayores deformaciones hasta que

ocurre el fallo de un solo piso (Soft Storey Failure). Se observa, al igual que en la dirección X que en la planta 2 existe un cambio de sección en los pilares y las rótulas sufren en mayor medida.

6.4.2. Edificio con Refuerzo 1.

Características constructivas.

Como se ha detallado en los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en muros pantalla. Los mismos se ha ubicado en el perímetro de la estructura, tanto en X como en Y. Ver FIGURA 135.

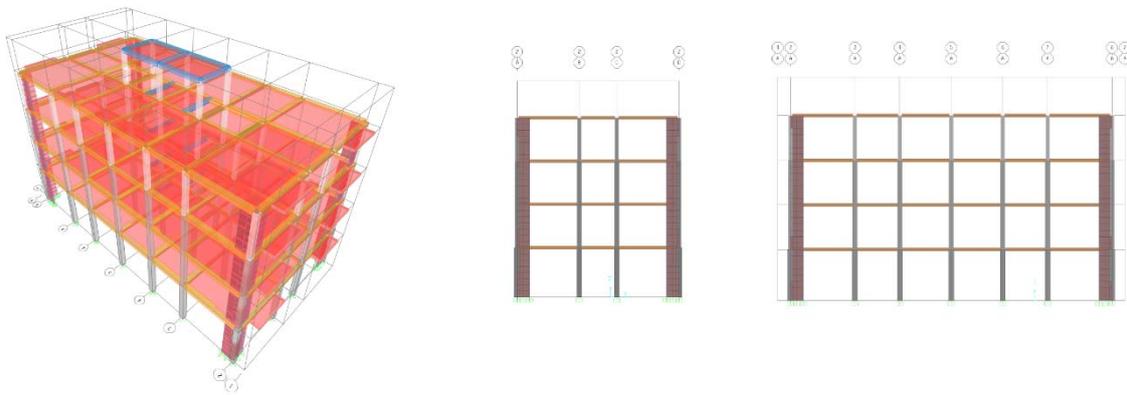


Figura 135: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

Análisis.

La FIGURA 136a, muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, en el punto de desempeño, son 0,385 g y 0,07 m, respectivamente. El valor de V_b equivalente es de 7.385,89 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,100 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 12,3% y el periodo efectivo T es de 0,991 s. En la dirección Y, FIGURA 136b, los valores de S_a y S_d para el punto de desempeño se sitúan en 0,308 g y 0,07 m respectivamente; el valor del cortante en la base es de 7.332,97 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,100 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 0,992 s y 12,4%.

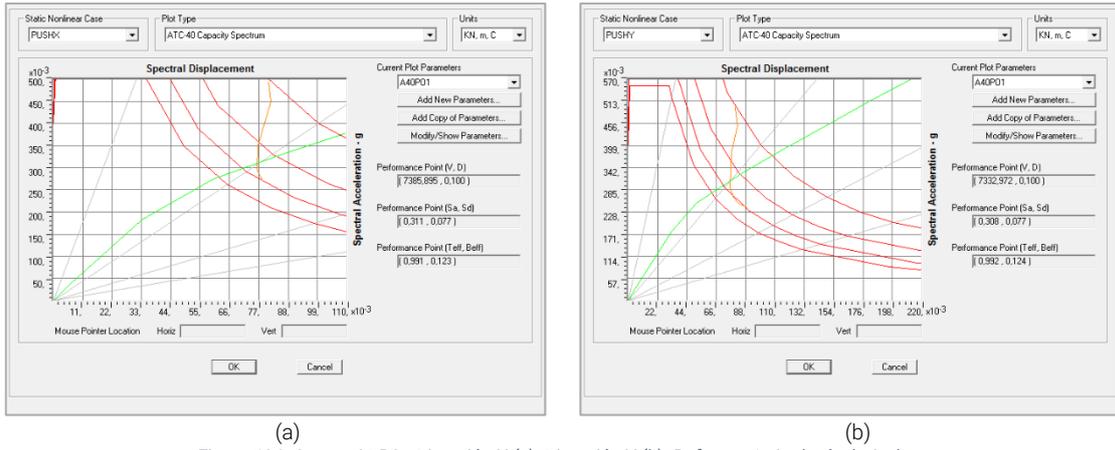


Figura 136: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 1, tipología de 3 plantas.

Observando la FIGURA 136a se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico inicial inferior a 1,00 s. Una Sa en el primer hito de deformación de 0,037 g y una Sd de 0,006 m. La aceleración espectral última que se consigue durante el análisis es igual a 0,378 g y el desplazamiento espectral es 0,109 m. En la dirección Y, FIGURA 136b, se tiene un periodo elástico también en torno a 1,25 s; una aceleración espectral en la primera deformación destacada de 0,019 g y un desplazamiento Sd de 0,006 m. La Sa última que se consigue en el análisis es de 0,30 g, y el desplazamiento Sd último alcanza los 0,243 m. Estos valores se pueden comprobar en las TABLAS 53 y 54 a continuación.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,812	0,050	0,000	0,000	0,081	0,493	1,000	1,000
1	0,812	0,050	0,006	0,037	0,081	0,493	0,822	1,296
2	0,854	0,059	0,033	0,183	0,082	0,450	0,818	1,296
3	0,938	0,102	0,060	0,275	0,077	0,351	0,804	1,300
4	1,024	0,136	0,087	0,332	0,076	0,294	0,795	1,308
5	1,080	0,148	0,110	0,379	0,078	0,271	0,790	1,314

Tabla 53: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,804	0,050	0,000	0,000	0,080	0,497	1,000	1,000
1	0,804	0,050	0,005	0,030	0,080	0,497	0,823	1,296
2	0,854	0,058	0,032	0,178	0,082	0,451	0,819	1,296
3	0,906	0,088	0,051	0,251	0,077	0,380	0,809	1,296
4	1,025	0,138	0,086	0,330	0,076	0,292	0,795	1,309
5	1,098	0,150	0,117	0,392	0,079	0,265	0,788	1,315
6	1,157	0,152	0,152	0,458	0,083	0,250	0,785	1,319
7	1,192	0,150	0,180	0,511	0,086	0,244	0,783	1,321
8	1,219	0,147	0,207	0,560	0,089	0,240	0,782	1,322
9	1,224	0,146	0,212	0,569	0,089	0,240	0,781	1,322

Tabla 54: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

La FIGURAS 137 y 138 muestran superpuestas las curvas pushover de la estructura original y la estructura mejorada con el Refuerzo 1. También se destaca la posición del punto de desempeño.

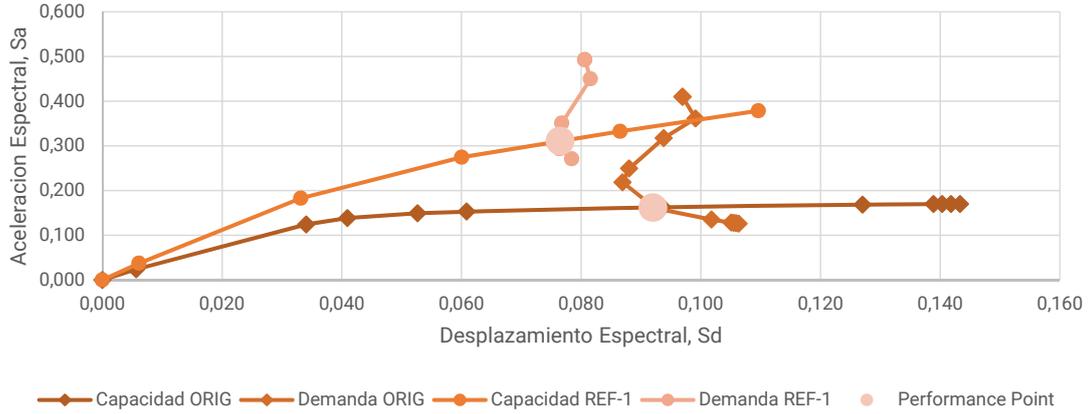


Figura 137: Curvas ADRS dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

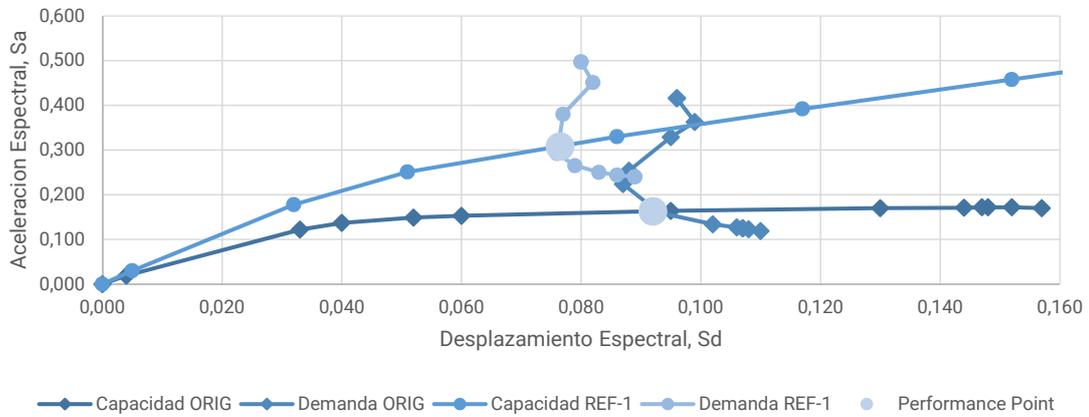


Figura 138: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

Se observa, tanto en X como en Y, que el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás y hacia arriba en la gráfica, indicando que la estructura ha sido reforzada. El periodo elástico inicial se ha situado por debajo de 1,00 s, es decir, que se ha aumentado la rigidez del conjunto.

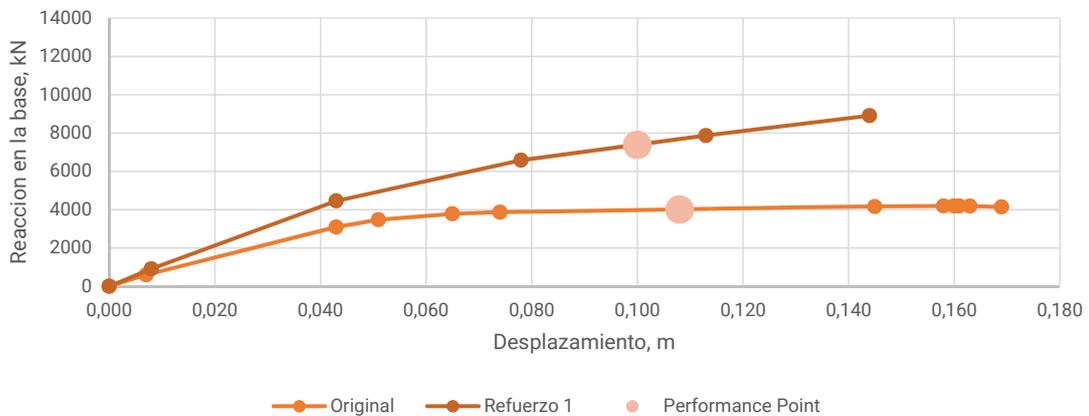


Figura 139: Curvas de V_b vs D dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

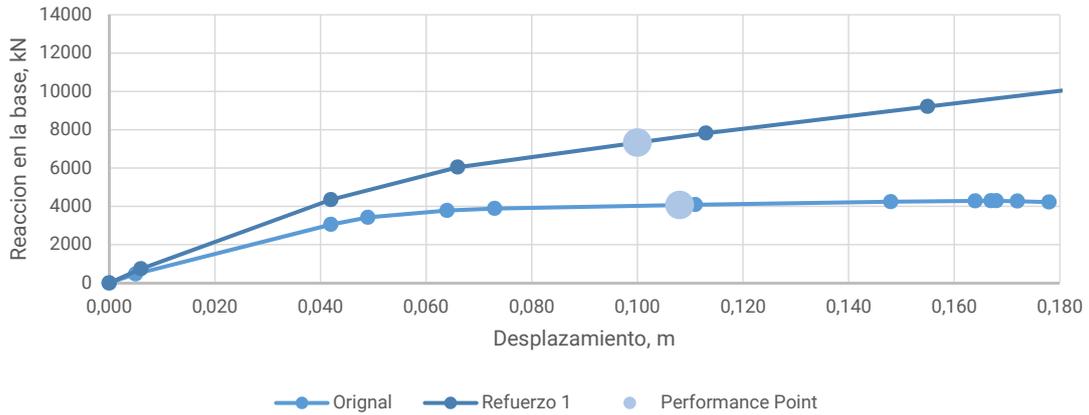


Figura 140: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura reforzada. Hay un incremento de la reacción en la base en torno a 3300 kN, esto se manifiesta en las dos direcciones de estudio, siendo la mejora en X un poco mayor. También se observa que hay una disminución en el desplazamiento que no es reseñable. Ver FIGURAS 139 y 140.

En la TABLAS 55 y 56 se muestran los estados de las rótulas plásticas en los distintos pasos del análisis. En el paso número 4, donde se da el punto de desempeño para las dos direcciones, la totalidad de las rótulas plásticas quedan como mínimo en el nivel de ocupación inmediata IO.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,008	915	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,043	4459	571	151	0	0	0	0	0	0	722
3	0,078	6582	395	327	0	0	0	0	0	0	722
4	0,113	7873	343	341	38	0	0	0	0	0	722
5	0,144	8910	318	290	114	0	0	0	0	0	722

Tabla 55: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,006	739	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,042	4.351	558	164	0	0	0	0	0	0	722
3	0,066	6.044	412	310	0	0	0	0	0	0	722
4	0,113	7.820	358	334	30	0	0	0	0	0	722
5	0,155	9.213	329	261	132	0	0	0	0	0	722
6	0,201	10.721	307	247	160	8	0	0	0	0	722
7	0,238	11.931	282	262	124	46	0	8	0	0	722
8	0,274	13.053	277	267	72	78	0	28	0	0	722
9	0,280	13.254	275	265	61	85	0	36	0	0	722

Tabla 56 Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

La FIGURA 141a-c muestra la formación y evolución de las rótulas en la dirección X del modelo estructural mejorado. En el punto de desempeño se registra un desplazamiento en el nodo de

control en el techo, de 0,113 m que relacionado con la altura del edificio (14,50m), da un valor de 0,007 que sigue por debajo del valor 0,01 requerido para IO. En la dirección Y, FIGURA 142a-d, se mide un desplazamiento en el nodo de control de 0,112 para el paso 4 que es cuando se alcanza el punto de desempeño y se obtiene un valor de 0,007 en la relación, de nuevo por debajo de lo indicado en para la ocupación inmediata.

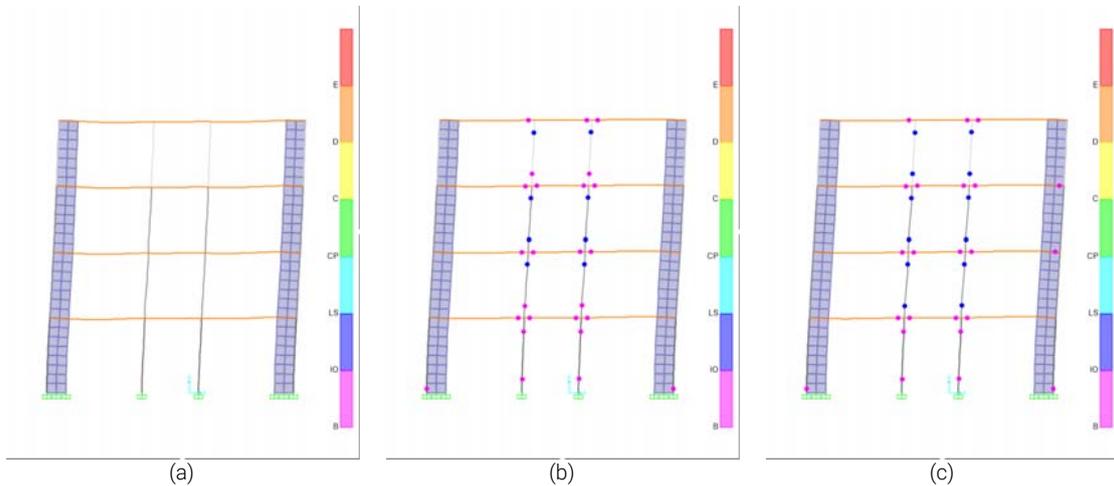


Figura 141: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 5. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

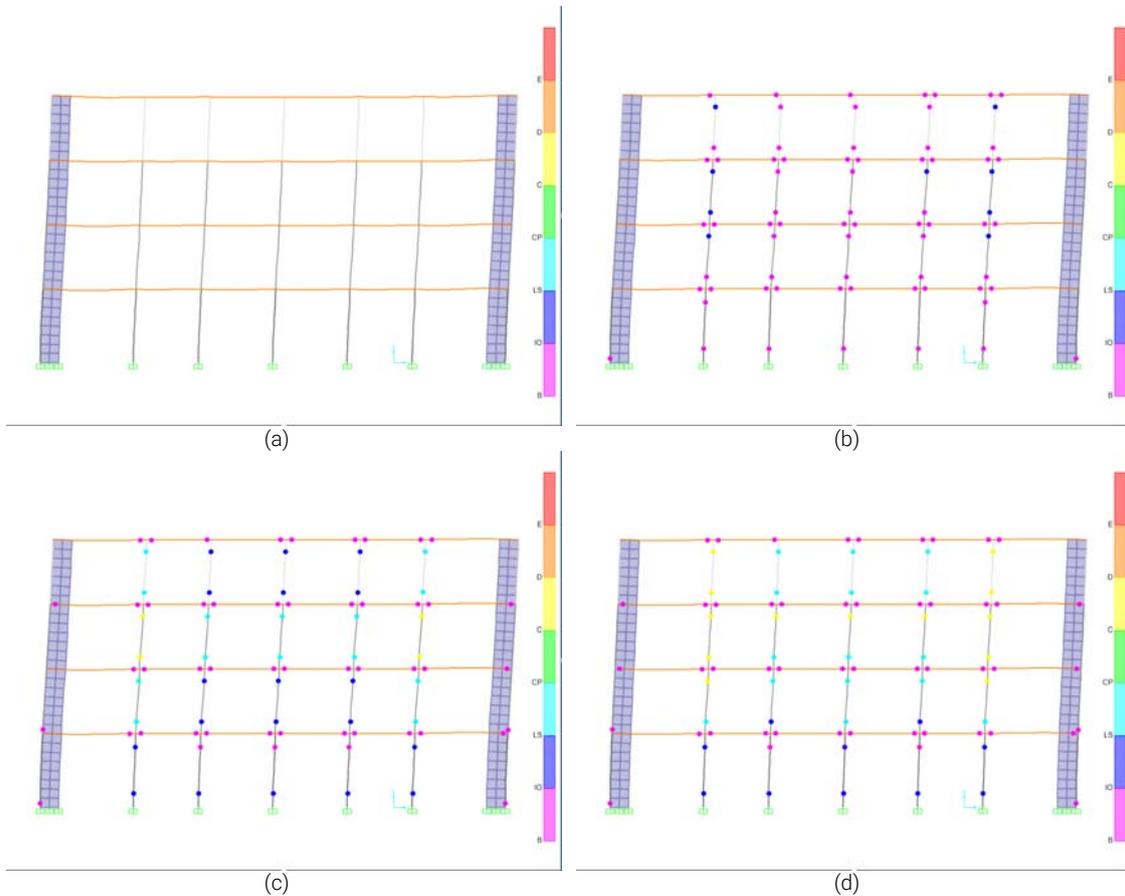


Figura 142: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 9. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.

El modelo estructural muestra un comportamiento similar a lo largo del análisis, tanto en X como en Y. No se registran deformaciones abruptas o concentradas en una planta, sino que todo el modelo se va deformando en conjunto. Es reseñable que en la dirección Y se alcanzan fases más avanzadas de deformación de las rótulas. La FIGURA 141 lo refleja para el eje X y la FIGURA 142 para el eje Y. Se observa que en la estructura reforzada continúan formándose rótulas en pilares en los pasos iniciales del análisis.

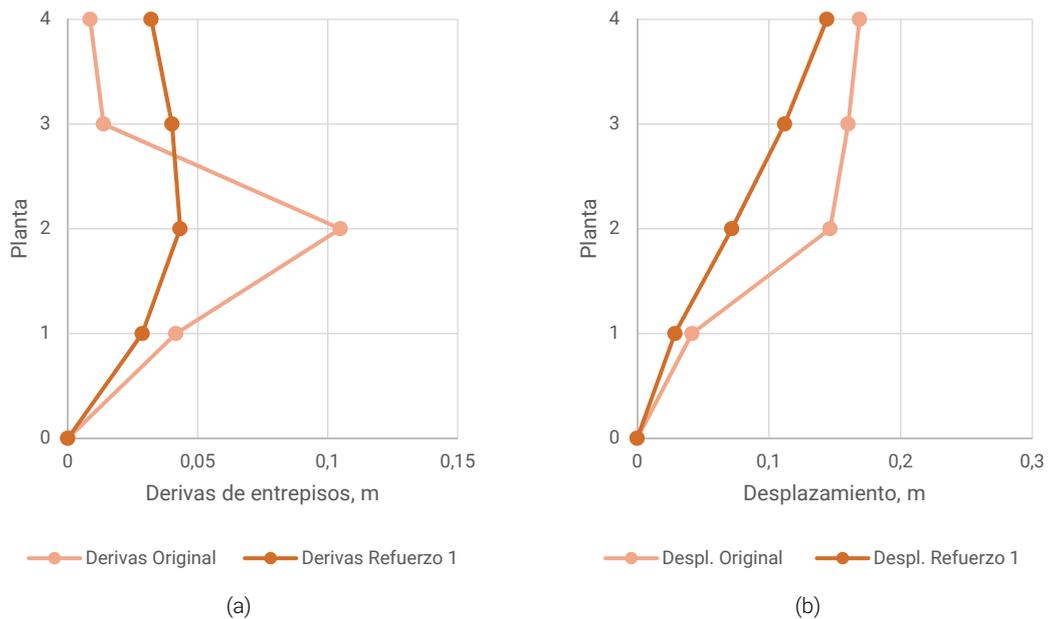


Figura 143: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.

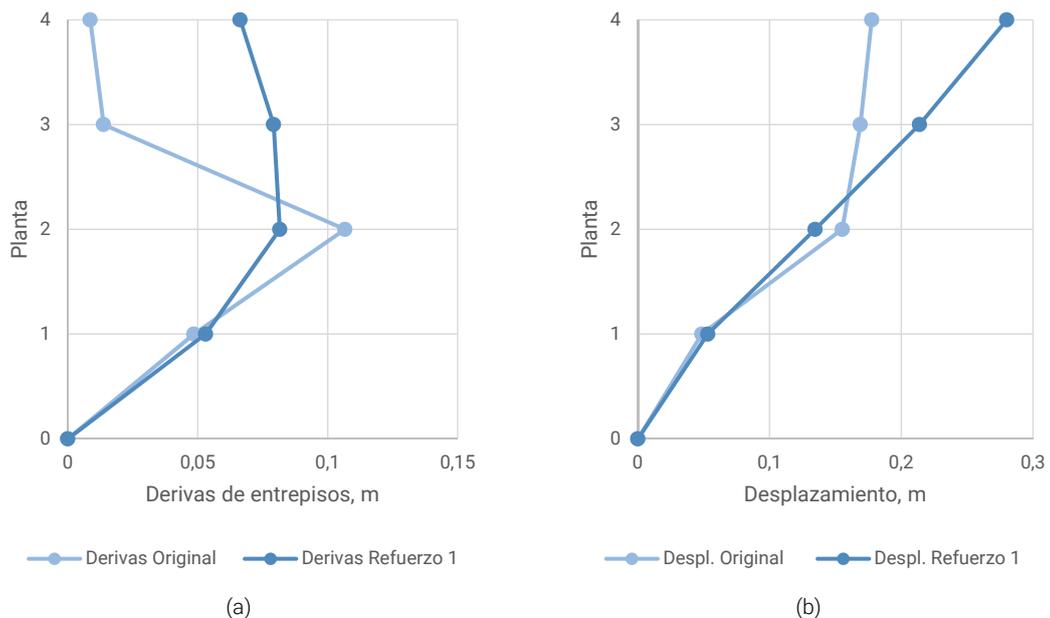


Figura 144: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 3 plantas.

La FIGURAS 143 y 144 muestran las derivas entre pisos y los desplazamientos en X y en Y. Se observa que la deriva entre las distintas plantas se mantiene estable en el modelo reforzado, se

podría decir que con un comportamiento mas adecuado a lo que se espera. No se percibe el pico en la planta 2 del modelo original. En cuanto a los desplazamientos totales, se ve como son levemente menores en X y mayores en Y.

6.4.3. Edificio con Refuerzo 2.

Características constructivas.

Como se indica los Objetivos, se aplica un refuerzo consistente en vigas descolgadas. Dichas vigas se han colocado en las dos plantas iniciales, tanto en la dirección X como en la dirección Y. La FIGURA 145 a continuación ilustra el modelo con el refuerzo aplicado.

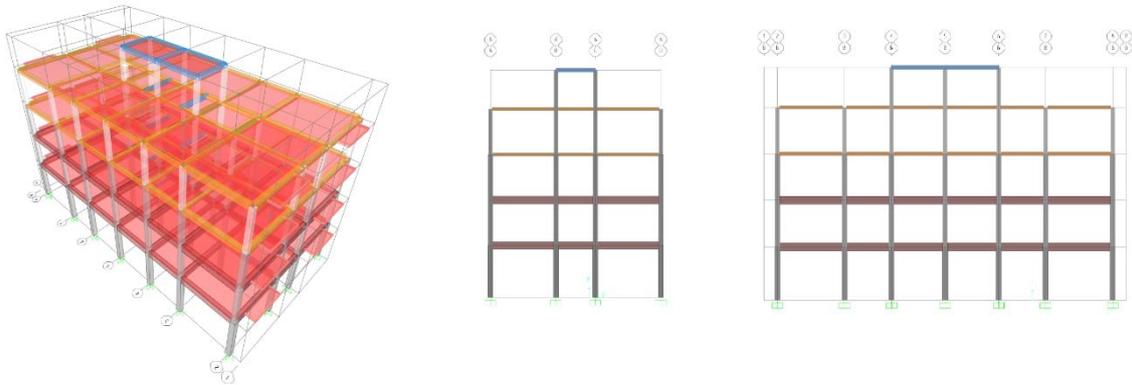


Figura 145: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

Análisis.

La FIGURA 146a muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que S_a y S_d , en el punto de desempeño, son 0,124 g y 0,103 m, respectivamente. El valor de V_b , en el mismo punto, es 3.088,67 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,116 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 32,29%. Y el periodo efectivo T es de 1,58 s. En la dirección Y, FIGURA 145b, los valores de aceleración y desplazamiento espectral son 0,123 g y 0,101 m. El valor del cortante en la base es de 3.185,05 kN, el desplazamiento en la cubierta D es igual a 0,114 m; y los valores de T_{eff} y β_{eff} alcanzan los 1,821 s y 31,9%. Se observa que la aceleración espectral S_a es similar para las dos direcciones, lo mismo ocurre con el desplazamiento espectral S_d .

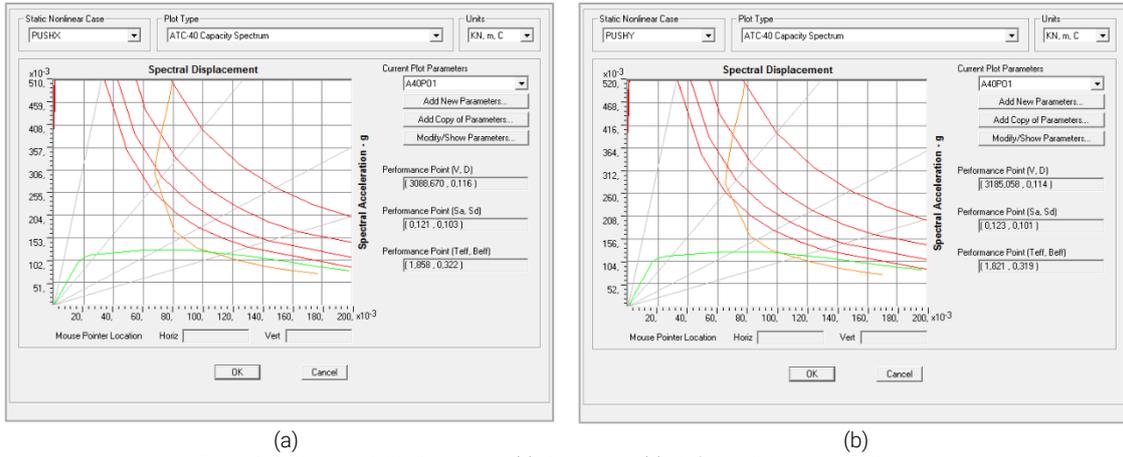


Figura 146: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 2, tipología de 3 plantas.

Observando la figura anterior, se puede ver que la estructura, en la dirección X, tiene un periodo elástico por debajo de 1,00 s. Una Sa en el primer hito de deformación de 0,045 g y un Sd de 0,007 m. La aceleración espectral última es igual a 0,125 g y el desplazamiento espectral máximo que se alcanza al final del análisis es de 0,198 m. En la dirección Y el periodo elástico del modelo se mantiene en torno a 0,50 s. Los valores de Sa y Sd en el primer cambio de pendiente de la curva se sitúan en 0,005 g y 0,037 m, respectivamente. En Y, la aceleración Sa última es de 0,125 g y el desplazamiento Sd máximo al final del análisis alcanza 0,197 m. Las TABLAS 57 y 58 detallan los valores a lo largo del análisis.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,796	0,050	0,000	0,000	0,079	0,502	1,000	1,000
1	0,796	0,050	0,007	0,045	0,079	0,502	0,859	1,325
2	0,816	0,059	0,016	0,097	0,078	0,469	0,858	1,320
3	0,876	0,107	0,021	0,110	0,071	0,371	0,862	1,297
4	0,923	0,140	0,024	0,112	0,068	0,322	0,865	1,280
5	0,955	0,160	0,026	0,114	0,067	0,298	0,863	1,268
6	1,394	0,268	0,060	0,124	0,081	0,167	0,834	1,159
7	1,702	0,292	0,090	0,125	0,095	0,132	0,858	1,140
8	1,709	0,293	0,091	0,125	0,095	0,131	0,858	1,139
9	1,718	0,293	0,092	0,125	0,096	0,130	0,857	1,138
10	2,239	0,400	0,135	0,109	0,125	0,100	0,815	1,093
11	2,625	0,487	0,163	0,095	0,146	0,085	0,798	1,074
12	2,625	0,487	0,163	0,095	0,146	0,085	0,798	1,074
13	2,813	0,532	0,175	0,089	0,157	0,080	0,793	1,067
14	3,190	0,616	0,198	0,079	0,177	0,070	0,784	1,058

Tabla 57: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,780	0,050	0,000	0,000	0,077	0,513	1,000	1,000
1	0,780	0,050	0,006	0,038	0,077	0,513	0,861	1,326
2	0,795	0,056	0,016	0,102	0,077	0,488	0,858	1,324
3	0,847	0,100	0,020	0,112	0,070	0,391	0,857	1,301
4	0,913	0,150	0,024	0,114	0,066	0,319	0,860	1,275
5	0,966	0,181	0,027	0,116	0,065	0,282	0,855	1,254
6	1,414	0,273	0,063	0,126	0,081	0,163	0,832	1,151
7	1,421	0,274	0,063	0,126	0,082	0,163	0,833	1,151
8	1,730	0,301	0,093	0,126	0,096	0,129	0,864	1,137
9	1,733	0,302	0,094	0,126	0,096	0,129	0,864	1,137
10	1,739	0,302	0,094	0,126	0,097	0,129	0,863	1,136

11	2,163	0,387	0,131	0,112	0,120	0,104	0,827	1,100
12	2,465	0,452	0,154	0,102	0,137	0,091	0,812	1,083
13	2,465	0,452	0,154	0,102	0,137	0,091	0,812	1,083
14	2,625	0,487	0,165	0,096	0,146	0,085	0,805	1,077
15	2,652	0,493	0,167	0,096	0,148	0,084	0,804	1,076
16	2,652	0,493	0,167	0,096	0,148	0,084	0,804	1,076
17	2,659	0,495	0,167	0,095	0,148	0,084	0,804	1,075
18	2,659	0,495	0,167	0,095	0,148	0,084	0,804	1,075
19	2,809	0,525	0,178	0,091	0,156	0,080	0,799	1,070
20	2,809	0,525	0,178	0,091	0,156	0,080	0,799	1,070
21	2,821	0,527	0,179	0,091	0,157	0,079	0,798	1,070
22	2,821	0,527	0,179	0,091	0,157	0,079	0,798	1,070
23	2,949	0,550	0,189	0,087	0,164	0,076	0,794	1,065
24	2,949	0,550	0,189	0,087	0,164	0,076	0,794	1,065
25	3,025	0,562	0,194	0,085	0,168	0,074	0,792	1,063
26	3,025	0,562	0,194	0,085	0,168	0,074	0,792	1,063
27	3,047	0,566	0,196	0,085	0,170	0,074	0,792	1,063
28	3,047	0,566	0,196	0,085	0,170	0,074	0,792	1,063
29	3,066	0,569	0,197	0,085	0,171	0,073	0,791	1,062

Tabla 58: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

La FIGURA 147 muestra superpuestas las curvas pushover de la estructura original y la estructura mejorada mediante la inserción de los Refuerzos 1 y 2. En la dirección X. Las curvas superpuestas para la dirección Y se ven en la FIGURA 148.

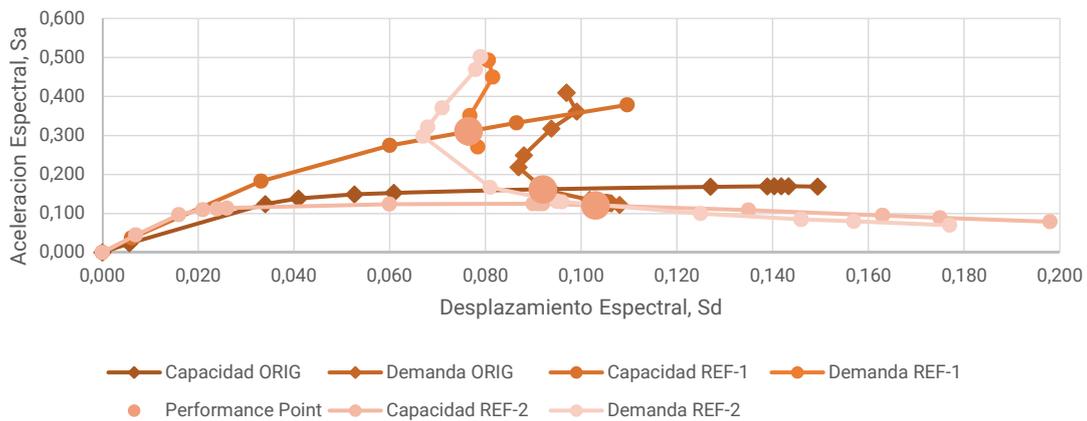


Figura 147: Curvas ADRS dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.

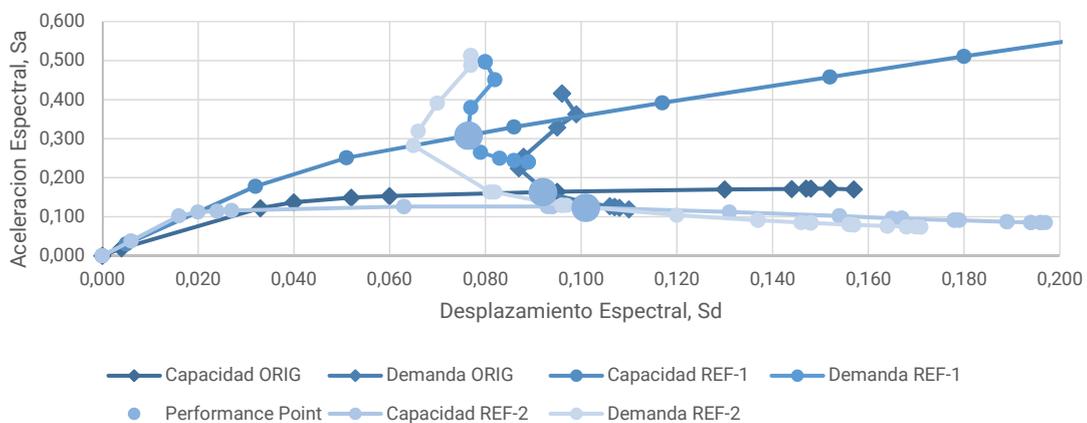


Figura 148: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.

Se observa en ambas direcciones de estudio que el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia la derecha, respecto al modelo original y ha descendido levemente en el eje de las ordenadas (Sa), es decir, que hay un empeoramiento en la capacidad de resistir fuerzas laterales. Por otra parte, el valor de Sd para el punto de desempeño se ha movido de 0,092 m a 0,103 m en X y de 0,092 m a 0,101 m en Y, empeorando también. El periodo elástico inicial se ha situado cercano a 0,50 s, por lo que se podría decir que se ha aumentado la rigidez del conjunto.

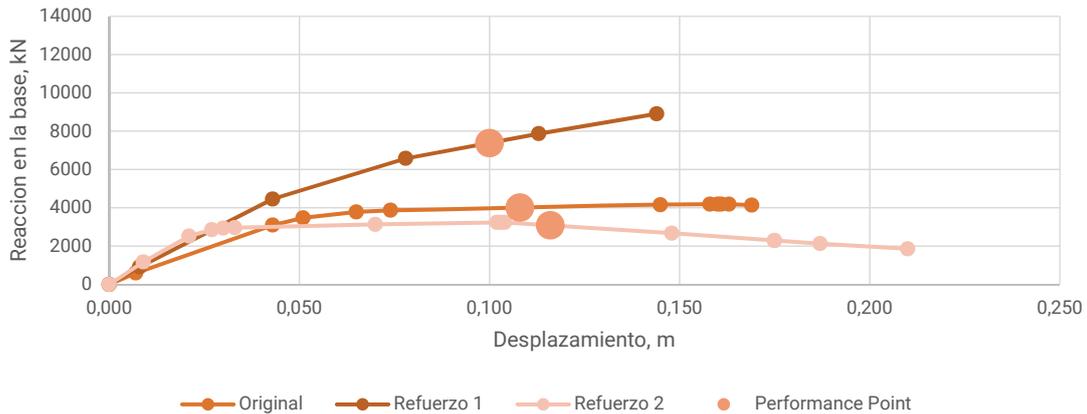


Figura 149: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.

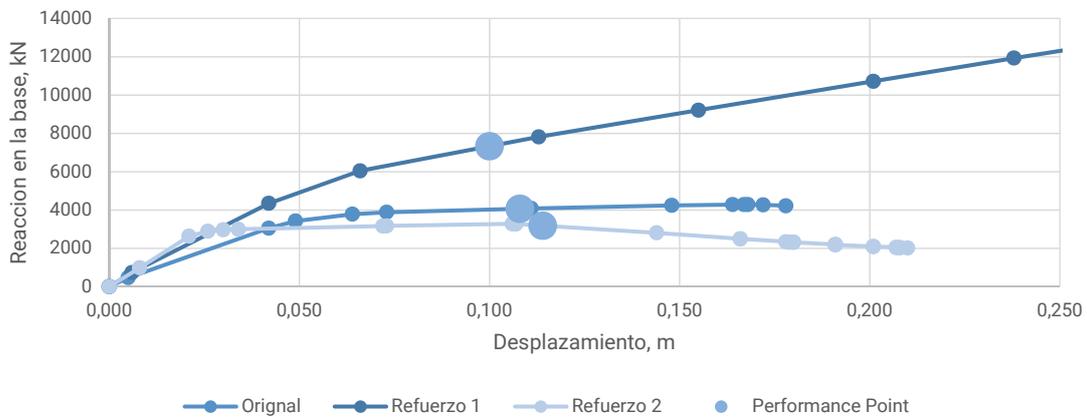


Figura 150: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad se observa la diferencia en la capacidad de la estructura original y con el Refuerzo 1, respecto del Refuerzo 2. Respecto al sistema original, hay un descenso del valor de Vb de unos 1000 kN en X y 900 kN en Y. Se observa un aumento en el desplazamiento de la cubierta entre 0,070 m. Respecto al Refuerzo 1 hay un empeoramiento general de las prestaciones, FIGURAS 150 y 151.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	kN									
0	0	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,009	1.176	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,021	2.527	641	81	0	0	0	0	0	0	722
3	0,027	2.857	578	144	0	0	0	0	0	0	722

4	0,030	2.940	557	165	0	0	0	0	0	0	722
5	0,033	2.965	550	172	0	0	0	0	0	0	722
6	0,070	3.137	535	131	56	0	0	0	0	0	722
7	0,102	3.238	520	104	44	43	0	11	0	0	722
8	0,103	3.239	519	105	43	41	0	14	0	0	722
9	0,104	3.239	519	105	42	32	0	24	0	0	722
10	0,148	2.676	519	105	42	0	0	56	0	0	722
11	0,175	2.295	519	105	42	0	0	48	3	5	722
12	0,175	2.295	519	105	42	0	0	48	0	8	722
13	0,187	2.132	519	105	42	0	0	40	2	14	722
14	0,210	1.862	519	105	42	0	0	29	0	27	722

Tabla 59: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

Step	Displacement m	BaseForce kN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,008	982	718	4	0	0	0	0	0	0	722
2	0,021	2.632	624	98	0	0	0	0	0	0	722
3	0,026	2.897	558	164	0	0	0	0	0	0	722
4	0,030	2.970	542	180	0	0	0	0	0	0	722
5	0,034	2.997	534	188	0	0	0	0	0	0	722
6	0,072	3.164	520	146	56	0	0	0	0	0	722
7	0,073	3.169	518	148	56	0	0	0	0	0	722
8	0,106	3.279	510	106	50	36	0	20	0	0	722
9	0,107	3.279	510	106	50	28	0	28	0	0	722
10	0,107	3.276	510	106	50	14	0	42	0	0	722
11	0,144	2.808	510	106	50	0	0	56	0	0	722
12	0,166	2.496	510	106	50	0	0	48	4	4	722
13	0,166	2.496	510	106	50	0	0	48	0	8	722
14	0,178	2.345	510	106	50	0	0	40	2	14	722
15	0,179	2.321	510	106	50	0	0	36	2	18	722
16	0,179	2.321	510	106	50	0	0	36	0	20	722
17	0,180	2.315	510	106	50	0	0	34	2	20	722
18	0,180	2.315	510	106	50	0	0	34	0	22	722
19	0,191	2.194	510	106	50	0	0	32	2	22	722
20	0,191	2.194	510	106	50	0	0	32	0	24	722
21	0,191	2.185	510	106	50	0	0	30	2	24	722
22	0,191	2.185	510	106	50	0	0	30	0	26	722
23	0,201	2.095	510	106	50	0	0	28	2	26	722
24	0,201	2.095	510	106	50	0	0	28	0	28	722
25	0,207	2.047	510	106	50	0	0	26	2	28	722
26	0,207	2.047	510	106	50	0	0	26	0	30	722
27	0,208	2.033	510	106	50	0	0	24	2	30	722
28	0,208	2.033	510	106	50	0	0	24	0	32	722
29	0,210	2.020	510	106	50	0	0	24	0	32	722

Tabla 60: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

En las TABLAS 59 y 60 se muestran los estados de las rótulas plásticas para los distintos pasos del análisis no lineal. Para la dirección X, es en el paso número 10 donde se toma el punto de desempeño de la estructura. En dicho paso se puede ver el 92,24% de las rótulas quedan como mínimo en el nivel de seguridad de vida LS. A la vez, un 7,70% (56 rótulas) ha pasado a la fase de colapso, C. En la dirección Y, se tiene el punto de desempeño en el paso 11; en dicho paso se replica el comportamiento en la dirección X.

Las FIGURAS 151 y 152 muestran la formación y evolución de las rótulas, en el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 2, para las dos direcciones de estudio.

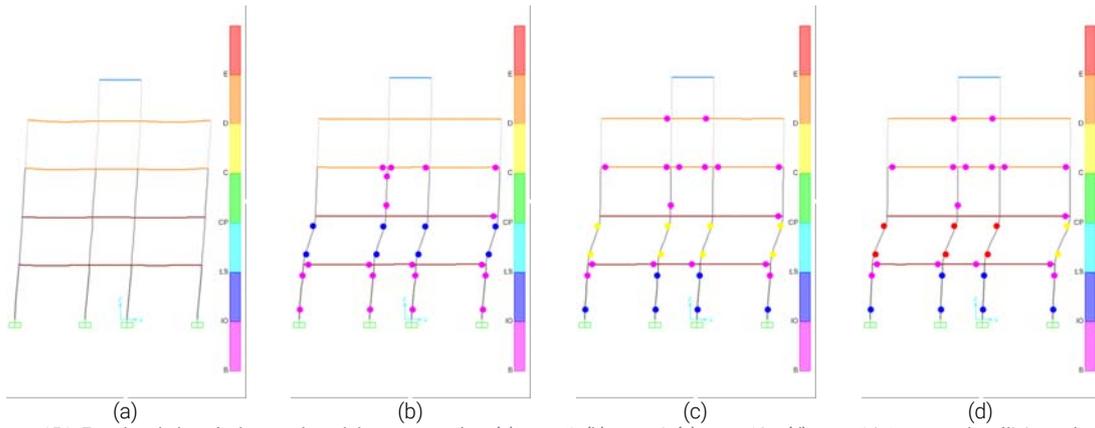


Figura 151: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 6, (c) paso 10 y (d) paso 14. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

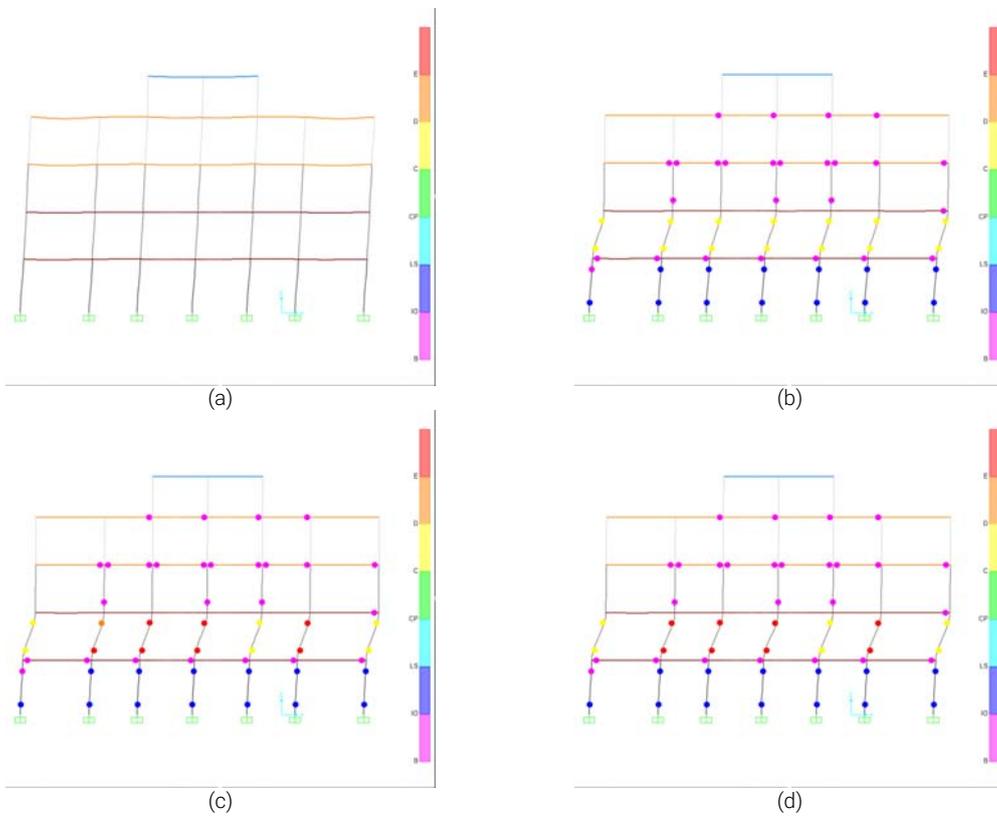


Figura 152: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 10, (c) paso 20 y (d) paso 29. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.

En el punto de desempeño de la dirección X, se registra desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,147 m que, relacionado con la altura del edificio, da un valor de 0,01 que coincide con el valor 0,01 establecido en el ATC-40 para ocupación inmediata, IO. En la dirección Y, se tiene un desplazamiento monitorizado en el nodo de 0,107 m, que queda por debajo de lo indicado para IO.

La estructura muestra que desde los primeros pasos del análisis se forman rótulas en los pilares y vigas, FIGURA 151a y b, pero conforme se van sucediendo los pasos se observa como las rótulas en los pilares de la planta 2 pasan a estados de seguridad de vida, prevención de colapso y colapso, FIGURA 151c y d. En este caso, con el Refuerzo 2, se produce un comportamiento similar al del

modelo original. Las mismas condiciones de observan tanto en la dirección X como en la dirección Y.

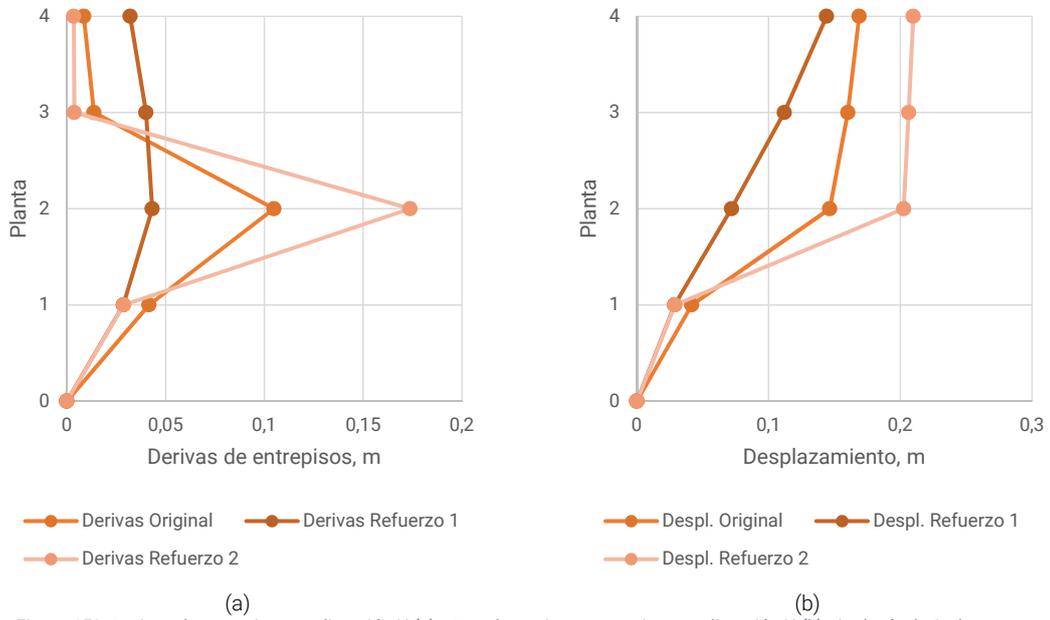


Figura 153: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.

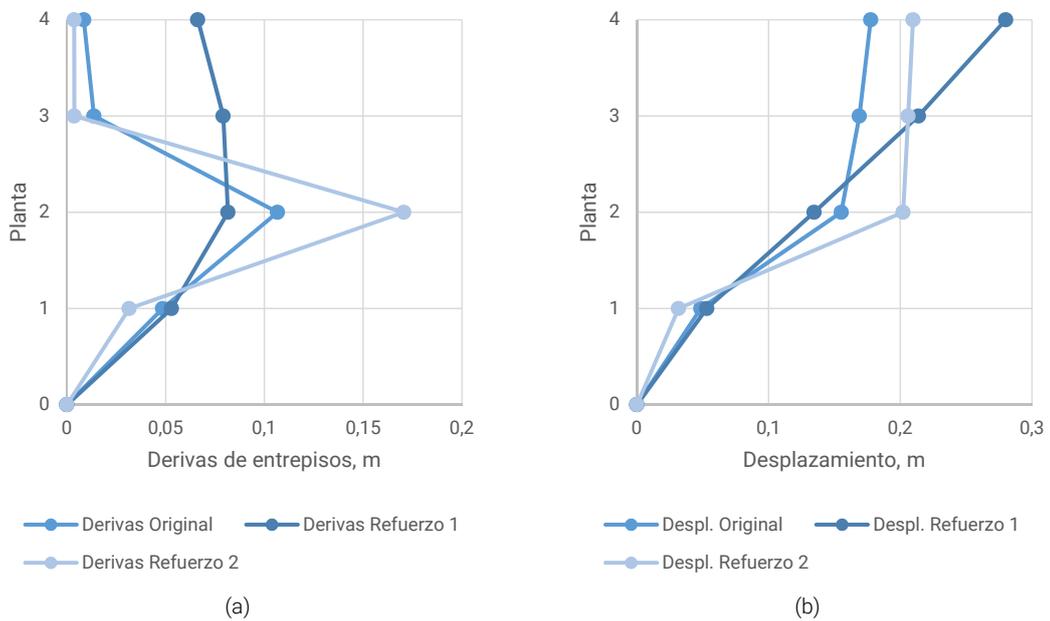


Figura 154: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 3 plantas.

En las gráficas de derivas y desplazamientos de plantas se puede comprobar como el problema que existía en la planta 2 del modelo original se amplifica en el modelo con el Refuerzo 2. Estas observaciones son válidas para las dos direcciones, pero se acentúa mas en la dirección Y como se observa en la FIGURA 154b.

6.4.4. Edificio con Refuerzo 3.

Características constructivas.

Como se ha detallado los Objetivos, se aplica a la estructura un refuerzo consistente en el incremento de las secciones de vigas planas. Dichas vigas, con una sección de 0,70m de ancho por 0,3m de canto, se han colocado en las dos plantas iniciales en todos los pórticos. Se han colocado tanto en la dirección X como en la dirección Y, FIGURA 155.

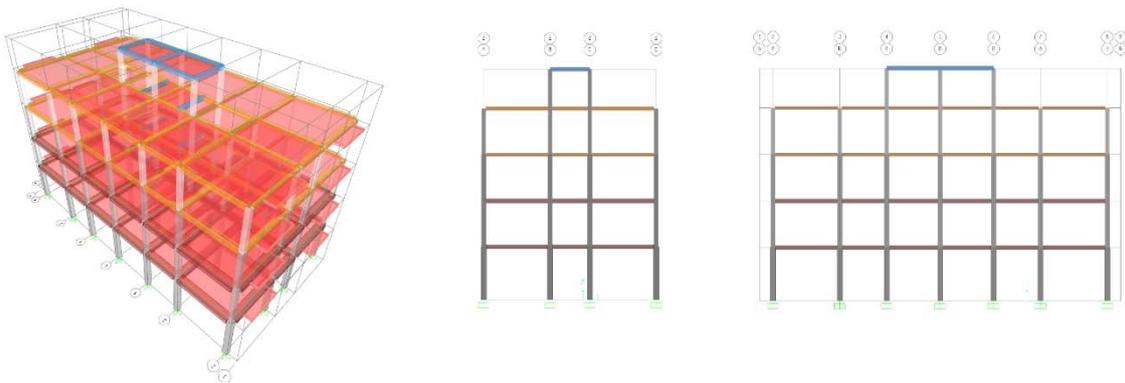
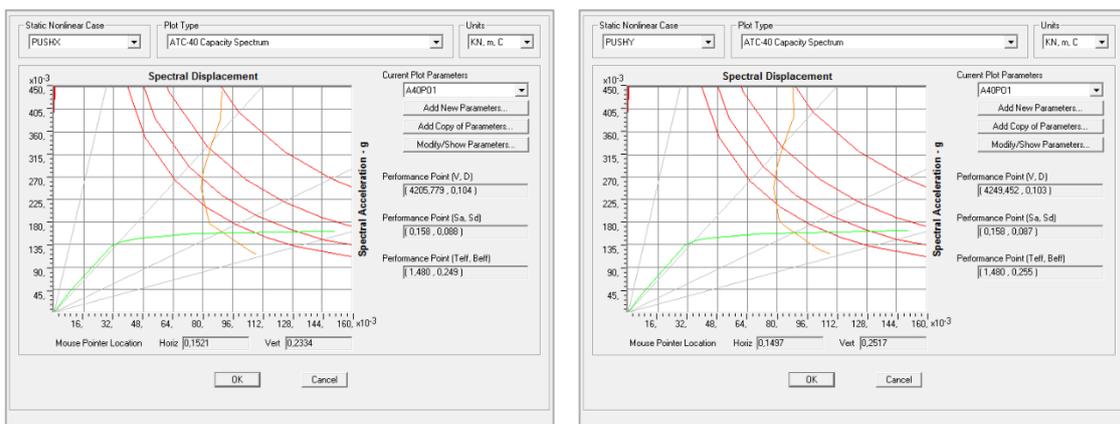


Figura 155: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

Análisis.

La FIGURA 156a muestra el gráfico ADRS para la dirección X, en el que S_a y S_d , en el punto de desempeño, son 0,158 g y 0,088 m, respectivamente. El valor de V_b , en el mismo punto, es 4.024,77 kN y el desplazamiento en la cubierta D es 0,104 m. El amortiguamiento efectivo β , en la curva de demanda al nivel del punto de desempeño es del 24,9%; y el periodo efectivo T es de 1,480 s. En la dirección Y, FIGURA 156b, los valores son similares, S_a y S_d son 0,158 g y 0,087 m, respectivamente. Los valores de V_b y D alcanzan 4.249,52 kN y 0,103 m, respectivamente.



(a) (b)
Figura 156: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

Observando la figura anterior, se puede ver que la estructura, en ambas direcciones, tiene un periodo elástico inicial en torno a 1,00 s. La dirección X tiene una Sa en el primer hito de deformación de 0,040 g y un Sd de 0,008 m; la aceleración espectral última es igual a 0,160 g y el desplazamiento espectral es 0,150 m, al final del análisis. En la dirección Y, los valores en el primer hito de deformación son, Sa 0,035 g y Sd 0,007 m; la máxima aceleración que se consigue es 0,162 g y el desplazamiento espectral al final del análisis va hasta 0,150 m. Las TABLAS 61 y 62 siguientes detallan los valores resultantes del análisis.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFphi
			m		m			
0	0,907	0,050	0,000	0,000	0,090	0,441	1,000	1,000
1	0,907	0,050	0,008	0,041	0,090	0,441	0,863	1,297
2	0,968	0,066	0,031	0,132	0,089	0,384	0,862	1,286
3	1,007	0,093	0,036	0,141	0,085	0,336	0,864	1,275
4	1,072	0,134	0,042	0,146	0,080	0,282	0,870	1,258
5	1,129	0,165	0,047	0,148	0,079	0,249	0,869	1,243
6	1,381	0,240	0,075	0,158	0,084	0,177	0,857	1,188
7	1,898	0,287	0,145	0,161	0,107	0,119	0,883	1,146
8	1,916	0,288	0,147	0,162	0,108	0,118	0,883	1,145
9	1,917	0,288	0,148	0,162	0,108	0,118	0,883	1,145
10	1,919	0,288	0,148	0,162	0,108	0,118	0,882	1,144
11	1,923	0,288	0,149	0,162	0,108	0,118	0,882	1,144
12	1,928	0,288	0,149	0,162	0,108	0,117	0,881	1,144
13	1,937	0,288	0,151	0,162	0,109	0,117	0,880	1,143

Tabla 61: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFphi
			m		m			
0	0,891	0,050	0,000	0,000	0,089	0,449	1,000	1,000
1	0,891	0,050	0,007	0,035	0,089	0,449	0,865	1,297
2	0,957	0,065	0,031	0,134	0,089	0,391	0,864	1,286
3	1,009	0,102	0,036	0,143	0,083	0,326	0,866	1,271
4	1,054	0,131	0,040	0,147	0,080	0,289	0,868	1,258
5	1,125	0,169	0,047	0,150	0,078	0,248	0,867	1,238
6	1,328	0,236	0,068	0,156	0,081	0,185	0,861	1,195
7	1,365	0,242	0,073	0,157	0,082	0,178	0,866	1,191
8	1,391	0,247	0,076	0,157	0,083	0,174	0,868	1,188
9	1,797	0,284	0,129	0,161	0,102	0,127	0,886	1,152
10	1,914	0,288	0,148	0,163	0,108	0,118	0,889	1,145
11	1,924	0,288	0,150	0,163	0,108	0,117	0,889	1,144
12	1,925	0,288	0,150	0,163	0,108	0,117	0,889	1,144
13	1,930	0,288	0,151	0,163	0,108	0,117	0,888	1,143

Tabla 62: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

Las FIGURAS 157 y 158 muestran superpuestas las curvas pushover de la estructura original y de la misma con los sucesivos refuerzos. Se muestran tanto la curva de capacidad como la de demanda para cada iteración. También se representan los puntos de desempeño.

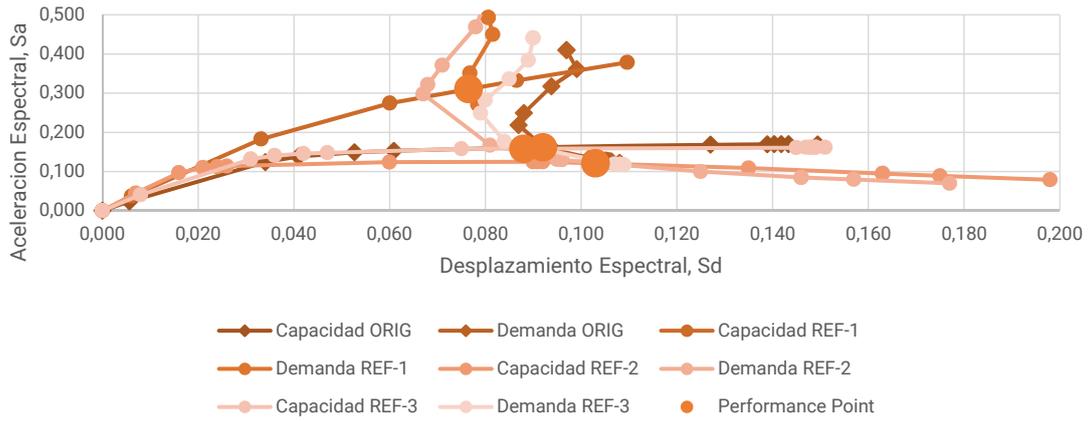


Figura 157: Curvas ADRS dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.

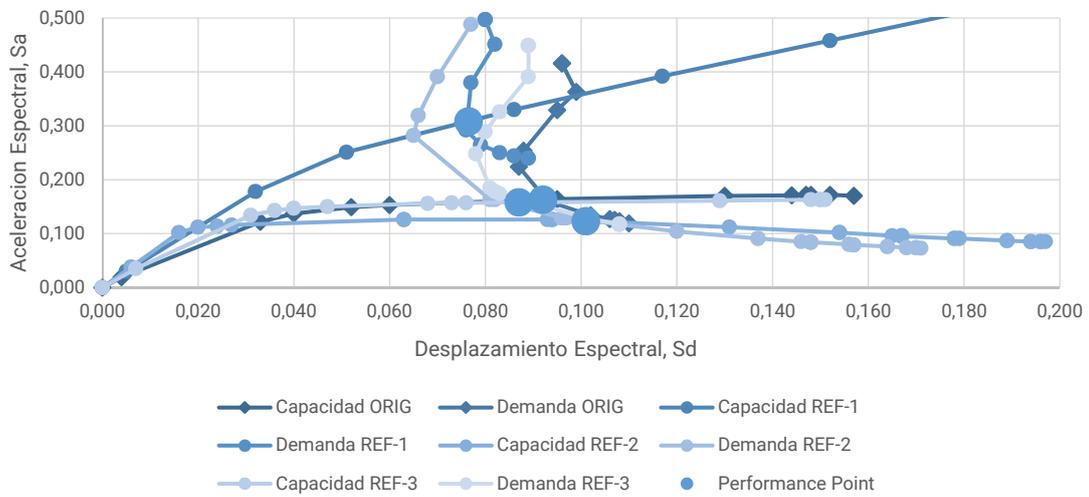


Figura 158: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.

Se observa como el punto de desempeño de la estructura se ha movido hacia atrás, respecto al modelo original, mejorando solo al modelo original de forma muy leve; no experimenta una mejora reseñable en el eje de las ordenadas (S_a). El periodo elástico inicial continua en los 1,00 s. Estas observaciones son similares en ambos ejes de estudio.

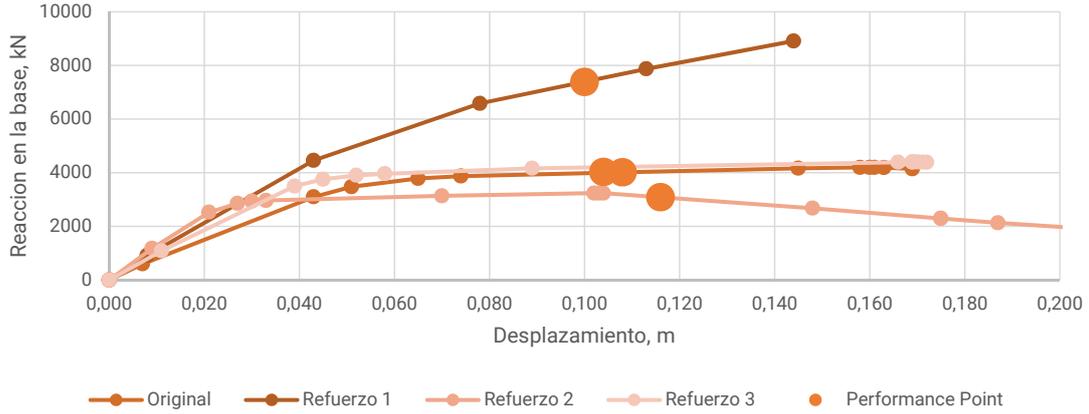


Figura 159: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.

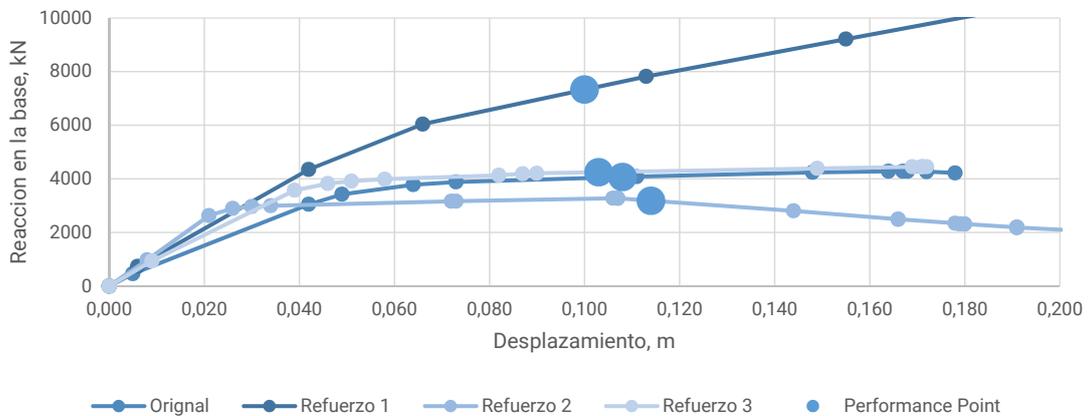


Figura 160: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.

Superponiendo las gráficas de curva de capacidad (D. vs Vb) queda expuesta la diferencia en la capacidad de la estructura original y con los Refuerzos 1 y 2, respecto del Refuerzo 3. Observando las gráficas se podría decir que este sistema de refuerzo para esta tipología, replica el comportamiento del modelo original. Existe una mejora muy leve en referencia a los desplazamientos espectrales Sd casi despreciable. Con respecto al Refuerzo 1, no hay mejora. Con respecto al Refuerzo 2, hay mejora pero es equivalente al modelo original, FIGURA 159. En la dirección Y, se consiguen los mismos efectos y en el mismo orden de magnitud, FIGURA 160.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoO	OtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,011	1087	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,039	3501	563	159	0	0	0	0	0	0	722
3	0,045	3755	513	209	0	0	0	0	0	0	722
4	0,052	3902	491	231	0	0	0	0	0	0	722
5	0,058	3962	482	240	0	0	0	0	0	0	722
6	0,089	4162	466	200	56	0	0	0	0	0	722
7	0,166	4390	451	159	56	47	0	9	0	0	722
8	0,169	4395	451	159	56	39	0	17	0	0	722
9	0,169	4395	451	159	56	38	0	18	0	0	722
10	0,169	4395	451	159	56	37	0	19	0	0	722
11	0,170	4395	451	159	56	30	0	26	0	0	722

12	0,171	4393	451	159	56	24	0	32	0	0	722
13	0,172	4387	451	159	56	23	0	33	0	0	722

Tabla 63: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

Step	Displacement m	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	722	0	0	0	0	0	0	0	722
1	0,009	942	720	2	0	0	0	0	0	0	722
2	0,039	3.574	534	188	0	0	0	0	0	0	722
3	0,046	3.826	482	240	0	0	0	0	0	0	722
4	0,051	3.918	470	252	0	0	0	0	0	0	722
5	0,058	3.989	454	268	0	0	0	0	0	0	722
6	0,082	4.136	448	222	52	0	0	0	0	0	722
7	0,087	4.190	442	226	54	0	0	0	0	0	722
8	0,09	4.210	440	228	54	0	0	0	0	0	722
9	0,149	4.391	432	180	60	48	0	2	0	0	722
10	0,169	4.451	432	178	56	48	0	8	0	0	722
11	0,171	4.454	432	178	56	34	0	22	0	0	722
12	0,171	4.454	432	178	56	32	0	24	0	0	722
13	0,172	4.452	432	178	56	30	0	26	0	0	722

Tabla 64: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

En la TABLAS 63 y 64 anteriores se muestran los estados de las rótulas plásticas para los distintos pasos del análisis no lineal. En la dirección X, es en el paso número 7 donde se da el punto de desempeño de la estructura. En dicho paso se puede ver el 99,00% de las rótulas quedan como mínimo en el nivel de seguridad de vida LS, pero hay un 1,00% (9 rótulas) que han pasado a la fase de colapso C. En la otra dirección de estudio, Y, el punto de desempeño se da en el paso 10, y se replica el comportamiento de la dirección X, en este caso son 2 rótulas que pasan a colapso C.

Las FIGURAS 161 y 162, muestran la formación y evolución de las rótulas, en el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 3. En el punto de desempeño de la dirección X (paso 7) se registra desplazamiento en el nodo de control en el techo, de 0,165 m que, relacionado con la altura del edificio, da un valor de 0,011, por encima del valor 0,01 establecido en la Tabla 11-2 del ATC-40 para ocupación inmediata, IO; pero con no supera el valor aceptable para seguridad de vida LS, 0,02. En la dirección Y el desplazamiento desciende a 0,169 m, que relacionado con la altura del edificio arroja un valor de 0,011, dentro de lo establecido para LS.

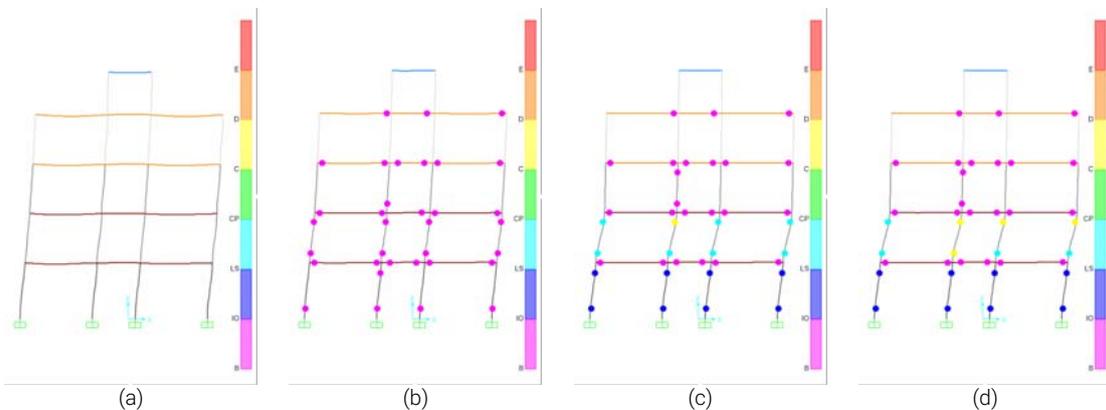


Figura 161: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 7 y (d) paso 13. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

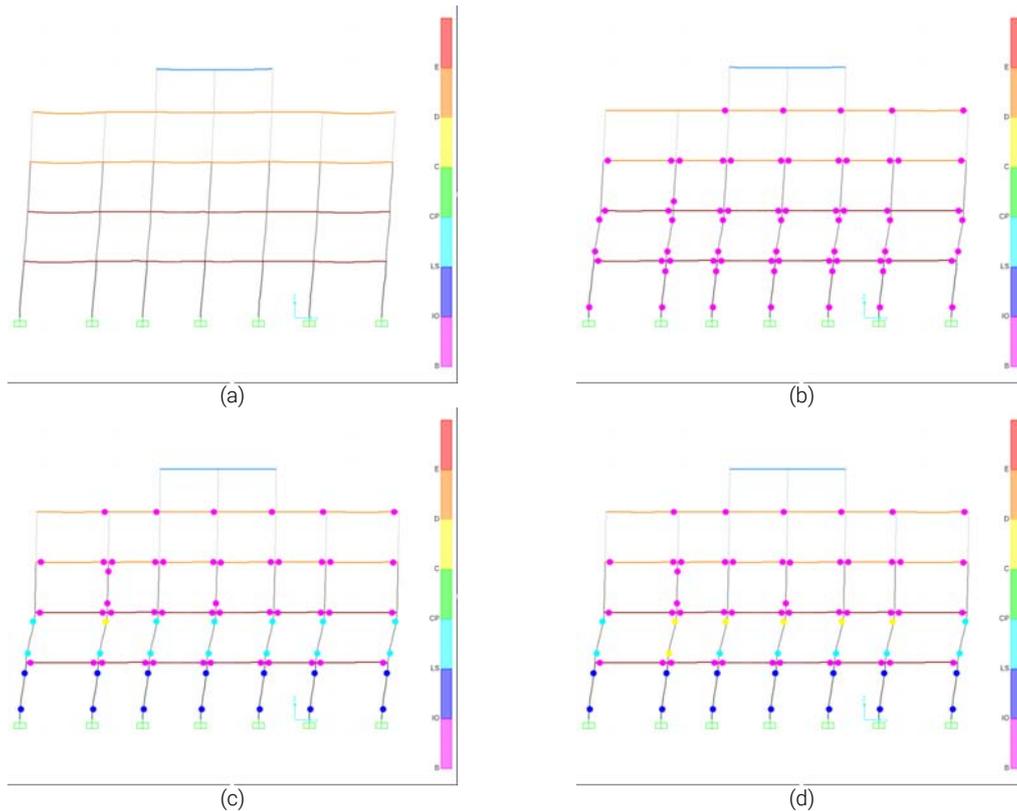


Figura 162: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.

El modelo estructural muestra que desde los primeros pasos del análisis se forman rótulas en los pilares y vigas, FIGURA 161a y b; pero conforme se van sucediendo los pasos se observa como las rótulas en los pilares de la planta 2 pasan rápidamente a estados mas avanzados de deformación, alcanzando algunas rótulas la fase de colapso, C, al momento del punto de desempeño. Las rótulas van sufriendo mayores deformaciones hasta que ocurre un fallo concentrado en la planta 2. El mismo comportamiento se da tanto en X como en Y con muy poca variación entre los valores resultantes.

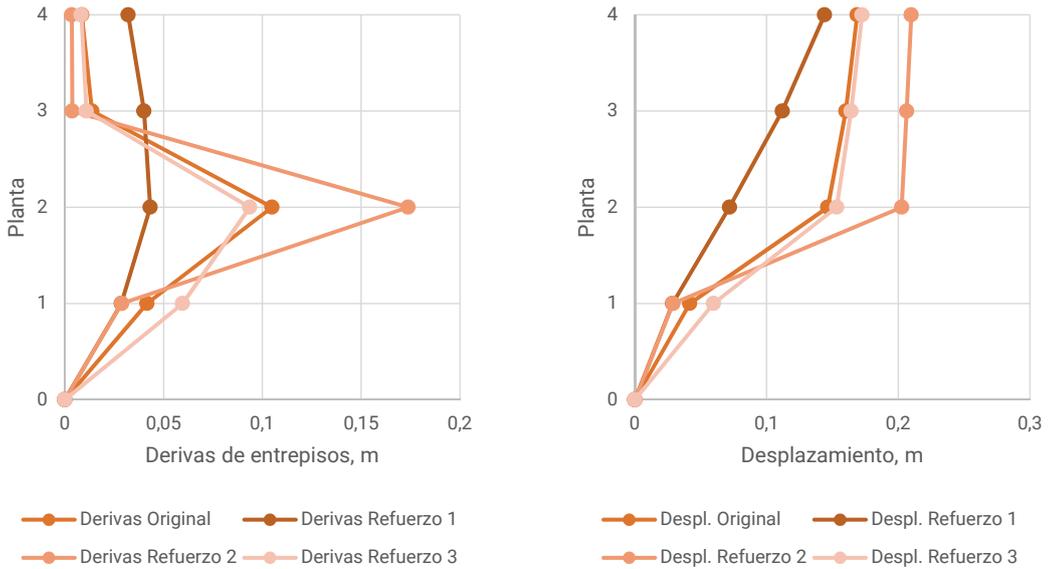


Figura 163: Derivas de entrepisos en dirección X (a.) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.

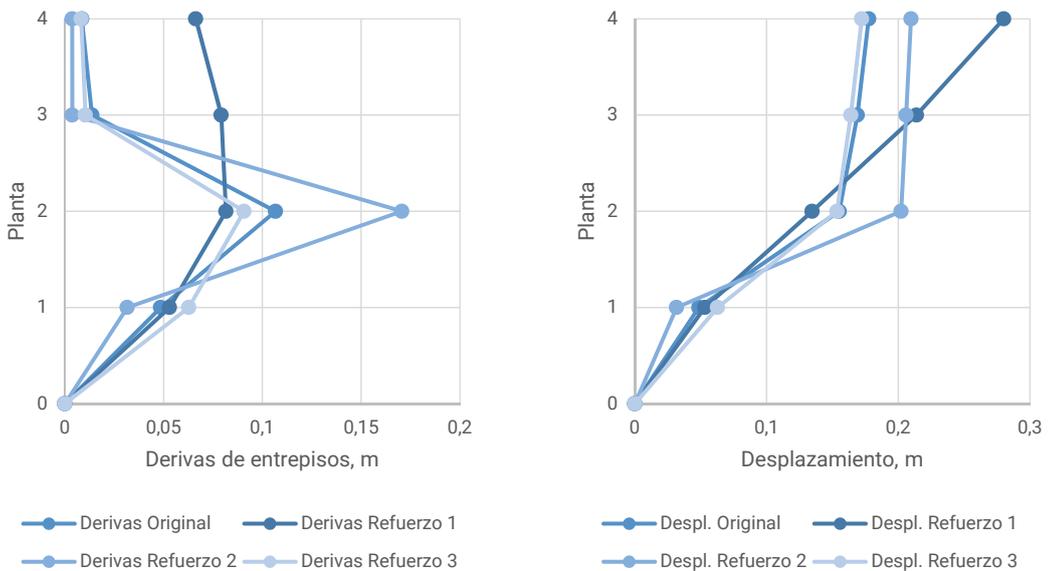


Figura 164: Derivas de entrepisos en dirección Y (a.) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.

En la dirección X, FIGURA 163, se sigue observando una deriva importante en la planta 2; de modo similar ocurre el eje Y, FIGURA 164. En cuanto a los desplazamientos el Refuerzo 3 empeora respecto al modelo Original y al Refuerzo 2.

En las gráficas de derivas y desplazamientos para la dirección Y, se puede comprobar como el pico en la planta 2 se suaviza respecto al original y al Refuerzos 2, pero no mejora al Refuerzo 3. Los desplazamientos máximos son similares respecto al modelo original. El modelo con Refuerzo 2 tienen las derivas y los desplazamientos mayores.

7. Capítulo 7: Discusión de resultados.

7.1. Introducción.

En este capítulo se comentarán, a modo de resumen, los resultados conseguidos con cada uno de los refuerzos propuestos una vez aplicados sobre el modelo estructural del edificio en sus distintas versiones: nueve, seis y tres alturas.

7.2. Edificio de 9 plantas.

Refuerzo 1.

En las dos direcciones de estudio el Refuerzo 1, compuesto por muros de hormigón, mejora notablemente el desempeño de la estructura reforzándola de tal manera que es capaz de resistir un 39% de aceleración espectral más cuando alcanza el punto de desempeño o performance point. Sin embargo, la disminución en los valores de S_d está en torno al 6%, no siendo un valor muy significativo.

En cuanto a la resistencia de cortante en la base el Refuerzo 1 le aporta una mejora al modelo estructural de un 31%, siendo una mejora considerable. Por otra parte, a pesar de aumentar la resistencia a fuerzas laterales no se aprecia un incremento muy llamativo en el desplazamiento en cubierta, apenas un 3%.

Por otra parte, el comportamiento que se observa en los distintos pasos del análisis pushover parece ser más idóneo, dado que primeramente se van formando las rótulas en las vigas y luego en los pilares, de acuerdo a la recomendación de un sistema pilar fuerte-viga débil. Es reseñable que con el Refuerzo 1 no hay rótulas que vayan más allá de la fase de ocupación inmediata, esto implica de acuerdo con la TABLA# que la estructura sufriría mínimos agrietamientos y astillado de columnas y vigas y que los elementos no estructurales no sufrirían daño alguno.

Este sistema de refuerzo soluciona los picos en las derivas de entrepisos que tenía el modelo original sin reforzar, además disminuye los desplazamientos totales una media de 0,26 m.

Refuerzo 2.

Como en el caso anterior el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 2 se comporta de manera similar para las dos direcciones de estudio, X e Y. El Refuerzo 2, compuesto por vigas descolgadas mejora solo un 3,5% el valor de aceleración espectral S_a en el punto de desempeño, aunque ahora la reducción del desplazamiento lateral es superior al sistema anterior con un 16% el valor del desplazamiento S_d , es decir, que este refuerzo aplicado al modelo original mejora la rigidez del conjunto de manera considerable. Comparándolo con el Refuerzo 1, no mejora en el valor de S_d , pero si en el valor de S_a . Se podría decir que tiene un comportamiento complementario con el mismo.

En cuanto a la resistencia de esfuerzo cortante en la base la mejora con respecto al modelo original se sitúa en 3,8%, sin embargo, el desplazamiento en la cubierta disminuye de 0,215 m a 0,189 m, mejorando un 12% al modelo original y un 8% al Refuerzo 1.

Observando la formación y comportamiento de las rótulas a lo largo del análisis pushover se observa un comportamiento peor que con el Refuerzo 1, ya en los pasos iniciales se van formando rótulas en los pilares que al final del análisis llevan el modelo al colapso por el fallo de los pilares de la planta baja. No obstante, cuando la estructura alcanza su performance point, todas las rótulas que se han formado están dentro de la fase de seguridad de vida. Siendo las más dañadas las que se formaron en los pilares de planta baja. A nivel de daños implica la aparición de grietas, fisuras y desprendimientos en los encuentros entre pilares y vigas, grietas por flexión en vigas; daños en las particiones, luminarias, mobiliario y huecos de escaleras.

En cuanto a las derivas y desplazamientos este sistema de refuerzo no mejora al modelo original y, lógicamente, tampoco al Refuerzo 1.

Refuerzo 3.

El Refuerzo 3 que se ha propuesto consiste en vigas planas de mayor tamaño que las utilizadas para el modelo original, insertadas en todos los pórticos de las plantas 1 a 3. Con éste sistema de refuerzo se consigue una leve mejora, 4,9%, con respecto al modelo original en referencia al valor del desplazamiento espectral S_d . El valor de S_a permanece prácticamente inalterado. Con respecto a los sistemas de refuerzo 1 y 2 no hay mejoría.

En cuanto a la formación de rótulas y su evolución a lo largo del análisis estático no lineal, no se ve necesario hacer más consideraciones dado que el comportamiento es muy similar al del modelo original.

En cuanto a los desplazamientos totales y las derivas entre plantas, el Refuerzo 3 consigue mejorar solo al Refuerzo 2 en la dirección X; y consigue una mejora sobre el modelo original y Refuerzo 2 en el eje Y.

7.3. Edificio de 6 plantas.

Refuerzo 1.

En las dos direcciones de estudio el Refuerzo 1, duplica el desempeño de la estructura, reforzándola de tal manera que es capaz de resistir un 100% más de aceleración espectral cuando

alcanza el punto de desempeño o performance point. Sin embargo, la mejora en los valores de desplazamiento está en torno al 15%, indicando una mejora notable.

En cuanto a la resistencia de cortante en la base el Refuerzo 1 le aporta una mejora al modelo estructural de un 104%, siendo una mejora considerable ya que este refuerzo no implica mucha diferencia en volumen de material. Por otra parte, a pesar de aumentar la resistencia a fuerzas laterales no se aprecia una mejora muy llamativa en el desplazamiento en cubierta, apenas un 6%.

Por otra parte, el comportamiento que se observa en los distintos pasos del análisis pushover parece ser más idóneo, dado que primeramente se van formando las rótulas en las vigas y luego en los pilares, de acuerdo a la recomendación de un sistema pilar fuerte-viga débil. Es reseñable que con el Refuerzo 1 no hay rótulas que vayan más allá de la fase de ocupación inmediata, esto implica de acuerdo con la TABLA# que la estructura sufriría mínimos agrietamientos y astillado de columnas y vigas y que los elementos no estructurales no sufrirían daño alguno.

Este sistema de refuerzo soluciona los picos en las derivas de entresijos que tenía el modelo original sin reforzar.

Refuerzo 2.

Como en el caso anterior el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 2 se comporta de manera similar para las dos direcciones de estudio, X e Y. El Refuerzo 2 mejora solo un 2% el valor de aceleración espectral S_a en el punto de desempeño. Si bien se mejora el desplazamiento lateral, dicha mejora es inferior a la del Refuerzo 1, un 10% en este caso, es decir, que este refuerzo aplicado al modelo original mejora la rigidez del conjunto de manera considerable pero no tanto como el Refuerzo 1.

En cuanto a la resistencia de esfuerzo cortante en la base la mejora con respecto al modelo original se sitúa en 3,30%, sin embargo, el desplazamiento en la cubierta disminuye de 0,163 m a 0,148 m, mejorando un 10,00% al modelo original y un 3,00% al Refuerzo 1.

Observando la formación y comportamiento de las rótulas a lo largo del análisis pushover se observa un comportamiento peor que con el Refuerzo 1, ya en los pasos iniciales se van formando rótulas en los pilares que al final del análisis llevan el modelo al colapso por el fallo de los pilares de las plantas 2 y 3. También, cuando la estructura alcanza su performance point, quedan algunas rótulas en la fase de colapso C. Las más dañadas son las que se formaron en los pilares de la planta 2. No obstante la mayoría de las rótulas de la planta 2 quedan en fase de seguridad de vida LS, esto implica la aparición de grietas, fisuras y desprendimientos en los encuentros entre pilares y vigas, grietas por flexión en vigas; daños en las particiones, luminarias, mobiliario y huecos de escaleras. Siendo pocas las rótulas en colapso se podrían intervenir de manera particular.

En cuanto a las derivas y desplazamientos este sistema de refuerzo mejora al modelo original al Refuerzo 1. Aunque éste último tiene un comportamiento mas idóneo.

Refuerzo 3.

Con éste sistema de refuerzo se consigue una mejora del 21,00%, con respecto al modelo original en referencia al valor del desplazamiento espectral S_d . El valor de S_a también mejora de manera llamativa, un 45,00%. Con respecto a los sistemas de refuerzo 1 y 2 hay mejoría de entre 7,00% y 10,00% en los desplazamientos; y las aceleraciones no mejoran al Refuerzo 1 pero sí al Refuerzo 2.

En cuanto a la formación de rótulas y su evolución a lo largo del análisis estático no lineal, no se ve necesario hacer mas consideraciones dado que el comportamiento es muy similar al del modelo original, aunque mejorándolo.

En cuanto a los desplazamientos totales y las derivas entre plantas, el Refuerzo 3 no consigue mejorar en la dirección X; y consigue una mejora sobre el modelo original en el eje Y.

7.4. Edificio de 3 plantas.

Refuerzo 1.

En las dos direcciones de estudio el Refuerzo 1, duplica el desempeño de la estructura, reforzándola de tal manera que es capaz de resistir entre un 89,00% y un 92,00% más de aceleración espectral cuando alcanza el punto de desempeño o performance point. La mejora en los valores de desplazamiento está en torno al 17,00%, indicando una mejora notable.

En cuanto a la resistencia de cortante en la base el Refuerzo 1 le aporta una mejora al modelo estructural de un 84,00%, siendo una mejora considerable ya que este refuerzo no implica mucha diferencia en volumen de material. Por otra parte, a pesar de aumentar la resistencia a fuerzas laterales no se aprecia una mejora muy llamativa en el desplazamiento en cubierta, apenas un 8,00%.

Por otra parte, el comportamiento que se observa en los distintos pasos del análisis pushover parece ser más idóneo, dado que primeramente se van formando las rótulas en las vigas y luego en los pilares, de acuerdo a la recomendación de un sistema pilar fuerte-viga débil. Es reseñable que con el Refuerzo 1 no hay rótulas que vayan más allá de la fase de ocupación inmediata, esto implica de acuerdo con la TABLA# que la estructura sufriría mínimos agrietamientos y astillado de columnas y vigas y que los elementos no estructurales no sufrirían daño alguno.

Este sistema de refuerzo soluciona los picos en las derivas de entrepisos que tenía el modelo original sin reforzar.

Refuerzo 2.

Como en el caso anterior el modelo estructural mejorado con el Refuerzo 2 se comporta de manera similar para las dos direcciones de estudio, X e Y. El Refuerzo 2 empeora el valor de aceleración espectral S_a en el punto de desempeño, en un 25,00%. También empeora el desplazamiento lateral. En general el Refuerzo 2 tiene un desempeño inferior al del modelo original y, por tanto, inferior al resto de los refuerzos.

En cuanto a la resistencia de esfuerzo cortante en la base la disminución con respecto al modelo original se sitúa en 23,00%; el desplazamiento en la cubierta aumenta (empeora) un 7,00%. Con respecto al Refuerzo 1 las diferencias son aún mayores y no se valoran. Lo mismo ocurre en referencia al Refuerzo 3.

Observando la formación y comportamiento de las rótulas a lo largo del análisis pushover se ve un comportamiento peor que con el Refuerzo 1, ya en los pasos iniciales se van formando rótulas en los pilares que al final del análisis llevan el modelo al colapso por el fallo de los pilares de la planta 2. También, cuando la estructura alcanza su performance point, quedan algunas rótulas en la fase de colapso C. Las más dañadas son las que se formaron en los pilares de la planta 2. No obstante la mayoría de las rótulas quedan en fase de seguridad de vida LS, esto implica la aparición de grietas, fisuras y desprendimientos en los encuentros entre pilares y vigas, grietas por flexión en vigas; daños en las particiones, luminarias, mobiliario y huecos de escaleras. Siendo pocas las rótulas en colapso se podrían intervenir de manera particular.

En cuanto a las derivas y desplazamientos éste sistema de refuerzo no mejora a ninguna de las tipologías estudiadas.

Refuerzo 3.

Con éste sistema de refuerzos no se consigue prácticamente ninguna mejora, el mismo replica el comportamiento y las magnitudes del modelo original. Aunque hay una mejora en los desplazamientos del orden del 5,00% con respecto al modelo original.

8. Capítulo 8: Conclusiones.

8.1. Conclusiones sobre las tipologías.

La primera conclusión a la que se llega luego del proceso de elaboración del presente trabajo es que el diseño de estructuras sismorresistentes utilizando el método de diseño por desempeño y mas concretamente los análisis estáticos no lineales se convierte en una herramienta de suma utilidad para el profesional de la arquitectura o ingeniería. Dado que se ha visto que diseñando conforme a los códigos vigentes y con los paquetes de software de cálculo mas arraigados en España, parte de Europa y América Latina como es CypeCAD el resultado del dimensionamiento puede resultar insuficiente frente a las acciones que un sismo podría aplicar sobre las estructuras. Por lo que, como se dijo en el APARTADO#, la tarea del diseñador o calculista debería complementar el diseño lineal de estructuras conforme a códigos y normas, con el diseño por capacidad para conseguir la mejor relación entre coste-prestaciones en la estructura que esta diseñando y asegurar, aun mas, la supervivencia de los habitantes de los edificios y de los equipamientos sensibles de cada uno de ellos.

Edificio, Tipología de 9 plantas.

Habiendo revisado y discutido los resultados del análisis de las distintas propuestas de refuerzo para el edificio en estudio en su tipología con 9 alturas se puede concluir inicialmente que el Refuerzo 3 no aporta mayor mejoría al conjunto por lo que se podría descartar como opción general de mejora.

El Refuerzo 1, mediante muros de hormigón armado en toda la altura del edificio, es el que se presenta con mejores resultados, dado que no solo mejora la capacidad del sistema de resistencia de fuerzas laterales de la estructura, sino que, además, evita grandes derivas entre plantas y del mismo modo reduce los desplazamientos totales. Esto redundo, a su vez, en menores daños al edificio y su contenido, es decir, reduce su vulnerabilidad.

Como se ha mencionado en el capítulo de discusión de resultados el Refuerzo 2, mediante vigas descolgadas tiene un comportamiento complementario al Refuerzo 1, aportando rigidez al conjunto mientras que este último refuerza la estructura.

Se podría decir que para una solución óptima se deberían combinar los Refuerzos 1 y 2 para conseguir mejorar tanto la capacidad de resistencia de la estructura como su rigidez.

Edificio, Tipología de 6 plantas.

El Refuerzo 1, es el que se presenta con mejores resultados, dado que no solo mejora la capacidad del sistema de resistencia de fuerzas laterales de la estructura, sino que, además, evita grandes derivas entre plantas y del mismo modo reduce los desplazamientos totales. Esto redundo, a su vez, en menores daños al edificio y su contenido, es decir, reduce su vulnerabilidad.

De la misma manera que en la tipología de 9 plantas el Refuerzo 2, mediante vigas descolgadas tiene un comportamiento complementario al Refuerzo 1, aportando rigidez al conjunto mientras que este último refuerza la estructura.

Al contrario que en el caso de la tipología de 9 plantas, el Refuerzo 3 es una opción viable de mejora que se queda a medio camino con respecto al Refuerzo 1 en resistencia, pero lo mejora en desplazamiento, lo que implica menos daño visible en el edificio.

Se podría decir que para una solución óptima se deberían combinar los Refuerzos 1 y 2 para conseguir mejorar tanto la capacidad de resistencia de la estructura como su rigidez. O bien optar por el Refuerzo 3 que está a medio camino.

Edificio, Tipología de 3 plantas.

El Refuerzo 1, es el que se presenta con mejores resultados, dado que no solo mejora la capacidad del sistema de resistencia de fuerzas laterales de la estructura, sino que, además, evita grandes derivas entre plantas y del mismo modo reduce los desplazamientos totales. Esto redundará, a su vez, en menores daños al edificio y su contenido, es decir, reduce su vulnerabilidad.

Los otros dos sistemas estudiados, Refuerzo 2 y Refuerzo 3, no reportan mayores mejoras al comportamiento de la estructura, o incluso empeoran el desempeño del modelo original.

9. Capítulo 9: Bibliografía, listado de figuras y listado de tablas.

9.1. Bibliografía.

- [1] S. Taghavi pour, T. Majid y L. T. Liang, «Effect of Different Lateral Load Distribution on Pushover Analysis,» *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, vol. 7, nº 4, pp. 133-142, 2013.
- [2] A. T. López López, *Modelos de comportamiento seccional de hormigón armado ajustados a ensayos mediante algoritmos metaheurísticos*, Cartagena: UPCT, 2015.
- [3] M. Priestley, G. Calvi y M. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design*, Pavia: IUSS Press, 2007.
- [4] J. Carillo, «EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO UN DISEÑO POR DESEMPEÑO,» *Dyna*, vol. 75, nº 155, pp. 91-102, 2008.
- [5] M. N. J. Priestley, «Performance based seismic design,» *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, vol. 33, nº 3, pp. 325-346, 2000.
- [6] Applied Technology Council, ATC-40: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Redwood City, California: ATC, 1996.
- [7] E. G. Zenteno, «Geofísica,» 06 10 2016. [En línea]. Available: <http://ingenieriageofisica.scienceontheweb.net/riesgosismico.html>.
- [8] Comunidad Autónoma Región de Murcia, Consejería de Presidencia y Empleo, Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias, «Plan Especial de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico en la Región de Murcia,» Consejería de Presidencia y Empleo de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia., Murcia, 2015.
- [9] H. Eric y C. Ortega, «ARQUITEXTO.COM - Entrevista al ingeniero Eric Hernández,» 2010. [En línea]. Available: <https://arquitecto.com/2011/06/la-vulnerabilidad-el-riesgo-sismico/>. [Último acceso: 01 08 2016].
- [10] V. J. Moreno Castellón, *Riesgo Sísmico, una realidad en la Región de Murcia.*, Cartagena: El Autor, 2013.
- [11] CEPAL - BID, «UN TEMA DEL DESARROLLO: LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD FRENTE A LOS DESASTRES,» CEPAL - BID, México, 2000.
- [12] A. López Arroyo y J. Villacañas Berenguer, « Metodología Simplificada para el Análisis del Riesgo Sísmico.,» *Física de la Tierra.*, nº 11, 1999.
- [13] Seismic Hazard Harmonization in Europe, «SHARE,» 06 10 2016. [En línea]. Available: <http://www.share-eu.org/node/6>.
- [14] A. C. Boissonade y H. C. Shah, «Seismic Vulnerability and Insurance Studies,» *The Geneva Papers on Risk and Insurance*, vol. 9, nº 39, pp. 223-254, 1984.
- [15] I. Mehmet y H. B. Ozmen, «Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings,» *Engineering Structures*, nº 28, pp. 1494-1502, 2006.
- [16] J. A. Mahaney, T. F. Paret, B. E. Kehoe y S. A. Freeman, «The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake,» de *National earthquake conference*, Memphis, 1993.
- [17] A. Ospina, H. Urrego y J. C. Botero, «Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado,» *Ingeniería y Ciencia*, pp. 209-236, 2013.

- [18] C. R. T. Guía didáctica de diseño y análisis de estructuras de hormigón armado situadas en zona sísmica., Cartagena: UPCT, 2010.
- [19] Wikipedia, la enciclopedia libre., «Wikipedia: CYPECAD.» [En línea]. Available: <https://es.wikipedia.org/wiki/CYPECAD>. [Último acceso: 10 05 2016].
- [20] CYPE Ingenieros, S.A., Memoria de cálculo, CypeCAD, Alicante: CYPE Ingenieros, S.A., 2017.
- [21] Computers & Structures, Inc., CSI Analysis Reference Manual, Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc., 2013.
- [22] J. C. Vielma Pérez, *Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal*, Barcelona, 2008.
- [23] M. Peralta Alvarez, *Análisis Estático no Lineal y análisis Dinámico no Lineal del Hospital de Viehla*, Barcelona: UPC, 2012.
- [24] C. J. Parra Costa, *Dinámica de estructuras, Construcciones sismo-resistentes*, Cartagena, 2015, p. 15.
- [25] R. Leslie, «The Pushover Analysis, explained in its Simplicity».
- [26] National Institute of Standards and Technology, «Seismic Design of Wood Light-Frame Structural Diaphragm Systems. A Guide for Practicing Engineers.» *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, vol. 1, nº 10, p. 6, 2014.
- [27] Ministerio de Fomento, *R.D. 314/2006 Código Técnico de la Edificación: DB-SE*, Madrid: Ministerio de Fomento, 2013.
- [28] Ministerio de Fomento, NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación., Madrid: Ministerio de Fomento, 2009.
- [29] Wikipedia, the free encyclopedia., «<https://en.wikipedia.org>» [En línea]. Available: https://en.wikipedia.org/wiki/Seismic_retrofit. [Último acceso: 2016 08 08].
- [30] Applied Technology Council, FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures., Redwood City, California: ATC, 2005.
- [31] Federal Emergency Management Agency, FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings., Washington, D.C.: FEMA, 2000.
- [32] Comisión Sismológica Europea, «Escala Macrosísmica Europea 1998,» F. Lorenzo Martín, Hamburgo, 1998.
- [33] Norma UNE-EN 1998-1: Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistente. Parte 1., Madrid: AENOR, 2011.
- [34] Federal Emergency Management Agency, FEMA 547: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Washington, DC: FEMA, 2006.

9.2. Listado de tablas.

Tabla 1: Resumen de los elementos intervenidos con el Refuerzo 2.....	vi
Tabla 2: Resumen de los elementos intervenidos con el Refuerzo 3.....	vii
Tabla 3: Grados de daño, según la escala EMS98.....	18
Tabla 4: Tabla 11-1 ATC-40. Descripción de daños representativos en elementos y componentes en edificios de hormigón armado.....	20
Tabla 5: Tabla 11-2 ATC 40 Límites de deformación.....	47
Tabla 6: Tabla 8-4 ATC 40 - Tipos de comportamiento estructural.....	49
Tabla 7: Tabla 8-1 ATC 40 Valores del Factor de Amortiguación, K.....	49
Tabla 8: Normativa considerada.....	62
Tabla 9: Cargas permanentes aplicadas a la estructura, según su ubicación.....	62
Tabla 10: Sobrecargas de Uso aplicadas a la estructura, según su ubicación.....	63
Tabla 11: Acciones de viento aplicadas a la estructura.....	63
Tabla 12: Acciones de sismo aplicadas a la estructura.....	63
Tabla 13: Propiedades de las secciones utilizadas en el modelo de SAP2000. 9 plantas.....	65
Tabla 14: Propiedades de las secciones utilizadas en el modelo de SAP2000. 6 plantas.....	66
Tabla 15: Propiedades de las secciones utilizadas en el modelo de SAP2000. 3 plantas.....	66
Tabla 16: Propiedades de los forjados utilizadas en el modelo de SAP2000.....	66
Tabla 16: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas.....	79
Tabla 17: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas.....	80
Tabla 18: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas.....	80
Tabla 19: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas.....	81
Tabla 20: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.....	84
Tabla 21: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.....	84
Tabla 22: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.....	86
Tabla 23 Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1:.....	86
Tabla 24: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.....	90
Tabla 25: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.....	91
Tabla 26: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.....	93
Tabla 27: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.....	93
Tabla 28: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.....	97
Tabla 29 Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.....	97
Tabla 30: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X. Refuerzo 3..	100
Tabla 31: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y. Refuerzo 3..	100
Tabla 33: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas.....	104
Tabla 34: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas.....	105
Tabla 35: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas.....	105
Tabla 36: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas.....	105
Tabla 37: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.....	109
Tabla 38: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.....	109
Tabla 39: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.....	111
Tabla 40 Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.....	111
Tabla 41: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.....	115
Tabla 42: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.....	116
Tabla 43: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.....	118

Tabla 44: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.	118
Tabla 45: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	122
Tabla 46: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	122
Tabla 47: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	124
Tabla 48: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	124
Tabla 49: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas.	128
Tabla 50: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas.	129
Tabla 51: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas.	129
Tabla 52: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas.	129
Tabla 53: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.	133
Tabla 54: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.	133
Tabla 55: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.	135
Tabla 56 Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.	135
Tabla 57: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.	139
Tabla 58: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.	140
Tabla 59: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.	142
Tabla 60: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.	142
Tabla 61: Valores paso a paso del ADRS. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.	146
Tabla 62: Valores paso a paso del ADRS. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.	146
Tabla 63: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.	149
Tabla 64: Estado de las rótulas plásticas en cada paso del análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.	149

9.3. Listado de figuras.

Figura 1: Alcance del Refuerzo 1 según tipologías, (a) 9 plantas, (b) 6 plantas y (c) 3 plantas.....	vi
Figura 2: Alcance del Refuerzo 2 según tipologías, (a) 9 plantas, (b) 6 plantas y (c) 3 plantas. Las vigas intervenidas están representadas en color oscuro.....	vi
Figura 3: Alcance del Refuerzo 3 según tipologías, (a) 9 plantas, (b) 6 plantas y (c) 3 plantas. Las vigas intervenidas están representadas en color oscuro.....	vii
Figura 4: Evolución histórica del Diseño por Desempeño.....	8
Figura 5: Esquema de evolución histórica del pushover.....	9
Figura 6: Mapa de peligrosidad sísmica de España 2015, en valores de aceleración (IGN).....	13
Figura 7: Mapa de fallas activas de la Región de Murcia (RISMUR).....	14
Figura 8: Esquema de vulnerabilidad sísmica.....	15
Figura 9: Mapa de peligrosidad sísmica de España, en valores de intensidad, escala EMS-98 (IGN).....	16
Figura 10: Clases de vulnerabilidad para la escala EMS.....	17
Figura 11: Mapa de riesgo sísmico europeo, en valores de aceleración (SHARE).....	21
Figura 12: Ejemplo de refuerzo de edificios mediante muros pantalla.....	27
Figura 13: Efecto del refuerzo de la estructura en el desempeño, gráfica ADRS (ATC-40).....	27
Figura 14: Ejemplos de refuerzos por marcos arriostrados.....	28
Figura 15: Efecto de la rigidización de la estructura en el desempeño, gráfica ADRS (ATC-40).....	29
Figura 16: Ejemplos de contrafuertes aplicados a estructuras existentes.....	29
Figura 17: Ejemplo de marco resistente de momentos aplicado a una estructura existente.....	30
Figura 18: Ejemplo de refuerzo de diafragmas en estructuras de madera.....	31
Figura 19: Efecto de la mejora en la capacidad de deformación de una estructura en el desempeño, gráfica ADRS (ATC-40).....	32
Figura 20: Ejemplos de refuerzo por confinamiento.....	33
Figura 21: Ejemplo de refuerzo de columna (a). Fallo de un solo piso por sismo (b).....	33
Figura 22: Ejemplo de fallo tipo pilar-corto.....	34
Figura 23: Ejemplo de soportes suplementarios.....	34
Figura 24: Ejemplo de aislamiento de bases.....	36
Figura 25: Efecto típico del aislamiento de las bases de la estructura en el desempeño.....	36
Figura 26: Ejemplo de sistema de disipación de energía.....	37
Figura 27: (a) Esquema fuerza desplazamiento en una rótula y (b) Esquema de la ubicación de las rótulas en la estructura.....	42
Figura 28: Esquema del proceso de diseño en dos etapas.....	42
Figura 29: Sistema MDOF representado por un sistema equivalente de una sola masa.....	44
Figura 30: Conversión del espectro de respuesta.....	45
Figura 31: Conversión del espectro de capacidad.....	46
Figura 32: (a) Gráfica $V_b - \Delta$ rooftop, (b) espectro de respuesta y (c) gráfica para el análisis pushover.....	46
Figura 33: Relación general de fuerza-deformación para componentes.....	51
Figura 34: Modelo de rótulas plásticas simple para vigas.....	52
Figura 35: Esquema fuerza desplazamiento en una rótula.....	53
Figura 36: Ventana del Section designer en SAP2000. Modelado de columna.....	54
Figura 37: Diagrama Momento-Curvatura obtenido del modelado de una columna.....	55
Figura 38: Ventana del Section designer en SAP2000. Modelado de viga.....	55
Figura 39: Diagrama Momento-Curvatura obtenido del modelado de una viga.....	56
Figura 40: Esquemas de las tipologías de 9, 6 y 3 plantas.....	64
Figura 41: Ventana de Datos Generales de CypeCAD, configuración de los parámetros de la obra.....	65
Figura 42: Ventana principal de SAP2000, verificación del cumplimiento de todos los componentes.....	67
Figura 43: Cuadro de dialogo, Datos del Caso de Carga.....	67
Figura 44: Menú para asignación de rótulas plásticas.....	69
Figura 45: Cuadro de dialogo, Asignación de Rótulas.....	69
Figura 46: Cuadro de diálogo, Datos de Asignación de Rótulas Automáticas en vigas.....	70
Figura 47: Cuadro de diálogo, Datos de Asignación de Rótulas Automáticas en columnas.....	71
Figura 48: Cuadro de diálogo, Datos de Asignación de Rótulas Automáticas en elementos secundarios.....	71
Figura 49: Cuadro de diálogo, Definición de Casos de Carga.....	72
Figura 50: Cuadro de Diálogo, Datos del Caso de Cargas.....	72
Figura 51: Cuadro de dialogo, Control de Aplicación de Cargas para el Análisis no Lineal.....	73

Figura 52: Cuadro de Diálogo, Guardado de Resultados	73
Figura 53: Cuadro de diálogo, Seleccionar los casos que se van a ejecutar en el análisis.	74
Figura 54: Informe durante el análisis.	75
Figura 55: Informe final del análisis.	75
Figura 56: Deformadas de los casos PUSHY (Izq.) y PUSHX (Der.)	75
Figura 57: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas.	78
Figura 58: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Original.	79
Figura 59: Curva de Vb vs D dirección X. Estructura Original, tipología de 9 plantas.	81
Figura 60: Curva de Vb vs D dirección Y. Estructura Original, tipología de 9 plantas.	81
Figura 61: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 5 y (d) paso 7. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas.	82
Figura 62: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 7 y (d) paso 10. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas.	82
Figura 63: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas. Refuerzo 1.	83
Figura 64: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.	84
Figura 65: Curvas ADRS dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	85
Figura 66: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	85
Figura 67: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	85
Figura 68: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	86
Figura 69: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 2, (c) paso 3 y (d) paso 4. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.	87
Figura 70: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 2, (c) paso 3 y (d) paso 5. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 1.	88
Figura 71: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 9 plantas.	88
Figura 72: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 9 plantas.	89
Figura 73: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas. Refuerzo 2.	89
Figura 74: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.	90
Figura 75: Curvas ADRS dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.	91
Figura 76: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.	91
Figura 77: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.	92
Figura 78: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.	92
Figura 79: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 8 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.	94
Figura 80: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 6, (c) paso 8 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 2.	94
Figura 81: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 9 plantas.	95
Figura 82: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 9 plantas.	95
Figura 83: Vistas esquemáticas de la Tipología 1, 9 plantas. Refuerzo 3.	96
Figura 84: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.	97
Figura 85: Curvas ADRS dirección X, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.	98
Figura 86: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 9 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.	98
Figura 87: Curvas de Vb vs D dirección X. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.	99
Figura 88: Curvas de Vb vs D dirección Y. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.	99
Figura 89: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 8 y (d) paso 11. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.	100
Figura 90: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 9 plantas. Refuerzo 3.	101
Figura 91: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b).	102
Figura 92: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b).	102
Figura 93: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas.	103
Figura 94: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Original, tipología de 6 plantas.	104
Figura 95: Curva de Vb vs D dirección X. Estructura Original, tipología de 6 plantas.	106
Figura 96: Curva de Vb vs D dirección Y. Estructura Original, tipología de 6 plantas.	106
Figura 97: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 5, (c) paso 10 y (d) paso 11. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas.	107

Figura 98: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 13. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas.	107
Figura 99: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.	108
Figura 100: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 1, tipología de 6 plantas.	109
Figura 101: Curvas ADRS dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	110
Figura 102: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	110
Figura 103: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	110
Figura 104: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	111
Figura 105: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 5. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.	112
Figura 106: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 4 y (d) paso 7. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 1.	113
Figura 107: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.	113
Figura 108: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 6 plantas.	114
Figura 109: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.	114
Figura 110: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 2, tipología de 6 plantas.	115
Figura 111: Curvas ADRS dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.	116
Figura 112: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.	116
Figura 113: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.	117
Figura 114: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.	117
Figura 115: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4 y (c) paso 8. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.	118
Figura 116: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 8 y (d) paso 9. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 2.	119
Figura 117: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.	120
Figura 118: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 6 plantas.	120
Figura 119: Vistas esquemáticas de la tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	121
Figura 120: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	121
Figura 121: Curvas ADRS dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.	122
Figura 122: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.	123
Figura 123: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.	123
Figura 124: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 6 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.	123
Figura 125: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 6 y (d) paso 10. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	125
Figura 126: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 6 plantas. Refuerzo 3.	125
Figura 127: Derivas de entrepisos en dirección X (a.) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.	126
Figura 128: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 6 plantas.	126
Figura 129: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas.	127
Figura 130: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Original, tipología de 3 plantas.	128
Figura 131: Curva de Vb vs D dirección X. Estructura Original, tipología de 3 plantas.	130
Figura 132: Curva de Vb vs D dirección Y. Estructura Original, tipología de 3 plantas.	130
Figura 133: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 6 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas.	131
Figura 134: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 6 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas.	131
Figura 135: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.	132
Figura 136: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 1, tipología de 3 plantas.	133
Figura 137: Curvas ADRS dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	134
Figura 138: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.	134

Figura 139: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.....	134
Figura 140: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzo 1.....	135
Figura 141: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 5. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.....	136
Figura 142: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 9. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 1.....	136
Figura 143: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.....	137
Figura 144: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 3 plantas.....	137
Figura 145: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.....	138
Figura 146: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b). Refuerzo 2, tipología de 3 plantas.....	139
Figura 147: Curvas ADRS dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.....	140
Figura 148: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1 y Refuerzo 2.....	140
Figura 149: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.....	141
Figura 150: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1 y 2.....	141
Figura 151: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 6, (c) paso 10 y (d) paso 14. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.....	143
Figura 152: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 10, (c) paso 20 y (d) paso 29. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 2.....	143
Figura 153: Derivas de entrepisos en dirección X (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.....	144
Figura 154: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección Y (b), tipología de 3 plantas.....	144
Figura 155: Vistas esquemáticas de la tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.....	145
Figura 156: Curvas ADRS. Dirección X (a); Dirección Y (b), tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.....	145
Figura 157: Curvas ADRS dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.....	147
Figura 158: Curvas ADRS dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original, Refuerzo 1, 2 y 3.....	147
Figura 159: Curvas de Vb vs D dirección X, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.....	148
Figura 160: Curvas de Vb vs D dirección Y, tipología de 3 plantas. Estructura Original y Refuerzos 1, 2 y 3.....	148
Figura 161: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 3, (c) paso 7 y (d) paso 13. Durante el análisis pushover. Dirección X, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.....	149
Figura 162: Estados de las rótulas en el modelo estructural en (a) paso 1, (b) paso 4, (c) paso 7 y (d) paso 12. Durante el análisis pushover. Dirección Y, tipología de 3 plantas. Refuerzo 3.....	150
Figura 163: Derivas de entrepisos en dirección X (a.) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.....	151
Figura 164: Derivas de entrepisos en dirección Y (a) y Desplazamientos por pisos en dirección X (b), tipología de 3 plantas.....	151